



Geotechnik



Geotechnischer Entwurfsbericht

Auftrags-Nr.: 24/3016

Bauvorhaben: Neubau Warnowbrücke in Rostock

Auftraggeber: INROS – LACKNER SE
Rosa-Luxemburg-Straße 16
18055 Rostock

Aufsteller: BAUGRUND Stralsund
Ingenieurgesellschaft mbH
NL Rostock
Rosa-Luxemburg-Straße 16
18055 Rostock

Bearbeiter: Dr.-Ing. Karl-Heinz Rehm

Rostock, 05. August 2025

Inhaltsverzeichnis

1	Geotechnische Stellungnahmen zum Entwurf.....	3
1.1	Baufgabe	3
1.2	Unterlagenverzeichnis.....	4
2	Pfahlgründungen (Ramppfähle)	5
2.1	Pfahlsetzungen	5
2.2	Zugpfähle.....	7
2.3	Gruppenwirkung.....	8
2.4	Probelastungen und Integritätsprüfungen.....	11
3	Widerlager Süd (Achse 10)	12
3.1	Negative Mantelreibung	12
3.2	Lockerungsbohrungen	12
3.3	Konsolidationsverhalten	13
4	Widerlager Nord (Achse 190).....	17
4.1	Seitliche Beeinflussung der Pfähle für die Moorbrücke.....	17
4.2	Wasserhaltung zur Baugrube nördliches Widerlager.....	18
5	Eignung des Baugrundes für ein integrales bzw. semi-integrales Bauwerk.....	21

1 Geotechnische Stellungnahmen zum Entwurf

Das Neubauvorhaben "Rad- und Gehwegbrücke über die Warnow" liegt im Entwurf vor. Der Geotechnische Entwurfsbericht nimmt zum Entwurf und zu den Prüfberichten des Prüfstatikers und des Geotechnischen Sachverständigen Stellung und gibt Empfehlungen. Grundlage bildet der Geotechnische Bericht von 2020 /U 2/. Der vorliegende Geotechnische Entwurfsbericht gilt ergänzend zu Unterlage /U2/ und klärt geotechnische Aspekte aus der Entwurfsprüfung. Im Bericht werden Problematiken und Bauzustände erläutert und planungsbegleitend auch für nachfolgende Leistungen zusammengefasst.

1.1 Bauaufgabe

Die Hansestadt Rostock hat die Absicht, eine Geh- und Radwegbrücke vom Stadtkern bis hinüber zum Stadtteil Gehlsdorf zu bauen. Dazu sind die Planungen begonnen worden und stehen kurz vor dem Abschluss. Die Brücke soll auf Ramppfählen errichtet werden. Im Verlaufe der Brücke wird es einen Klappmechanismus geben, der das Passieren von größeren Schiffen ermöglicht.

Der Auftraggeber wünscht zusätzlich zur Unterlage /U 2/ eine klärende Stellungnahme zu:

- Angabe von Pfahlsetzung des Einzelpfahles
- Auswirkungen aus Druck- und Zugpfahlkombination
- Ansatz Gruppeneffekt bei Pfahlgründung, vertikal und horizontal
- Festlegungen zu Pfahlprobelastung und Integritätsprüfung
- Konsolidationsverhalten am WL Süd

- 1.2 Unterlagenverzeichnis
- U 1 Neubau Warnowbrücke Rostock, LPh 2 – Erläuterungsbericht zur Vorplanung der ARGE
- U 2 Geotechnischer Bericht 19/20: „Neubau Warnowbrücke in Rostock“ Nr. 2019 – 500 von INROS-LACKNER vom 13. August 2020
- U 3 U08.1.1_Übersichtplan Längsschnitt_Grundriss_100
- U 4 U08.1.2_Übersichtsplan Ansicht von Osten_Baugrundprofile_101
- U 5 U08.2.1_Regelquerschnitt, Querschnitte D – I, Schnitte_102
- U 6 U08.2.2_Querschnitte K – L, Schnitte_103
- U 7 U08.3_Klappbrücke_104
- U 8 U08.4.1_AS_Kaibauwerk Achse 0-10 mit Widerlager Süd_135
- U 9 U08.5_Widerlager Nord Achse 190_108
- U 10 U08.13_Tiefgründung Verkehrsanlagen am Nordufer_119
- U 11 Erläuterungen zur Prüfnotiz PN_04 zur Entwurfsplanung der Warnowbrücke von KREBS + KIEFER ohne Datum
- U 12 Prüfbemerkungen-Prüfpaket PP01_Rev.02 Bauwerksentwurf zum Projekt: „Neubau der Warnowbrücke Rostock“, Projekt-Nr.: P200/24 von GUD-Consult vom 25. Februar 2025
- U 13 Prüfbemerkungen-Prüfpaket PP01_Rev.03 Bauwerksentwurf zum Projekt: „Neubau der Warnowbrücke Rostock“, Projekt-Nr.: P200/24 von GUD-Consult vom 14. Mai 2025
- U 14 Prüfbemerkungen-Prüfpaket PP04_Rev.00 Konsolidierung WL Achse 10: „Neubau der Warnowbrücke Rostock“, Projekt-Nr.: P200/24 von GUD-Consult vom 21. Mai 2025

2 Pfahlgründungen (Ramppfähle)

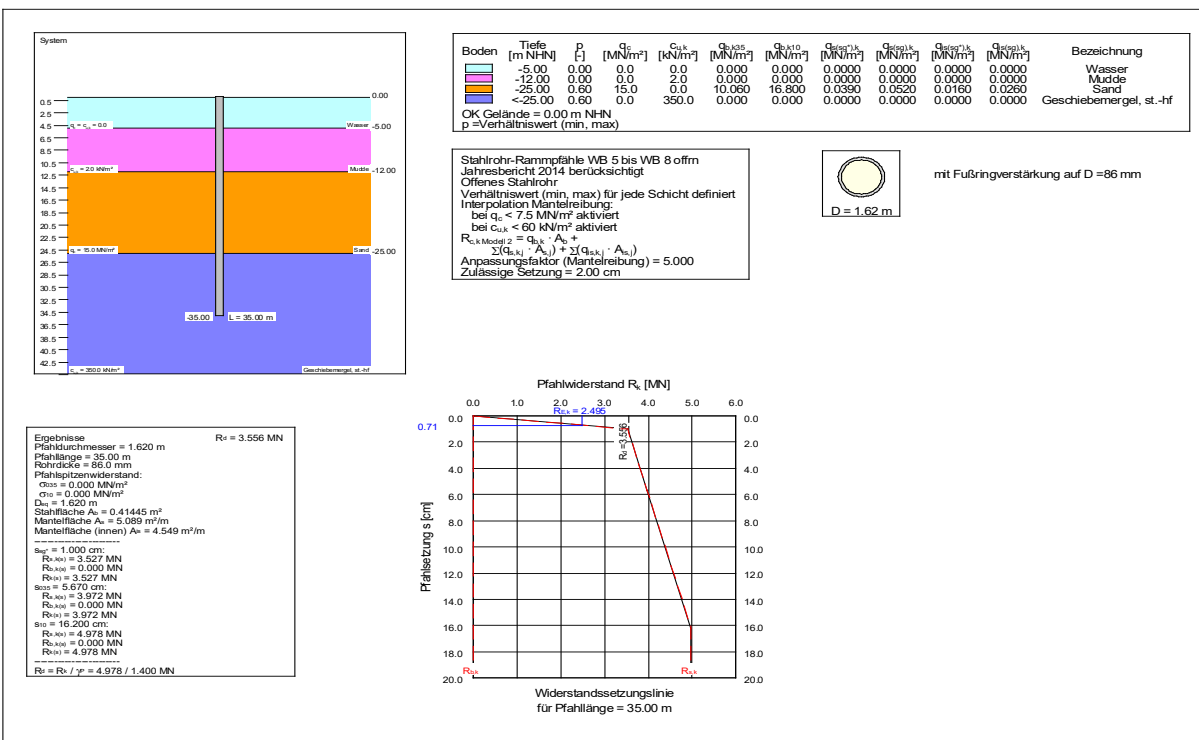
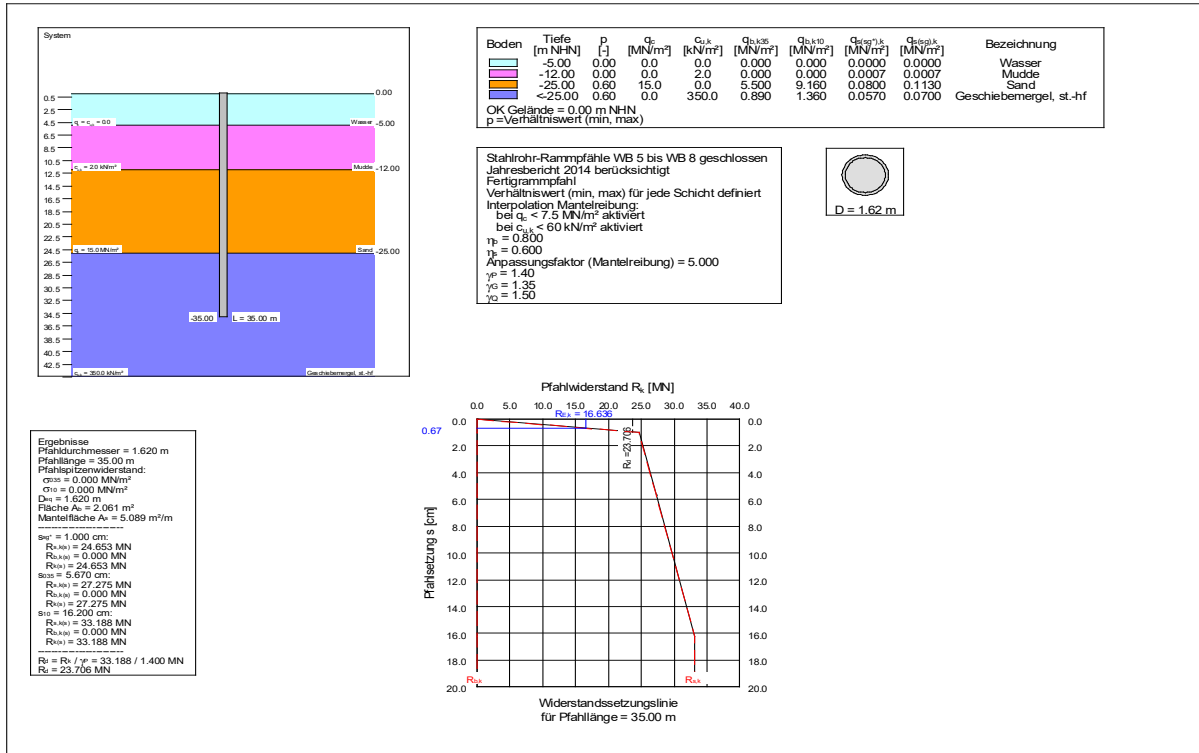
2.1 Pfahlsetzungen

Wegen der starken Gliederung und der nicht durchgängig vorhandenen mantelflächenvergrößernden Anbauten an den Pfählen ist eine genaue Berechnung der Setzungen infolge der Auflast im Vorfeld nicht möglich. Die Ansätze des Tragwerksplaners zur Widerstandsberechnung der Pfähle über die Mantelfläche der Pfähle und der Anbauten sind plausibel.

Einfluss auf die Setzungen haben:

1. Die Festigkeit des Geschiebemergels als unterste Schicht. Der Geschiebemergel in der Umgebung Rostocks ist für seine große Festigkeit infolge einer glazialen Auflast von mehreren hundert Metern Eis bekannt. Diese Vorbelastung bewirkt, dass sich weitere Setzungen nur sehr gering ausbilden können. Dies gilt sowohl für den Einzelpfahl als auch für die tiefelegte Flachgründung der Pfahlgruppe.
2. Die Lagerungsdichte des über dem Geschiebemergel anstehenden Sandes ist mindestens mitteldicht. Bei Sanden ist bekannt, dass sich die Kornumlagerungen bereits unmittelbar nach der Belastung einstellen. Das wird durch die steilen Kornverteilungslinien der angetroffenen Sande noch unterstützt. Durch den Rammvorgang erfahren die Sande eine weitere Verdichtung. Auch wenn der sandige Bereich mit Vibration durchfahren wird und der Pfahl erst in den darunterliegenden Geschiebemergel gerammt wird, sorgen die im Sandhorizont installierten mantelflächenvergrößernden Anbauten für einen guten Mitnahmeeffekt, der sich in einer soliden Verdichtung auswirkt.

Vergleichsberechnungen mit offenen und geschlossenen Rohrprofilen (GGU-Axpile) erbrachten Setzungen des Einzelpfahles in der Größenordnung von etwa 6 - 7 mm im GZG, vgl. unten.



Bei Setzungen des Einzelpfahles von <1 cm liegt der Ansatz des Tragwerksplaners mit Setzungsdifferenzen zwischen den Achsen von 10 mm auf der sicheren Seite. Bei den Kontrollberechnungen wurden die äußeren Anbauten im Sandhorizont, die zu einer Vergrößerung der Mantelreibung führen und damit auch zu einer Setzungsverringerung, nicht berücksichtigt.

2.2 Zugpfähle

Die Pfähle, bei denen Zugkräfte im Bemessungsansatz auftreten, sind keine „reinen“ Zugpfähle, sondern Pfähle, die in anderen Lastkombinationen auch Druckkräfte aufnehmen müssen.

Die Zugkräfte sind im Verhältnis zu den Druckkräften der Pfähle geringer. Die im Verhältnis höchsten Zugkräfte treten bei den Pfählen der Achsen 40.3 und 190 auf, bei denen sie teilweise bis zu knapp 55 % der Druckkraft ausmachen.

Einfluss auf die Aufnahme der Zugkräfte haben:

1. Die alle Pfähle verbindende Kopfplatte, wodurch die Zugkräfte teilweise auch auf die anderen Pfähle abgeleitet werden.
2. Da die Zugkräfte hauptsächlich in Pfählen dargestellt sind, die relativ nahe Nachbarpfähle haben, ist zu berücksichtigen, inwiefern sich die für die Berechnung der Zugkräfte relevanten angehängten Erdkörper gegenseitig beeinflussen (Gruppenwirkung) (siehe EA-Pfähle 8.1.2. (Berechnungsbeispiel B 12.3)).
3. Die Vibration im Zuge der Pfahleinbringung wirkt grundsätzlich als Verdichtungsmaßnahme im Sand. Unterhalb des Sandes, innerhalb des Geschiebemergels, wird eine Rammung vorgenommen, so dass auch hier keine Abminderung erforderlich ist. Beim unmittelbaren Rammvorgang wird ein Porenwasserüberdruck generiert, der teilweise kurzfristig durch das Herausdrücken des Porenwassers in der Kontaktzone zwischen Geschiebemergel und Rammgut eine Verringerung der Mantelreibung hervorruft. Dieser Effekt verschwindet nach wenigen Wochen, also noch weit vor Fertigstellung der Brücke und der endgültigen Belastung der Pfähle. Die Pfähle „wachsen an“.

Wegen der Überlagerung aus den Lastkombinationen und der die Pfähle verbindenden Pfahlkopfplatte wird für keinen Pfahl ein Problem aus den Zugkräften erwartet. Die Mantelreibungswerte, die im Geotechnischen Bericht gegeben wurden, gelten auch im Falle der Zugpfähle.

2.3 Gruppenwirkung

Bei den Pfählen, die zur Gründung der Bauwerksstützen und gegebenenfalls der Dalben eingebracht werden, ist, wenn mehrere Pfähle für eine Stütze erforderlich sind, die gegenseitige Beeinflussung der Pfähle zu berücksichtigen. Das betrifft die jeweiligen Einflussbereiche der einzelnen Pfähle, nicht nur bei den vertikalen, sondern z.B. auch bei horizontalen Beanspruchungen. Wie bei dem Abschnitt „Zugpfähle“ schon beschrieben, ist ebenso bei den Zugpfählen die gegenseitige Beeinflussung zu berücksichtigen.

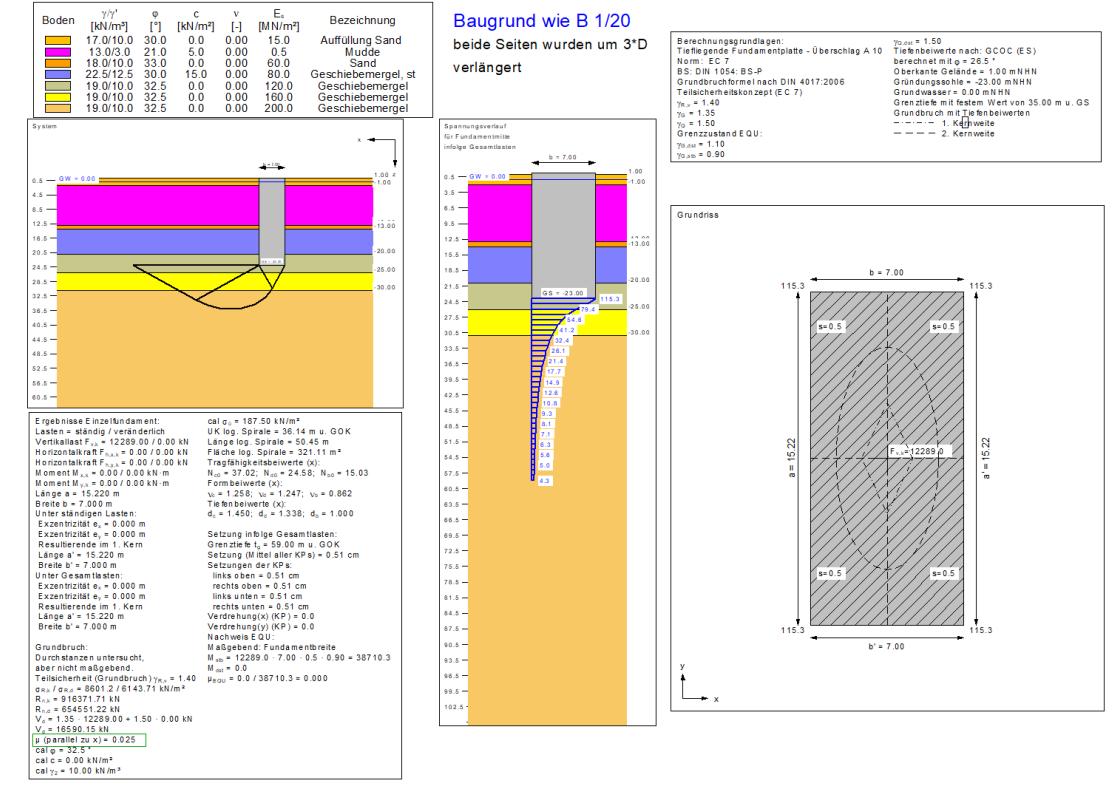
Für die beiden Widerlager werden nachfolgend für das Ersatzmodell einer tiefliegenden Fundamentplatte die Verformungen der Pfahlgruppe ermittelt. In den Widerlagerbereichen sind alle Pfähle jeweils in der gleichen Ebene abgesetzt, wodurch sich das Modell anbietet. Auf der Nordseite sind die Pfähle ebenfalls in einer Ebene abgesetzt (-23 m NHN). Die weiteren Pfähle, die zur Moorbrücke gehören, sind nur gering belastet. In die Berechnung der tiefliegenden Bodenplatte wurden für das WL Süd das Profil der WB 1/20 (halbfester Geschiebemergel) und für das WL Nord das der B 1/20 (steifer Geschiebemergel) eingeführt. Die Flächen der tiefliegenden Fundamentplatten wurden um $3 \cdot D$ vergrößert. Mit diesen Geometrien und den Lasten aus den Lastkombinationen für den GZG (TS BS-P) und den GZT (TS BS-T) wurden die Setzungsberechnungen mit dem GGU-Programm Footing ausgeführt. Aufgrund der eiszeitlichen Vorbelastung des in der Pfahlspitze anstehenden Geschiebebodens, vgl. 2.1-1, werden in den Tiefen unterhalb der Pfahlspitzen spannungsabhängige Steifemoduli entsprechend der folgenden Gleichungen eingeführt. Die Ausgangswerte des Steifemoduls entsprechen denen der Tabelle 9 des Baugrundgutachtens in Verbindung mit den Profilen der Anlage 7 des Baugrundgutachtens. Die Tiefe t ist mit jeweiliger Schichtmitte angenommen. Es ergibt sich grundsätzlich hieraus eine Erhöhung der Steifemoduli um den Faktor 3- 7.

Geschiebemergel, Schicht 4

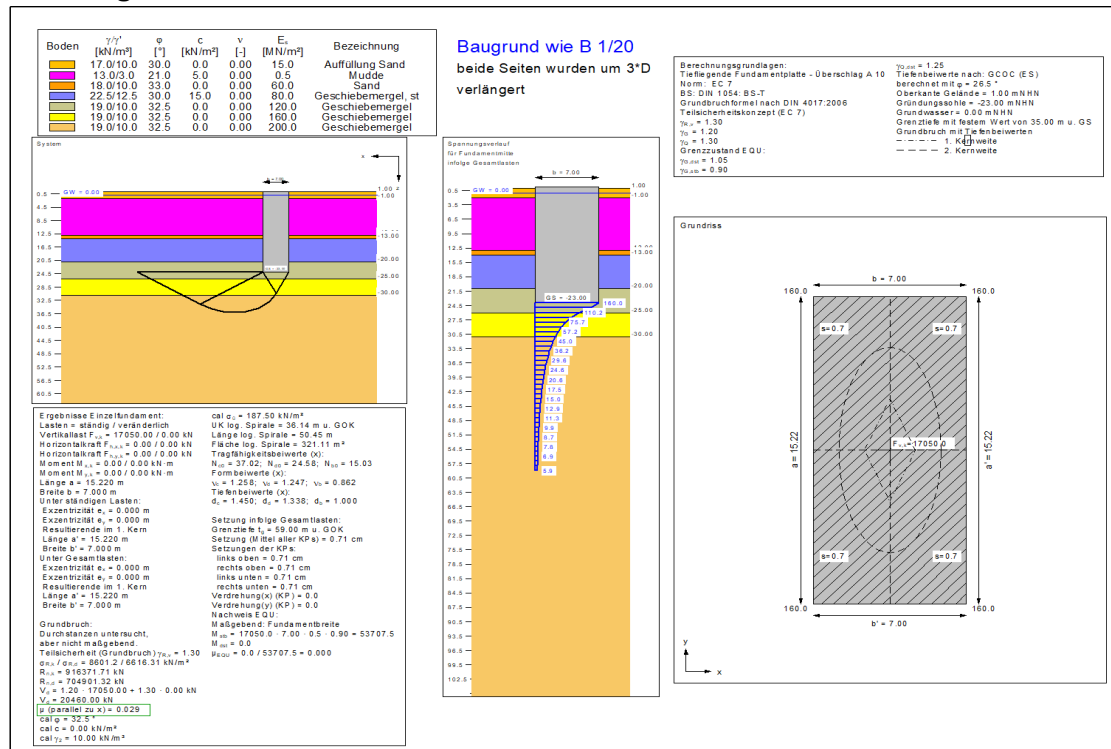
tiefenabhängiger Steifemodul

$$E_{s,kt} = E_{s,k} \cdot (1 + 0,20 \cdot t)$$

Widerlager Nord GZG



Widerlager Nord GZT



Die Setzung der Pfahlgruppe im GZG betragen 3,6 bzw. 5,1 mm. Zuzüglich der Setzungen des Einzelpfahles von etwa 6 – 7 mm ergeben sich Gesamtsetzungen in der Größenordnung von etwa 10,6 bis 11,1 mm. Die tatsächlich eintretenden Setzungen liegen erfahrungsgemäß unterhalb der mit Erfahrungswerten berechneten. Es können die Berechnungen mit den Pfahlmodellen bestätigt werden.

2.4 Probelastungen und Integritätsprüfungen

Da praktisch an jedem Stützenstandort gebohrt wurde, ist die Wahrscheinlichkeit von größeren Überraschungen, was den Baugrund betrifft, sehr gering. Daher kann man mit dynamischen Probelastungen zur Bestätigung der getroffenen Annahmen auskommen. Die Probelastungen sollten an den Stellen ausgeführt werden, an denen der Baugrund für mehrere Stützen typisch ist.

- eine Probelastung im Bereich der Bohrungen WB 1/20 bis WB 4/20 (Umgebung WB 4/20, Achse 30)
- eine Probelastung im Bereich der Bohrungen WB 5/20 bis WB 8/20 (Umgebung WB 8/20, Achse 70)
- eine Probelastung im Bereich der Bohrungen WB 9/20 bis WB 15/20 (Umgebung WB 14/20)
- eine Probelastung im Bereich der Bohrungen WB 16/20 bis WB 19/20 (Umgebung WB 19/20)

Die Bohrung in Klammern ist jeweils die mit den ungünstigsten Eigenschaften für den entsprechenden Bereich und sollte demzufolge auch der Platz für die jeweilige Probelastung sein.

Die Widerlagerbereiche sind in den entsprechenden Bereichen integriert. Dafür werden keine separaten Probelastungen vorgesehen.

Die Dalben im Wartebereich (Baugrundbohrungen WB 20/20 bis WB 27/20) zeigen einen sehr ähnlichen Schichtenaufbau wie der Bereich von WB 1/20 bis WB 8/20 und können somit dem Prüfbereich Umgebung WB 8/20 zugeordnet werden.

Die dynamischen Probelastungen sollen frühestens 14 Tage nach der Herstellung des jeweiligen Pfahles ausgeführt werden, wenn sich der Baugrund um den Pfahl bereits wieder beruhigt hat bzw. der Pfahl „angewachsen“ ist.

Das Konzept der Pfahlprobelastungen (zu erreichende Prüflast, Fallgewicht und Fallhöhe) ist vor Beginn mit dem geotechnischen Begleiter der Baumaßnahme abzustimmen.

Die dynamischen Probelastungen sind an Bauwerkspfählen möglich.

3 Widerlager Süd (Achse 10)

3.1 Negative Mantelreibung

Der neue Bauwerksplan (U 8, Blatt 4.1) enthält Hinweise zur lagenweisen Verfüllung, so dass man davon ausgehen kann, dass es (besonders bei den ersten Lagen, die eingerieselt werden sollen) nicht zu einem plötzlichen Grundbruch in der Mudde kommen wird, bei der die Mudde hochgedrückt werden könnte. Die Einfüllung der oberen Lagen soll mit einem Unterwassergreifer erfolgen, so dass man den Sand in definierter Tiefe langsam aufbringen kann. Zur Reduzierung der negativen Mantelreibung sind Hülsrohre vorgesehen, die bis zur Unterkante der Mudde reichen, also nur die Mudde vom jeweiligen Pfahl abschirmen und somit die negative Mantelreibung aufnehmen. Das Rohr hat praktisch keine statischen Funktionen außer der Abschirmung gegen die negative Mantelreibung. Demzufolge kann auch ein Rohr mit geringer Wandstärke zum Einsatz kommen. Nach dem Wegrosten des Hülsrohres kann mit hoher Wahrscheinlichkeit davon ausgegangen werden, dass die negative Mantelreibung infolge der weitgehend abgeschlossenen Setzungen in der Mudde und der Verfüllung sich ebenfalls so weit verringert hat, dass sie keiner weiteren Berücksichtigung bedarf.

3.2 Lockerungsbohrungen

Die vorgesehenen Spundwände werden oberhalb der angetroffenen Stein- bzw. Geröllschicht abgesetzt. Damit ist hier kein Vorbohren erforderlich.

3.3 Konsolidationsverhalten

Die Planung sieht vor, den WL-Bereich in Achse 10 einzuspunden, die Mudde dort verbleiben zu lassen und zu überschütten. Der verfüllte Spundwandkasten nimmt die Pfahlgründung und die Pfahlkopfplatte des Widerlagers auf.

Die Unterwasserschüttung auf die verbleibende organische Weichschicht muss in einzelnen Schüttlagen mit einzuhaltenden Schüttpausen (Schüttregime) erfolgen, um Grundbrüche zu vermeiden. Um eine standfeste Arbeitsebene für die Pfahlkopfplatte herzustellen, wird eine zeitweise Überschüttung vorgenommen, welche vor der Betonage der Pfahlkopfplatte rückgebaut wird. Die Schüttung ruft in der Weichschicht einen Pordenwasserüberdruck hervor. Diesen galt es zu bestimmen und in die Spundwandbemessung einzuführen.

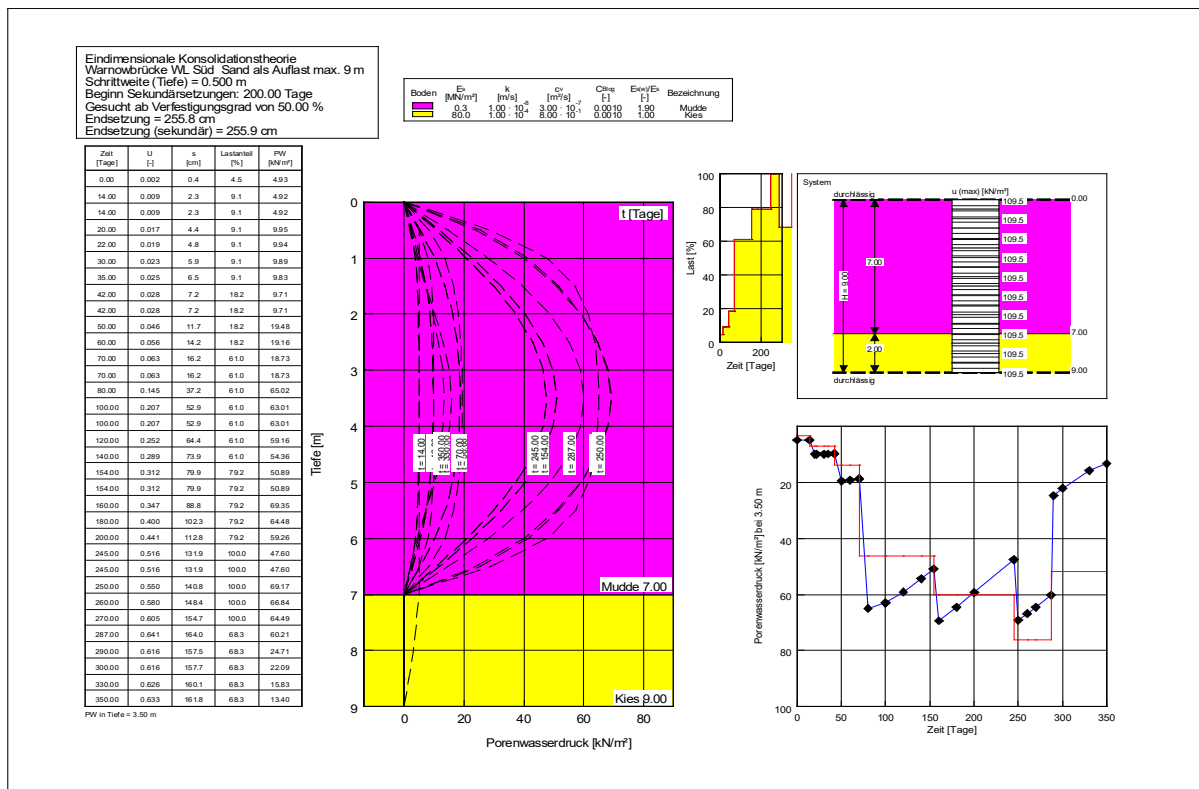
Schüttregime:

1. Einrieseln von 50 cm Sand, anschließend 2 Wochen Ruhezeit.
2. Weitere 50 cm mit einem Unter-Wassergreifer vorsichtig aufbringen (um einen Grundbruch zu vermeiden). Dann sind 4 Wochen Ruhezeit vorgesehen.
3. 1 m Sand mit einem Unter-Wassergreifer vorsichtig aufbringen und wiederum 4 Wochen liegen lassen.
4. 4 m Sand mit einem Unter-Wassergreifer vorsichtig aufbringen und 12 Wochen liegen lassen.
5. 1,5 m Sand mit einem Unter-Wassergreifer vorsichtig aufbringen und 13 Wochen liegen lassen.
6. Dann den restlichen 1 m aufbringen und 6 Wochen liegen lassen.
7. Die Überlast, die aufgebracht wurde, wird bis zur Unterkante der geplanten Pfahlkopfplatte bei +0,27 m NHN heruntergenommen.

Nachfolgend wurde das System mit GGU-Consolidate modelliert. Die Lastzunahmen und die Lastreduzierung wurden zeitabhängig modelliert und sind in der Tabelle der folgenden Grafik als Lastanteil in % ablesbar.

Der Porenwasserüberdruck ist ein Ausdruck der flüssigen Phase der Mudde. Im Verlaufe der Konsolidierung wird das Wasser herausgedrückt und sukzessive das Reibungsverhalten der verfestigten Mudde bestimmen, so dass im Endzustand nur noch der „normale“ Porenwasserdruck vorhanden ist und die konsolidierte Mudde wie ein Erdstoff mit Erddruck auf die Spundwand wirkt. Beide Einwirkungen, der maximale Porenwasserüberdruck und der finale Erddruck können nicht gleichzeitig auftreten, da sie sich zeitlich vom Porenwasserüberdruck infolge Belastung durch Herauspressen von Wasser in den Erddruck eines konsolidierten Bodens umwandeln.

Abb.: GGU-Consolidate - Porenwasserüberdruck



Um den Porenwasserdruck auf maximal 70 kN/m² zu begrenzen und die Konsolidationszeiten nicht zu groß werden zu lassen, wurde in der Berechnung der Auflast berücksichtigt, dass bei den großen Setzungsbeträgen infolge der Auflast ein größerer Anteil mit der Wichte unter Auftrieb angesetzt werden kann, während der Anteil mit der Trockendichte geringer wird.

Wie die Laststufen unter Berücksichtigung der bereits eingetretenen Setzungen angesetzt wurden, zeigt das folgende Beispiel der letzten Laststufe:

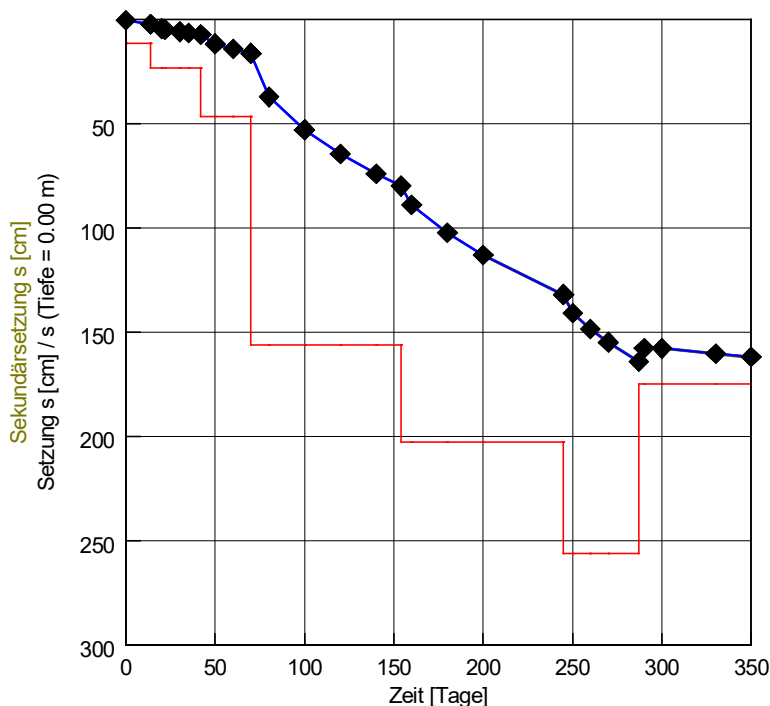
Dabei sind: 100 % Auflast: p_{100} ,
Ausgangswassertiefe: $t = 5 \text{ m}$,
angesetzte Setzung: $s = 0,8 \text{ m}$
Wichte unter Auftrieb $\gamma' = 10,5 \text{ kN/m}^3$
Trockendichte $\gamma = 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$,
gesamte eingebrachte Sandschüttung: $h = 8,5 \text{ m}$:

$$(t+s) \times \gamma' + (h-t-s) \times \gamma = p_{100}$$

$$(5 \text{ m} + 0,8 \text{ m}) \times 10,5 \text{ kN/m}^3 + (8,5 \text{ m} - 5 \text{ m} - 0,8 \text{ m}) \times 18 \text{ kN/m}^3 = 109,5 \text{ kN/m}^2$$

Hätte man mehr Setzungen berücksichtigt, dann wäre der gesamte Porenwasserdruck noch geringer gewesen. Es wurde nur in ein kleinerer Betrag angerechnet, für den Fall, dass die Setzungen sich nicht so schnell, wie errechnet, einstellen. Bei größeren und schnelleren Setzungen sinkt der maximale Porendruck noch weiter, weil von der Gesamtmenge ein weiterer Anteil nur mit der Wichte unter Auftrieb angesetzt werden muss.

Abb.: GGU-Consolidate - Zeitsetzungsverlauf



Im Ergebnis werden zum Zeitpunkt der Entlastung 164 cm Setzung und ein Porenwasserüberdruck von maximal 70 kN/m² erreicht. Die im Diagramm beschriebene Setzung von ca. 256 cm bezieht sich auf einen Endzustand, der sich sehr viel später, nach mehreren Jahren, einstellen wird. Hier wird durch die Entlastung in den Setzungsprozess eingegriffen, der dadurch zunächst für die Betonage der Pfahlkopfplatte verzögert wird. Die Überschüttung kann nach rd. 287 Tagen (6 Wochen nach der letzten Laststufe) rückgebaut werden. Der Porenwasserüberdruck geht hiermit zurück. Nach der Entlastung werden die Setzungen zunächst stark verlangsamt eintreten.

Der Porenwasserüberdruck wurde in der Mitte der Muddeschicht (3,5 m Tiefe unter Muddoberkante) ermittelt, während die relevanten Setzungen an der Oberkante der Mudde (0,0 m) dargestellt sind. Zusätzliche Setzungen innerhalb der Sandschüttung sind im Verhältnis zur Setzung in der Mudde vernachlässigbar.

Die Qualität des einzubauenden Sandes muss vor allem in den unteren 3 bis 4 Lagen gewährleistet werden. Im Geotechnischen Bericht werden enggestufte Fein- bis Mittelsande für den Einbau empfohlen, da sie sich von selbst in eine etwa mitteldichte Lagerung bringen. Wenn man einen Sand einbaut, der praktisch keinen Feinkornanteil hat ($d < 0,06 \text{ mm} < 1 \%$, $U < 2$, das entspricht einem normalen Strandsand), dann hat man für das Einrieseln ein gleichmäßiges Material. Die oberen Lagen können aus davon abweichendem Material eingebaut werden, wenn eine ausreichend mächtige Auflagerfläche geschaffen wurde (ca. 3 m).

Jedoch sollte auch hier der Feinkorngehalt $< 5 \%$ sein, andernfalls wird das Konsolidationsverhalten der Mudde negativ beeinflusst, weil die dadurch verringerte Wasserdurchlässigkeit des Verfüllbodens eine schnelle Ableitung des aus der Mudde herauszudrückenden Wassers behindern würde.

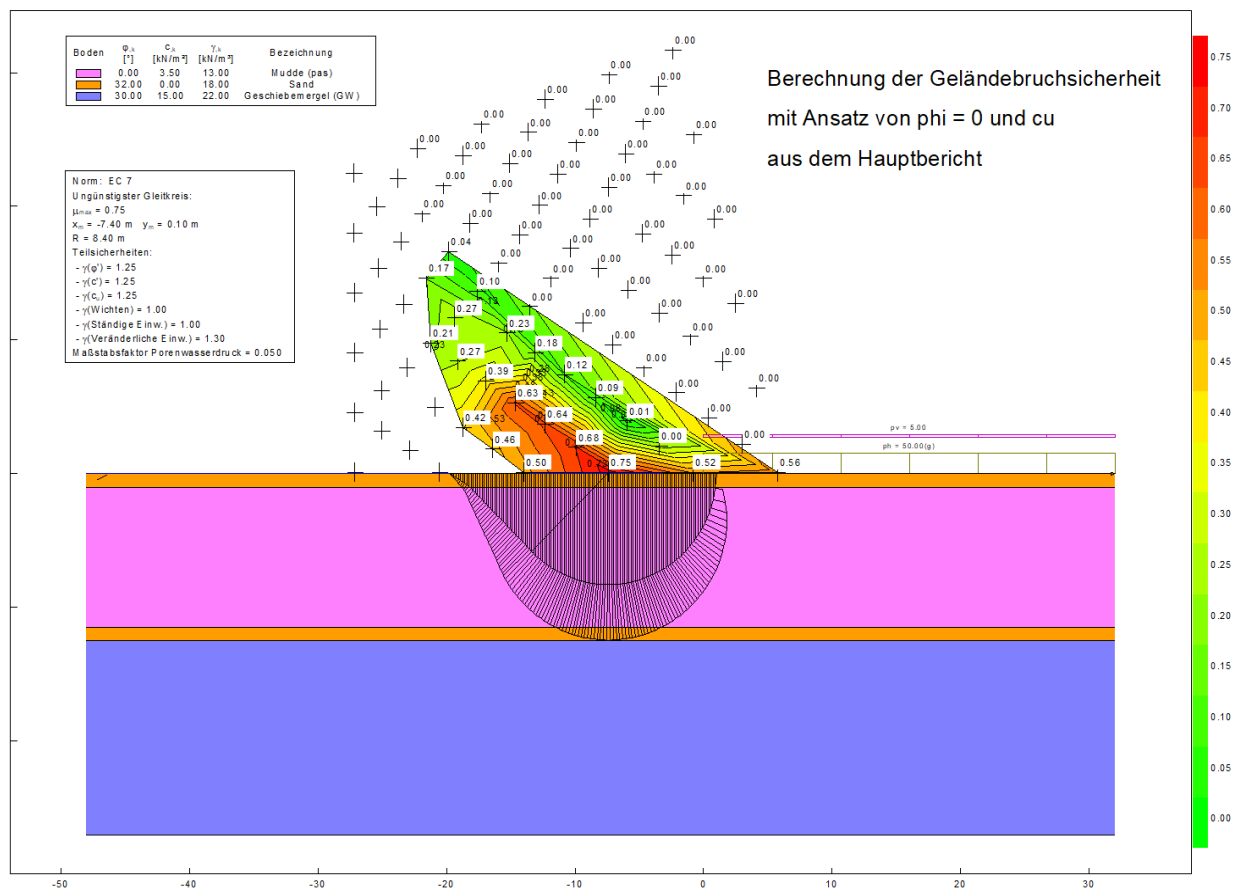
Die erforderliche Einstufung hinsichtlich wassergefährdender Stoffe richtet sich nach den im Stadthafenbereich geltenden Forderungen.

Porenwasserdruckmessungen innerhalb der Mudde sollten vorgesehen werden. Setzungsmessungen sollten an der Oberfläche der Verfüllung vorgenommen werden. Je häufiger gemessen werden kann, desto genauer kann die Setzungsprognose ausfallen. Es liegt ein gesondertes Dokument zum Messregime vor.

4 Widerlager Nord (Achse 190)

4.1 Seitliche Beeinflussung der Pfähle für die Moorbrücke

Für die Uferpromenade gelten die bodenmechanischen Kennwerte aus dem Hauptbericht. Für den Fährweg / Fährhaus kann man die besseren bodenmechanischen Kennwerte aus dem Nachtrag für die Straßenanbindung und die Ergänzung Fährhaus dazu heranziehen. Bei den Berechnungen für den Einfluss der später erwarteten seitlichen Aufschüttungen auf den Erddruck/Fließdruck auf die Pfähle der Moorbrücke liegt der Ausnutzungsgrad am „entkleiden“ System für ein $c_u = 3,5 \text{ kN/m}^2$ in der Mudde nicht über 0,75. Daraus kann man ableiten, dass eine Berücksichtigung einer seitlichen Beanspruchung der Pfähle für die Moorbrücke aus den geplanten Aufschüttungen entfallen kann.



4.2 Wasserhaltung zur Baugrube nördliches Widerlager

Die Berechnung der der Baugrube zuströmenden Wassermengen ist schwierig, da das Gelände nach Norden ansteigt und dadurch bei größeren Niederschlagsereignissen mit größeren Mengen abfließenden Oberflächenwassers zu rechnen ist.

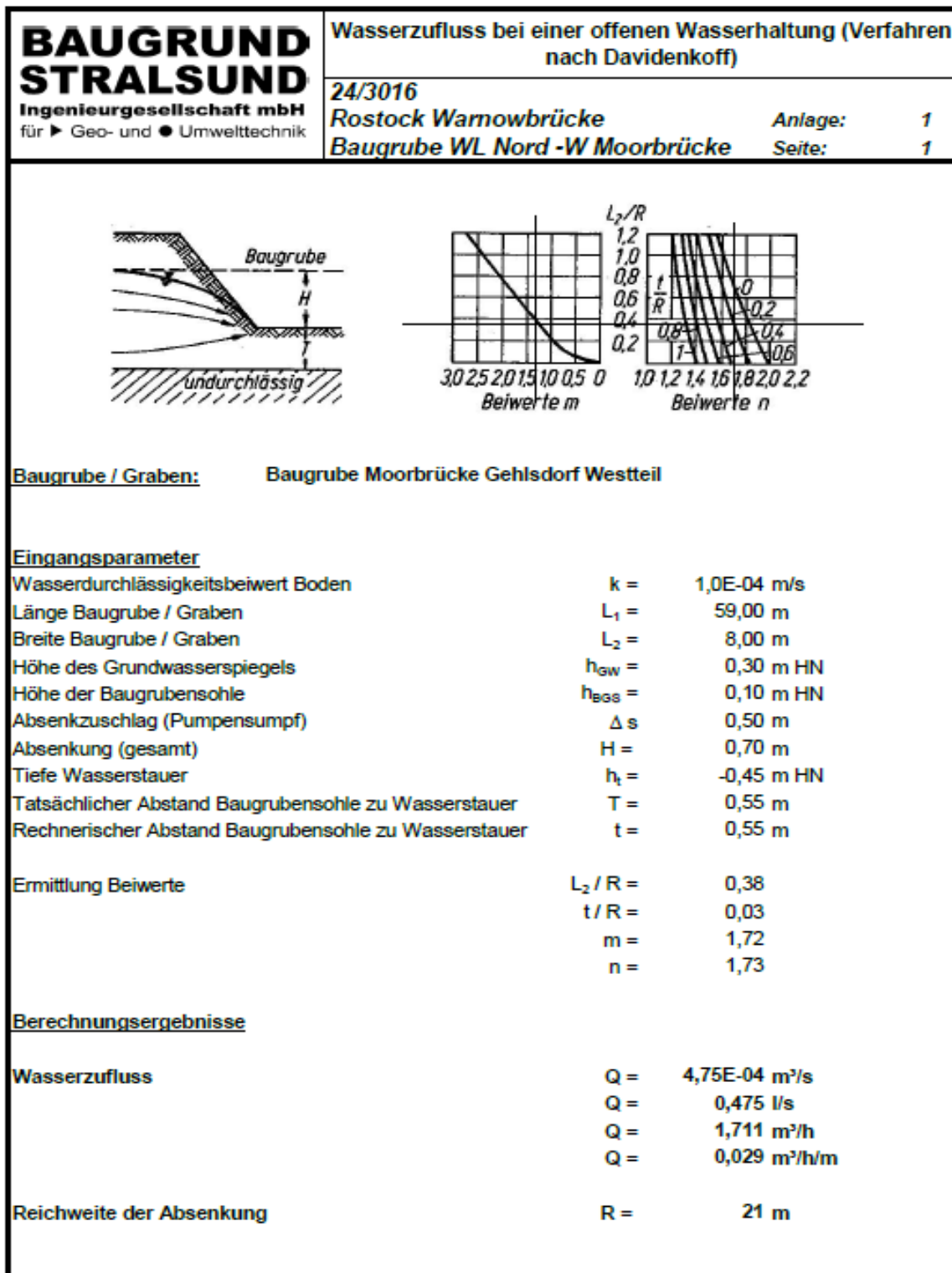
Die Baugrube ist sehr flach und bei günstiger Witterung mit einer offenen Wasserhaltung beherrschbar trocken zu halten.

Da die Baugrube in der Grundrissform gegliedert ist, wurden die Berechnungen für zwei getrennte Bereiche berechnet.

Somit ergeben sich für den nördlichen Baugrubenbereich die folgenden Ergebnisse:

BAUGRUND STRALSUND Ingenieurgesellschaft mbH für ► Geo- und ● Umwelttechnik	Wasserzufluss bei einer offenen Wasserhaltung (Verfahren nach Davidenkoff)	
	24/3016 Rostock Warnowbrücke Baugrube WL Nord - N Moorbrücke	Anlage: 1 Seite: 2
Baugrube / Graben: Baugrube Moorbrücke Nordteil (Sand)		
Eingangsparameter		
Wasserdurchlässigkeitsbeiwert Boden	$k =$	1,0E-04 m/s
Länge Baugrube / Graben	$L_1 =$	13,00 m
Breite Baugrube / Graben	$L_2 =$	14,00 m
Höhe des Grundwasserspiegels	$h_{GW} =$	1,00 m HN
Höhe der Baugrubensohle	$h_{BGS} =$	0,15 m HN
Absenkszuschlag (Pumpensumpf)	$\Delta s =$	0,50 m
Absenkung (gesamt)	$H =$	1,35 m
Tiefe Wasserstauer	$h_t =$	-4,75 m HN
Tatsächlicher Abstand Baugrubensohle zu Wasserstauer	$T =$	4,90 m
Rechnerischer Abstand Baugrubensohle zu Wasserstauer	$t =$	1,35 m
Ermittlung Beiwerte	$L_2 / R =$	0,35
	$t / R =$	0,03
	$m =$	1,78
	$n =$	1,80
Berechnungsergebnisse		
Wasserzufluss	$Q =$	8,13E-04 m³/s
	$Q =$	0,813 l/s
	$Q =$	2,925 m³/h
	$Q =$	0,225 m³/h/m
Reichweite der Absenkung	$R =$	41 m

Für den westlichen Bereich der Baugrube wurden folgende Ergebnisse ermittelt:



5 Eignung des Baugrundes für ein integrales bzw. semi-integrales Bauwerk

In Verbindung mit der geplanten Gründungsart (Tiefgründung) ist der Baugrund für ein integrales bzw. semi-integrales Bauwerk geeignet.

Das Bauwerk ist in die geotechnische Kategorie 3 einzustufen.

BAUGRUND Stralsund



Dipl.-Ing. Kerstin Gallasch

i.A.



Dr.-Ing. Karl-Heinz Rehm