
Geotechnischer Bericht

Teilprojekt: **Anlegestelle (Jetty)**

Nr. 23A012.00.00 Rev.0.1

Datum 9. Oktober 2023

Beratung | Planung | Gutachten
Objekt- und Tragwerksplanung für
Baugrubensicherungen
Baugrund- und Gründungsgutachten
Offshore-Geotechnik
Spezialtiefbau
Böschungen und Stützmauern
Deiche und Dämme
Altlastengutachten
Grundbaudynamik
Grundwasserströmung
Numerische Untersuchungen von
Boden-Bauwerks-Wechselwirkungen

Vereidigte Sachverständige
Gerichtsgutachten
Privatgutachten

Bauvorhaben

LNG Terminal Wilhelmshaven (FSRU)
Teilprojekt: Anlegestelle (Jetty)

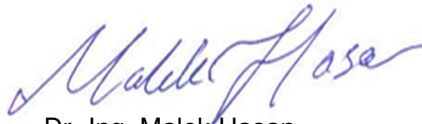
Auftraggeber

ENGIE Deutschland AG / Tree Energy Solutions mit
IMDC

erstellt durch:



Dipl.-Ing. Michael Müller
ACP Geotechnik GmbH



Dr.-Ing. Malek Hasan
ACP Geotechnik GmbH

ACP Geotechnik GmbH

Büro Berlin

Darwinstraße 15
10589 Berlin
Tel.: +49 (0)30 349906-70
Fax: +49 (0)30 349906-99
E-Mail: berlin@acp-geotechnik.de
web: www.acp-geotechnik.de

Büro Hannover

Turmstraße 12
30165 Hannover
Tel.: +49 (0)511 70034930
Fax: +49 (0)511 70034937
E-Mail: hannover@acp-geotechnik.de
web: www.acp-geotechnik.de

Geschäftsführer

Prof. Dr.-Ing. Martin Achmus
Dipl.-Ing. Michael Müller
Dr.-Ing. Thomas Schrepfer

Registergericht

AG Charlottenburg HRB 101773 B

Bankverbindung

LBB LandesBank Berlin
IBAN: DE44 1005 0000 0190 0536 90
SWIFT-BIC: BELADEXXXX

Inhaltsverzeichnis

1	Veranlassung	6
2	Verwendete Unterlagen	7
3	Grundlagen der geotechnischen Erkundungen	11
3.1	Allgemeine Standortbedingungen	11
3.2	Beschreibung der geplanten Gründungsmaßnahmen	12
3.3	Geometrie der Gründungspfähle	12
3.4	Umfang der Ausbaggerungsarbeiten	16
4	Baugrunduntersuchungen und -erkundungen (Feld- und Laborversuche)	18
4.1	Ausgeführte geotechnische Baugrundaufschlüsse	18
4.2	Meeresbodenhöhe bzw. Wasserstände	19
4.3	Laboruntersuchungen	20
4.4	Ergebnisse der durchgeführten Drucksondierungen (CPTs)	21
4.5	Ableitung geotechnischer Kenngrößen aus CPT-Daten	21
4.5.1	Allgemeines	21
4.5.2	CPT-Interpretation - Bodenklassifizierung und Baugrundsichtung	22
4.6	CPT-Interpretation - Bodenmechanische Kennwerte	24
4.6.1	Bezogene Lagerungsdichte	24
4.6.2	Wichte des wassergesättigten Bodens	25
4.6.3	Scherfestigkeit von nichtbindigen Böden	26
4.6.4	Scherfestigkeit von bindigen Böden	27
4.6.5	Steifigkeit	27
4.7	Zusammenfassende Auswertung der Baugrunduntersuchungen	28
4.7.1	Geotechnischer Längsschnitt	28
4.7.2	Prinzipieller Baugrundaufbau	28
4.7.3	Homogenbereiche	28
5	Geotechnisches Baugrundmodell	30
5.1	Allgemeines	30
5.2	Festlegung der Berechnungsprofile und geotechnischen Kennwerte	30
6	Hinweise und Gründungsempfehlungen zur Bemessung der Dalben-Fundamente	34
6.1	Allgemeines	34

6.2	Gültigkeitsbereich	34
6.3	Axiale Pfahlbemessung	35
6.3.1	Allgemeines	35
6.3.2	Ermittlung statischer axialer Pfahlwiderstände in Sand	35
6.3.3	Berücksichtigung der erzielten Erkundungstiefen	36
6.3.4	Abminderung der inneren Mantelreibung	37
6.3.5	Abminderung der Widerstände für lange Pfähle	37
6.3.6	Verschiebungen infolge statischer Axiallast	38
6.3.7	Berücksichtigung des Einflusses zyklischer axialer Lasten	38
6.3.8	Berücksichtigung von Pfahlprobelastungen im Pfahldesign	38
6.3.9	Nachweisführung zum axialen Pfahlwiderstand	38
6.4	Laterale Pfahlbemessung	40
6.4.1	Allgemeines	40
6.4.2	Ermittlung statischer Bettungswiderstände und -steifigkeiten	40
6.4.3	Berücksichtigung des Einflusses zyklischer lateraler Lasten	42
6.4.4	Nachweisführung zum lateralen Pfahlwiderstand	43
6.5	Berücksichtigung von Kolkeffekten im Pfahldesign	44
7	Hinweise zur Schlagammung	44
8	Hinweise zum Aufstellen einer Errichtereinheit	45
9	Einschätzungen zur Einwirkung aus Erdbeben	45
10	Schlussbemerkungen	46

Berichtstatus

Rev.	Datum	Änderungen	erstellt	geprüft	freigegeben
0.0	25.09.2023	(Vorabzug)	has/scu	mül	-
0.1	09.10.2023	Update DSL wrt E Somers 3.10.23	mül	mül	

Anlagenverzeichnis

i Lagepläne und Unterlagen zur Baumaßnahme:

Übersichtsplan mit Lage der Baumaßnahmen

2 Ergebnisse der geotechnischen Baugrundaufschlüsse aus 07/2023 und 08/2023:

2.1 Lageplan der Erkundungspunkte BH und CPT

2.2 Bohrprofil und Drucksondierdiagramme

2.3 Profilschnitt NW-SO: MD1-MD2-MD3-BH-BD1-BD2-BD3-BD4-MD4-MD5-MD6

2.4 Darstellung der Ergebnisse der Korrelationen zwischen CPT-Daten und Bodenparametern I_D , γ' , φ' und E_s

3 Rechnerische Bodenprofile für erdstatische Berechnungen:

Bemessungsbodenprofile (Design Soil Profiles),

bezogen auf die rechnerische Lage des Meeresbodens im Betrieb (assumed Design Seabed Level in operation), für alle 10 FSRU-Dalben

Untersuchungsbodenprofile (Investigation Soil Profiles),

bezogen auf die Lage des Meeresbodens zum Zeitpunkt der Untersuchungen (actual Seabed Level at the time of investigation), für allen 10 FSRU-Dalben

Begriffe und Abkürzungen

ACP	ACP Geotechnik GmbH
API	American Petroleum Institute
AWZ	Ausschließliche Wirtschaftszone (EEZ)
BD	Berthing/ Breasting Dolphins (Anlegedalben)
BH	Sample-Borehole, Bohrung mit Probengewinn
BSH	Bundesamt für Seeschifffahrt und Kartographie
CPT	Cone-Penetration Test, Drucksondierung
DIN	Deutsches Institut für Normung
DSL	Design Seabed Level, Bemessungs-Meeresbodenhöhe
EC	Eurocode
ENGIE	ENGIE Deutschland AG
FLS	Fatigue Limit State

FSRU	Floating Storage and Regasification Unit
i.d.R.	in der Regel
IMDC	International Marine Dredging Consultants
LAT	Lowest Astronomical Tide
LNG	Liquefied Natural Gas (verflüssigtes Erdgas)
MD	Mooring Dolphins (Ankerdalben)
MSL	Mean Sea Level
NFA	Natural Frequency Analysis
OD	Pile Outer Diameter, Außendurchmesser Pfahl
OK	Oberkante
OVERDICK	Tractebel Overdick GmbH
PLEM	Pipeline End Manifold
RI+P	Prof. Dr. Ing. Victor Rizkallah + Partner Ingenieurgesellschaft mbH
SKN	Seekartennull (=LAT)
SLS	Serviceability Limit State
TCP	Thermoplastic Composite Pipes
TES	Tree Energy Solutions
TuM	Tiefe unter Meeresboden
ULS	Ultimate Limit State
UK	Unterkante

1 **Veranlassung**

ENGIE Deutschland AG (ENGIE) / Tree Energy Solutions (TES)) plant die Errichtung eines neuen Green Hub vor dem TES-Gelände am Westufer in der Jademündung im Hafengebiet von Wilhelmshaven. Die schrittweise Entwicklung des Green Hubs umfasst eine erste Phase mit einer schwimmenden Speicher- und Regasifizierungseinheit (Floating Storage and Regasification Unit: FSRU) für den Import von LNG. Eine FSRU mit einem Fassungsvermögen von 138.000 m³ wird in den kommenden Jahren (<5 Jahre) an der neuen Anlegestelle verankert sein und LNG über LNG-Tanker mit einem Fassungsvermögen von bis zu 180.000 m³ aufnehmen. Die FSRU wird an das deutsche Gasnetz angeschlossen und als Fast-Track-Projekt mit dem Ziel ausgeführt, bis Ende 2023 eine Anlage für den Import von LNG zu errichten.

ENGIE/TES hat IMDC als seinen Vertreter ernannt, um technische Unterstützung für die Meeresarbeiten sowie Modellierungsstudien zu leisten, die in die Detailplanung, die Beschaffung, den Bau und die Inbetriebnahme der Meeresarbeiten und in den Genehmigungsverfahren einfließen werden.

Für das geplante FSRU-Terminal in Wilhelmshaven ist eine geotechnische Hauptuntersuchung durchgeführt werden, um die Baugrundbeschaffenheit des Offshore-Teils des Terminals zu ermitteln, der aus der Anlegestelle/ Pierstruktur (mit Anlegedalben BD und Ankerdalben MD), den Pipelines (auch als TCP bezeichnet) und den Pipelineendverteilern (PLEM) sowie den damit verbundenen Baggerarbeiten besteht. Auf der Grundlage dieser Felduntersuchungen und der nachfolgenden Bewertung soll die Eignung der vordimensionierten Gründungsstrukturen seitens des Designers OVERDICK ermittelt werden.

Gegenstand des vorliegenden geotechnischen Berichtes ist das Teilprojekt der Anlegestelle/ Pierstruktur, bestehend aus insgesamt 10 Dalben (6 Ankerdalben MD1 bis MD 6 und 4 Anlegedalben BD1 bis BD4). Das Teilprojekt Pipeline und PLEM wird Gegenstand eines weiteren geotechnischen Berichtes sein.

Abstimmungsgemäß sollen sich Aufbau und Inhalt dieses Berichtes an DIN EN 1997 und DIN 4020 orientieren. Gemäß den Abstimmungen mit der Genehmigungsbehörde WSA sollen dem Design die Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassung Häfen und Wasserstraßen (EAU2020) zugrunde gelegt werden.

Offshore-Standards, etwa die BSH Standards Baugrunderkundung und Konstruktion, sollen nur soweit hinzugezogen werden, wie dies aus geotechnischer Sicht erforderlich oder empfehlenswert ist.

Als geotechnische Berater des Projektes ist RI+P, namentlich Herr Prof. Richwien, eingebunden, um die geotechnischen Erfahrungen aus der Planung und dem Bau der benachbarten Umschlaganlagen, u.a. HES, UNIPER, NWO etc. einzubringen.

2 Verwendete Unterlagen

Im Rahmen der Bearbeitung des vorliegenden Berichtes lagen uns folgende Unterlagen vor:

Projektbezogene Unterlagen:

- [1] WHV FSRU, Geotechnical Survey Specifications, Global View, IMDC, w/o Datum.
- [2] WHV FSRU, Geotechnical Survey Specifications, Zoom on Jetty & PLEM, IMDC, w/o Datum.
- [3] WHV FSRU, Geotechnical Survey Specification, Doc. No, TES-WHV-VGN-FSRU-ST-SPV-2042_03, IMDC, 27.06.2023.
- [4] Power point Presentation, Handout Meeting bei WSA WHV, 23.08.2023.
- [5] Ergebnisse der in Aug/Sept 2023 ausgeführten Drucksondierungen CPT und der Bohrung BH1 (Bohrprofil, Sondierdiagramme, CPT-ASCII-Data), LANKELMA, bereitgestellt durch IMDC, 12.09.2023.
- [6] WHV FSRU, Technical Note, Nachweis der Dalben-Fundamente, Doc.-No. C1150-TN-50-001-00 Rev. 00, OVERDICK, 14.08.2023.
- [7] WHV FSRU, Statische Berechnung Pfahlfundamente, Doc. No: TES-WHV-VGN-FSRU-ST-DOC-2003-08, OVERDICK, 20.06.2023.
- [8] E-Mail WHV-GIR-Jetty, IMDC/Raf Somers, 03.10.2023.
- [9] E-Mail Monopile Static Report Resources Update, IMDC/Pierre Roux, 02.10.2023.

Normen, Richtlinien, Empfehlungen:

Europäische und deutsche Normen

- [10] DIN EN 1997-1:2014-03: Eurocode 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1: Allgemeine Regeln.
- [11] DIN EN 1997-1/NA:2010-12, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1: Allgemeine Regeln.
- [12] DIN EN 1997-2:2010-10, Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds.
- [13] DIN EN 1997-2/NA:2010-12, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 2: Erkundung und Untersuchung in der Geotechnik.
- [14] DIN EN 1998-1:2010-12, Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten.
- [15] DIN EN 1998-6:2006-03, Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 6: Türme, Maste und Schornsteine, Fassung März 2006.

- [16] DIN 1054:2010-12, Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau -Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1, einschließlich Änderungen A1:2012-08 und A2:2015-11.
- [17] DIN 4020:2010-12, Geotechnische Untersuchung für Bautechnische Zwecke – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-2.
- [18] DIN 4094-1:2002-06, Felduntersuchungen, Teil 1: Drucksondierungen.
- [19] DIN 18196:2011-05, Erd- und Grundbau – Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke.
- [20] DIN 18304:2019-09, VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen – Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) – Ramm-, Rüttel- und Pressarbeiten
- [21] DIN 18311:2015-08, VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen, Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) – Nassbaggerarbeiten.
- [22] DIN EN ISO 22475-1, Geotechnical investigation and testing – Sampling of soil, rock, and ground water – Part 1: Technical principles, Beuth Verlag, September 2019.
- [23] DIN EN ISO 22476-1: 2013-10, Geotechnical investigation and testing – Field testing – Part 1: Electrical cone and piezocone penetration test.
- [24] DIN EN ISO 19901-8, Petroleum and natural gas industries – Specific requirements for offshore structures – Part 8: Marine soil Investigations (ISO/DIS 19901-8:2013); English version prEN ISO 19901-8.
- [25] DIN EN 13383-1:2002, Wasserbausteine – Teil 1: Anforderungen.

Technische Richtlinien und Empfehlungen

- [26] Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH), Standard-Baugrunderkundung, Mindestanforderungen an die Baugrunderkundung und -untersuchung für Offshore- Windenergieanlagen, Offshore-Stationen und Stromkabel, Stand: Februar 2014, 2. Fortschreibung.
- [27] Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH) Standard Konstruktion – Mindestanforderungen an die konstruktive Ausführung von Offshore-Bauwerken in der ausschließlichen Wirtschaftszone (AWZ), 1. Fortschreibung vom 28. Juli 2015.
- [28] American Petroleum Institute (API), Recommended Practice 2GEO, Geotechnical and Foundation Design Considerations, First Edition April 2011, Addendum 1 Oktober 2014.
- [29] DNVGL AS, Offshore Standard DNVGL-OS-C101, Design of Offshore Steel Structures, general – LRFD Method, 2016.

- [30] DNVGL AS, Standard DNVGL-ST-0126, Support structures for wind turbines, Edition April 2016.
- [31] DNV, Classification Notes No. 30.4, Foundations, 2.1992.
- [32] Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“- EA-Pfähle, DGGT, 2. Auflage, Ernst & Sohn Verlag, 2012.
- [33] DIN 18300. German construction contract procedures (VOB) – Part C: General technical specifications in construction contracts (ATV) – Earthworks.
- [34] DIN 18311. German construction contract procedures (VOB) – Part C: General technical specifications in construction contracts (ATV) – Dredging work.
- [35] Empfehlungen des Arbeitsausschusses “Ufereinfassungen” Häfen und Wasserstraßen EAU 2020.
- [36] VOB/C – Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen – Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen, Hrsg. DIN, 2019.
- [37] BAWMerkblatt, Grundlagen zur Bemessung von Böschungs- und Sohlensicherungen an Binnenwasserstraßen (GBB), Ausgabe 2010.
- [38] BAWMerkblatt, Anwendung von Regelbauweisen für Böschungs- und Sohlensicherungen an Binnenwasserstraßen (MAR), Ausgabe 2008.

Sonstige Literatur:

- [39] Lunne, T.; Robertson, P.K.; Powell, J.J.M. (1997): Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice, Spon Press.
- [40] Mayne, P.W. (2007): “Cone Penetration Testing: A Synthesis of Highway Practice” National Cooperative Highway Research Program, NCHRP, Synthesis 368.
- [41] Ramsey, N. (2002): “A calibrated model for the interpretation of cone penetration tests (CPTs) in North Sea quaternary soils”, Proc. Int. Conf., Offshore Site Investigation and Geotechnics, 2002.
- [42] Clausen, C.J.F.; Aas, P.M.; Karlsrud K. (2005), “Bearing Capacity of Driven Piles in Sand, the NGI Approach”, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Norway.
- [43] Kulhawy, F.H.; Mayne, P.W. (1990), “Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design”, Report No. EL-6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA, p. 306.
- [44] Achmus, M., Thieken, K. (2010): “On the behavior of piles in non-cohesive soil under combined horizontal and vertical loading”, Acta Geotechnica, Volume 5 (3), pp. 199-210.
- [45] Achmus, M.; Albiker, J.; Peralta, P.; tom Wörden, F. (2011): “Scale effects in the design of large diameter monopiles”, EWEA Brussels, 14.-17. March 2011.

- [46] Sorensen et al. (2010): Effects of Diameter on Initial Stiffness of p-y Curves for Large-Diameter Piles in Sand, Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Benz & Nordal (eds), p. 907-912.
- [47] Thieken, K., Achmus, M., Lemke, K, Terceros, M. (2015): Evaluation of p-y approaches for large diameter monopiles in sand, International Journal of Polar and Offshore Engineering 25(2), pp. 134-144.
- [48] Sørensen, S.P.H. (2012): Soil-structure interaction for non-slender, large-diameter offshore monopiles. PhD thesis, Aalborg University, Denmark
- [49] Kallehave, D., LeBlanc Thilsted, C., Liingaard, M.A.: Modification of the API py-formulation's Initial Stiffness for Sand. Proceedings of the 7th International on offshore site investigation and geotechnics. Royal Geographical Society, London. 12-14 September 2012.
- [50] Achmus, M. (2011): „Bemessung von Monopiles für die Gründung von Offshore-Windenergieanlagen – Konzepte und offene Fragen“, Bautechnik, Jg. 88, Heft 9, S. 602-616, 2011.
- [51] Wiemann, J.; Lesny, K.; Richwien, W.: Evaluation of the Pile Diameter Effects on Soil-Pile Stiffness, Proceedings of the 7th German Wind Energy Conference (DEWEK), Wilhelmshaven, 2004.
- [52] Sicherheitstechnische Regel des KTA, Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen, Teil 2: Baugrund, KTA 2201.2, Fassung 06/90.

Weiterhin wurden im Rahmen der Bearbeitung mündliche und schriftliche Informationen vom Auftraggeber berücksichtigt.

3 Grundlagen der geotechnischen Erkundungen

3.1 Allgemeine Standortbedingungen

Der geplante FSRU-Anleger wird am Westufer der Jade in der Nähe des Voslapper Groden Süd mit einem Abstand von etwa 1,8 km zur Küste vor dem TES-Grundstück errichtet. An der neuen Anlegestelle soll für eine Nutzungsdauer von maximal 5 Jahren eine FSRU mit 138.000 m³ Fassungsvermögen festgemacht und über LNG-Tanker mit bis zu 180.000 m³ LNG versorgt werden. Der Standort des Projekts ist in Abbildung 1 dargestellt. Für die benachbarten Umschlaganlagen, vgl. Abbildung 1 und Anlage 1.1, liegen der geotechnischen Projektberatung seitens der RI+P/Prof. Richwien bereits Erkenntnisse zur großräumigen Baugrundbeschaffenheit und zur Boden-Bauwerk-Interaktion vor.

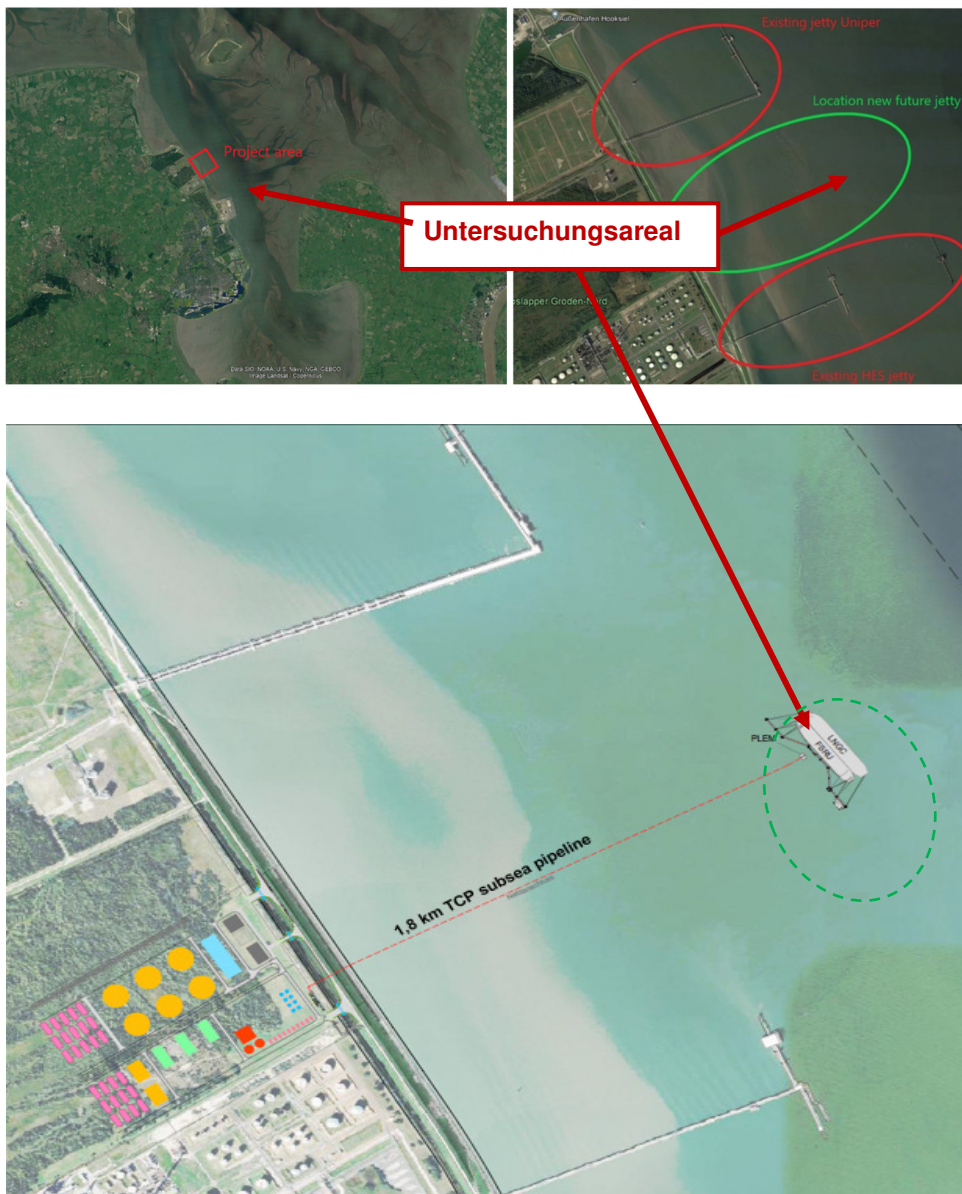


Abbildung 1: Großräumige Lage des Untersuchungsareals [3]

3.2 Beschreibung der geplanten Gründungsmaßnahmen

Nachfolgend sind die wesentlichen Angaben zur Gründung der Anlegestelle zusammengestellt, vgl. auch Abbildung 2:

- Der Liegeplatz (Berth) und damit die Gründungselemente erstrecken sich in N/NW – S/SO-Ausrichtung
- Die Gründung erfolgt durch 10 unten offene Stahlrohre (Monopiles), davon 4 mit der Funktion von Anlegedalben (BD1 bis BD4) und 6 als Ankerdalben zum Vertäuen (MD1 bis MD6)
- Die Pfähle (Dalben) sollen mittels hydraulischem Rammhammer installiert werden
- Um die Pfähle herum wird ein Kolkenschutz eingebaut, der eine Erosion des Meeresbodens im Betriebszeitraum ausschließt, vgl. Abbildung 3. Kolkzuschläge sind damit nicht erforderlich.
- Die aufgehende Konstruktion besteht aus vorgefertigten Stahlpfahlköpfen und Laufsteigen, die die Dalben mit der Landseite verbinden.
- Dezidierte Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit der Konstruktion sind nicht formuliert
- Die rechnerische Höhe des Seebodens an den Ankerdalben beträgt vor Baubeginn und außerhalb des Kolkschutzes auch nach Bauende:

Tabelle 1: Rechnerische Lage des Seebodens am 20.07.2023 [9]

Mooring dolphin number	Bathy survey with date 20/07/2023
o md1	o -12.16m SKN
o md2	o -11.98m SKN
o md3	o -11.97m SKN
o md4	o -11.28m SKN
o md5	o -11.02m SKN
o md6	o -11.40m SKN

- Die Höhe des ertüchtigten Seebodens (OK Kolkenschutz) im Nutzungszeitraum ist im Rahmen der Bemessung wie folgt zu berücksichtigen:
für die 4 Anlegedalben: DSL = -14,2 mSKN
für die 6 Ankerdalben: DSL = -11,2 mSKN

Zu den 10 Dalben am Standort liegt eine Vorbemessung seitens der OVERDICK vor [6]. Darüber hinaus liegt zu einem verworfenen Projektstandort in größerem Abstand zur Küste eine statische Berechnung der Pfahlfundamente vor [7]. Die Dalben sind bereits gefertigt worden und werden derzeit zum Einbauort transportiert.

3.3 Randbedingungen der Gründungspfähle

Im Rahmen der Vorbemessung [6] sind offene Stahlpfähle mit einem äußeren Pfahldurchmesser von OD=4,50 m und einer Wandstärke von 60 mm berücksichtigt worden. Im Vorentwurf wurde die DSL mit -15,0 mSKN berücksichtigt. Die Pfähle weisen je nach Funktion (Anlegen/ Festmachen) und Einbauort (Pfahlreihe innen/außen) unterschiedliche Lasten auf. Im Ergebnis des Designs wird jedoch die Wahl einer einheitlichen Pfahleinbindetiefe

angestrebt. Die Vorbemessung wurde für die jeweils größte Last auf die Anlege- und Ankerdallen durchgeführt.

Auf der Basis von Annahmen zu den Baugrundverhältnissen (überkonsolidierter Ton über Sand) sind Monopile-Längen von insgesamt 70,5 m, mit einer Einbindetiefe in den Baugrund von jeweils 44,5 m ermittelt worden, vgl. Abbildung 4.

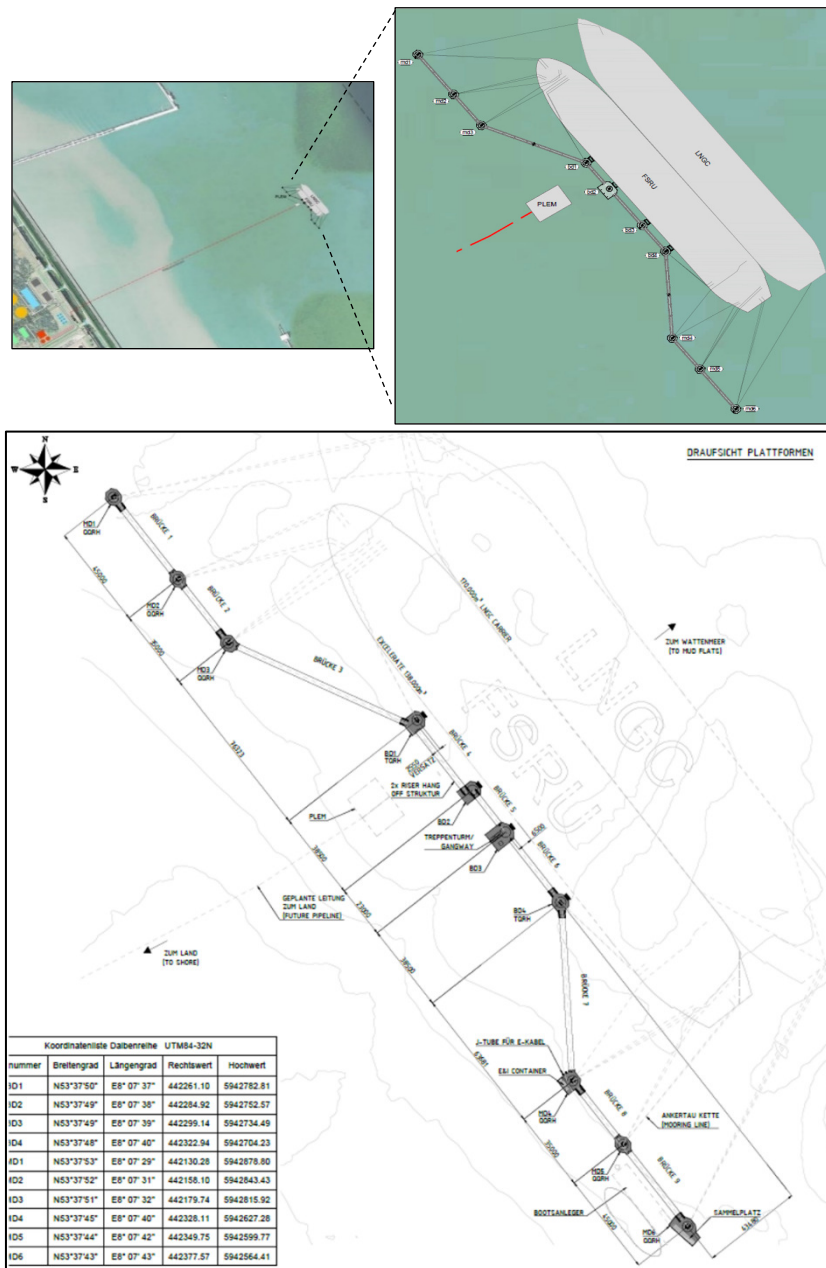


Abbildung 2: Anordnung der geplanten Gründungsstrukturen der Anlegestelle (Jetty) [3]

Critical design levels in m SKN	Top of in-situ soil	Top of scour protection
MDs	-12.10	-11.20
BDs	-15.60	-14.20

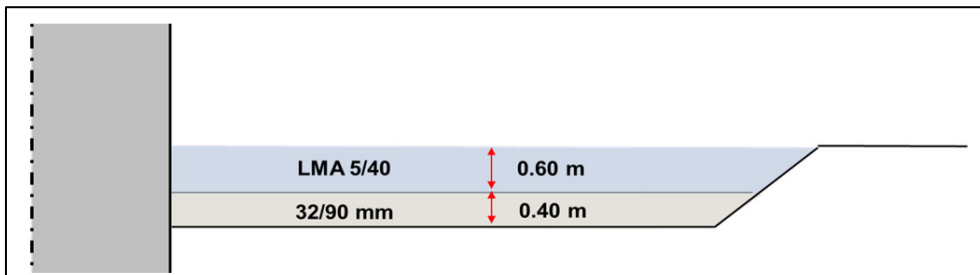
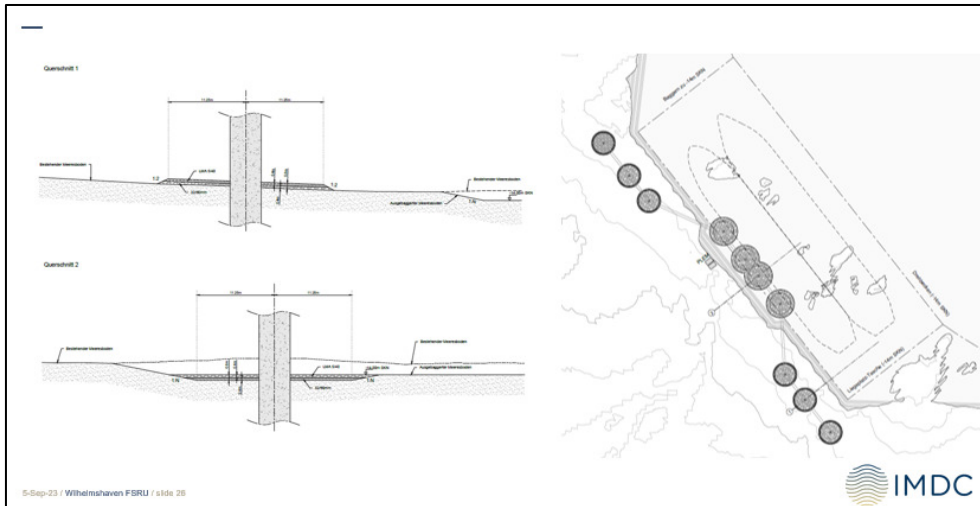


Abbildung 3: Kolkschutz der Pfähle [4][8]

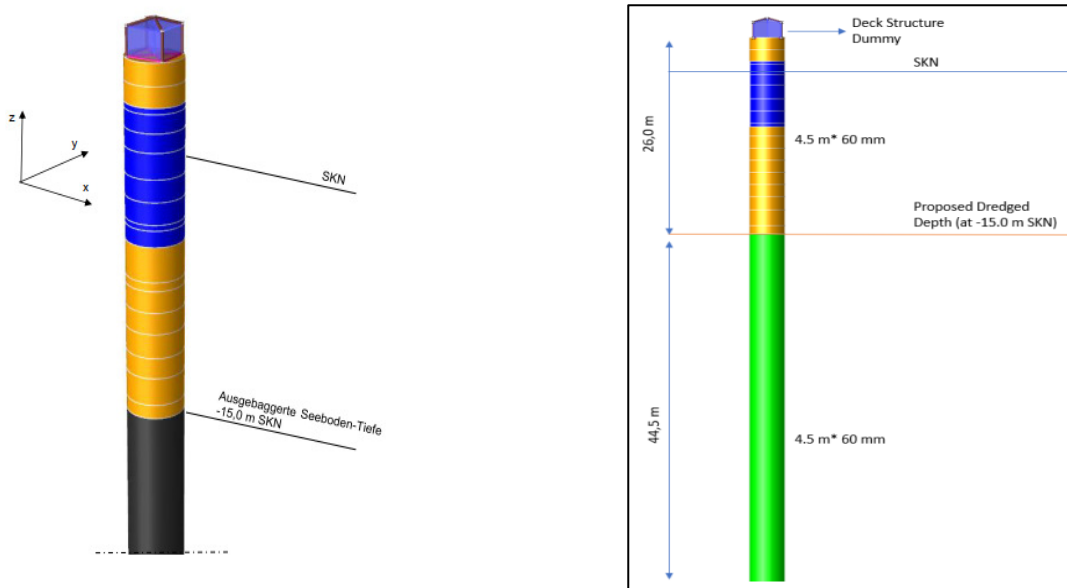


Abbildung 4: Vorläufige Statische Berechnung Pfahlfundamente [2][7]

Der Kolkschutz wird gemäß [8] in einer Mächtigkeit von 0,9 m (Ankerdalben) bzw. 1,4 m (Anlegedalben) bis in einer Distanz von etwa 11,25 m zum Pfahlmittelpunkt (also bis etwa 2-fachem Pfahldurchmesser zur Pfahlaußenkante) eingebaut und besteht aus Wasserbausteinen der Korngröße 50 bis 200 mm. Näherungsweise ist anzunehmen dass ein Material ähnlich der Größenklasse CP_{63/180} und der Gewichtsklasse LMA_{5/40} [25] mit zugehörigem Filter Anwendung findet. Projektspezifische Angaben zu dessen geotechnischen Eigenschaften liegen nicht vor. Erwartungsgemäß verfügt das Material (Steinschüttung) über eine große Reibungsbegabung. Gemäß [37] und [38] ist der innere Reibungswinkel einer Steinschüttung mit $\varphi_D = 45^\circ$ (unterer Grenzwert) bis 55° anzusetzen.

Gemäß Abbildung 3 wird der Kolkschutz der Anlegedalben BD (nach Baggerung) an allen 4 Standorten in den Baugrund eingebettet (bis Abstand $a=9$ m), d.h. im Anschluss an den Kolkschutz, mit Abstand $a \geq 9$ m zum Pfahl, erstreckt sich der gewachsene Boden. Da der laterale Lastabtrag erwartungsgemäß das Design bestimmt und damit auch der gewachsene Boden in großer Entfernung zum Pfahl den Widerstand (gering) generiert, wird auf der sicheren Seite liegend für die Anlegedalben eine „Mischung“ aus Steinschüttmaterial und anstehendem natürlichen Boden für die Bemessungsbodenprofile angenommen, vgl. bodenmechanische Parameter in

Tabelle 2: Bodenmechanische Parameter der Kolkschutzschicht für Anlegedalben

Kolkschutzschüttung im Bereich Anlegedalben - Steinschüttung eingebettet in Seeboden					
Bodenart	Auftriebswichte des Bodens	Effektiver Reibungswinkel	Effektive Kohäsion	Undränierete Kohäsion	Steifemodul
-	γ'	φ'	c'	c_u	E_s
[-]	[kN/m ³]	[°]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[MN/m ²]
0<a<9m: Steinschüttung 50-200mm a≥9m: Sand, schluffig, locker	9,0	37,5 - 55	0	0	10

Für die Ankerdalben MD ist der Kolksschutz – je nach aktueller Lage des Seebodens zur Baggertiefe - auf den gewachsenen Boden aufgelagert oder ist in diesen eingebettet.

Bei Auflagerung der Kolksschutzschüttung auf den rechnerischen gewachsenen Seeboden, z.B. bei MD1, stellt er quasi einen negativen lokalen Kolk dar. Dieser hat einen gewissen günstigen Effekt auf den axialen und lateralen Lastabtrag, jedoch führt ein vollflächiger Ansatz zu einer Überschätzung der globalen Auflast und des lateralen Widerstandes. Insoweit wird - abweichend zur Vorgehensweise für die BD – für die Ankerdalben mit aufliegendem Kolksschutz die (lokale) Steinschüttung nicht berücksichtigt, vgl. Tabelle 3. Der Kolksschutz sichert also nur die Integrität der rechnerischen Meeresbodenhöhe, trägt aber nicht zum Lastabtrag der MD mit bei. Darüber hinaus wird am Standort MD1, dessen aktuelle Meeresbodenhöhe über DSL liegt, der gewachsene Boden über DSL vernachlässigt. Dies ist sehr konservativ, da sowohl der betreffende Boden über DSL, als auch der Kolksschutzlayer hierbei in ihrer Tragwirkung vernachlässigt werden.

Bei Einbettung der Kolksschutzschüttung, z.B. bei MD5, wird der Kolksschutz analog zur Vorgehensweise bei den BD angesetzt, vgl. Tabelle 3.

Tabelle 3: Bodenmechanische Parameter der Kolksschutzschicht für Ankerdalben

Bodenart	Auftriebswichte des Bodens			Effektiver Reibungswinkel			Effektive Kohäsion	Undränierete Kohäsion	Steifemodul
-	γ'			φ'			c'	c_u	E_s
[-]	[kN/m ³]			[°]			[kN/m ²]	[kN/m ²]	[MN/m ²]
Kolksschutzschüttung im Bereich Ankerdalben - Steinschüttung <u>aufbauend</u> auf Seeboden, z.B. MD1									
0<a<9m: Steinschüttung 50-200mm a≥9m: kein Boden	0	-	10	0	-	55	0	0	0
Kolksschutzschüttung im Bereich Ankerdalben - Steinschüttung <u>eingebettet</u> in Seeboden, z.B. MD5									
0<a<9m: Steinschüttung 50-200mm a≥9m: Sand, schluffig, locker	9,0			27,5	37,5	55	0	0	10

Soweit an den Standorten Teile des Kolksschützes aufbauen und einbetten, werden die Materialschichten entsprechend differenziert.

3.4 Umfang der Ausbaggerungsarbeiten

Die in Abbildung 5 dargestellten Nassbaggerarbeiten zur Herstellung der Liegeplatztasche beeinträchtigen die Gründung der Pfähle nicht. Diese Arbeiten und die nachfolgende Kolksschüttung sind im Ansatz der DSL berücksichtigt.

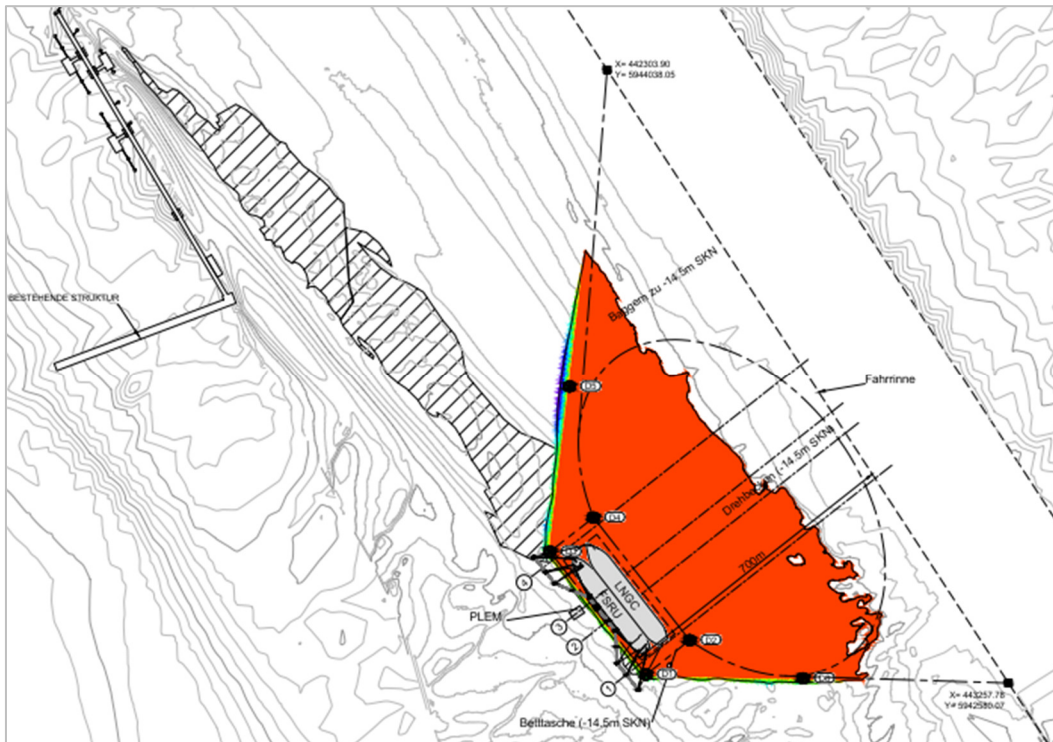


Abbildung 5: Baggereschema für die Marine Works [2]

4 Baugrunduntersuchungen und -erkundungen (Feld- und Laborversuche)

4.1 Ausgeführte geotechnische Baugrundaufschlüsse

Das Projekt umfasst Felduntersuchungen, um ein grundlegendes Verständnis der Baugrundbeschaffenheit an der Anlegestelle zu erlangen und um an jedem der 10 Gründungselemente die genaue Stratigraphie zu ermitteln, als Grundlage für die geotechnische Planung bzw. – mit Blick auf die bereits erfolgte Dimensionierung und Fertigung der Pfähle – die Ermittlung der Eignung der vorgemessenen Pfähle seitens OVERDICK.

In Tabelle 4 sind die im Kontext der Anlegestelle durch die Firma Lankelma durchgeführten Felduntersuchungen aufgelistet, besteht aus 1 direkten Baugrundaufschluss durch eine Bohrung mit durchgehender Probengewinnung und 10 indirekten Baugrundaufschlüssen durch Drucksondierungen PCPT. Die vorläufigen Ergebnisse sind uns in der Form eines Bohrprofils, Sondierdiagrammen und CPT-Rohdaten bereitgestellt worden [5], der abschließende Factual Report steht aus.

Die Drucksondierungen sind gemäß DIN EN ISO 22476-2 kontinuierlich in einem push bis zum Erreichen der Geräteauslastung ausgeführt worden. Im Einzelfall, bei MD-5 wurde danach im downhole-mode operiert, also mit Überbohren der sondierten Strecke und Neuansatz ab UK Bohrlochsohle. Diese Bemühungen gestalteten sich sehr zeitaufwendig mit gestörtem Datengewinn und wurden daher nicht fortgesetzt.

Die Bohrung wurde bis zu einer Tiefe von 75,0 mTuM ausgeführt, entsprechend bis zu einer Ordinate von -86,2 mSKN herab.

Die Drucksondierungen erreichten Endtiefen von 42,7 mTuM (BD-3) bis 56,1 mTuM (MD-5), im Mittel von 46,3 mTuM, bzw. reichten diese zwischen -55,1 mSKN und -67,1 mSKN, im Mittel bis -58,3 mSKN herab. Die geplanten Tiefen wurden somit nicht erreicht.

Tabelle 4: Standorte, Koordinaten und geplante Tiefe der Aufschlüsse [2]

Exec num	Part	Location	Type	To-depth	X-co (m)	Y-co (m)	Label
23	Part-A2	Mooring-Dolphin-2	Deep-CPT	-85.0-m-SKN	442158	5942843	T-23_MD-2_dCPT-2
24	Part-A2	Mooring-Dolphin-2	Borehole	-85.0-m-SKN	442158	5942843	T-24_MD-2_BH-1
25	Part-A2	Berthing-Dolphin-1	Deep-CPT	-85.0-m-SKN	442261	5942783	T-25_BD-1_dCPT-4
27	Part-A2	Berthing-Dolphin-4	Deep-CPT	-85.0-m-SKN	442323	5942704	T-27_BD-4_dCPT-7
29	Part-A2	Mooring-Dolphin-5	Deep-CPT	-85.0-m-SKN	442350	5942600	T-29_MD-5_dCPT-9
31	Part-A2	Mooring-Dolphin-1	Deep-CPT	-85.0-m-SKN	442130	5942879	T-31_MD-1_dCPT-1
32	Part-A2	Mooring-Dolphin-3	Deep-CPT	-85.0-m-SKN	442180	5942816	T-32_MD-3_dCPT-3
33	Part-A2	Berthing-Dolphin-2	Deep-CPT	-85.0-m-SKN	442285	5942753	T-33_BD-2_dCPT-5
34	Part-A2	Berthing-Dolphin-3	Deep-CPT	-85.0-m-SKN	442299	5942734	T-34_BD-3_dCPT-6
35	Part-A2	Mooring-Dolphin-4	Deep-CPT	-85.0-m-SKN	442328	5942627	T-35_MD-4_dCPT-8
36	Part-A2	Mooring-Dolphin-6	Deep-CPT	-85.0-m-SKN	442378	5942564	T-36_MD-6_dCPT-10

4.2 Meeresbodenhöhe bzw. Wasserstände

Die Wassertiefen im Projektgebiet (im Bereich Anlegestelle) reichen an den insgesamt 11 Erkundungspunkten zwischen von 10,9 m (MD-5) und 12,7 m (BD-4), im Mittel bis 11,9 m unter SKN/LAT. Die etwas vorgelagerten, weiter NO in Richtung Fahrrinne orientierten 4 BD weisen darunter Wassertiefen von -12,0 bis 12,7 m, im Mittel von 12,4 m auf, stellen also bereits vor den vorgesehenen Vertiefungsarbeiten die tendenziell tiefer gelegenen Standorte dar.

Eine Übersichtskarte zur Wassertiefe ist in Abbildung 6 dargestellt, wobei die Höhenlinien gleicher Tiefen unabhängig von der Küstenlinie sind. Die Karte enthält ebenfalls die Positionen der geotechnischen Untersuchungen innerhalb des Projektgebietes.

Einen Überblick über die Wassertiefen an den Dalben-Standorten gibt Tabelle 5.

Tabelle 5: Überblick über die Wassertiefen an den Dalben-Standorten FSRU-WHV

Ansatzpunkt Dalben-Nr.	Quelle	Wassertiefe
		[m] (SKN)
MD 1	CPT-MD 1	-11,95
MD 2	CPT-MD 2	-12,41
MD 3	CPT-MD 3	-12,01
BD 1	CPT-BD 1	-12,56
BD 2	CPT-BD 2	-12,00
BH-1	BH-1_D-X	-11,23
BD 3	CPT-BD 3	-12,42
BD 4	CPT-BD 4	-12,76
MD 4	CPT-BD 4	-11,76
MD 5	CPT-MD 5	-10,97
MD 6	CPT-MD 6	-11,53

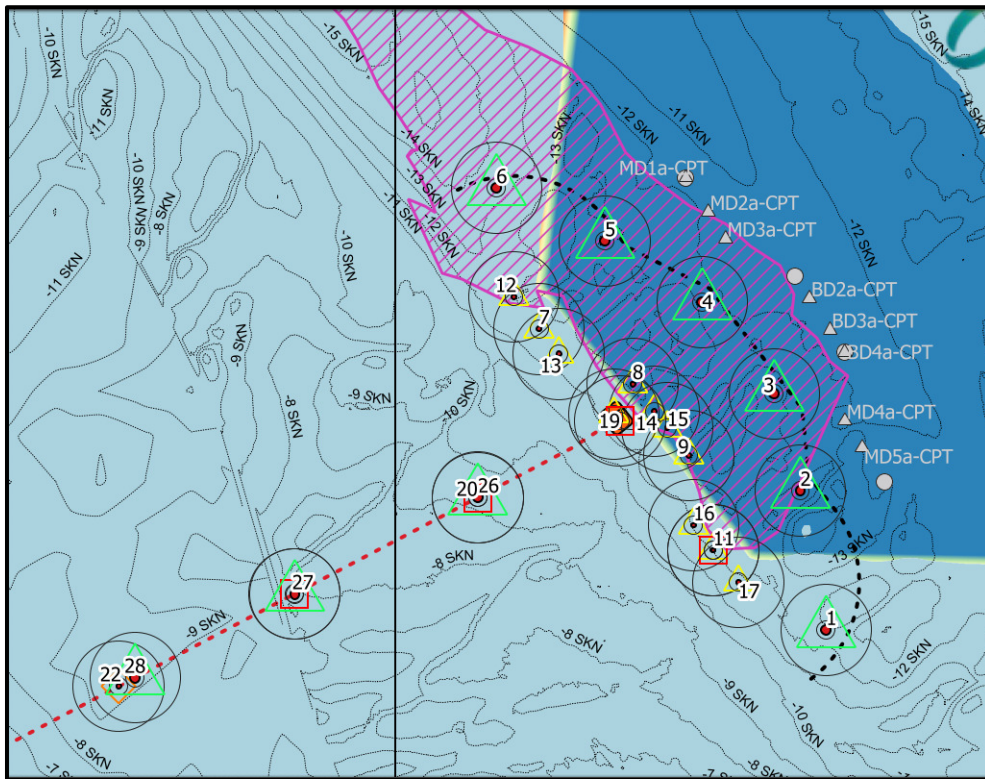


Abbildung 6: Übersichtskarte der Wassertiefen im Projektgebiet [1]

4.3 Laboruntersuchungen

Es wurde im Projekt zwischen den eingebundenen Geotechnikern RI+P und ACP einvernehmlich festgelegt, dass unter den hier angetroffenen Baugrundverhältnissen, bestehend aus monotonen Sanden, keine Laboruntersuchungen an den gewonnenen gestörten Sanden erforderlich sind.

Es besteht hinreichend Erfahrung der Projektbeteiligten aus diversen Projekten in der Jade, aus Wilhelmshaven und der südlichen Nordsee, um die bautechnischen Eigenschaften der angetroffenen glazialen Fein- und Mittelsande zutreffend zu erfassen und anzugeben.

Insbesondere der das Pfahldesign (ULS & SLS) dominierende Parameter des Inneren Reibungswinkels kann für Sande genügend genau erfahrungsbasiert angegeben werden, vgl. auch EAU [35]. Laborversuche zur Abbildung dieses Parameters sind an gestörten Sandproben in aller Regel nicht zielführend, da die in-situ-Bedingungen (resultierend aus eingepprägter, ehemals mehrere hundert Meter hoher Eisauflast) im Labor nicht zutreffend nachgebildet werden können.

Die Bodenansprache auf dem Vessel erfolgte durch fachkundiges Personal und kann insofern als belastbar angesehen werden. Die durch uns ausgewerteten CPT-Daten plausibilisieren die Bodenansprache.

4.4 Ergebnisse der durchgeführten Drucksondierungen (CPTs)

In Zuge der Drucksondierungen (CPT) zur Erfassung der Bodentypen, Baugrundsichtung und Bodenfestigkeit sind der Sondierspitzenruck, die Mantelreibung und der Porenwasserdruck erfasst worden. Die Ergebnisse sind in den Anlagen 2.2 und 2.3 dargestellt.

Die Ergebnisse der geotechnischen Erkundungen lassen erkennen, dass die Untergrundverhältnisse im Hinblick auf Hauptbodenarten, Schichtung, Mächtigkeiten und Lagerungsverhältnisse an den Standorten aus gründungstechnischer Sicht vergleichsweise ähnlich sind. Der Baugrundaufbau an den Einzelstandorten ist hauptsächlich durch einen mächtigen Sandkörpern gekennzeichnet und entspricht damit den im Großraum örtlich bekannten Baugrundverhältnissen. Eine zusammenfassende Baugrundbeschreibung ist dem Abschnitt 4.7 zu entnehmen.

Die Interpretation der Drucksondierergebnisse (CPT) im Hinblick auf die Zuordnung von Spitzendrücken und Reibungsverhältnissen zu Hauptbodenarten berücksichtigt die Erkenntnisse aus der Bohrung. Einzelheiten zur Interpretation der Drucksondierergebnisse sind dem Abschnitt 4.5.2 zu entnehmen.

4.5 Ableitung geotechnischer Kenngrößen aus CPT-Daten

4.5.1 Allgemeines

Die Drucksondierung (CPT) mit der Ermittlung der Messgrößen des Spitzendruckwiderstandes q_c , der Mantelreibung f_s und des Porenwasserdrucks u stellt ein bewährtes Verfahren zur Erkennung der Baugrundsichtung dar. Es existieren zahlreiche Auswertungsmittel, anhand derer sowohl auf die Zustandsparameter der anstehenden Bodenschichten als auch auf die Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften rückgeschlossen werden kann.

Mit den vorliegenden CPT-Erkundungen wurde auch der Porenwasserdruck u gemessen. Die Größe der auf die Spitze wirkenden Wasserdruckkraft lässt sich näherungsweise aus dem gemessenen Porenwasserdruck u_2 und dem Grundflächenfaktor a aus der Querschnittsfläche der Kraftmesszelle AN und der projizierten Spitzendruckfläche A_s ermitteln. In der DIN EN ISO 22476-1 [23] wird dieser Korrekturfaktor auch als Grundflächenfaktor bezeichnet. Um die Messgröße q_c im Sinne einer effektiven Spannung zu korrigieren, ist dieser Lastanteil nach Gl. (11) der Messgröße wieder hinzuzurechnen.

$$q_t = q_c + u_2 \cdot (1 - a) \quad (1)$$

mit:

q_t korrigierter Spitzenwiderstand

q_c Messwert des Spitzendrucks

u_2 Porenwasserdruck, gemessen hinter der Drucksondierspitze

a Spitzenflächenverhältnis aus A_N / A_S (Grundflächenfaktor)

A_N Querschnittsfläche der Kraftmesszelle

A_S projizierten Spitzendruckfläche

Die Größe der Korrekturbeiwertes bzw. des Grundflächenfaktors a ist sondenabhängig und ist den Angaben in den Sondierdiagrammen entnommen worden.

Bei der Messung von u_2 in sehr dicht gelagerten Feinsanden, schluffigen Sanden oder überkonsolidierten Tonen kann es infolge von Dilatanzeffekten zu negativen Porenwasserüberdrücken Δu_2 kommen.

4.5.2 CPT-Interpretation - Bodenklassifizierung und Baugrundsichtung

Im Projekt wurde ergänzend zur Bodenklassifizierung anhand der in der Bohrung gewonnenen Bodenproben diese auch CPT-basiert mittels des Verfahrens von Ramsey [41] vorgenommen. Die Ergebnisse wurden anhand der Bodenproben überprüft. Die Erkenntnisse hieraus können herangezogen werden, die Baugrundverhältnisse im Rahmen der geotechnischen Erkundung ergänzend zu den direkten Aufschlüssen auch CPT-basiert abzuleiten.

Grundlage der Auswertung gemäß [41] sind der normierte Spitzendruck Q'_t nach Gl. (2), die normierte Mantelreibung R'_f nach Gl. (3) und das normierte Porenwasserdruckverhältnis B'_q nach Gl. (4).

$$Q'_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} = \frac{q_{cnet}}{p'_0} \quad (2)$$

$$R'_f = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} = \frac{f_s}{q_{c,net}} \quad (3)$$

$$B'_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} = \frac{\Delta u_2}{q_{c,net}} \quad (4)$$

mit:

u_0 hydrostatischer Wasserdruck bezogen auf den Meeresgrund

σ_{v0} totale Überlagerungsspannung

σ'_{v0} effektive Überlagerungsspannung

Δu_2 Porenwasserdruckdifferenz bezogen auf u_2

q_{cnet} „net cone tip resistance“

In dem Verfahren nach [41] lassen sich die Messergebnisse in jeder Tiefenlage unter Verwendung von Gl. (2) bis Gl. (4) durch die beiden Wertepaare (Q'_t - R'_f) und (Q'_t - B'_q) ausdrücken. Mit dem Wertepaar Q'_t - R'_f erfolgt über die Abbildung 7 eine Zuordnung eines

Zahlenwertes zwischen 1 und 9. Gleichzeitig erfolgt mit dem Wertepaar Q_t' - B_q' über die Abbildung 8 die Zuordnung eines weiteren Zahlenwertes zwischen 1 und 9. Bei unterschiedlichen Ergebnissen der beiden Auswertungen ist der kleinere Wert entscheidend. Anschließend wird dem ermittelten Zahlenwert eine Bodenart nach Tabelle 6 zugeordnet.

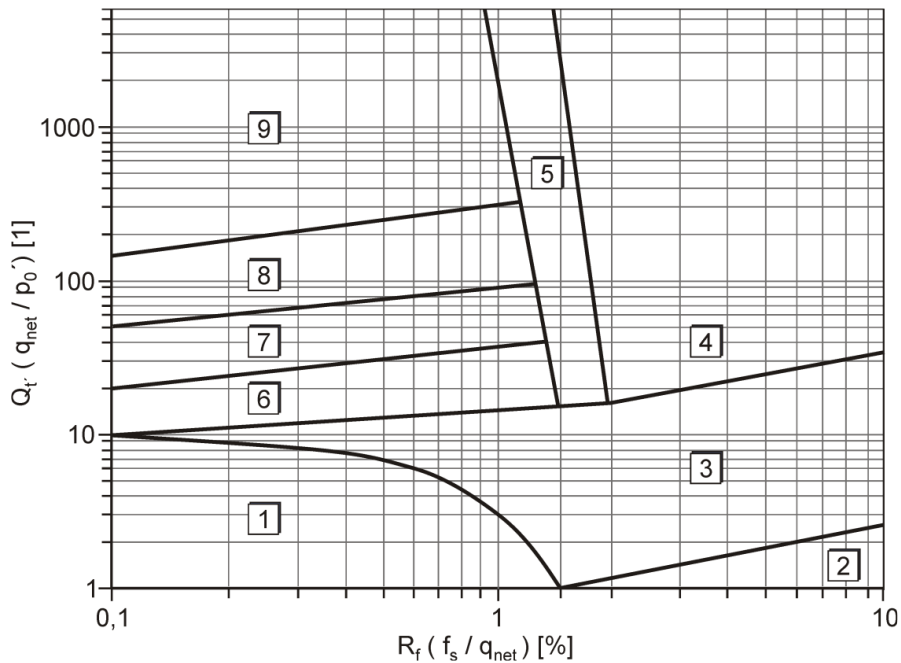


Abbildung 7: Zuordnung der Bodenart nach dem Wertepaar Q_t' - R_f' [41]

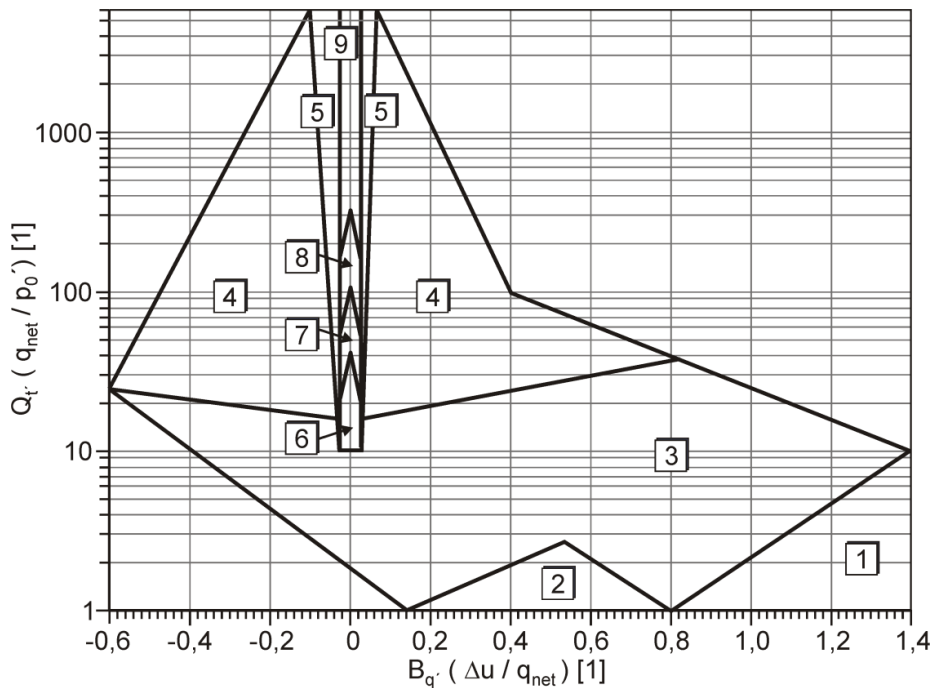


Abbildung 8: Zuordnung der Bodenart nach dem Wertepaar Q_t' - B_q' [41]

Tabelle 6: Zuordnung der CPT-Zonen zu den Bodenarten [41]

CPT-Zone	Bodenart	Bindiger Anteil	Ton-Anteil
1	stark sensitive Tone		
2	Organischer Ton und Torf		
3	Ton ($cul\sigma_{v0}' \leq 1$)		
4	Ton ($cul\sigma_{v0}' > 1$)		
5	Sand, tonig	$\leq 35 \%$	$\geq 5 \%$ bis 12%
6	Schluff, sandig, stark tonig	$> 35 \%$ bis 65%	$\geq 5 \%$ bis 12%
7	Schluff, sandig	$> 35 \%$ bis 65%	$< 5 \%$
8	Sand, schluffig	$> 12 \%$ bis 35%	$< 5 \%$
9	Kies, Sand, bis schwach schluffig	$\leq 12 \%$	$< 5 \%$

Das vorstehende Interpretationsmodell nach Ramsey [41] wurde auf der Grundlage zahlreicher Messungen in der Nordsee mit Konuspenetrometern mit einer Konusgrundfläche von 10 cm^2 und einer Eindringgeschwindigkeit von $20 \text{ mm/s} \pm 5 \text{ mm/s}$ abgeleitet. Eine gute Zuverlässigkeit der Methode wird jedoch auch für eine größere Kegelgrundfläche von 15 cm^2 bestätigt.

4.6 CPT-Interpretation - Bodenmechanische Kennwerte

4.6.1 Bezogene Lagerungsdichte

Die bezogene Lagerungsdichte I_D wurde nach dem Verfahren von CLAUSEN et al. [42] gemäß Gl. (11) ermittelt.

$$I_D = 0.4 \cdot \ln\{q_c / [22 \cdot (\sigma'_{v0} \cdot \sigma_{atm})^{0.5}]\} \quad (5)$$

mit:

q_c Sondierspitzenwiderstand (cone resistance) in $[\text{kN/m}^2]$

σ'_{v0} effektive Überlagerungsspannung $[\text{kN/m}^2]$

σ_{atm} atmosphärischer Druck $[\text{kN/m}^2]$

Die Korrelation basiert auf der (großen) Datenbasis des NGI und ist eine Zusammenführung der beiden Bilder von BALDI et al. (5.47) aus [39], vgl. Abbildung 9.

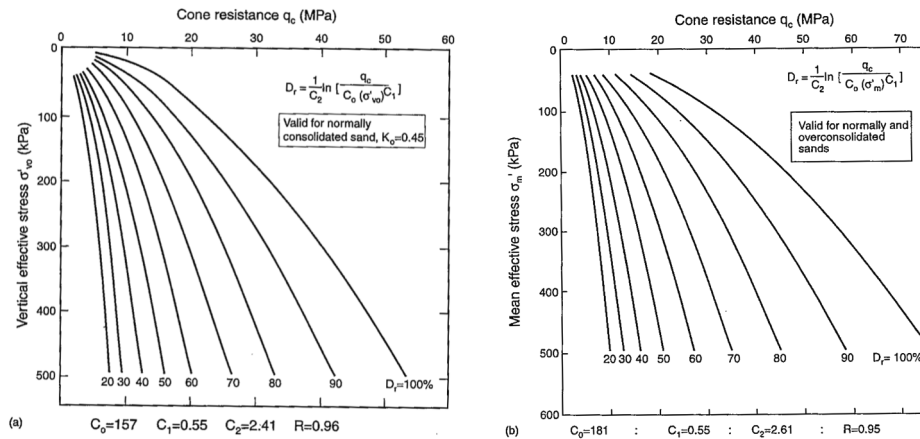


Abbildung 9: Zusammenhang Spitzenwiderstand-Lagerungsdichte-Effektive Auflastspannung [39]

Es wird in [39] hingewiesen, dass für sehr dichte Sande in geringen Tiefen die Gleichung Ergebnisse $D_r > 1,0$ liefert, dieses realistisch und ausdrücklich in Berechnungen zu verwenden sei. In Abstimmung mit dem geotechnischen Experten RI+P wurde jedoch demgegenüber eine konservative Herangehensweise gewählt, die Lagerungsdichten an allgemeine Erfahrungswerte aus der Jade-Umgebung angepasst und so teils deutliche (auf der sicheren Seite) liegende Abminderungen vorgenommen.

Die Ergebnisse für die relative Lagerungsdichte nach CPT-Interpretation sind in Anlage 2.4 angegeben.

4.6.2 Wichte des wassergesättigten Bodens

Die Auftriebswichte des Bodens γ' wurde im Projekt orientierend nach dem Verfahren von MAYNE [40] nach Gl. (11) ermittelt. Der Ansatz ist für weiche bis steife Tone, Schluffe, lockere bis dichte Sande, Kiese und gemischtkörnige Böden anwendbar.

$$\gamma_r [\text{kN/m}^3] = 8.32 \cdot \log V_s [\text{m/s}] - 1.61 \cdot \log z [\text{m}] \quad (6)$$

mit:

V_s Scherwellengeschwindigkeit (shear wave velocity) [m/s]

z Tiefe unter Meeresboden [m]

Anschließend wird Auftriebswichte des Bodens γ' wie folgt berechnet:

$$\gamma' [\text{kN/m}^3] = \gamma_r - \gamma_w = \gamma_r - 10 \text{ kN/m}^3 \quad (7)$$

Die Scherwellengeschwindigkeit V_s , die für die Bestimmung der Wichte des wassergesättigten Bodens (γ_r) benötigt wird, wird wie von Mayne [44] empfohlen bestimmt.

$$V_S [\text{m/s}] = (10.1 \cdot \log q_t [\text{kPa}] - 11.4)^{1.67} \cdot \left[\frac{f_S}{q_t} \cdot 100 \right]^{0.3} \quad (8)$$

mit:

q_t korrigierter Spitzenwiderstand (corrected cone resistance) [kPa]

Gelegentlich neigt das Interpretationsmodell von MAYNE [44] dazu, in glazial beeinflussten Böden unrealistisch kleine Werte der Bodenwichte zu liefern. Dies war hier im meeresbodennahen Bereich für die mineralischen Böden teils der Fall. In diesen Fällen wurden die Erfahrungswerte der RI+P hinzugezogen und die Wichte angepasst.

Die Ergebnisse für die Auftriebswichte nach CPT-Interpretation sind in Anlage 2.4 angegeben.

4.6.3 Scherfestigkeit von nichtbindigen Böden

Die Scherfestigkeit der nichtbindigen Böden (Sande), ausgedrückt als innerer Reibungswinkel ϕ' , wurde orientierend CPT-basiert abgeschätzt.

Hierbei wurde der Ansatz von KLEVEN et al. (1986) für Nordseesande verwendet (mitgeteilt in **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.**), der eine Korrelation zwischen dem Reibungswinkel und der bezogenen Lagerungsdichte herstellt.

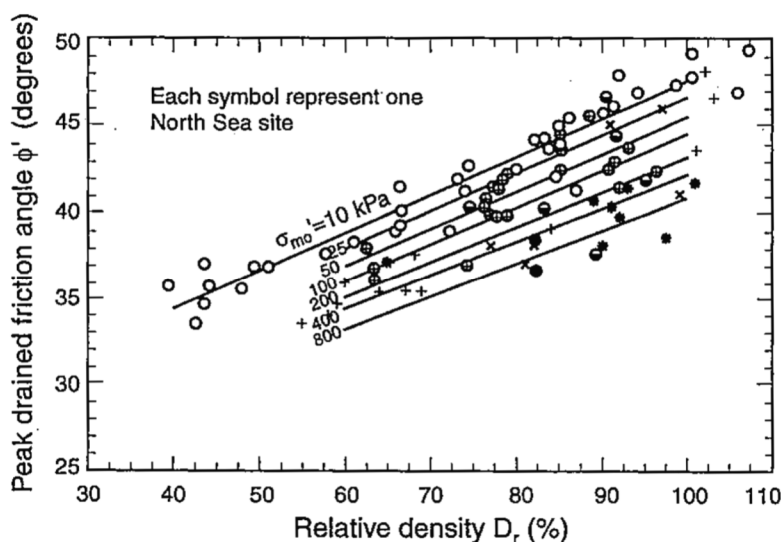


Abbildung 10: Korrelation zwischen Innerem Reibungswinkel und bezogener Lagerungsdichte gemäß Kleven et al.[39]

Die Ergebnisse für den Inneren Reibungswinkel nach CPT-Interpretation sind in Anlage 2.4 angegeben.

4.6.4 Scherfestigkeit von bindigen Böden

Ergänzend zu den Laboruntersuchungen wurde die Scherfestigkeit bindiger Böden, die sich über die undrännierte Scherfestigkeit c_u beschreiben lässt, CPT-basiert gemäß DIN 4094 [18] abgeschätzt über Gl. (9).

$$c_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \quad (9)$$

mit:

q_t korrigierter Spitzenwiderstand (corrected cone resistance) [kPa]

σ_{v0} totale Überlagerungsspannung [kN/m²]

N_{kt} Konusfaktor (cone factor) [-]

Der Spitzenfaktor N_{kt} liegt dabei erfahrungsbasiert in einem Bereich von $15 \leq N_{kt} \leq 25$, wobei für eine konservative Abschätzung N_{kt} an der oberen Grenze liegend verwendet werden sollte. Allerdings kann bei normalkonsolidierten bis leicht überkonsolidierten Tonen ein Wert bis $N_{kt} = 10$ auftreten. Bei sehr steifen Tonen kann der Spitzenfaktor bis 30 betragen. Hier wurde konservativ ein Konusfaktor von 25 berücksichtigt. Sofern die Laboruntersuchungen niedrigere als die errechneten Werten zeigten wurde eine Abminderung der c_u -Werte vorgenommen.

4.6.5 Steifigkeit

Für nichtbindige Böden wurde der Steifemodul E_s bei behinderter Seitendehnung gemäß DIN 4094 [18], nach Gl. (10) ermittelt. Es kann angenommen werden, dass der Steifemodul für Sande einen Höchstwert von 250 MPa (350 MPa) hat. Die nach Gl. (10) ermittelten Werte wurden mit den Erfahrungswerten für diese Böden abgeglichen und gegebenenfalls abgemindert.

$$E_s = \alpha \cdot q_c \quad (10)$$

mit:

E_s Steifemodul (constrained modulus) [kN/m²]

q_c Sondierspitzenwiderstand (cone resistance) in [kN/m²]

α Faktor;

für schluffiger Sande $\alpha=2$, für Fein- und Mittelsande $\alpha=3,5$,

für Grobsande sowie kiesige Sande $\alpha=5$ und

für leicht plastischen Schuff: $3 < \alpha < 8$ für $q_c < 2$ MPa und $1 < \alpha < 2,5$ für $q_c > 2$ MPa

Die Ergebnisse für die Steifemodul nach CPT-Interpretation sind in Anlage 2.4 angegeben

4.7 Zusammenfassende Auswertung der Baugrunduntersuchungen

4.7.1 Geotechnischer Längsschnitt

Auf der Grundlage der im Zeitraum von Juli/ August 2023 im Bereich der Anlegestelle durchgeführten Baugrunduntersuchungen ist zusammenfassend ein Baugrundprofilschnitt (Längsschnitt) gelegt worden und in Anlage 2.3 beigefügt.

Längsschnitt 1-1: Längsschnitt NW-SO durch die gesamte Länge der Anlegestelle, Ansatzpunkte:

MD1– MD2- MD3– BH- BD1– BD2- BD3– MD4 – MD5- MD6

4.7.2 Prinzipieller Baugrundaufbau

Die Auswertung der abgeteufte Bodenaufschlüsse führt zu der nachfolgenden prinzipiellen Schichtenabfolge bzw. Stratigraphie der Hauptbodenarten im direkten Gründungsbereich der Anlegestelle:

▪ **Schluff /Sand:** **SE / SU / SU* / UL**

Am Meeresboden findet sich im gesamten Untersuchungsgebiet zunächst eine Deckschicht aus marinem Sand und Schluff. Sie kommt im gesamten Untersuchungsgebiet vor und ist zwischen 1,8 m und 4,6 m mächtig. Sie weist tendenziell eine lockere bis allenfalls mitteldichte Lagerung auf, ist vermutlich holozänen Ursprungs und das Ergebnis von strömungsbedingten Umlagerungen der unterlagernden Sande

▪ **Sande:** **SE / SU**

Unter der marinen Deckschicht wurden in allen Aufschlüssen Sande bzw. schwach schluffige Sande angetroffen, die hauptsächlich aus Fein- und Mittelsanden, teils aus Grobsand bestehen. Diese Schicht erstreckt sich über das gesamte Untersuchungsgebiet bis zur Erkundungsendteufe. Sie weisen teils kiesige und schwache tonige Anteile auf. Im Einzelfall, bei BH1 ist in 65,5 mTuM ein geringmächtiger Ton (d=50 cm) eingeschaltet. Die Sande weisen eine hauptsächlich eine dichte bis sehr dichte Lagerung auf, sind sicher pleistozänen Ursprungs und als Ergebnis einer eiszeitlichen Überprägung anzusprechen.

4.7.3 Homogenbereiche

Gemäß VOB/C [36] sind Böden mit vergleichbaren Eigenschaften gegenüber den in Frage kommenden Arbeiten in Homogenbereiche einzuteilen.

Nach den uns vorliegenden Kenntnissen ist die Ausführung von Rammarbeiten gemäß DIN 18304 [20] und von Nassbaggerarbeiten gemäß DIN 18311 [21] geplant. Entsprechend der in der jeweiligen Norm festgelegten Kriterien/ Eigenschaften werden nachfolgend die zu bearbeitenden Homogenbereiche beschrieben und deren Kennwerte sowie deren Bandbreite im Hinblick auf die Bauausführung angegeben, vgl. Tabelle 7.

Bei der Abschätzung der Bandbreite der bodenmechanischen Eigenschaften der Böden der einzelnen Homogenbereiche werden vorliegende Erfahrungswerte vergleichbarer Böden herangezogen. Aufgrund natürlicher geogen bedingter Unregelmäßigkeiten sind jedoch Abweichungen davon möglich.

Tabelle 7: Homogenbereiche des Baugrunds

Kennwerte / Eigenschaften	Bestimmung gemäß	DIN 18304 (Ramm-, Rüttel-, und Pressarbeiten)	DIN 18311 (Nassbaggerarbeiten)	Homogenbereich A	Homogenbereich B	Homogenbereich C
Ortsübliche Bezeichnung		x	x	Schluff / Sand, mitteldicht	Fein- und Mittelsande, teils schwach schluffig, mitteldicht bis dicht	Fein-, Mittel- und Grobsande, teils schwach schluffig, dicht bis sehr dicht
Korngrößenverteilung [%]	DIN EN ISO 17892-4	x	x	T/U/S/G = <5/0-20/60-80/<20	T/U/S/G = 0/0-10/80-100/<5	T/U/S/G = 0/0-10/80-100/<10
Massenanteil Ton [%]						
Massenanteil Ton+Schluff [%]						
Massenanteil Ton+Schluff+Sand [%]						
Massenanteil Ton+Schluff+Sand+Kies [%]						
Massenanteil Steine [%]	DIN EN ISO 14688-1 (Bestimmung durch Aus- sortieren etc. & Wiegen)	x	x	<1	<1	<1
Massenanteil Blöcke [%]		x	x	<1	<1	<1
Massenanteil große Blöcke [%]		x	x	<1	<1	<1
mineralogische Zusammensetzung der Steine und Blöcke	DIN EN ISO 14689-1					
Dichte [g/cm³]	DIN EN ISO 17892-2					
Kohäsion [kN/m²]	DIN EN ISO 17892-9 DIN EN ISO 17892-10					
undränirte Scherfestigkeit [kN/m²]	DIN 4094-4 DIN EN ISO 17892-7 DIN EN ISO 17892-8		x	15-40 (Erfahrungswert)	n.b.	n.b.
Sensitivität [1]	DIN EN ISO 22476-9					
Wassergehalt [%]	DIN EN ISO 17892-1	x	x	n.u.	n.u.	n.u.
Konsistenz	DIN EN ISO 14688-1		x	n.b.	n.b.	n.b.
Konsistenzzahl [1]	DIN EN ISO 17892-12	x		n.b.	n.b.	n.b.
Plastizität	DIN EN ISO 14688-1					
Plastizitätszahl [%]	DIN EN ISO 17892-12	x		n.b.	n.b.	n.b.
Durchlässigkeit [m/s]	DIN EN ISO 17892-11					
Bezogene Lagerungsdichte I_D [1]	DIN 18126	x	x	0,35 - 0,65	0,35 - 0,85	0,65 - 1,00
Kalkgehalt [%]	DIN 18129		x	lab	lab	lab
Sulfatgehalt [%]	DIN EN 1997-2					
Organischer Anteil [%]	DIN 18128		x	lab	lab	lab
Benennung u. Beschreibung org. Böden	DIN EN ISO 14688-1		x	n.r.	n.r.	n.r.
Abrasivität	NF P18-579					
Bodengruppe	DIN 18196/18915	x	x	SE, SU, SU*, UL	SE, SU	SE, SU

x = Angabe bei Baumaßnahme erforderlich | n.u. = nicht untersucht | n.b. = nicht bestimmbar | n.r. = nicht relevant

5 Geotechnisches Baugrundmodell

5.1 Allgemeines

Die Abbildung der angetroffenen und im Abschnitt 4 dargestellten Baugrundverhältnisse in ingenieurmäßigen Baugrundmodellen erfordert die Ableitung eines Modellbaugrundes bzw. rechnerischer Bodenprofile. Der Modellbaugrund bildet die Grundlage für eine zutreffende, d.h. wirklichkeitsnahe Abbildung der Boden-Bauwerk- Interaktion und damit für die statischen Nachweise der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks.

Die Ableitung eines Modellbaugrundes impliziert zwei wesentliche Bearbeitungsschritte:

- I. Reduktion bzw. Vereinfachung des geschichteten und inhomogenen Baugrundes zu einzelnen diskreten Bodenschichten mit ähnlichem Festigkeits-, Verformungs-, Durchlässigkeits- und/ oder Konsolidierungsverhalten
- II. Zuordnung von kennzeichnenden Bodenparametern zu den Bodenschichten gemäß den Anforderungen der geotechnischen Modelle für die Bemessung der Gründungselemente

Beide Arbeitsschritte erfordern unter den vorliegenden Randbedingungen eine abgesicherte Kenntnis der komplexen Boden-Bauwerk-Interaktion.

Die Festlegung und Angabe von bodenmechanischen und -physikalischen Kennwerten muss diesem Umstand dahingehend Rechnung tragen, dass die darauf aufbauenden Bemessungsverfahren nachhaltig auf der sicheren Seite liegen, d.h. in der vorliegenden Bauaufgabe ausreichend große Einbindetiefen und Blechstärken der Pfahlelemente ermittelt werden.

Zur Verdeutlichung der Komplexität der Boden-Bauwerk-Interaktion ist beispielsweise darauf hinzuweisen, dass eine konservative Annahme der axialen (äußeren) Pfahltragfähigkeit nicht zwangsläufig einen ebenso konservativen Ansatz der lateralen Pfahlbettung impliziert. So führt etwa die Unterschätzung bzw. rechnerische Abminderung der örtlichen Festigkeit bzw. Reibungsbegabung des Bodens im Rahmen der Betrachtung der äußeren Pfahlstandsicherheit zu größeren (sicheren) Pfahleinbindetiefen, jedoch tendenziell örtlich geringeren (ggf. unsicheren) Blechdicken im Rahmen der inneren Pfahlbemessung.

5.2 Festlegung der Berechnungsprofile und geotechnischen Kennwerte

Aus den Ergebnissen der geotechnischen Untersuchungen ist abzuleiten, dass im Projektgebiet im Grundsatz hauptsächlich bzw. dominierend rollige Lockergesteine anstehen. Im Hinblick auf eine vereinfachte rechnerische Profilierung des Baugrundes wurde der Baugrund in die Hauptbodenarten Sand und Sand/Schluff unterschieden.

Hierbei wurde für jeden Pfahlstandort ein Untersuchungsprofil und ein Bemessungsprofil entwickelt. Die Bemessungsprofile sind gemäß DIN 4020, Abschnitt A7.3.1 [17] heranzuziehen für das Design der Pfähle im Betriebszeitraum. Die Bemessungsprofile berücksichtigen die rechnerisch angesetzte Lage des Meeresbodens, die vorgesehenen Baumaßnahmen (Nassbaggerungen, künstliche Aufschüttungen durch Kolkschutzmaterialien) und Annahmen zum Baugrundaufbau unterhalb des Untersuchungshorizonts.

Dem gegenüber berücksichtigen die Untersuchungsprofile die zum Untersuchungszeitpunkt angetroffene Meeresbodenhöhe und allein die Ergebnisse des jeweiligen lokalen Baugrundaufschlusses durch CPT.

Da die Drucksondierungen mit Erreichen der Geräteauslastung (im Mittel bei 58.3 mSKN) vor Erreichen der projektierten Endtiefe (-85 mSKN) abgebrochen wurden, wurden zur Ableitung der Baugrundbeschaffenheit unterhalb der Sondierendteufe die Ergebnisse der Bohrung BH1 herangezogen. Da im Bohraufschluss die Festigkeit der dort angetroffenen Sande nicht erfasst wurde, ist die Lagerungsdichte der Sande im Bemessungsprofil lediglich mit „mitteldicht“ angesetzt worden. Dies stellt aus geologischer Sicht, wie auch unter Hinzuziehung der Erfahrungen der RI+P aus benachbarten Projekten eine hinreichend konservative Herangehensweise dar.

Aus folgenden Gründen ist eine seitens des Designers gewünschte Zusammenfassung der einzelnen Bemessungsprofile zu einem einzigen Berechnungsprofil für die gesamte Anlage nicht erfolgt:

- Damit wird tendenziell das ungünstigste Bodenprofil mit der geringsten Tragfähigkeit Grundlage der Bemessung aller Pfähle. Dies führt zu einer konservativen Herangehensweise, jedoch werden Tragreserven an 9 von 10 Pfahlstandorten preisgegeben, die tendenziell über höhere Baugrundwiderstände verfügen. Da hier die Lasten der Pfähle nicht einheitlich sind, ist dies tragwerksplanerisch unter Berücksichtigung der hier vorliegenden Randbedingungen (Pfähle sind gefertigt und kaum mehr anzupassen, so dass keine Preisgabe von Lastreserven erfolgen sollte) als nachteilig aufzufassen
- Insbesondere der das Design dominierende laterale Lastabtrag kann ohne Durchführung orientierender Berechnungen kaum wirklichkeitsnah allein mit „engineering judgement“ abgeschätzt werden. Unseres Erachtens erfordert eine Clusterung der Einzelprofile zur Identifikation des oder der maßgebenden Bemessungsprofile ohnehin eine Berechnung aller Profile. Nicht selten werden für axiale und laterale Nachweis auch unterschiedliche Bodenprofile maßgebend
- Sollte hingegen tatsächlich nur ein maßgebendes Bemessungsprofil bereitzustellen sein, wäre ein fiktives Bemessungsprofil zu erstellen, das ungünstige Eigenschaften einzelner Standorte zusammenführt und damit – gegenüber den ungünstigsten aufgeschlossenen Baugrundprofil - nochmals ungünstigere Eigenschaften bereitstellt. Unter den vorliegenden Planungsrandbedingungen gilt Vorgenanntes hier umso mehr.

Die geotechnischen Kenngrößen werden im Sinn der DIN EN 1997-1 [10] als charakteristische Werte angegeben. Demnach sind unter charakteristischen Werten vorsichtige Schätzwerte der Werte zu verstehen, die im Grenzzustand wirken. Die geotechnischen Parameter sind im Wesentlichen auf der Grundlage der Ergebnisse der Drucksondierungen und der uns vorliegenden Erfahrungswerte aus Ergebnissen von Laboruntersuchungen in Jade-Nordsee-Projekten mit ähnlichen Baugrundverhältnissen und den in der Literatur angegebenen Erfahrungswerten für Korrelationen ermittelt worden. In dieser Hinsicht sind aus den zur Verfügung stehenden Korrelationsmethoden im Grundsatz konservative Verfahren herangezogen worden und die Ergebnisse abschließend durch den Erfahrungshorizont – unter Hinzuziehung der Erfahrungen der RI+P aus benachbarten Projekten - auf Plausibilität geprüft worden, so dass die Rechenwerte als deterministisch abgesichert gelten können.

Die Parameter sind jeweils bereitgestellt als wahrscheinlicher Wert (best estimate BE) sowie als unterer (low estimate LE) und oberer (high estimate HE) Wert. Die Verwendung der Werte BE, LE und HE sollte gemäß Tabelle 8 erfolgen.

Tabelle 8: Ansatz der Bodenparameter BE/LE/HE in den statischen Nachweisen

ULS Nachweis	Pfahlmantelreibung	BE
	Pfahlspitzenwiderstand	LE
	Lateraler Bettungswiderstand	BE
SLS Nachweis	Pfahlmantelreibung	BE
	Pfahlspitzenwiderstand	BE
	Lateraler Bettungswiderstand	BE
Rammpbarkeitsanalyse	Pfahlmantelreibung	HE
	Pfahlspitzendruck	HE
Rammermüdung	Pfahlmantelreibung	BE
	Pfahlspitzendruck	HE

Für die vereinfachten rechnerischen Bodenprofile sind in Anlage 3 die zugehörigen charakteristischen bodenphysikalischen und bodenmechanischen Kennwerte gemäß Tabelle 9 angegeben.

Eine Abminderung der Bodenparameter, etwa zur Berücksichtigung von verbleibenden Unsicherheiten in der Erfassung der tatsächlichen Baugrundverhältnissen erachten wir als nicht erforderlich. Insoweit kann und sollte die im Design zunächst gewählte 5°-Abminderung des Reibungswinkels zur Kompensation der Unsicherheit aus der ersten Schätzung der Baugrundverhältnisse (vor dem Vorliegenden projektspezifischer Baugrundaufschlüsse) nicht weiter angewandt werden.

Die richtige Weiterverwendung der angegebenen geotechnischen Kennwerte sowie deren ergänzende Überprüfung im Zuge der Ausführung vor Ort (beispielsweise im Zuge der Pfahlrammung) obliegt den mit der Planung und Herstellung betrauten Fachingenieuren und dem Entwurfsverfasser unter entsprechender Würdigung und Interpretation aller Belange des geplanten Bauwerks und der angetroffenen geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse.

Tabelle 9: Bodenparameter in den rechnerischen Bodenprofilen in Anlage 3

Bodenparameter	Kurzzeichen	Einheit
Sondierspitzenndruck	q_c	MPa
Bezogene Lagerungsdichte	I_D	%
Wichte des Bodens unter Auftrieb	γ'	kN/m ³
Winkel der Inneren Reibung	φ'	°
Dränierte Kohäsion	c'	kPa
Undränierte Kohäsion	c_u	kPa
Steifemodul	E_s	MPa

6 Hinweise und Gründungsempfehlungen zur Bemessung der Dalben-Fundamente

6.1 Allgemeines

Die Genehmigungsplanung ist bereits weit fortgeschritten und der Gründungsentwurf für die Anlegestelle vorgelegt worden (Monopile/Dalben). Es wird daher an dieser Stelle darauf verzichtet, mögliche alternative Gründungsformen zu diskutieren und hierzu Hinweise bereitzustellen.

Eine Monopile-Gründung wird von uns an allen vorgesehenen Dalben-Standorten aus tragwerksplanerischer Sicht als machbar und als Vorzugsvariante angesehen sowie zur Ausführung empfohlen.

6.2 Gültigkeitsbereich

Im Rahmen der Bemessung gemäß DIN EN 1997-1 [10] und DIN 1054 [16] ist für die Gründungskonstruktion nachzuweisen, dass ausreichende Sicherheitsabstände gegenüber äußeren Grenztragfähigkeitszuständen eingehalten werden und die Gebrauchstauglichkeit nicht durch unzulässige Bauwerksverformungen beeinträchtigt wird. Damit sind geotechnische Nachweise hinsichtlich der ausreichenden axialen und lateralen Pfahltragfähigkeit sowie der Einhaltung zulässiger Verformungen zu führen.

Die hoheitlich tätige Genehmigungsbehörde WSA hat aufgrund positiver Anwendungserfahrungen der EAU beim Bau und Betrieb der benachbarten Anlegestellen in der Jade vorgegeben, dass der Entwurf auch hier dem Standard EAU 2020 [35] folgen soll. Insoweit sind die besonderen Festlegungen der EAU an die Ausbildung der Pfähle unter Berücksichtigung von deren Funktion als Anker- und Anlegedalben zu beachten. Danach werden mit Verweis auf „langjährige Erfahrungen mit den spezifischen Randbedingungen von Uferauffassungen (z.B. größere Verformungstoleranz gegenüber anderen Ingenieurbauwerken)“ besondere Festlegungen getroffen, die von DIN EN 1997-1 und DIN 1054 abweichen können, beispielsweise betreffend fallweise niedrigerer Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Beanspruchungen sowie für Widerstände im Grenzzustand des Versagens. Ob hier die Voraussetzungen für eine fallweise Abminderung des Sicherheitsniveaus gegenüber EC7/DIN1054 gegeben sind, etwa betreffend der Erfahrung des Verfassers der EAU zum Einsatz von Pfählen mit großem Durchmesser und großer Einbindelänge und betreffend der Verformungstoleranz der Konstruktion, kann von uns nicht bewertet werden. Sollten hierüber Zweifel bestehen, empfehlen wir die Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte des EC7/DIN 1054.

Der nachfolgende Abschnitt umfasst Hinweise zu den genannten geotechnischen Nachweisen sowie zur Ermittlung der Gründungswiderstände für Strukturanalysen. Die Strukturanalysen hinsichtlich der inneren Bemessung der Gründungspfähle sind nicht Gegenstand des vorliegenden Berichtes. Gleiches gilt für eventuelle Nachweise gegenüber im Zuge der Pfahlrammung hervorgerufene Ermüdungszustände (z.B. bei hard driving) sowie ggf. Transportzustände.

6.3 Axiale Pfahlbemessung

6.3.1 Allgemeines

Nachfolgender Abschnitt umfasst Hinweise für die Pfahlbemessung infolge eines axialen Lastangriffs. Die Nachweise für die axiale Belastung können unseres Erachtens entkoppelt von der lateralen Belastung betrachtet werden. Ein Einfluss einer gegenseitigen Interaktion zwischen axialem und lateralem Tragverhalten ist nach derzeitigem Stand des Wissens ohne signifikante Relevanz und kann daher im Rahmen der Bemessung vernachlässigt werden [44].

6.3.2 Ermittlung statischer axialer Pfahlwiderstände in Sand

Zur Berechnung der statischen axialen Grenzwiderstände sind bodenschicht- und tiefenabhängige Mantelreibungsspannungen und (bei der Druckgrenzlast) Spitzendruckwiderstände festzulegen. Bei der Bemessung auf Grundlage von Erfahrungswerten stellen die EA Pfähle [32] – anders als für herkömmliche Bauwerkspfähle - für die hier vorliegenden Randbedingungen (Stahlrohrrammpfähle, große Pfahldurchmesser, hohe Lagerungsdichten der Sande etc.) keine Erfahrungswerte bereit.

Hinsichtlich der Berechnung der axialen Tragfähigkeit von Stahlrohrpfählen in Sand empfehlen wir daher die Ableitung bodenschichtabhängiger Mantelreibungs- und Spitzendruckwerte in Anlehnung an die Verfahren des API RP2 GEO [28] (Haupttextmethode/ β -Methode) unter Berücksichtigung der dort angegebenen erfahrungsbasierten Grenzwerte für Spitzendruck und Mantelreibung.

Für sandige Böden kann die erfahrungsbasierte langzeitliche axiale Drucktragfähigkeit der Pfahlelemente im Grenzzustand gemäß Tabelle 10 ermittelt werden.

Die jeweils maßgebenden Hauptbodenarten und die zugehörigen Lagerungsdichten sind tiefenabhängig den Angaben der Bemessungsbodenprofilen in Anlage 3 zu entnehmen.

Tabelle 10: Langzeitliche Pfahltragfähigkeiten sandiger und schluffiger Böden auf der Grundlage von Erfahrungswerten gemäß [28]

Hauptbodenart/ Lagerungsdichte		Tragfähig- keitsbeiwert N_q in 1	Pfahlspitzen- druck q_c im Grenzzustand in MN/m ²	Pfahlmantelreibung f (Druck) im Grenzzustand in kN/m ²
Sand	sehr locker	8 ¹⁾	1,9 ¹⁾	47 ¹⁾
	locker	12 ¹⁾	2,9 ¹⁾	67 ¹⁾
	mitteldicht	20	4,8	81
	dicht	40	9,6	96
	sehr dicht	50	12	115
Schluff + Sand, schluffiger Sand	locker	8 ¹⁾	1,9 ¹⁾	47 ¹⁾
	mitteldicht	12	2,9	67
	dicht	20	4,8	81
	sehr dicht	40	9,6	96

- 1) Gemäß den Hinweisen der API RP2GEO können die angegebenen Werte unkonservativ sein. Da das Vorhandensein locker gelagerter Sande im vorliegenden Anwendungsfall auf die marine Deckschicht und damit in der Mächtigkeit völlig untergeordnete Bodenschichten beschränkt ist, ist die hieraus resultierende mögliche Unsicherheit vernachlässigbar.

Die Kolkenschutzschicht der Anlege- und (teilweise) der Ankerdalben, die gemäß den Angaben in Abschnitt 3.3 in den Meeresboden einbindet, vgl. Tabelle 2 und Tabelle 3, kann in hinreichender Näherung gemäß Tabelle 10 als dichter Sand aufgefasst und die entsprechenden Pfahlspitzen- und Mantelreibungswerte berücksichtigt werden.

Abweichend zum Ansatz beim lateralen Lastabtrag kann die Kolkenschutzschicht der Ankerdalben, die gemäß Tabelle 3 teilweise auf den Meeresboden aufbaut, beim axialen Nachweis wie vor (für eingebettete Kolkenschutzschicht) berücksichtigt werden. Allein in dem Fall, dass ein spannungs- und damit auflastabhängiger Bemessungsansatz zum axialen Nachweis gewählt wird (ICP-Methode oder dergleichen) muss die lokale Begrenztheit der Auflast angemessen berücksichtigt werden, vgl. etwa das Vorgehen beim lokalen Kolk gemäß [29][31], da anderenfalls eine Überschätzung der Tragwirkung mit zunehmender Tiefe eintritt.

6.3.3 Berücksichtigung der erzielten Erkundungstiefen

Die Drucksondierungen erreichten gerätetechnisch Aufschlusstiefen von im Mittel - 58,3 mSKN, bei geplanten Pfahlabsetztiefen von -56,6 mSKN (MD) und -59,5 mSKN (BD). Die Aufschlüsse reichen damit nicht bis zum erforderlichen Maß vom etwa dem 3-fachen Pfahldurchmesser unter die Pfahlspitze, um die Baugrundbeschaffenheit abgesichert zu erfassen und unsichere Bemessungssituationen auszuschließen. Aufgrund der Geologie

(glaziale Überprägung) können jedoch nicht tragfähige Bodenschichten (Organik, Weichschichten) in dieser Tiefe sicher ausgeschlossen werden. Nach dem Ergebnis der ausreichend tief herabreichenden Bohrung BH1 stehen dort sehr gut tragfähige dichte und sehr dichte Sande an.

Es verbleibt jedoch eine (geringe) Restunsicherheit, ob steife bindige Böden örtlich unterhalb der Aufschlussendtiefe und damit im Absatzbereich der Pfähle anstehen. Unsere Angaben in den Bemessungsprofilen, siehe Anlage 3, berücksichtigen daher einen lediglich mitteldichten Sand unterhalb der Sondierungsendtiefe. Angesichts dessen, dass der axiale Lastabtrag hier nur sehr geringe Ausnutzungsgrade erreicht, stellt dies eine hinreichende konservative Betrachtung dar.

Gemäß Abstimmung mit dem Designer kann als extrem konservative Herangehensweise der Spitzendruck unterhalb der Pfähle rechnerisch vollkommen vernachlässigt werden, jedoch die Mantelreibung gemäß Bemessungsbodenprofil angesetzt werden. Dies trägt dem Umstand Rechnung, dass mit Antreffen bindiger Böden der Spitzendruck deutlich einbricht, die Mantelreibung jedoch nur moderat abnimmt und einen integralen (tiefengemittelten) Wert darstellt.

6.3.4 Abminderung der inneren Mantelreibung

Die in Abschnitt 6.3.2 angegebene Mantelreibungswerte können grundlegend gleichermaßen Innen und Außen am Pfahlmantel angesetzt werden.

Abweichend hierzu wäre bei Ausbildung eines Rammschuhs Innen oder Außen, mit Ausbildung einer Verstärkung der Blechdicke am untersten Pfahlsegment gegenüber dem darüber liegenden Pfahlsegment (Rammschuh), eine Reduktion der aufnehmbaren Mantelreibungskräfte an der darüber liegenden Rohrrinnenwandung vorzunehmen.

Nach den uns vorliegenden Angaben ist kein Rammschuh geplant und damit keine Abminderung erforderlich.

Nach der Pfahlrammung ist die Höhe der Bodensäule in den Pfählen zu überprüfen. Tritt wider Erwarten eine signifikante Höhendifferenz Außen-Innen auf, etwa bedingt durch eine (sehr unwahrscheinliche) Propfenbildung während der Rammung, ist die hinreichende innere Mantelreibung nachzuweisen oder anderenfalls sind entsprechende Kompensationsmaßnahmen (z.B. Auffüllen des Pfahls mit geeignetem Material) vorzusehen.

6.3.5 Abminderung der Widerstände für lange Pfähle

Dem API RP2GEO [28] sind Hinweise zu entnehmen, dass die Bemessungswerte gemäß Anlage 3 unter den hier vorliegenden Randbedingungen (dichte bis sehr dichte Sande) für Pfahleinbindelängen bis zu 45 m zu konservativen Ergebnissen führen. Lediglich für Pfahleinbindelängen > 45 m weist [28] auf mögliche Unsicherheiten in den Pfahlwiderständen hin. Hier beträgt die Pfahleinbindelänge rund 44,5 m, so dass keine Abminderungen der Erfahrungswerte gemäß Tabelle 10 erforderlich werden.

6.3.6 Verschiebungen infolge statischer Axiallast

Die axialen Verschiebungen eines Pfahls sollen gemäß DIN 1054 auf Grundlage von Probelastungen bzw. unter Heranziehung entsprechender Erfahrungswerte ermittelt werden. In der Offshorepraxis ist hingegen die Anwendung des Bettungsmodulverfahrens üblich. Die Abhängigkeit der Größe der Mantelreibung von der Relativverschiebung zwischen Pfahl und Boden wird durch bilineare "t-z"-Kurven und die der Größe des Spitzendrucks von der Pfahlfußverschiebung durch nichtlineare "Q-z"-Kurven beschrieben. In der API-Richtlinie [28] werden Angaben zur Konstruktion dieser Kurven gegeben, welche wiederum auf allgemeinen Erfahrungen bzw. Probelastungen beruhen.

6.3.7 Berücksichtigung des Einflusses zyklischer axialer Lasten

Grundsätzlich sind zyklische Lasteinwirkungen "in geeigneter Weise" in der Gründungsbe-messung zu berücksichtigen. Gemäß EA Pfähle [32] kann das Tragverhalten der Pfähle durch die zyklische Belastung relevant verändert werden, wenn die zyklische Lastspanne F_{zyk} größer als 20 % bzw. die zyklische Lastamplitude F'_{zyk} größer als 10 % der charakteristischen statischen Pfahltragfähigkeit R_{ult} ist. Demnach ist es erforderlich, zyklische Lastanteile in der Nachweisführung zu berücksichtigen, wenn die zuvor genannten Grenzen überschritten werden.

Wir gehen zunächst davon aus, dass derart hohe zyklische Axiallasten bei den hier vorliegenden Pfahl-Gründungen nicht vorliegen, da die axiale Beanspruchung der Pfähle nur zu einem untergeordneten Anteil durch zyklische Lasten (Wind, Wellen, Meeresströmung) hervorgerufen wird. Dies wäre jedoch durch den Designer zu prüfen.

Im Fall relevanter zyklischer Einwirkungen wird auf die entsprechenden Anwendungshinweise der EA-Pfähle [32] verwiesen.

6.3.8 Berücksichtigung von Pfahlprobelastungen im Pfahldesign

Nach den uns vorliegenden Angaben sind keine Probelastungen an den eingebauten Pfählen vorgesehen. Unter wirtschaftlichen Aspekten wären hier dynamische Pfahllasttests zum Ende der Rammung (EoD) zwar machbar, jedoch sind diese nur geeignet, die im Design angenommene axiale Pfahltragfähigkeit zu verifizieren. Diese weist im Projekt jedoch einen unbedeutenden Ausnutzungsgrad auf und muss daher nicht verifiziert werden. Wir erachten derartige Tests im Projekt als nicht zielführend, da hier das Design und die Pfahlabmessungen allein vom lateralen Lastabtrag bestimmt werden. Eine Übertragung der axialen Ergebnisse auf das laterale Tragverhalten ist jedoch ausgeschlossen. Die Ausführung dynamischer Lasttests wird daher nicht empfohlen.

6.3.9 Nachweisführung zum axialen Pfahlwiderstand

Folgende Nachweise sind im Zuge der geotechnischen Bemessung (äußere Tragfähigkeit) einzuhalten:

- Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

- Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

- **Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)**

Die Analyse im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) dient der Sicherstellung einer ausreichenden Standsicherheit der Gesamtstruktur. Der Nachweis einer ausreichenden Standsicherheit lässt sich durch den Abgleich von Bemessungslasten und Bemessungswiderständen führen, wobei ein Ausnutzungsgrad $\mu < 1.0$ zu erreichen ist. Die einzuhaltende Nachweisgleichung sowie die entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerte sind gemäß den Hinweisen in Abschnitt 6.2 der EAU 2020 [35] und ersatzweise bzw. ergänzend der DIN 1054 [16] zu entnehmen.

Der Widerstand für den Nachweis der Zugtragfähigkeit ergibt sich aus der Summe:

- Pfahleigengewicht
- Äußere Pfahlmantelreibung
- Minimum aus innerer Mantelreibung und eingeschlossenem Bodeneigengewicht

Der Widerstand für den Nachweis der Drucktragfähigkeit ergibt sich aus der Summe:

- Äußere Pfahlmantelreibung
- Spitzenwiderstand der Pfahlquerschnittsfläche (Kreisring)
- Minimum aus innerer Mantelreibung und Spitzenwiderstand der inneren Querschnittsfläche

- **Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS)**

Die Analyse im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist unter Berücksichtigung charakteristischer Einwirkungen und Widerstände zu führen. Die Ermittlung der Widerstände für Druck- und Zugbelastung sollte den vorstehenden Ausführungen folgen. Hierbei sind in gleicher Weise die zuvor beschriebenen Abminderungen für die Grenzwiderstände vorzunehmen.

Die axialen Verschiebungen lassen sich unter Verwendung der zuvor beschriebenen "t-z" und "Q-z" Kurven mittels eines Stab-Feder-Modells ermitteln. Hinsichtlich der Setzungsermittlung ist auf der konservativen Seite von einem gepropften Tragverhalten auszugehen, sofern sich dieses rechnerisch nicht ausschließen lässt.

Die zulässigen axialen Verschiebungen für die Gründung ergeben sich aus der vom Designer festgelegten zulässigen Schiefstellung der Gesamtstruktur. Hierbei ist die Setzung und die Hebung infolge der jeweiligen Extremlast betragsmäßig zu addieren und unter Berücksichtigung des Pfahlabstands in die zugehörige Verdrehung der Gesamtstruktur zu überführen.

6.4 Laterale Pfahlbemessung

6.4.1 Allgemeines

Der nachfolgende Abschnitt umfasst Hinweise für die Pfahlbemessung infolge eines lateralen Lastangriffs. Die Nachweise für die laterale Belastung können entkoppelt von der axialen Belastung betrachtet werden, d.h. die gegenseitige Interaktion zwischen lateralem und axialem Tragverhalten kann im Rahmen der Bemessung vernachlässigt werden [44].

6.4.2 Ermittlung statischer Bettungswiderstände und -steifigkeiten

Zur Berechnung des lateralen Pfahltragverhaltens empfehlen wir das üblicherweise verwendete analytische Verfahren zur Berechnung der Schnittgrößen und Verformungen lateral belasteter Pfähle. Die p-y-Methode nach API RP2 GEO [28] ist ein Bettungsmodulverfahren mit nichtlinearen, bodenart- und tiefenabhängigen Federcharakteristiken. Dieses Verfahren, identisch mit dem in der Richtlinie des DNVGL [29] angegebenen, hat sich über Jahrzehnte der Anwendung in der Offshore-Technik bewährt. In der Literatur sowie auch in den API-Richtlinie [28] werden Methoden zur Konstruktion der p-y-Kurven für nichtbindige und bindige Böden angegeben.

Ebenso wie der Ansatz der axialen Tragfähigkeit auf Basis der API RP2 GEO [28] ist auch der API-Ansatz zur lateralen Tragfähigkeit den empirischen Verfahren zuzurechnen und bedarf gemäß EC7 [10] grundsätzlich statischer Pfahlprobelastungen unter vergleichbaren Randbedingungen zum Nachweis der Gültigkeit. Hierbei liefern axial gerichtete dynamische Pfahltests keinen unmittelbaren Anhaltspunkt zu den aufnehmbaren lateralen Bettungswiderständen, vgl. auch Abschnitt 6.3.8. Zielführende laterale Pfahltests sind jedoch unter den Offshore-Bedingungen mit einem vertretbaren technisch-wirtschaftlich Aufwand unseres Erachtens nicht zu realisieren und werden entsprechend der allgemeinen Vorgehensweise auch für dieses Projekt als verzichtbar angesehen.

- **p-y Methode für Sand**

Für die Modellierung der Bettungswiderstände in rolligen Böden empfehlen wir die Methode der API RP2 GEO [28], welche auf einer tanh-Funktion beruht. Diese p-y-Kurven sind auf der Basis langer, schlanker Pfähle mit einem Durchmesser von 0,61 m abgeleitet worden. In der Praxis wird die Anwendbarkeit für flexible Pfähle mit Pfahldurchmesser von bis zu 3,0 m als gegeben angesehen. Die hier eingesetzten Monopiles weisen einen Durchmesser von 4,5 m, so dass der abgesicherte Bereich der Anwendbarkeit der originären p-y-Kurven verlassen wird. Diesbezüglich weist beispielsweise die Richtlinie des DNVGL [30] auf notwendige Modifikationen des originären p-y Ansatzes für Pfähle großen Durchmessers hin. Basierend auf publizierten Erkenntnisse sind hierbei unterschiedliche Modifikation des API-Ansatzes für geringe Lasten und für Extremlasten (wie für den ULS und SLS Nachweis maßgebend) erforderlich.

Modifikationen für Pfähle großer Durchmesser (ULS & SLS)

Aus der Literatur ist bekannt, dass beim Nachweis der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit die Gründungssteifigkeiten durch die originären p-y-Kurven für nichtbindige Böden (Sand) bei großen Monopile-Durchmessern überschätzt werden [45][46][47][48].

Die API p-y-Kurven für Sand wären daher zur wirklichkeitsnahen Prognose der Pfahlverformungen anzupassen. Die Anpassung kann beispielsweise auf der Basis projektspezifischer numerischer Simulationen (Finite Elemente-Methode) erfolgen, um den "Durchmessereffekt" für das vorgesehene Pfahlsystem (Durchmesser, Steifigkeit und Länge) und die vorliegenden Baugrundverhältnisse zu quantifizieren. Diese Methode wird beispielsweise in [50] beschrieben. Der Durchmessereffekt kann im Ergebnis der Berechnung über die Anpassung der für die Pfahlbemessung mit dem p-y-Verfahren zu verwendenden bodenmechanische Kennwerte oder auch durch vergleichbarer Anpassungsfaktoren berücksichtigt werden. Zur Reduzierung des Rechenaufwands kann die Anpassung hier auch anhand eines repräsentativen Dalben-Standorten erfolgen. Sofern keine projektspezifischen Untersuchungen durchgeführt werden, können vereinfachend auch existierende Overlay-API-Modelle [46][48][51] angewendet werden, welche in Abhängigkeit des Pfahldurchmessers und der Baugrundverhältnisse eine Verringerung der Bettungssteifigkeit gegenüber der originären API Methode vorschlagen. Hierbei erachten wir den Ansatz nach Sørensen [48] aufgrund der Einbeziehung der Bodensteifigkeit als am besten für ULS und SLS Nachweise geeignet. Nach [48] ergibt sich die Anfangssteifigkeit k der p-y API Kurven unter Berücksichtigung der jeweiligen Tiefe, des Pfahldurchmessers sowie des Steifemoduls des Bodens gemäß Gleichung 11:

$$k_{Sorensen} = \frac{1}{z} \cdot 1 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{z}{1\text{m}}\right)^{0.3} \left(\frac{D}{1\text{m}}\right)^{0.5} \left(\frac{E_s}{1\text{MPa}}\right)^{0.8} \quad (11)$$

mit:

D Pfahldurchmesser

z jeweilige Tiefe

E_s Steifemodul

Die Anwendung des von uns empfohlenen Ansatzes von Sørensen führt letztlich zu leicht erhöhten Verformungen am Pfahlkopf, ohne jedoch die maximal aufnehmbare Bettungsspannung im Bruchzustand p_{ult} zu reduzieren. Insoweit erwarten wir einen geringen bis moderaten Einfluss auf den SLS-Nachweis, jedoch keinen signifikanten Einfluss auf den ULS-Nachweis und die auftretenden maximalen Biegemomente.

Soweit uns bekannt ist bestehen im Projekt keine erhöhten Anforderungen an die Begrenzung der Kopfverschiebung bzw. -biegung der Dalben. Wir vertreten daher die Auffassung, dass für den hier vorliegenden Anwendungsfall auf die genauere Ermittlung der Verformungen (unter Berücksichtigung eines Durchmessereffektes) verzichtet und die klassische p-y-Formulierung herangezogen werden kann.

Es liegt jedoch letztlich im Ermessen des Designers, zu beurteilen, ob gewisse Zunahmen der Pfahlkopfbewegung aus dem Durchmesser-Effekt, die wir erfahrungsbasiert in unterer Zentimeter-Größenordnung erwarten, die Konstruktion bzw. deren Gebrauchstauglichkeit entscheidend nachteilig beeinflussen können. Denkbar wäre etwa, dass Zwängungen, z.B. aus dem unterschiedlichen Arbeitsvermögen der einzelnen Dalben nicht durch die aufgehende Konstruktion (Laufstege) schadlos aufgenommen werden können oder die Begrenzung von Zwängungen auf ein Limit eine entscheidende Rolle spielt. In diesem Fall könnte der Durchmesser-Effekt das Design beeinflussen.

Bei allen uns bekannten Dalbenkonstruktionen aus früherer Tätigkeit spielen Durchmesser-effekte keine Rolle, da deren Anteil vor dem Hintergrund der dort akzeptierten Arbeitswege zurücktritt. Bis auf Weiteres erachten wir einen Durchmesser-effekt daher als vernachlässigbar.

Wir gehen davon aus, dass Betriebslasten (NFA&FLS) im Design nicht betrachtet werden, da sie hier keine gesonderte Rolle spielen. Anderenfalls wäre zu beachten, dass die klassische p-y-Formulierung die Gründungssteifigkeit infolge Betriebslasten unterschätzt. d.h. bei geringen Verformungswegen verhalten sich Pfähle mit großem Durchmesser tatsächlich steifer als mit der klassischen p-y-Formulierung berechnet. Wir gehen davon aus, dass dieser Durchmesser-effekt im Projekt keine Rolle spielt und nicht betrachtet werden muss. Anderenfalls empfehlen wir die Modifikation der Anfangssteifigkeit der p-y-Kurven mittels des Ansatzes von Kallehave [49].

6.4.3 Berücksichtigung des Einflusses zyklischer lateraler Lasten

- **Hinweise zur Berücksichtigung zyklischer Lasten**

Die Beanspruchung der Pfähle erfolgt aus qualitativer Sicht zu einem geringen Anteil durch zyklische Lasten (Wind, Wellen, Meeresströmung).

Für Offshore-Bauwerke in der deutschen AWZ wird regelmäßig ein Bemessungssturmereignis bestimmend für das Design der Anlagen [27], bei dem dessen vollständiges Lastspektrum anzusetzen ist. Unter den hier vorliegenden Randbedingungen (geringe Wassertiefe, küstennah) erwarten wir, dass selbst aus der hieraus erwachsenden äquivalente Lastzyklenzahl der Extremlast diese weit unter $n=100$ bleibt.

Das p-y-Verfahren ist für zyklische Last ausgelegt und an Probelastungen mit größenordnungsmäßig rd. 100 Lastzyklen kalibriert worden. Da hier geringe zyklische Beanspruchungen vorliegen, empfehlen wir deren Berücksichtigung durch Ansatz des Faktors A für zyklische Last gemäß API RP 2GEO [28], der den ultimativ aufnehmbaren Pfahlwiderstand begrenzt:

$$A = 0,9$$

6.4.4 Nachweisführung zum lateralen Pfahlwiderstand

Folgende Kriterien und Nachweise sind im Zuge der geotechnischen Bemessung (äußere Tragfähigkeit) einzuhalten:

- Pfahllängenkriterium
- Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)
- Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

• Vorbemessung durch Pfahllängenkriterium

Eine Vorbemessung der erforderlichen Einbindelänge der Monopiles durch ein Pfahllängenkriterium ist unseres Erachtens unter den hier vorliegenden Randbedingungen entbehrlich. Allein bei bemessungsrelevanter zyklischer Beanspruchung der Pfähle sind Kriterien heranzuziehen [32][30], welche den Einfluss der Pfahleinbindelänge auf das Pfahlverformungsverhalten und damit letztendlich auf die Stabilität der Pfahlgründung hinsichtlich einer zyklischen Lasteinwirkung auswerten.

Insoweit sind die Monopiles für die hier vorliegende Beanspruchung als Dalben auch nicht zwingend gegenüber „zero-toe-kick“ zu bemessen bzw. die Pfahleinbindetiefe so zu wählen, dass keine Pfahlfußverschiebung auftritt.

Soweit seitens des Designers ein Pfahllängenkriterium selbst gewählt wird, etwa indem die Verformung des Pfahlkopfes und/oder des Pfahlfußes gegenüber einem unendlich tief eingebundenen Pfahl betrachtet wird, vgl. [32], stellt dies eine konservative Herangehensweise dar. Soweit diese Herangehensweise gewählt wird, um die zyklische Akkumulation der Pfahlverformungen zu beschränken, da diese bemessungsrelevant sind, empfehlen wir stattdessen, diese genauer zu erfassen. Die genauere Erfassung kann etwa durch einen entsprechenden empirischen Ansatz der EA Pfähle erfolgen, vergleiche [32] Abschnitt D3.1.1.

• Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die Analyse im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) dient der Sicherstellung einer ausreichenden Standsicherheit der Gesamtstruktur. Der Nachweis einer ausreichenden Standsicherheit lässt sich durch den Abgleich von Bemessungslasten und Bemessungswiderständen führen, wobei ein Ausnutzungsgrad $\leq 1,0$ zu erreichen ist. Die einzuhaltende Nachweisgleichung sowie die entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerte sind gemäß den Hinweisen in Abschnitt 6.2 der EAU 2020 [35] und ersatzweise bzw. ergänzend der DIN 1054 [16] zu entnehmen.

Die statischen Grenzwiderstände (siehe Abschnitt 6.4.2) sind entsprechend der Anforderungen aus Abschnitt 6.4.3 hinsichtlich der zyklischen Belastung abzumindern.

- **Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit**

Die Analyse im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist unter Berücksichtigung charakteristischer Einwirkungen und Widerstände zu führen. Hierbei sind gleichermaßen Abminderungen der Widerstände hinsichtlich des Einflusses aus zyklischen Belastungen vorzunehmen.

6.5 Berücksichtigung von Kolkeffekten im Pfahldesign

Kolkbildungen sind im Pfahldesign nicht zu berücksichtigen, da ein entsprechend bemessener Kolkschutz an den Pfählen vorgesehen wird, vgl. Abschnitt 3.2.

7 Hinweise zur Schlagammung

Das Einbringen der Gründungspfähle in den Baugrund kann mit unterschiedlichen Verfahren realisiert werden. Im Projekt ist eine Schlagammung mittels Hydraulikhammer vorgesehen. Deren Ausführbarkeit orientiert sich aus geotechnischer Sicht ohne Berücksichtigung der gerätetechnischen Erfordernisse und der Festigkeit des Stahlrohres an der aufzuwendenden Rammarbeit bzw. an der maximal erforderlichen Rammenergie und der Schlaganzahl je 25 cm Eindringung.

Unterhalb der marinen Deckschicht weisen die angetroffenen Sande aufgrund der eiszeitlichen Überprägung moderate bis hohe Sondierspitzenrücke auf, hauptsächlich zwischen 20 und 50 MPa. Nach unserer Erfahrung aus Nordsee-Rammungen stellen diese rammtechnisch keine besonderen Anforderungen bereit, soweit ein angemessener Rammhammer gewählt wurde und keine Erschwernisse aus Anwachseffekten infolge Rammunterbrechungen auftreten.

Die Ausführbarkeit des Rammverfahrens kann weiterhin durch das Antreffen von sehr grobkörnigen Böden behindert werden, wie sie etwa Blöcke und große Blöcke darstellen. Trifft der Pfahlfuß auf derartige Hindernisse, können Schädigungen und Lotabweichungen des Pfahlfußes auftreten, bis hin zu einem unkontrollierten Anstieg der Rammenergie und einhergehendem Stillstand. Aus der Bohrung und den Drucksondierungen ergeben sich zunächst keine Hinweise auf Steine oder gar Blöcke im Baugrund. Gerade die Spitzenrücke sind völlig gleichförmig, ohne „peaks“ die ansonsten das Auftreffen auf Steine andeuten, die seitlich verdrückt worden sind. Sondierabbrüche, etwa durch das Auftreffen auf Hindernisse sind nicht aufgetreten.

Gleichwohl ist Antreffen von vereinzelten Blöcken und Findlingen in den Geschiebeböden nicht gänzlich auszuschließen. Ein gehäuftes Auftreten, wie es etwa aufliegend auf glazialen Geschiebelehm als Produkt von Grundmöränen bekannt ist, ist hier jedoch nicht zu erwarten.

Bei der Auswahl der gesamten Rammapplikation sind behördliche Auflagen zur Begrenzung der Lärmemission (Schallgrenzwerte) beim Rammen zu berücksichtigen, erforderlichenfalls sind geeignete konstruktive oder verfahrenstechnische Gegenmaßnahmen (z.B. Anordnung Blasenschleier, Dämpferelemente etc.) zu ergreifen. Genauere Aussagen sind auf der Grundlage von Rammanalysen möglich.

Die Rammpbarkeit der Gründungspfähle ist im Rahmen einer Rammanalyse nachzuweisen. Rammanalysen können beispielsweise auf Basis einer Wellengleichungsanalyse mit der Software GRLWEAP durchgeführt werden. Hierbei wird das System aus Boden, Pfahl und Ramme durch ein System aus Massen, Federn und Dämpfern dargestellt.

Neben der Pfahlgeometrie geht hierbei der Bodenwiderstand als Summe der Mantelreibung und des Spitzendrucks als Eingangsgröße in die Analyse ein.

Nachweise zur Materialermüdung am Pfahl durch den Rammvorgang bauen auf den Ergebnissen von Rammanalysen auf und erfordern insofern keine Bodenkennwerte als direkte Eingangsgrößen. Für Rammanalysen ist die Heranziehung der in Anlage 3 ausgewiesenen Bodenkennwerte in vollem Umfang geeignet. Im Rahmen einer worst case-Betrachtung zur Rammpbarkeit sollten die oberen Schätzwerte der ausgewiesenen Bandbreite der Bodenkennwerte (HE) angesetzt werden.

8 Hinweise zum Aufstellen einer Errichtereinheit

Im Zuge der Planung der Errichtung der Monopiles ist zu beachten, dass diese üblicherweise mit Hubinseln (jack-up vessels) realisiert werden. Durch das so genannte "Aufjacken" der Errichtereinheit am vorgesehenen Standort wird auch der benachbarte Baugrund beansprucht. Die an den Füßen der Hubbeine angeordneten spudcans werden in Abhängigkeit der Baugrundverhältnisse im Allgemeinen mehrere Meter tief in den Baugrund eingedrückt. Hierbei kommt es zu Bodenumlagerungen infolge des seitlichen Verdrängens des Baugrunds durch den spudcan.

9 Einschätzungen zur Einwirkung aus Erdbeben

Die "Charakterisierung" der Erdbebeneinwirkung erfolgt im Bauwesen zu Bemessungszwecken durch die Angabe der Spitzenbodenbeschleunigung in $[m/s^2]$. Angaben zur Spitzenbodenbeschleunigung für das Projektgebiet können den Angaben für das Festland entnommen werden. Diese wurden im Rahmen einer weltweiten probabilistischen Gefährdungsanalyse des Global Seismic Hazard Program (GSHAP) ermittelt. Die angegebenen Beschleunigungswerte gelten als PGA-Werte (Peak Ground Acceleration) für die Referenz-Wiederkehrperiode von 475 Jahren (Eintrittswahrscheinlichkeit von 10 % innerhalb eines Zeitraums von 50 Jahren). Bezüglich der Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben gilt dieses Sicherheitsniveau nahezu weltweit als maßgebend für rechnerische Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Die PGA-Werte sind bezogen auf "feste" Untergründe (Fels). Aus der geografischen Nähe des Projektgebietes zur deutschen Küste kann für das Projektgebiet ein PGA-Wert von $< 0,2 m/s^2$ abgeleitet werden.

Hinweise dazu, ob und in welcher Höhe die im Projektgebiet vorhandenen Baugrund und Untergrundverhältnisse einen "Verstärkungseffekt" hervorrufen, können aus den in DIN EN 1998-1 [14] für verschiedene Baugrundklassen angegebenen Bodenparametern abgeleitet werden. Die erkundeten Baugrundverhältnisse lassen – insbesondere unter Berücksichtigung einer Tiefgründung der Anlage - die Zuordnung zu den Baugrundklassen B und C nach EC 8 als gerechtfertigt erscheinen. Die mit einem PGA-Wert von $< 0,2 \text{ m/s}^2$ verbundene "Stärke" der Erschütterungen dürfte unter Berücksichtigung der zu erwartenden Erdbebendauer und des für Erdbeben im nordeuropäischen Raum typischen Frequenzinhaltes nicht ausreichen, das gemäß Kornverteilungsdiagramm der deutschen Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen (KTA) [52] grundsätzlich gegebene Verflüssigungspotenzial der hier vorhandenen wassergesättigten Sande durch den Aufbau eines Porenwasserüberdrucks und den Verlust der Korn-zu-Korn-Spannung zu aktivieren. Dies gilt insbesondere für die dicht und sehr dicht gelagerten Sande, deren Reibungsbeugung und Steifigkeit für den Abtrag der axialen und lateralen Pfahlkräfte maßgebend sind.

Versorgungsanlagen mit LNG können hinsichtlich ihrer Bedeutung für die öffentliche Sicherheit der Bedeutungsklasse I nach Teil 6 des EC 8 [15] zugeordnet werden. Der zugehörige Bedeutungsfaktor beträgt ($I = 0,8$). Der Verhaltensbeiwert wird auf der sicheren Seite liegend mit $q = 1,5$ für nicht bzw. gering dissipatives Verhalten in Ansatz gebracht (vgl. EC 8, Teil 6). Die Grundswingdauer bzw. erste Eigenschwingdauer der WEA ergibt sich bei einer angenommenen Frequenz von rd. 0,3 Hz zu etwa 3,0 s. Aus dem elastischen Antwortspektrum Typ 2 nach EC 8 [14] ergibt sich die "Bemessungsbeschleunigung" näherungsweise zu

$$S_d(T) \leq 0,2 \cdot 0,8 \cdot 1,5 \cdot \frac{2,5}{1,5} \cdot 0,25 \cdot \frac{1,2}{3,0^2} = 0,013 < 0,2 \cdot 0,2 = 0,04 \text{ m/s}^2$$

Eine Beschleunigung dieser Größenordnung dürfte hinsichtlich der Bemessung der Anlegestelle im Grenzzustand der Tragfähigkeit keine Relevanz aufweisen.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass die Anlegestelle in einer seismisch stabilen Region gelegen ist und seismische Beanspruchungen auf die Gründungsstruktur als vernachlässigbar anzusehen sind.

10 Schlussbemerkungen

Unter Würdigung aller vorliegenden Erkenntnisse aus der geotechnischen Baugrunderkundung und der erfolgreichen Errichtung der benachbarten Umschlaganlagen ist abschließend festzustellen, dass sich die festgestellten Baugrundverhältnisse für die Errichtung der Anlegestelle und den Abtrag der auftretenden Gründungslasten durch Pfähle aus geotechnischer Sicht eignen. Das Verformungsverhalten der im Bereich der vorgesehenen Krafteinleitungsstrecken mobilisierten Bodenschichten ist an der Anlegestelle insgesamt als sehr günstig zu bewerten.

Nach den Ergebnissen der Baugrunderkundung sind keine Baugrundverhältnisse zu erwarten, die hinsichtlich der Tragfähigkeit einer Tiefgründung sowie der Rammpbarkeit von Gründungspfählen als problematisch anzusprechen wären, etwa ausgeprägte organische Bodenschichten, Lockerzonen, aufgeweichte Böden sowie Hindernisse aus Blöcken.

Erfahrungsbasiert bewerten wir eine Pfahleinbringung mittels Schlagrammung als möglich und technisch beherrschbar, verweisen jedoch auf gegebenenfalls bestehende Auflagen zur Begrenzung der Lärmimmission.

Anlage 1

Lagepläne und Unterlagen zur Baumaßnahme

1 - Übersichtsplan mit Lage der Baumaßnahme (1 Blatt)



Wilhelmshaven FSRU
Geotechnical Survey Specifications

In-situ Survey Locations
Global View

Revisio	Date	Descripti	Initt

IMDC V a n
Immerseelstraat 66
B-2018 Antwerpen

Date:
Figure:

Legend

GEO survey locations summer 2023_v20230707

- Borehole
- Deep CPT
- Shallow CPT
- Sonic Drill

--- VO Jack-up corridor

Previous survey locations (campaign nov-dec 2022)

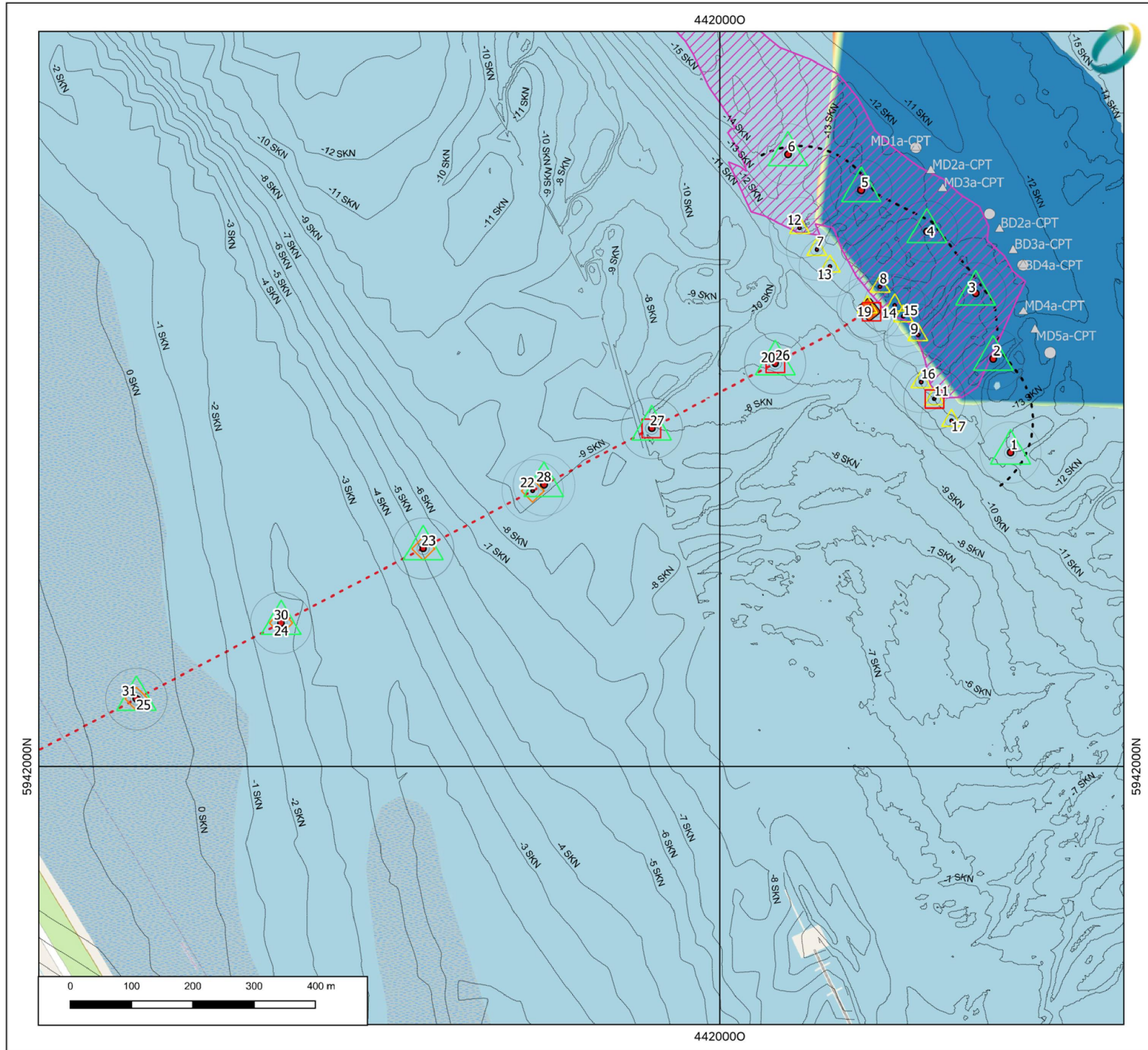
- Completed CPT locations
- Completed BH locations

Environment

- bathymetry-contours-with-labels
- KGS_biotop (nature area)

Works

- Dolphins with scour protection (2023-03-28)
- PLEM
- netzanschluss (TCP pipeline)



Anlage 2

Ergebnisse der geotechnischen Baugrundaufschlüsse aus 07/2023 und 08/2023

2.1 - Lageplan der Erkundungspunkte (1 Blatt)

2.2 - Bohrprofil und Drucksondierdiagramme (11 Blätter)

2.3 - Profilschnitt NW-SO (1 Blatt)

2.4 - Darstellung der Ergebnisse der Korrelation zwischen CPT-Daten und Bodenparametern (10 Blätter)

Anlage 2.1

Lageplan der Erkundungspunkte

(1 Blatt)



Wilhelmshaven FSRU
Geotechnical Survey Specifications

In-situ Survey Locations
Zoom on Jetty & PLEM

Revisio	Date	Descriptio	Initt

IMDC V a n
Immerseelstraat 66
B-2018 Antwerpen

Date:
Figure:

Legend

Previous survey locations (campaign nov-dec 2022)

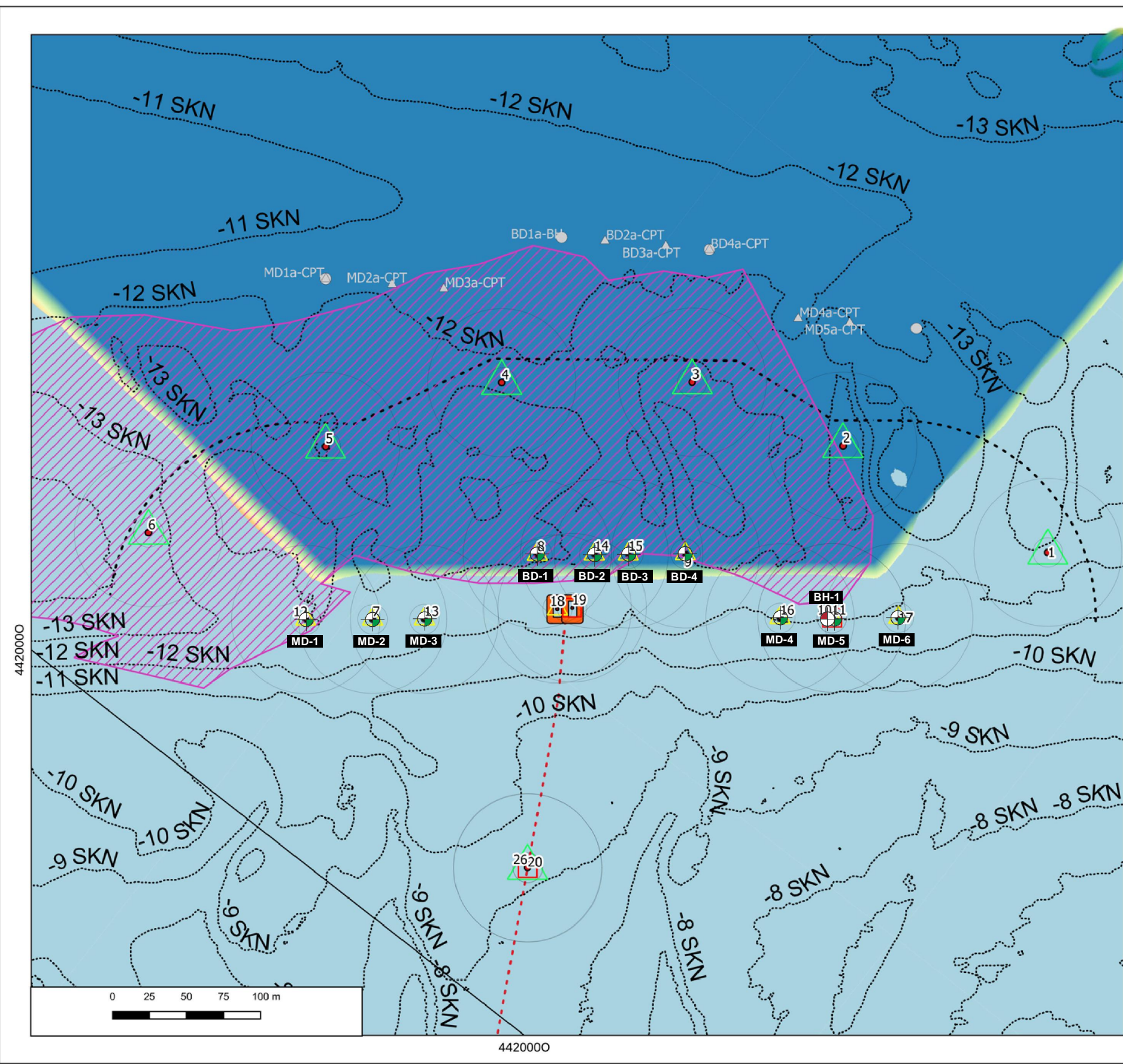
- ▲ Completed CPT locations
- Completed BH locations
- - VO Jack-up corridor

Environment

- - - bathymetry-contours-with-labels
- ▨ KGS_biotop (nature area)

Works

- PLEM
- - netzanschluss (TCP pipeline)
- Dolphins with scour protection (2023-03-28)



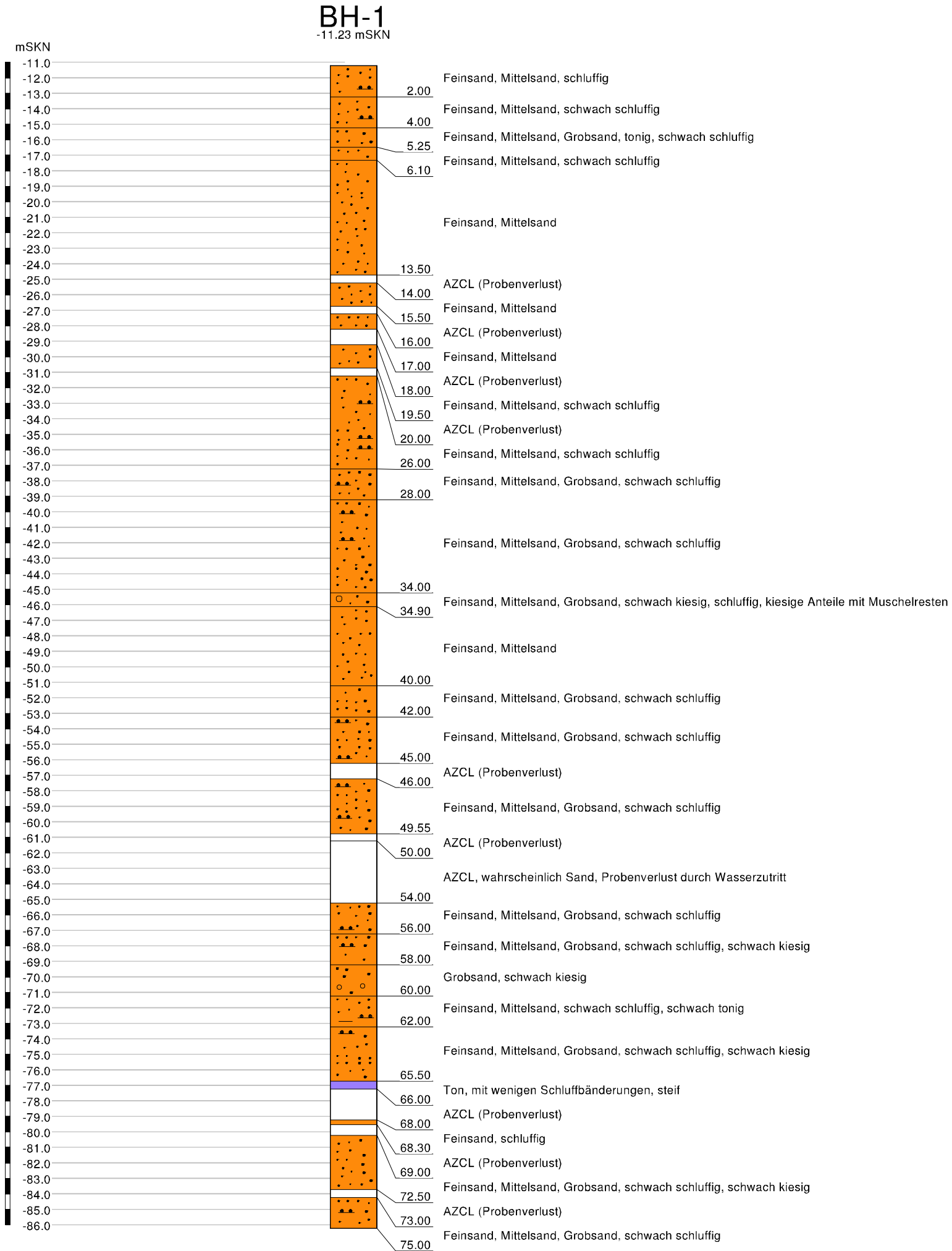
Legende Erkundungen Sommer 2023

- Bohrung (BH) gemäß DIN EN ISO 22475-1:2006
- Drucksondierung (CPT) gemäß DIN EN 1997-2:2010

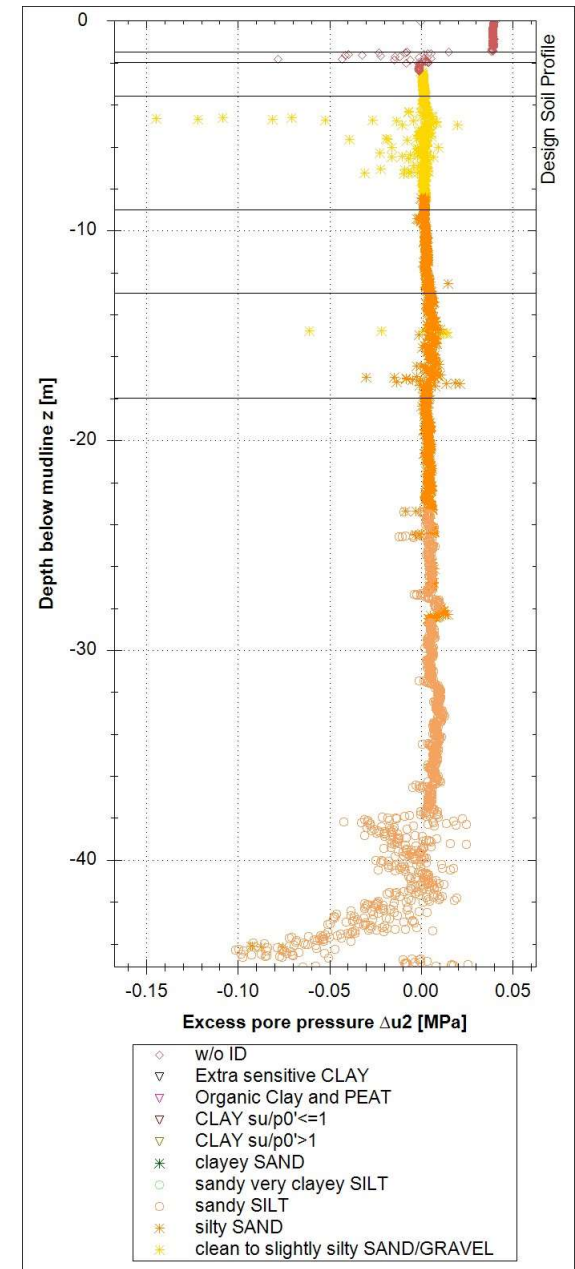
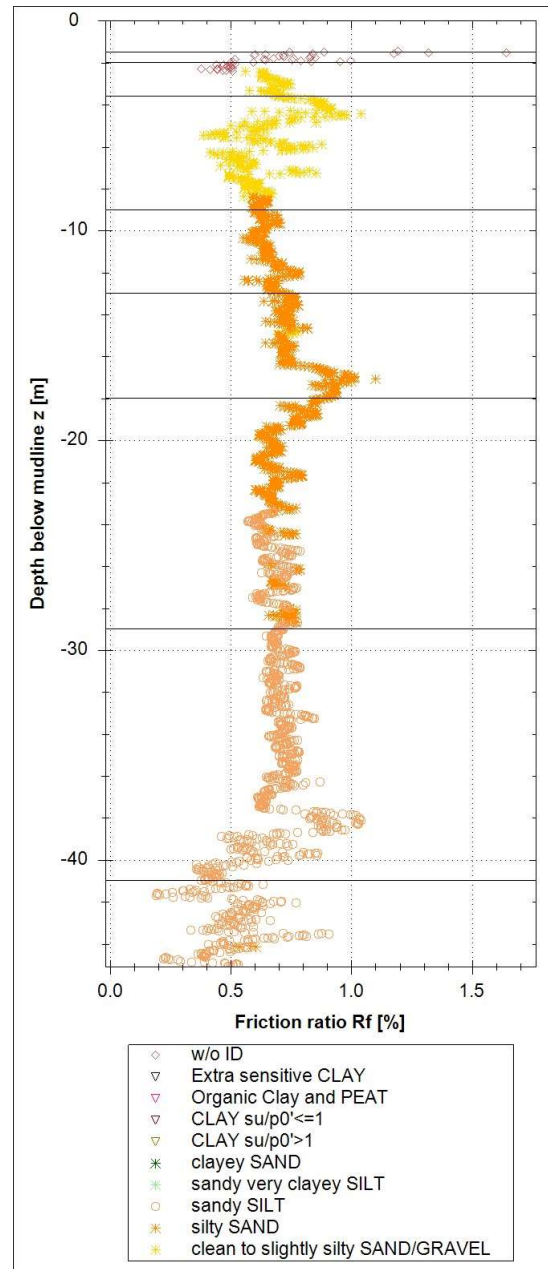
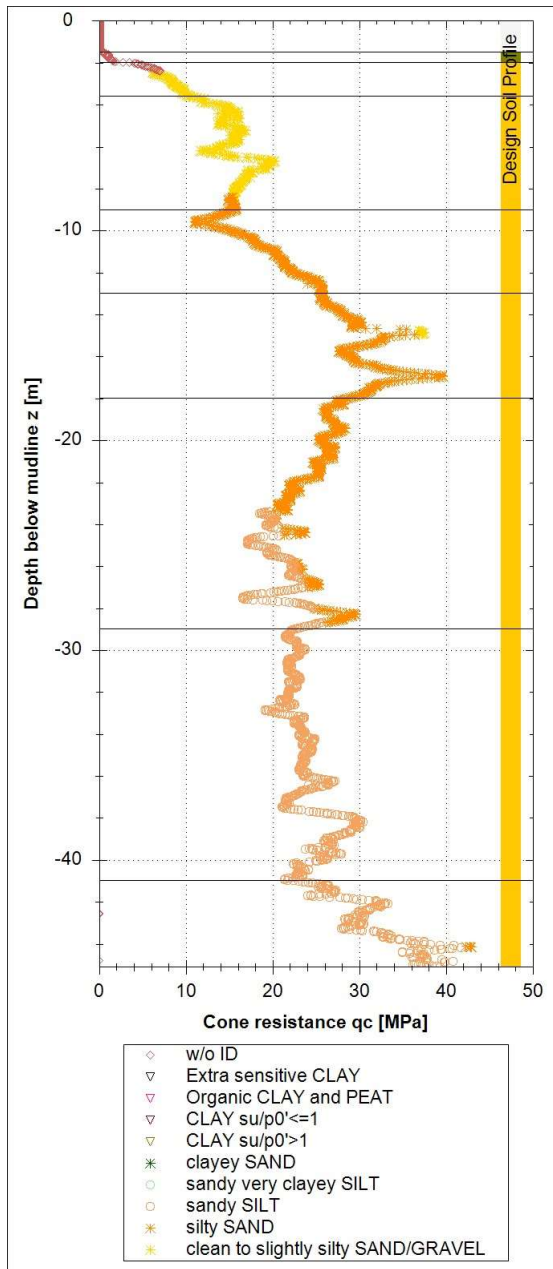
Anlage 2.2

Bohrprofil und Drucksondierdiagramme

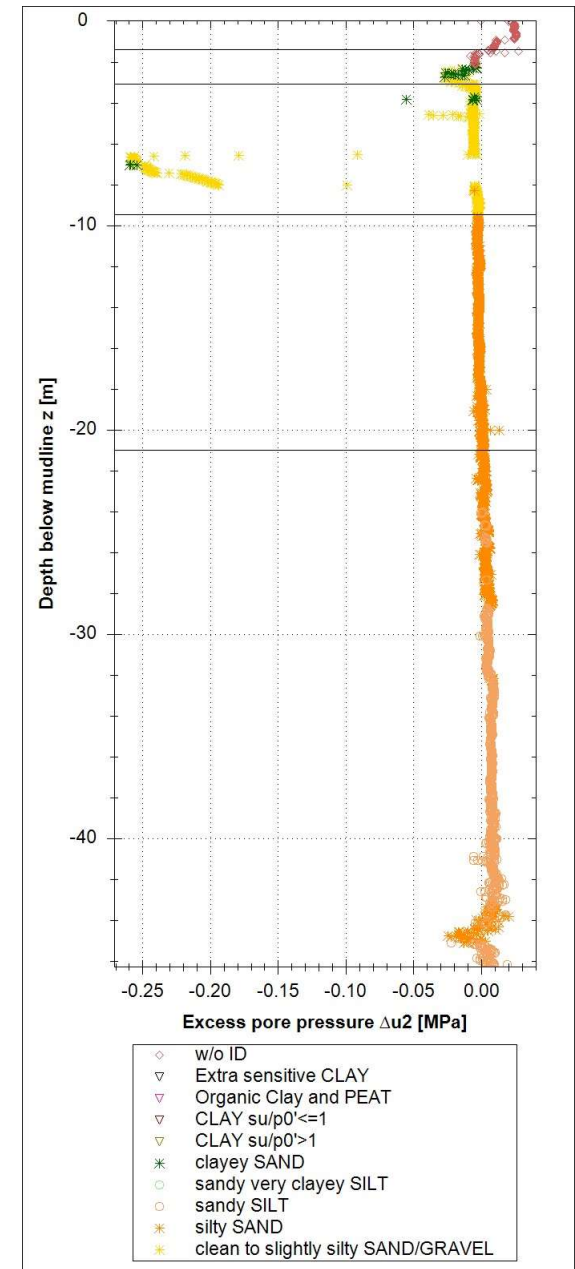
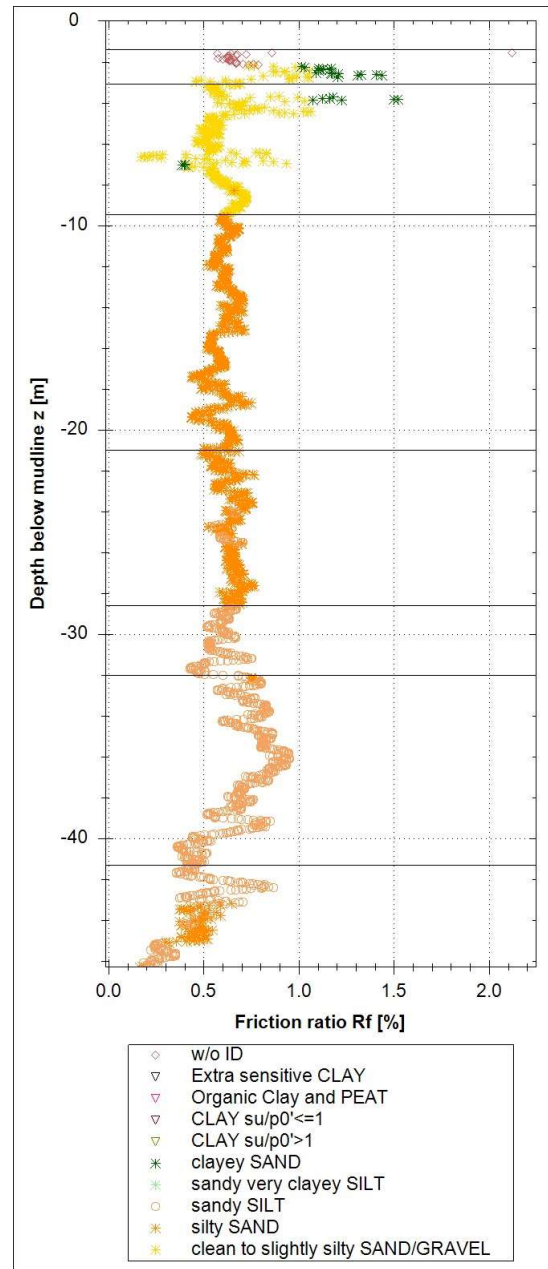
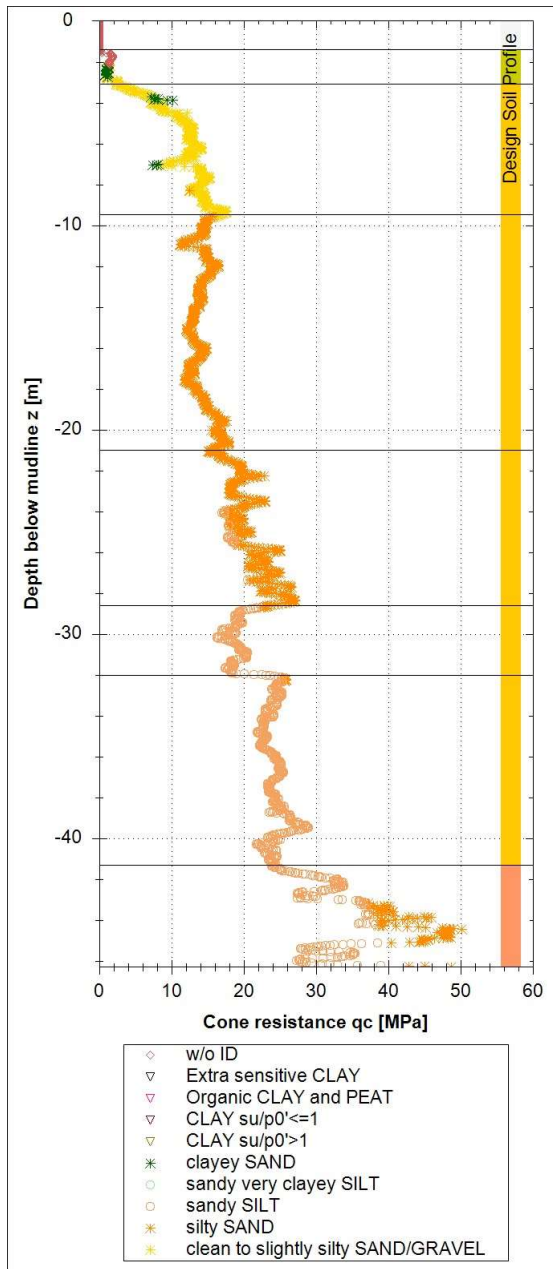
(11 Blätter)



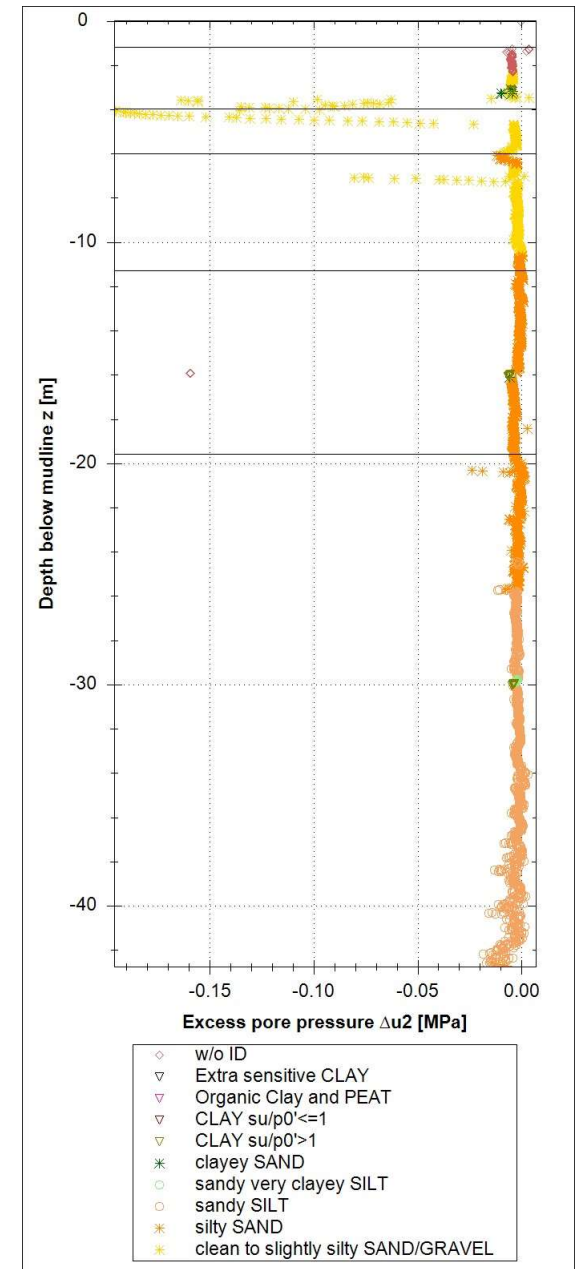
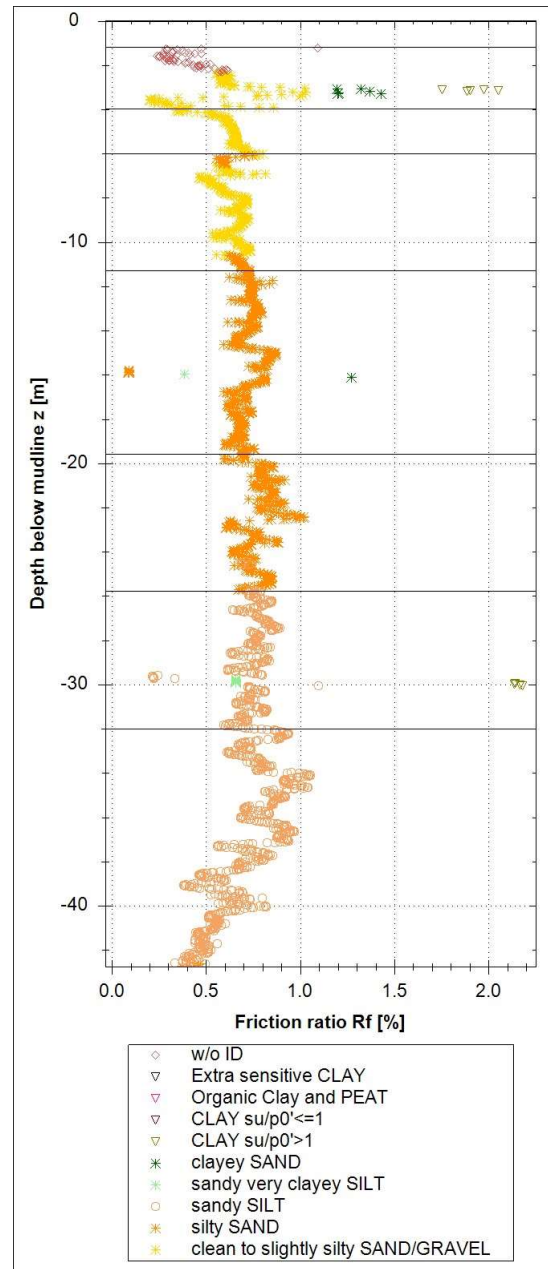
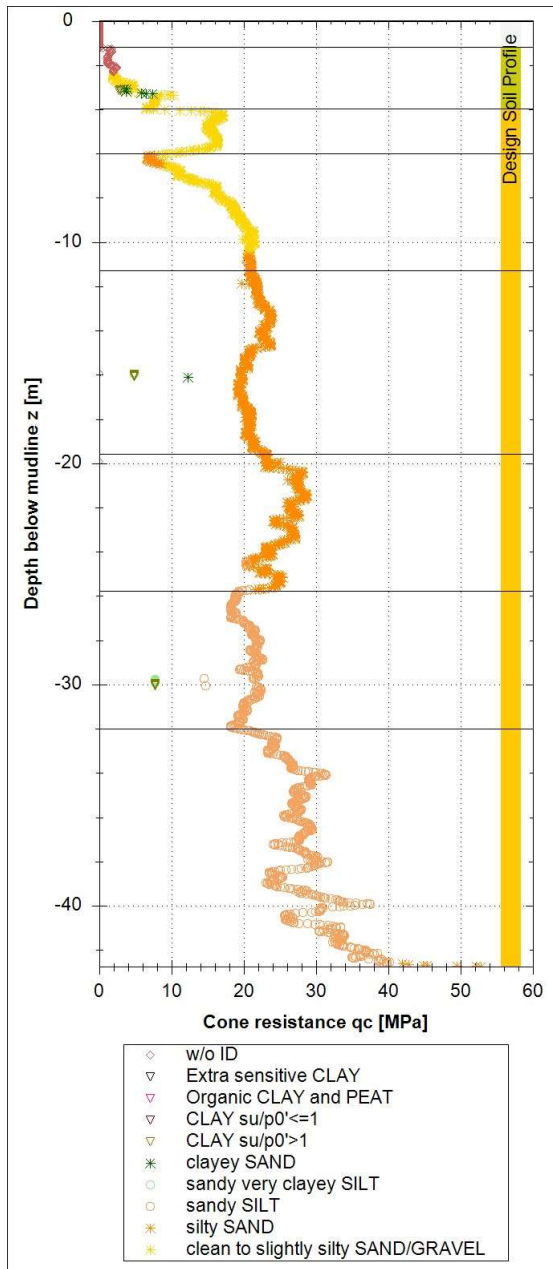
Drucksondierdiagramme BD 1



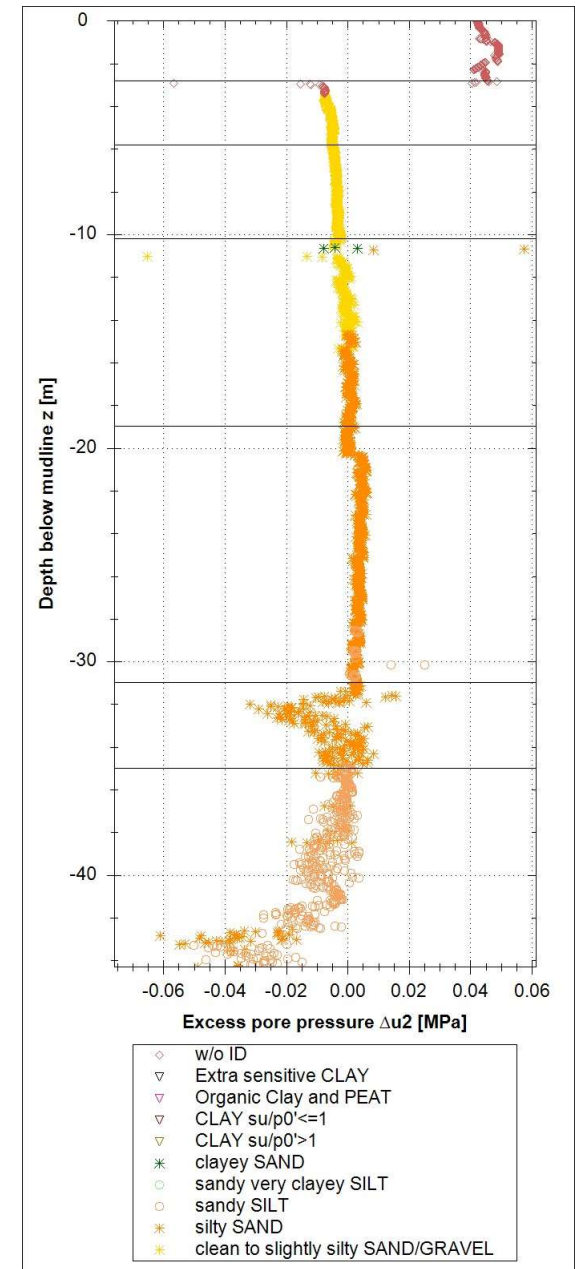
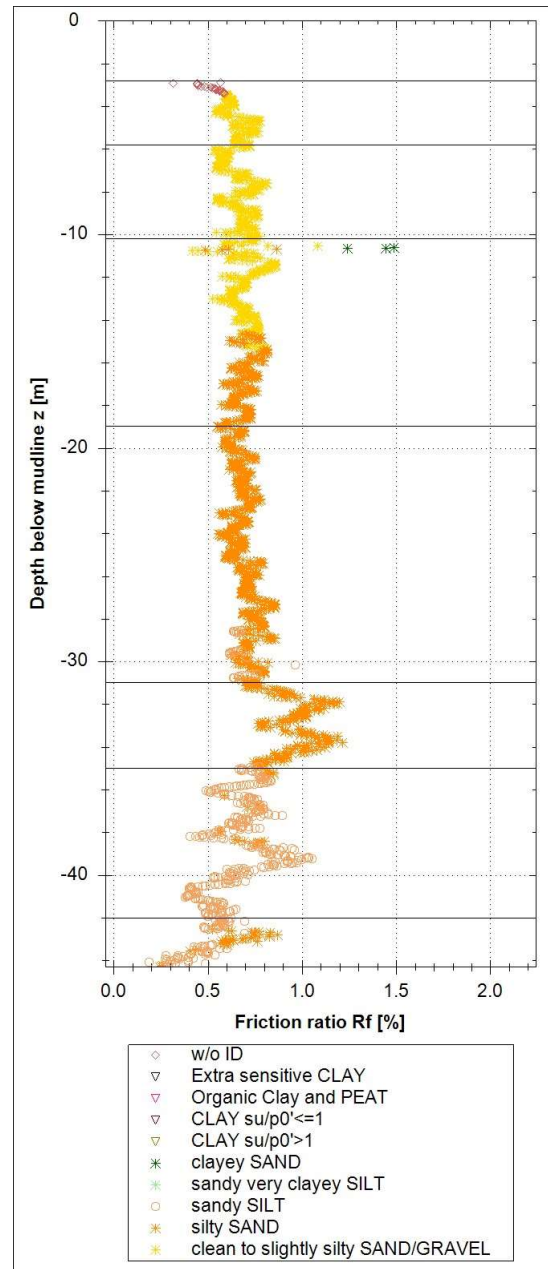
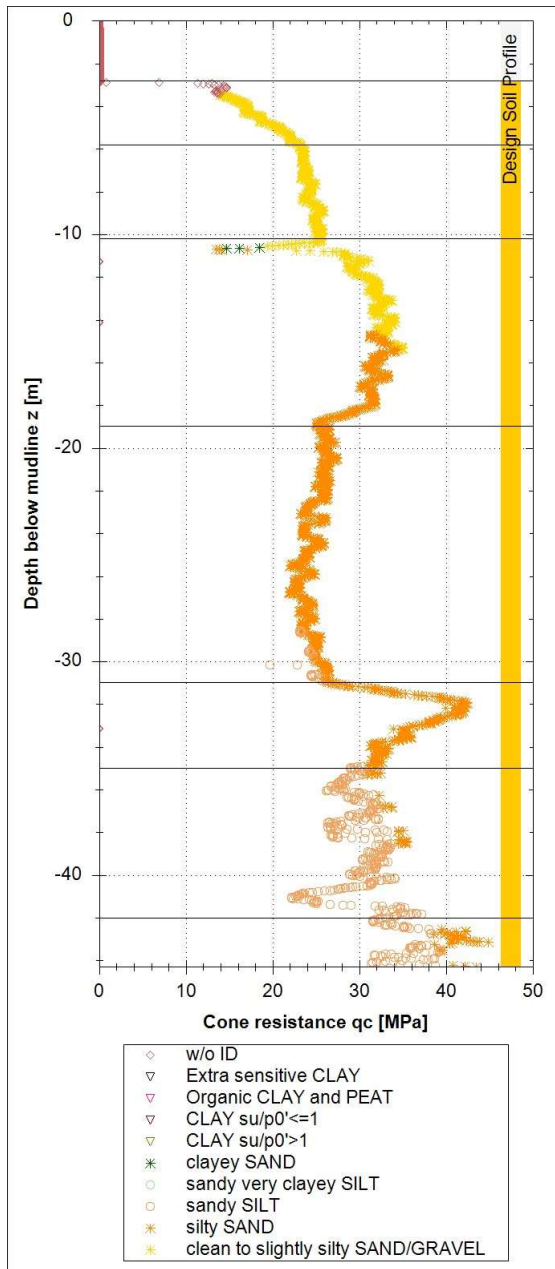
Drucksondierdiagramme BD 2



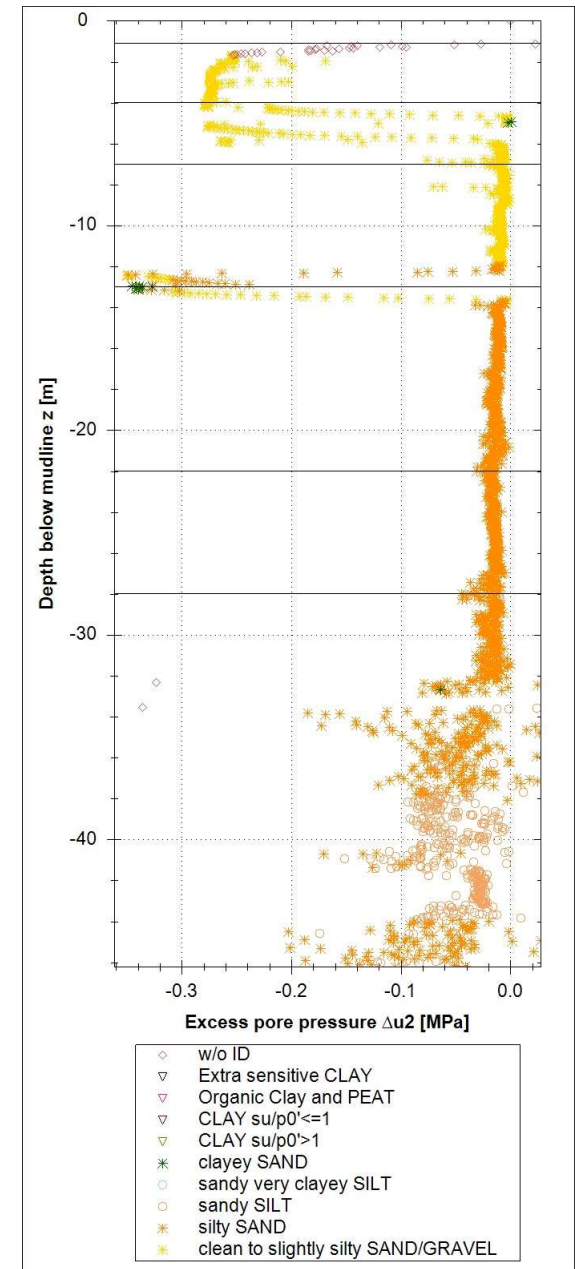
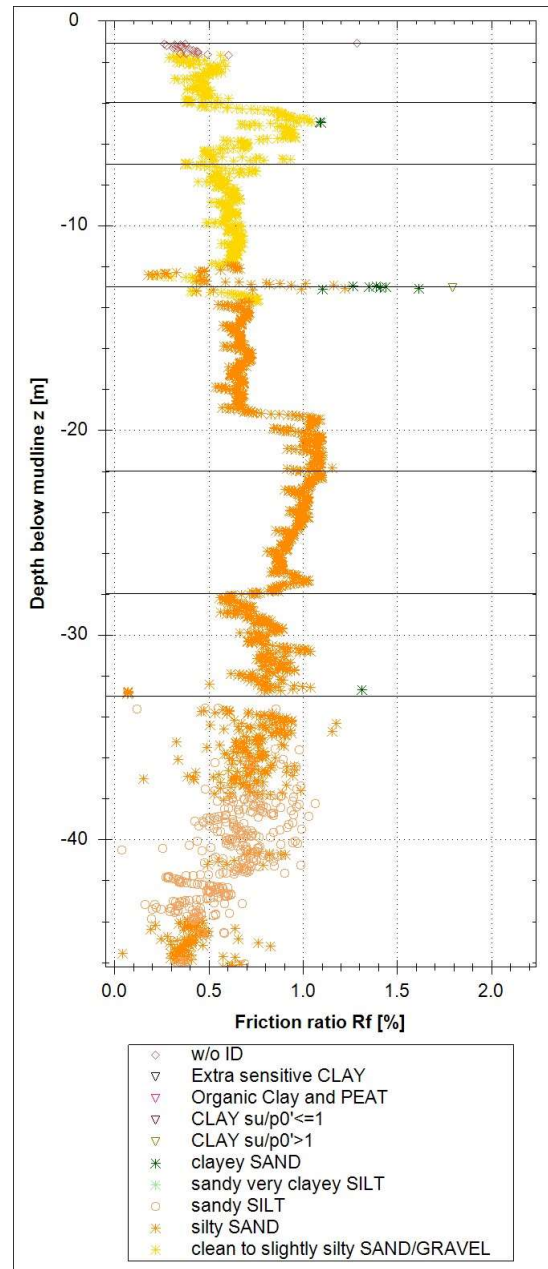
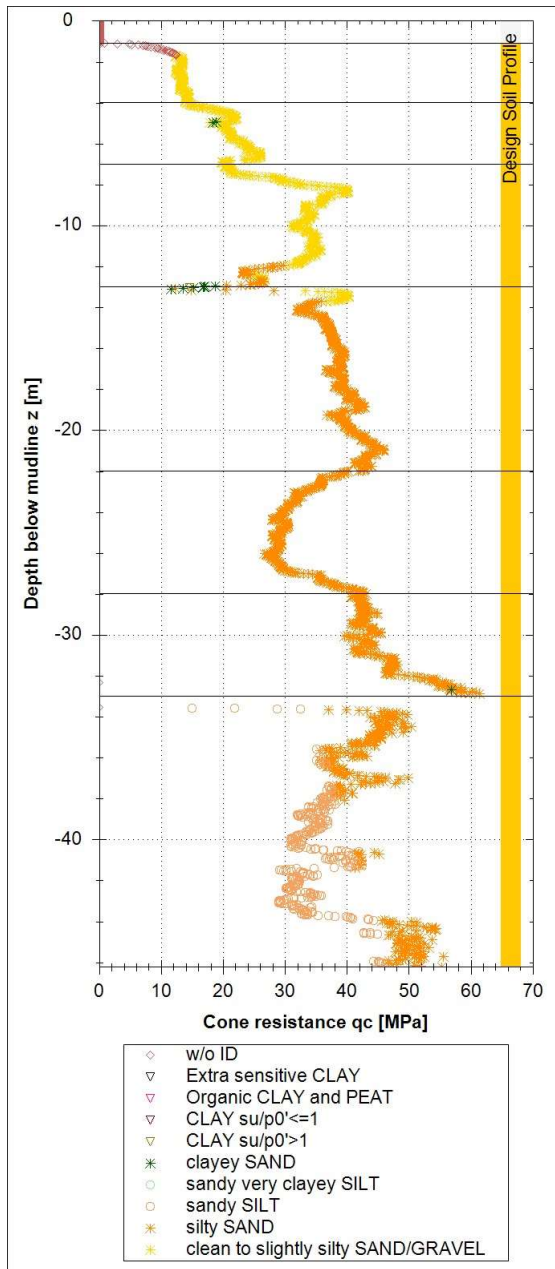
Drucksondierdiagramme BD 3



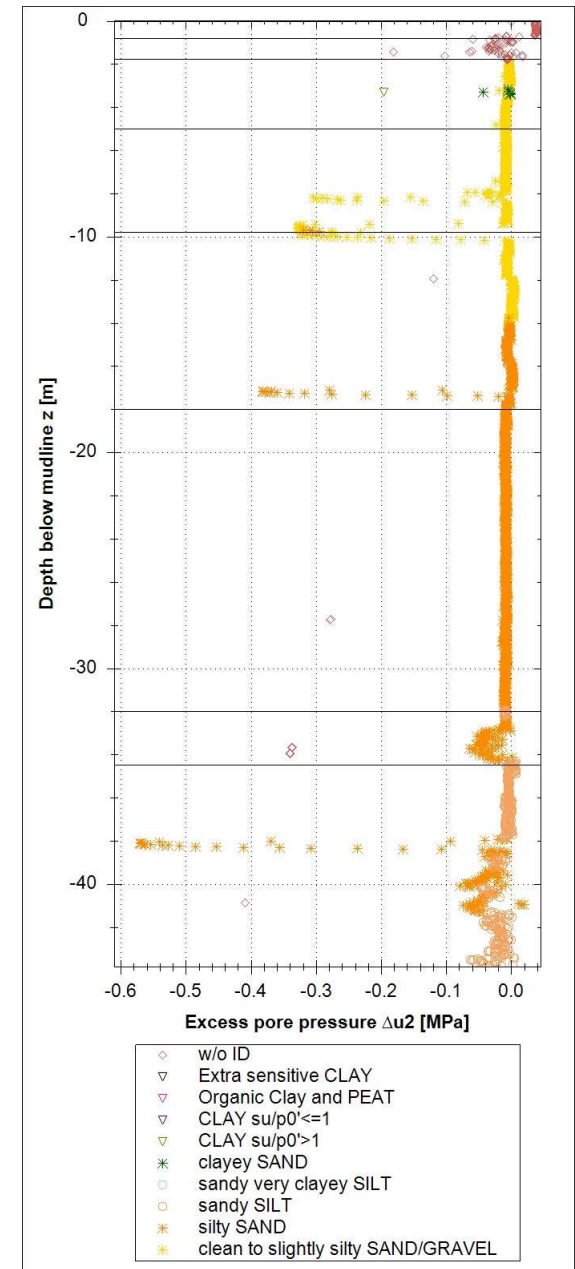
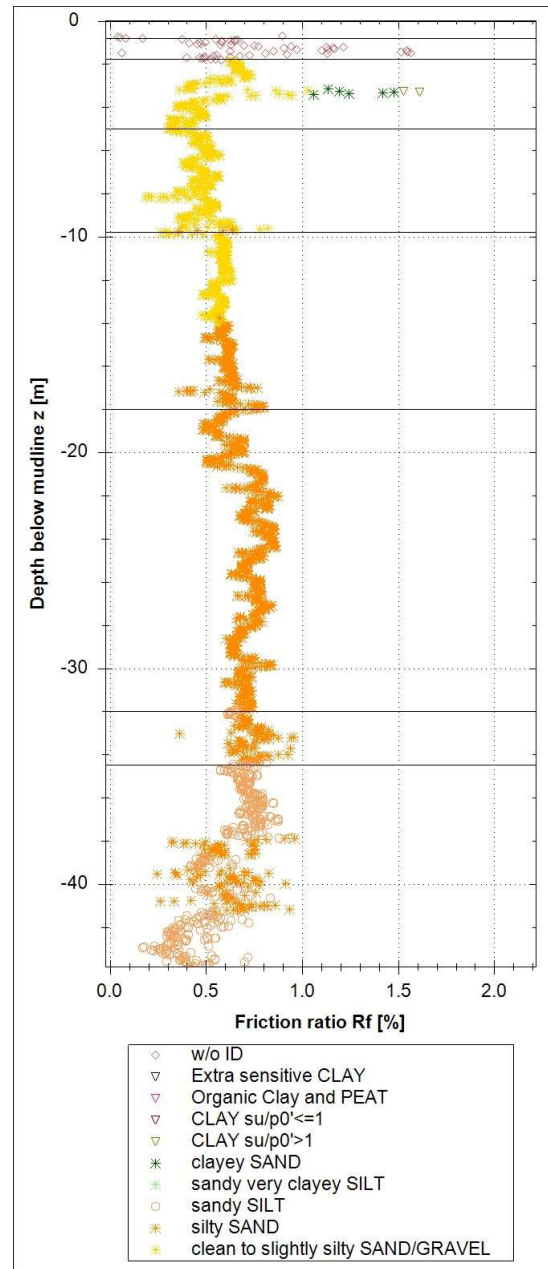
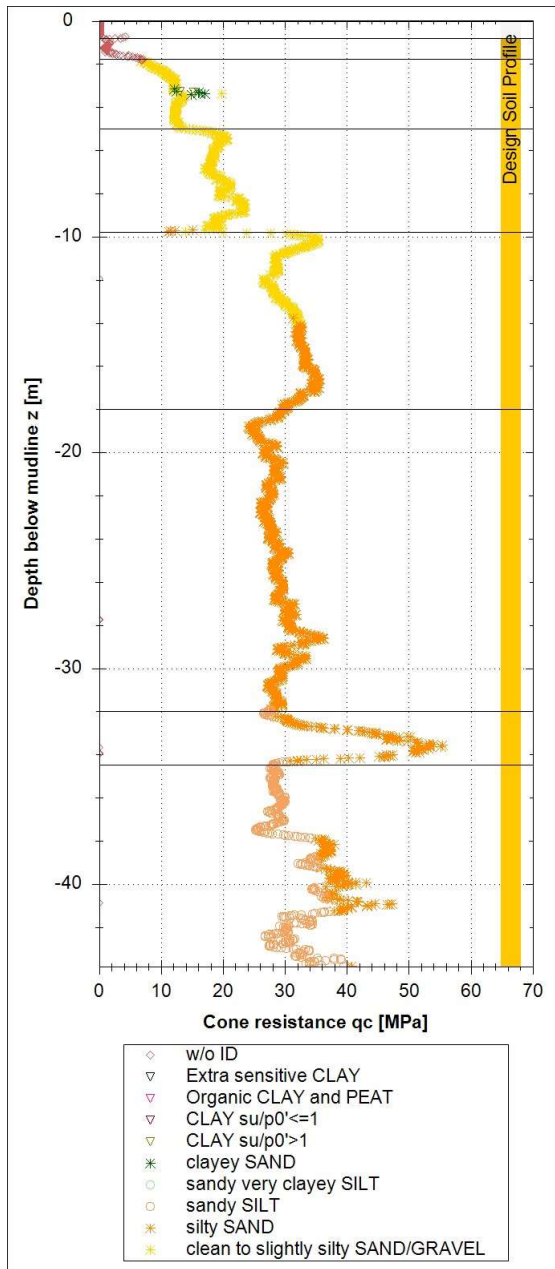
Drucksondierdiagramme BD 4



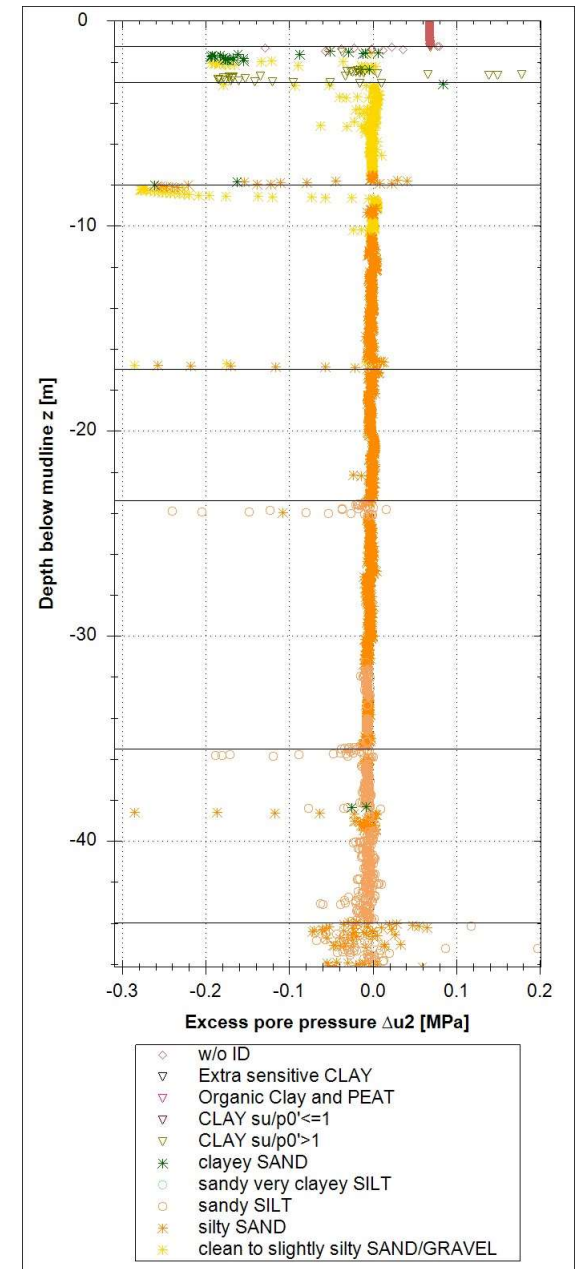
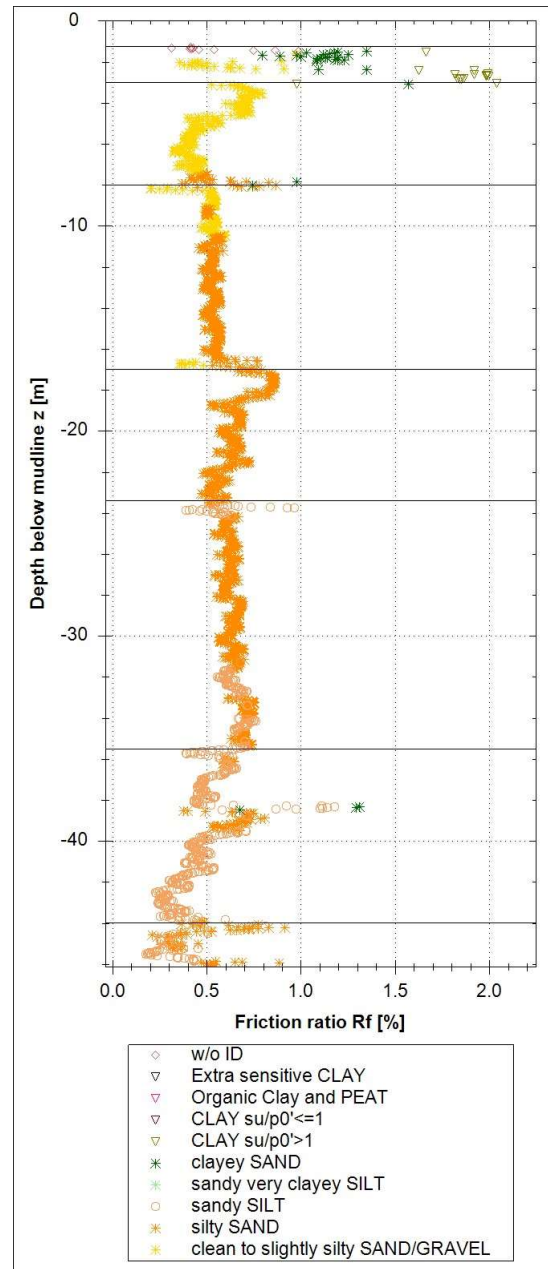
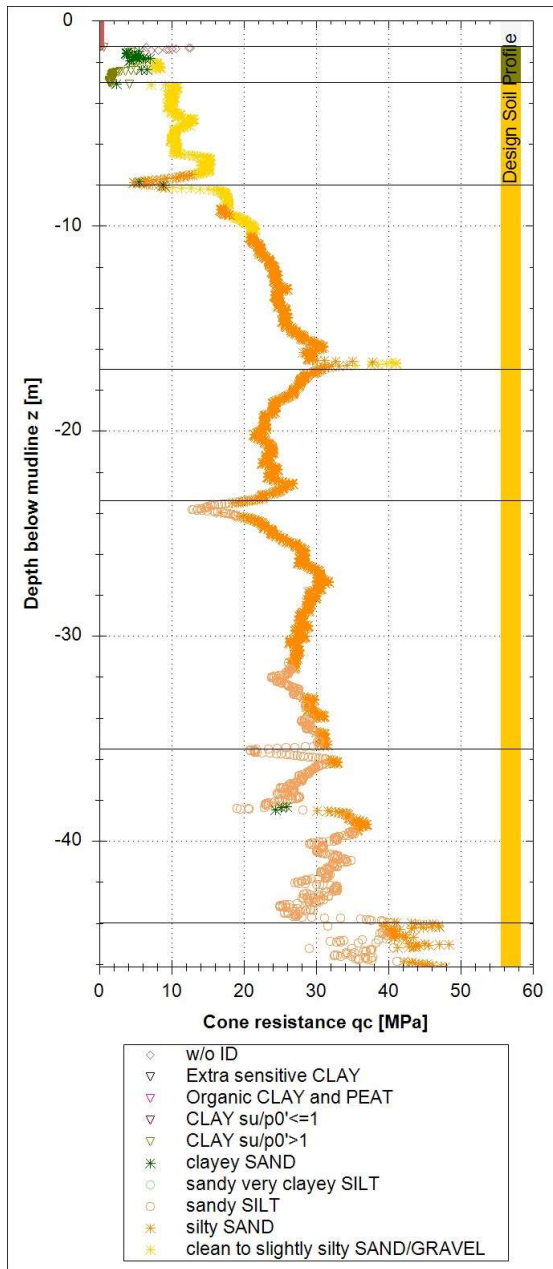
Drucksondierdiagramme MD 1



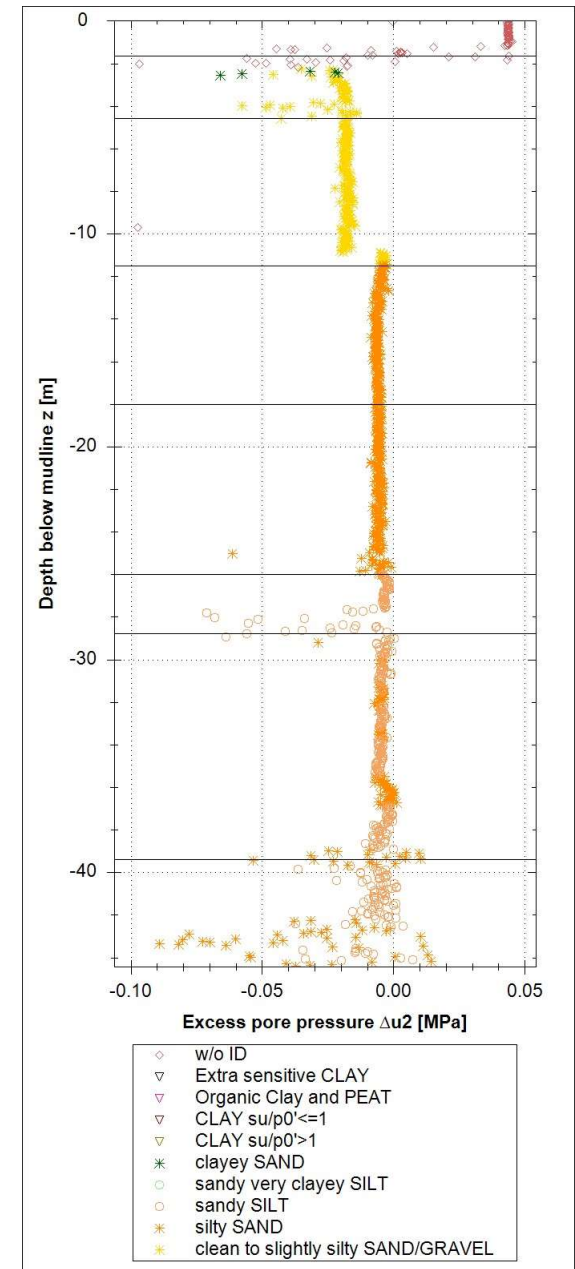
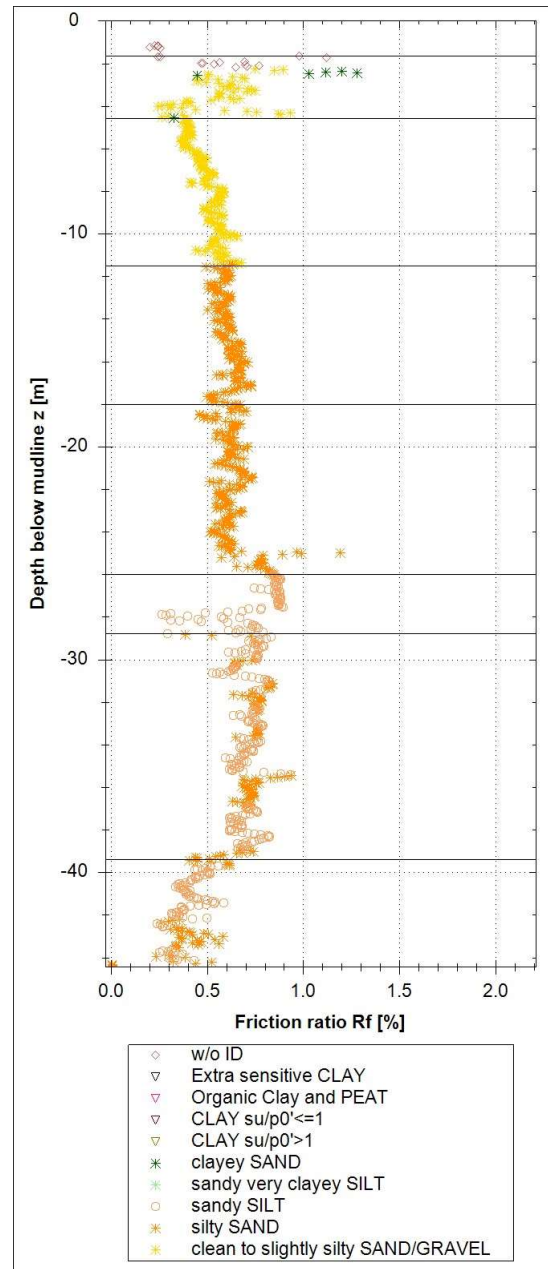
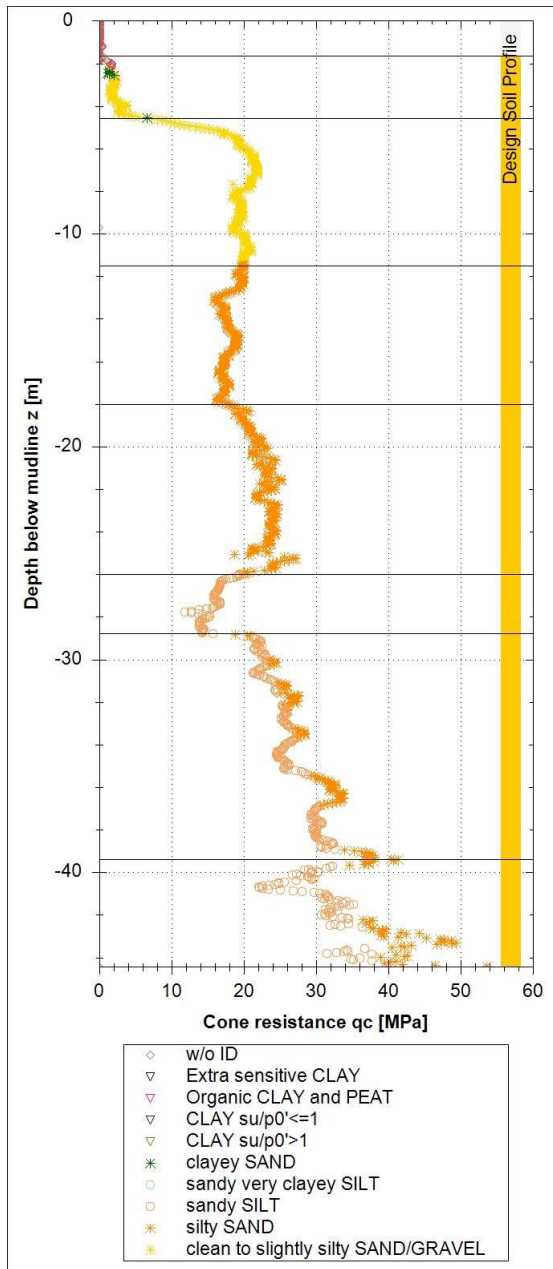
Drucksondierdiagramme MD 2



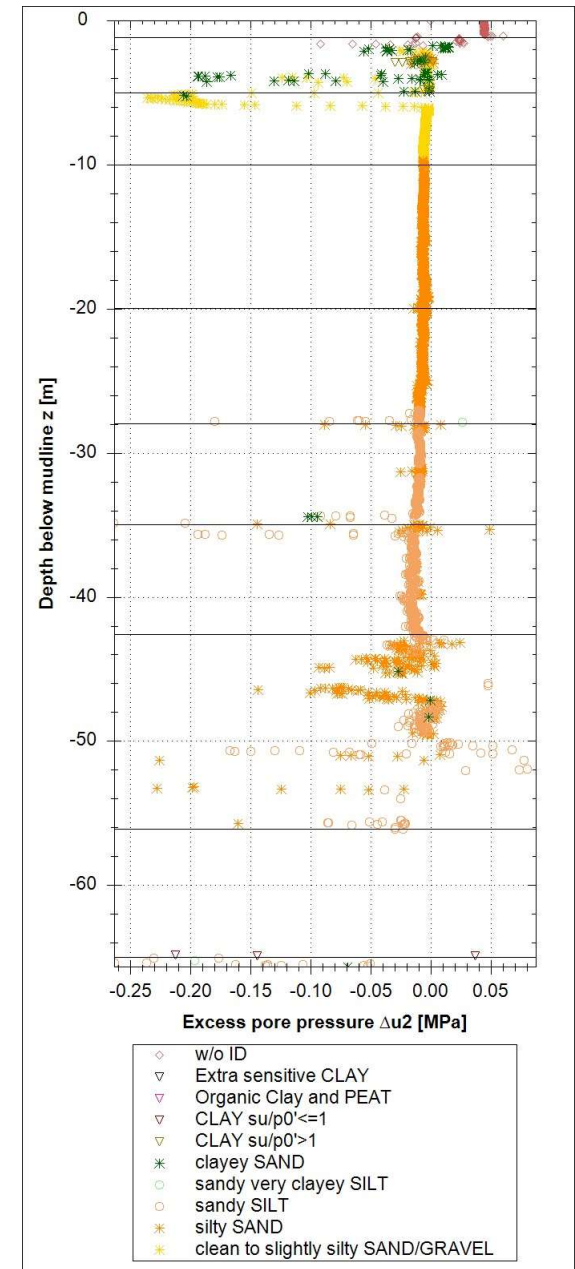
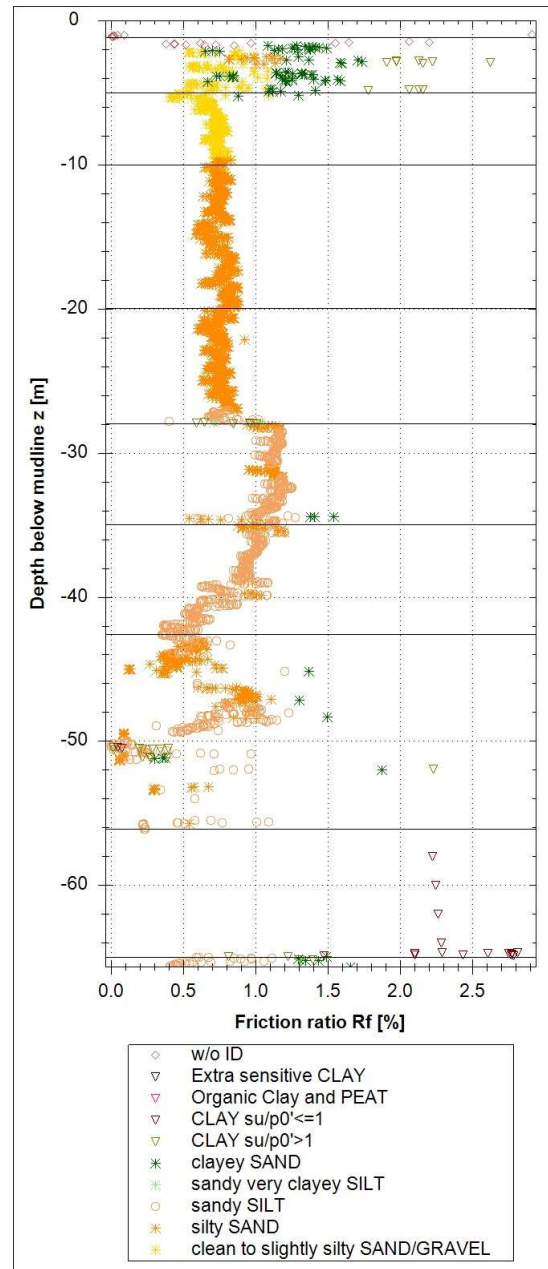
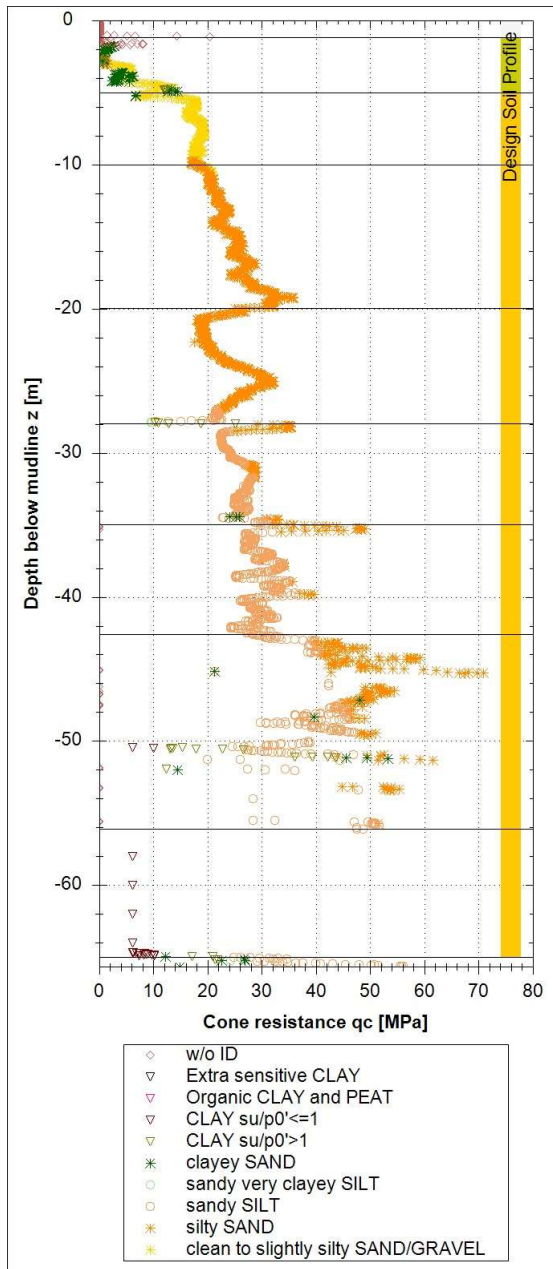
Drucksondierdiagramme MD 3



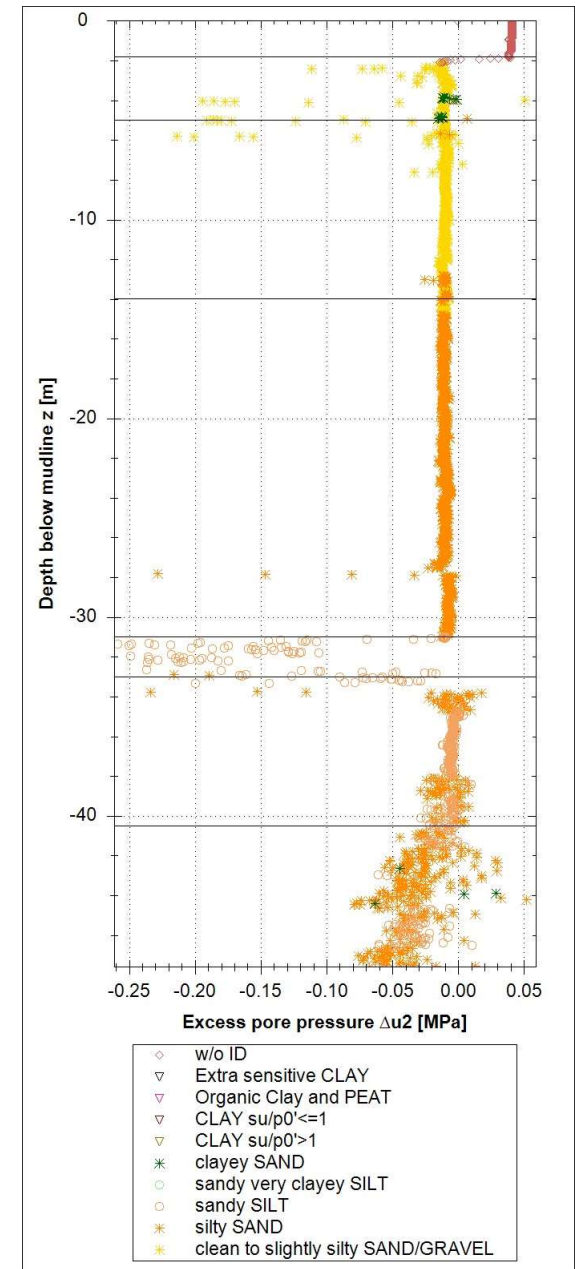
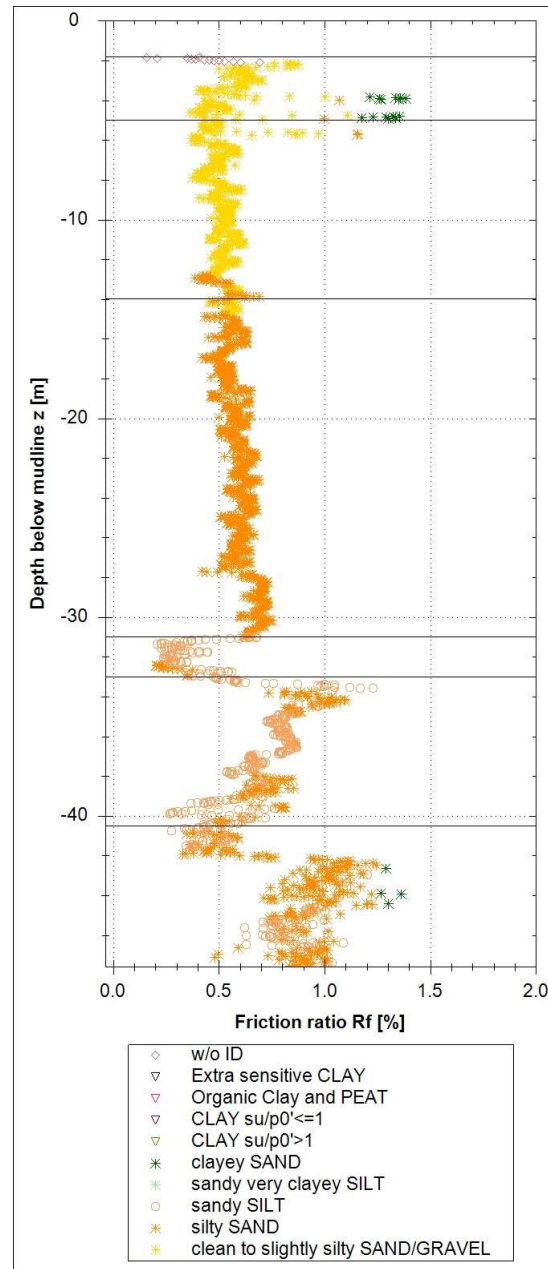
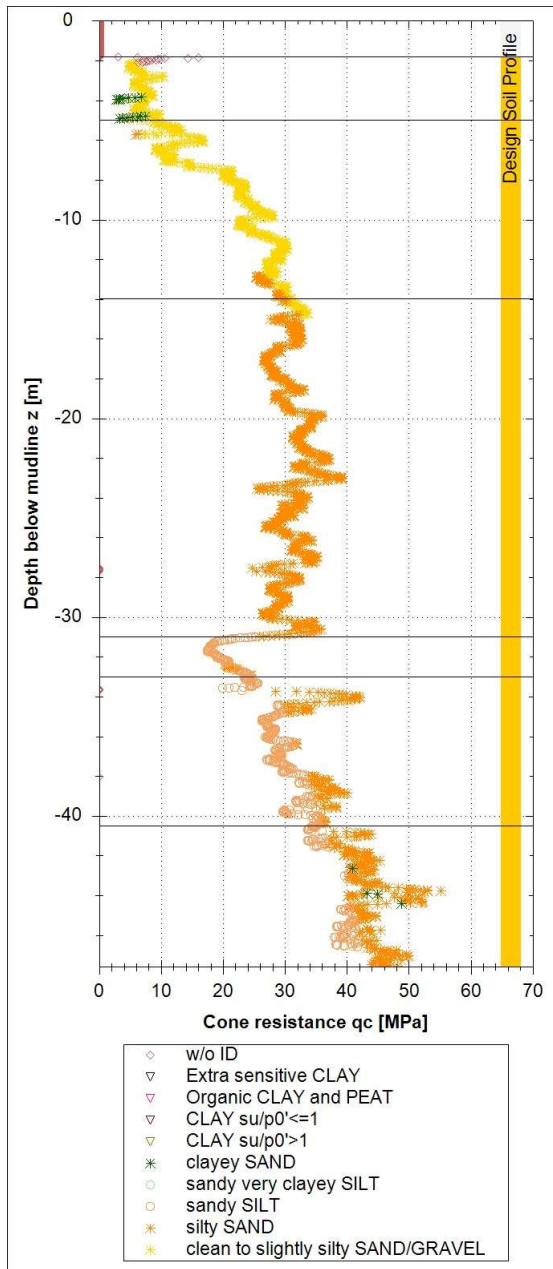
Drucksondierdiagramme MD 4



Drucksondierdiagramme MD 5



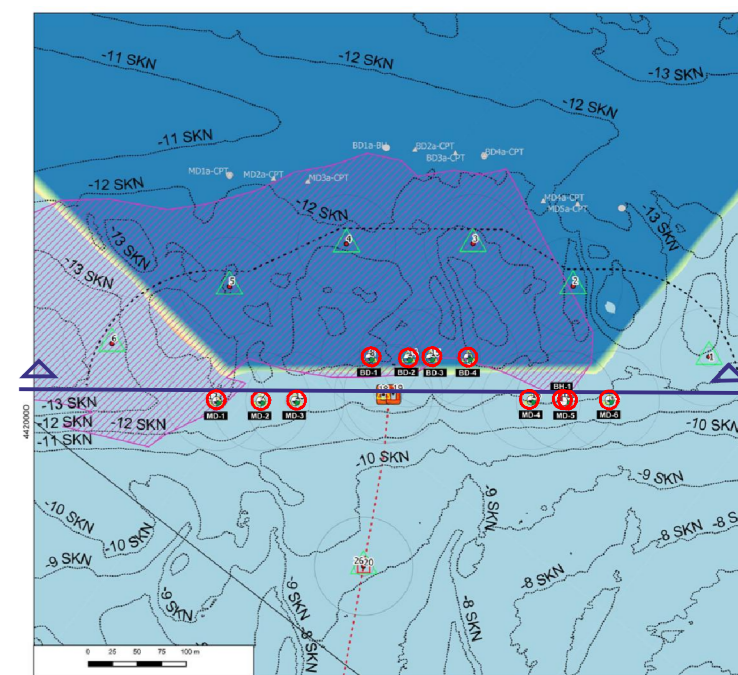
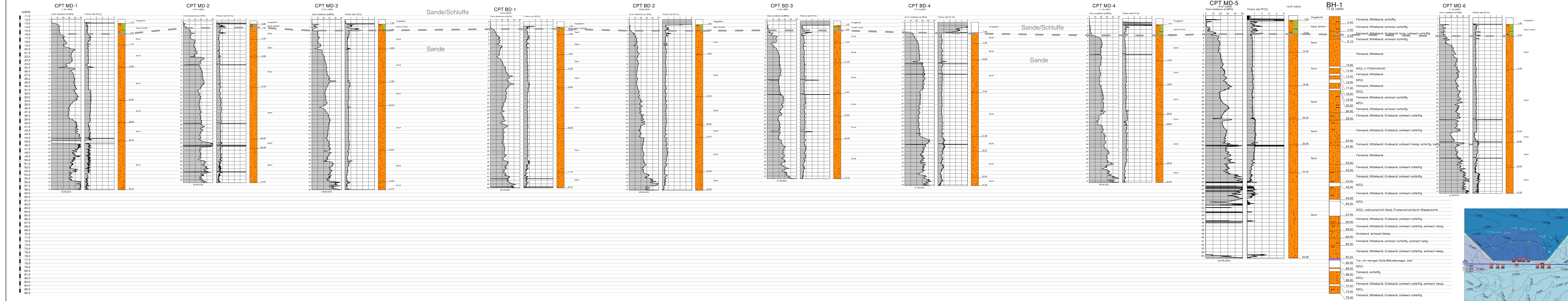
Drucksondierdiagramme MD 6



Anlage 2.3

Profilschnitt NW-SO

(1 Blatt)

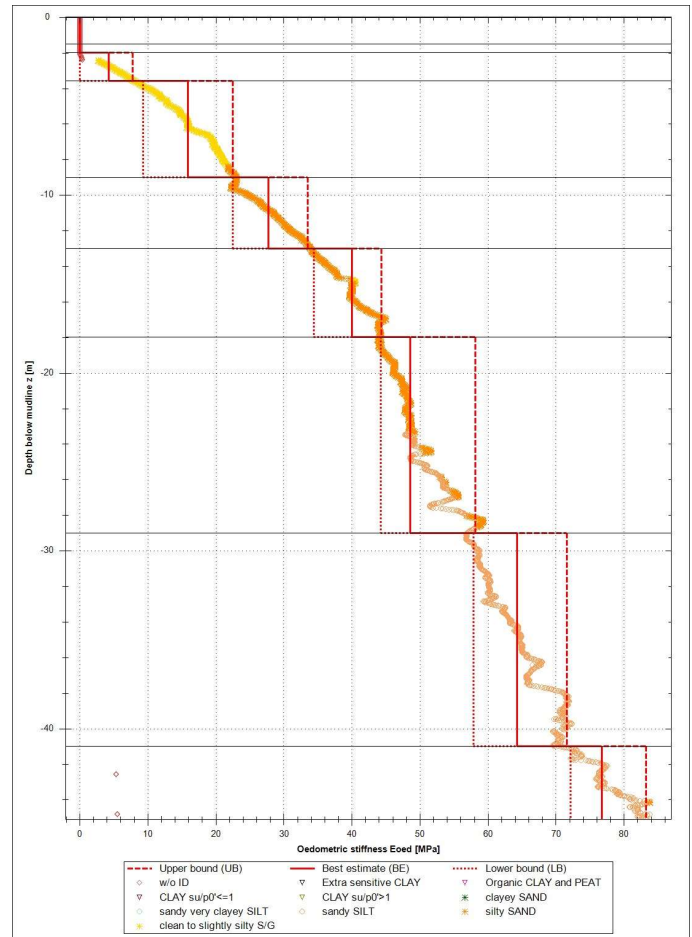
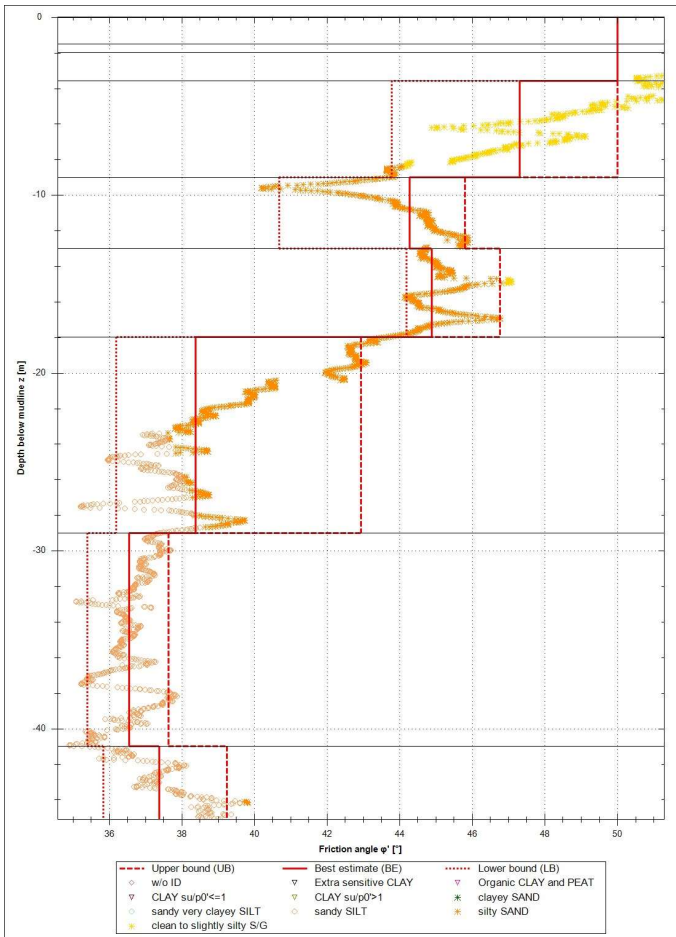
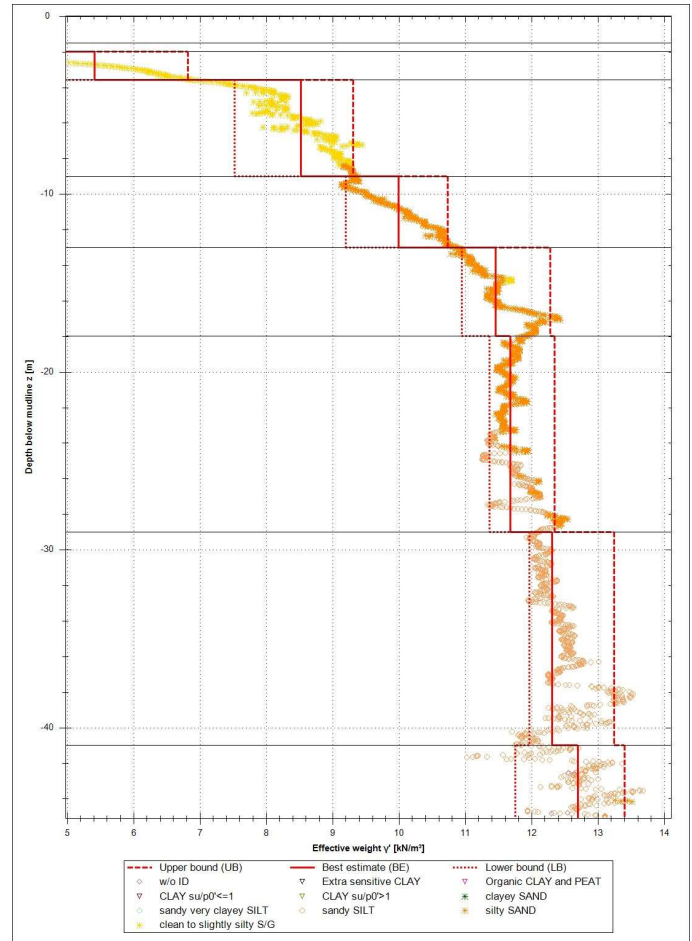
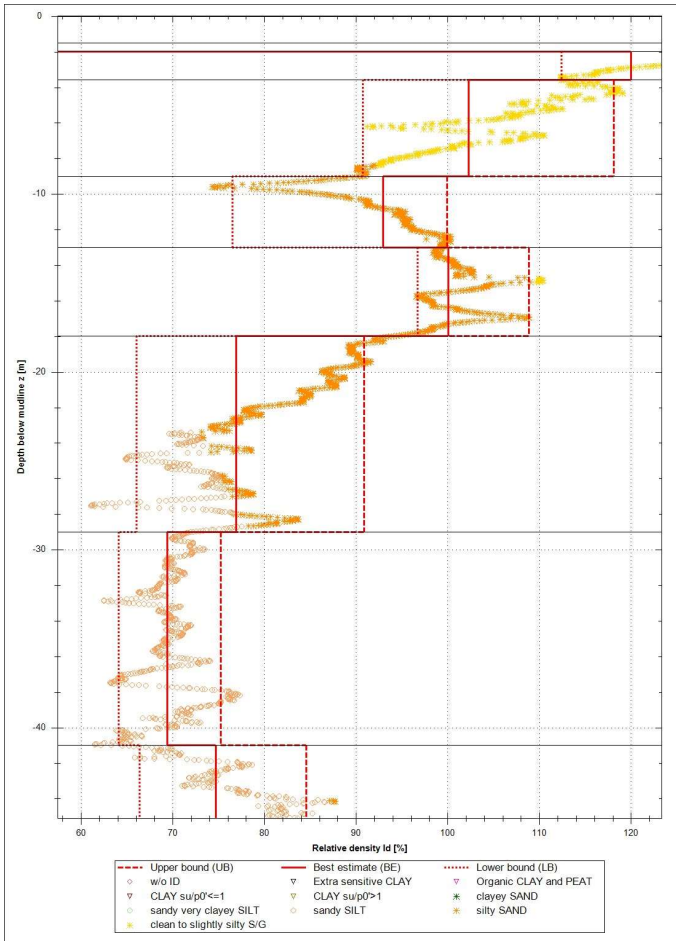


Anlage 2.4

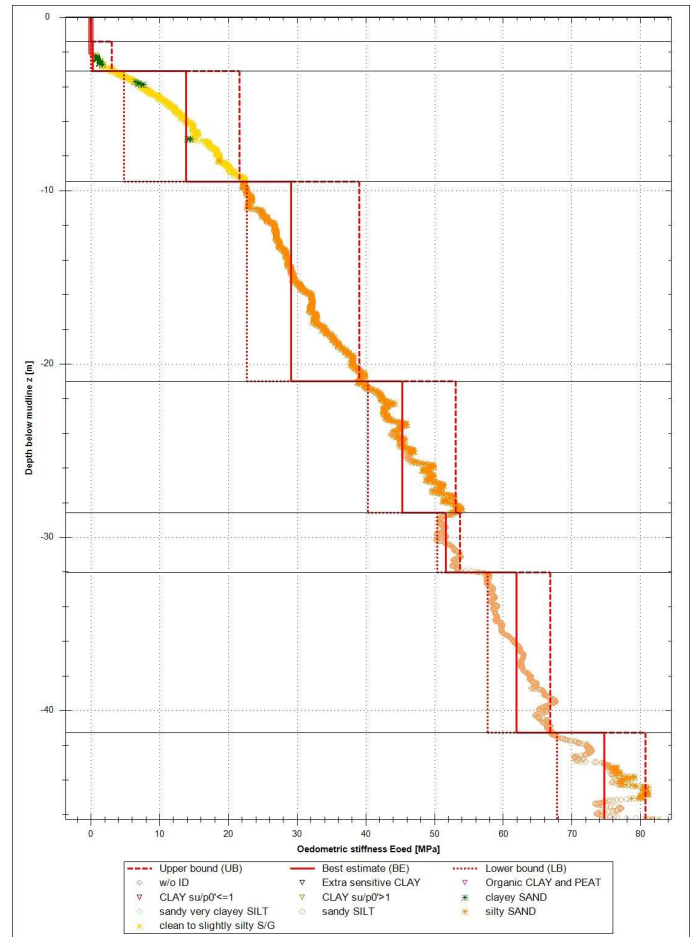
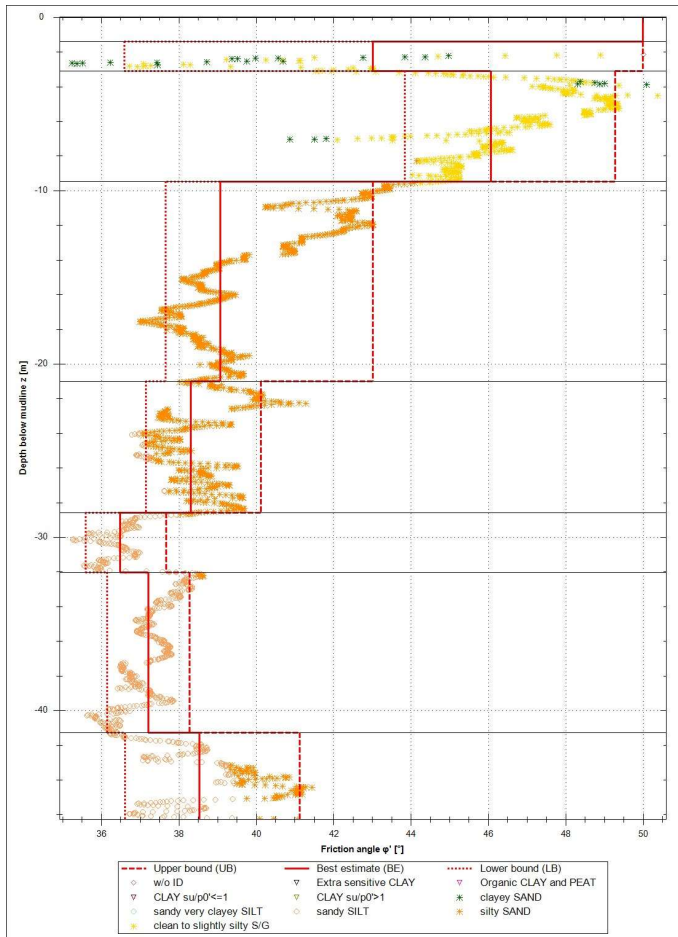
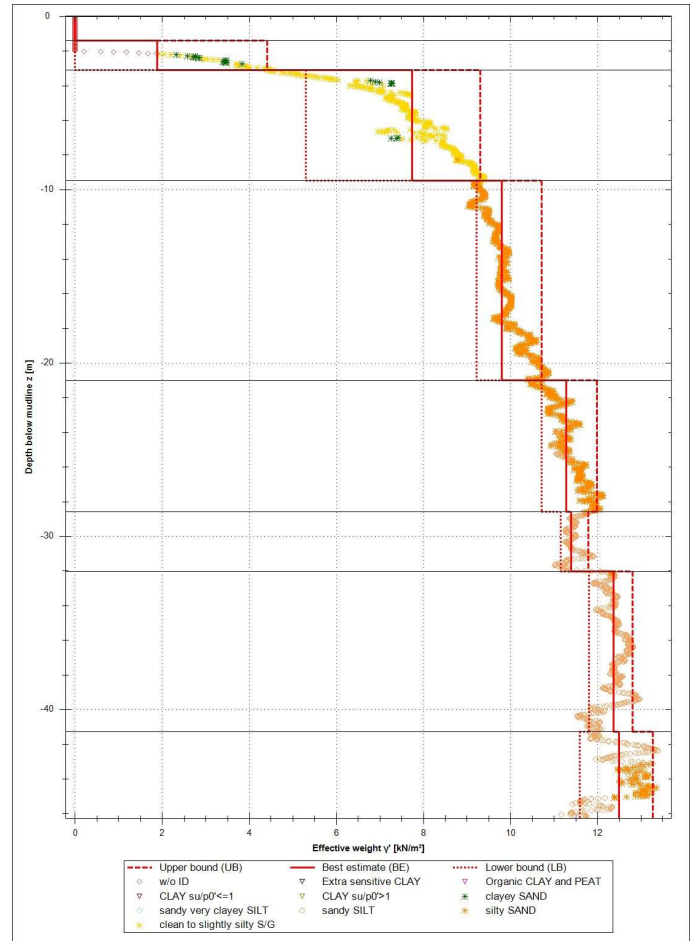
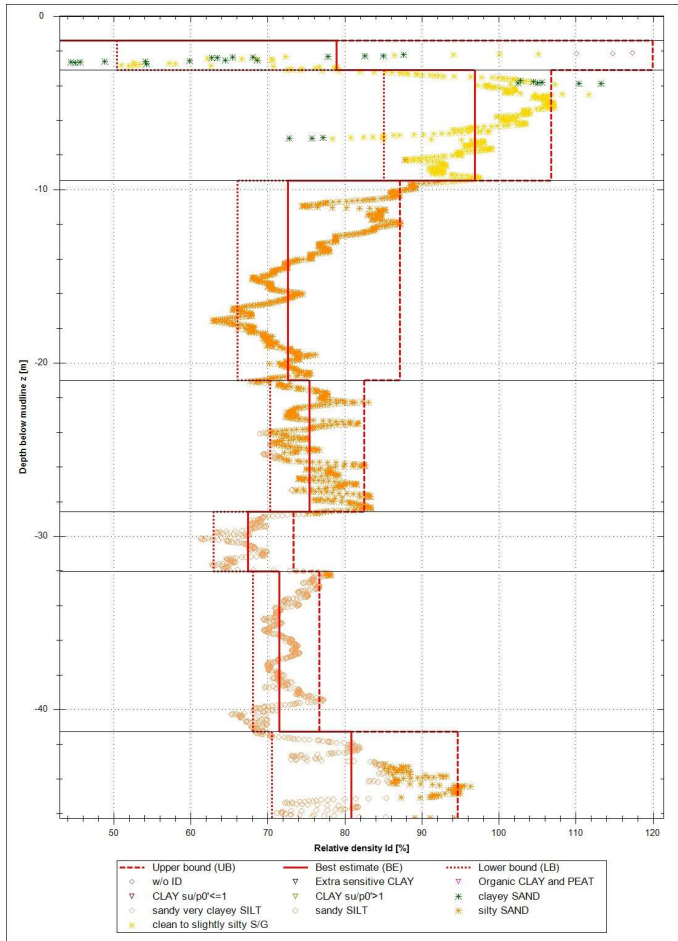
Darstellung der Ergebnisse der
Korrelation zwischen CPT-Daten und
Bodenparametern

(10 Blätter)

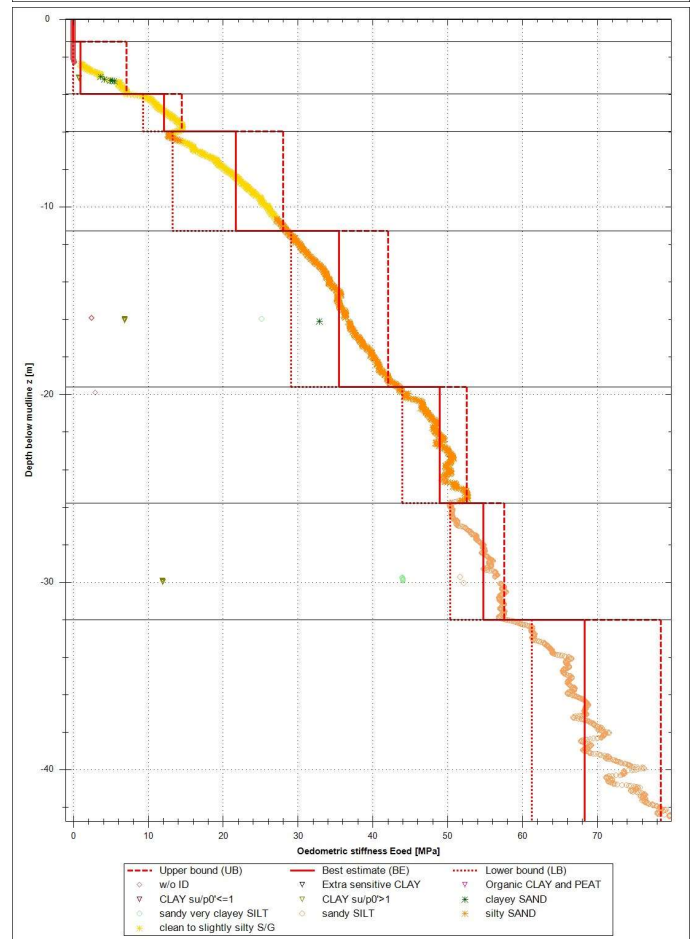
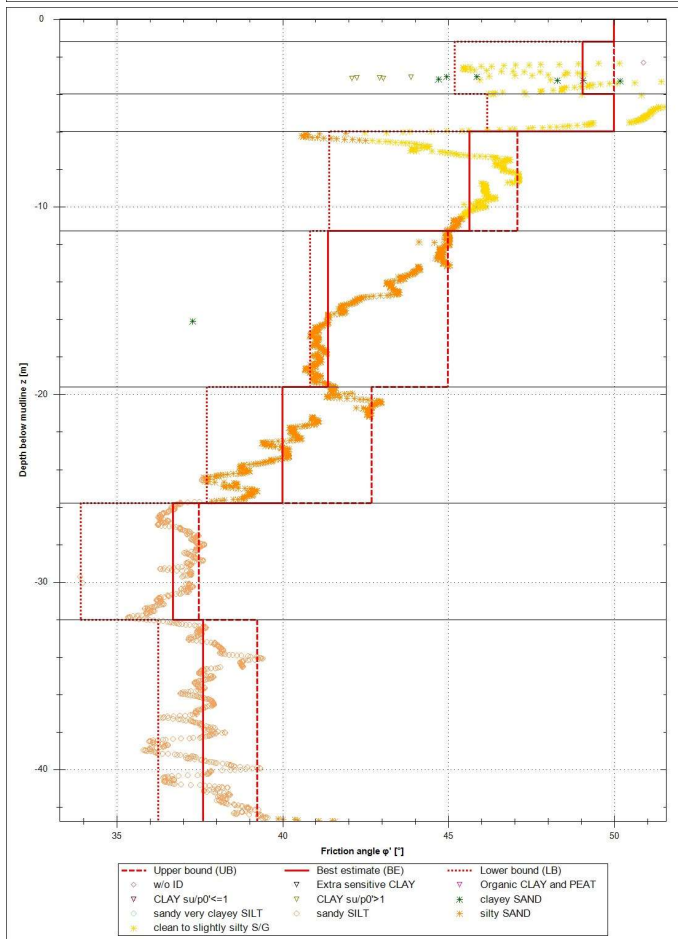
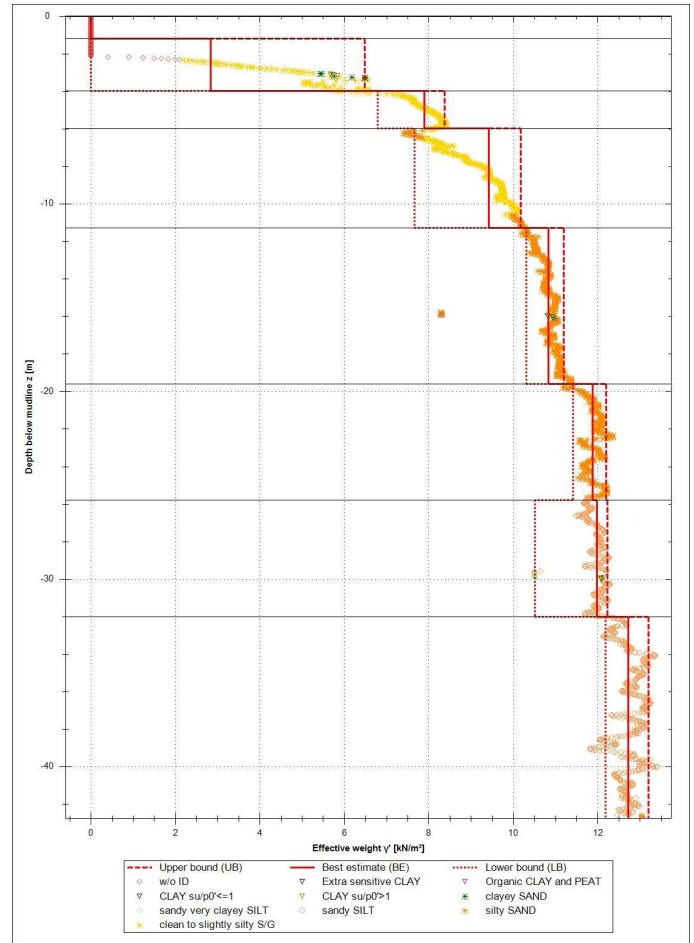
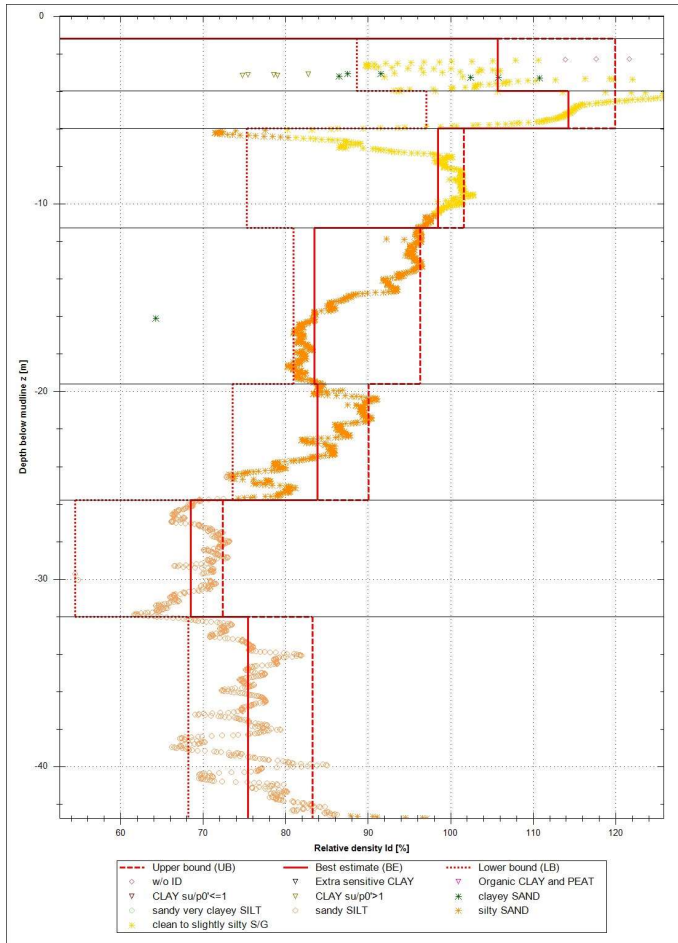
Darstellung der Ergebnisse der Korrelationen zwischen CPT-Daten und Bodenparametern I_D , γ' , ϕ' und E_s für BD 1



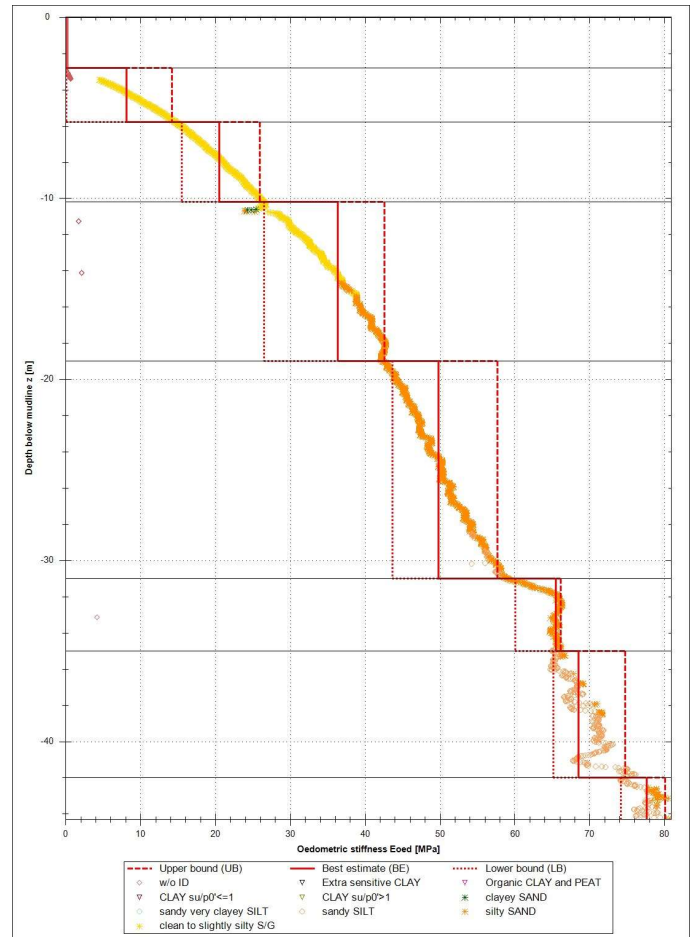
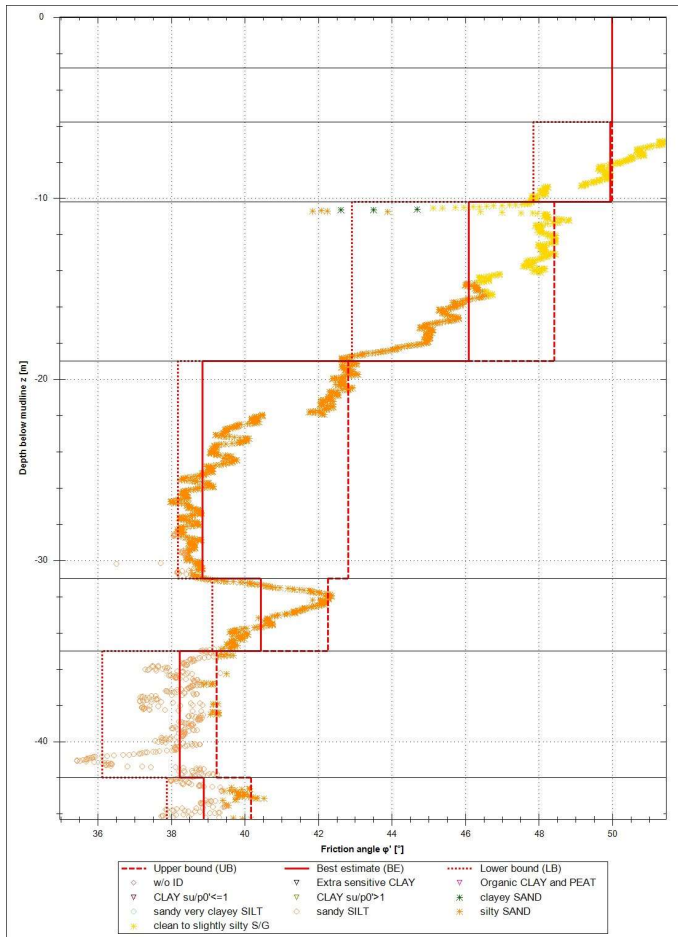
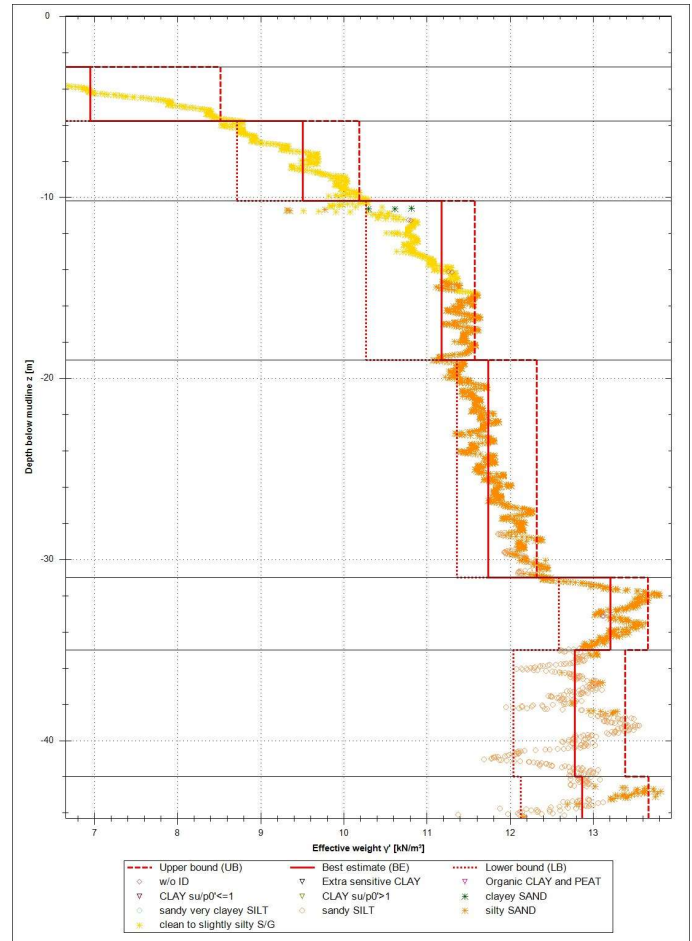
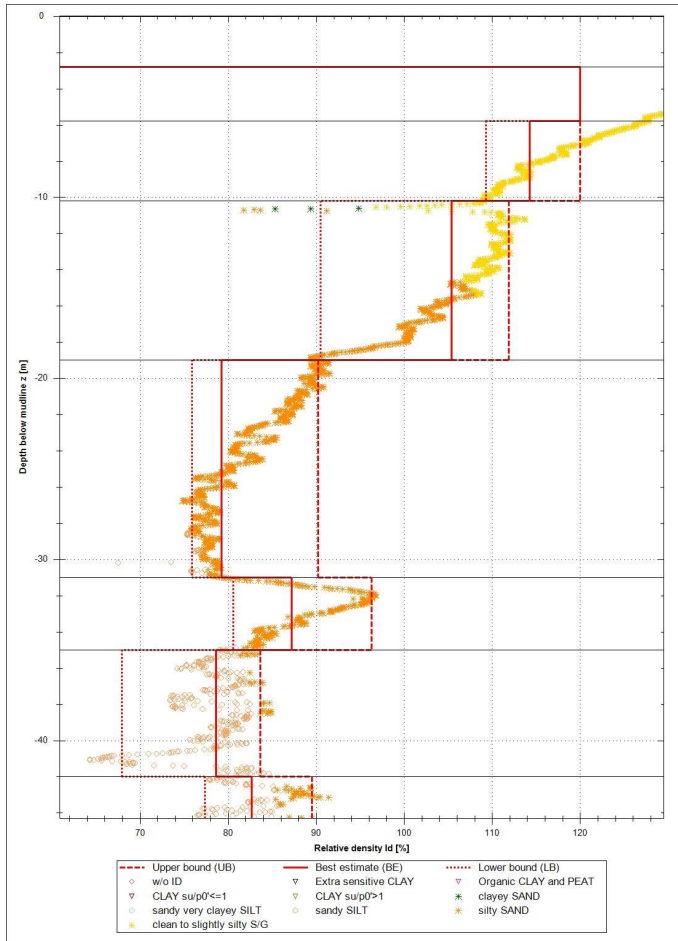
Darstellung der Ergebnisse der Korrelationen zwischen CPT-Daten und Bodenparametern I_D , γ' , ϕ' und E_s für BD 2



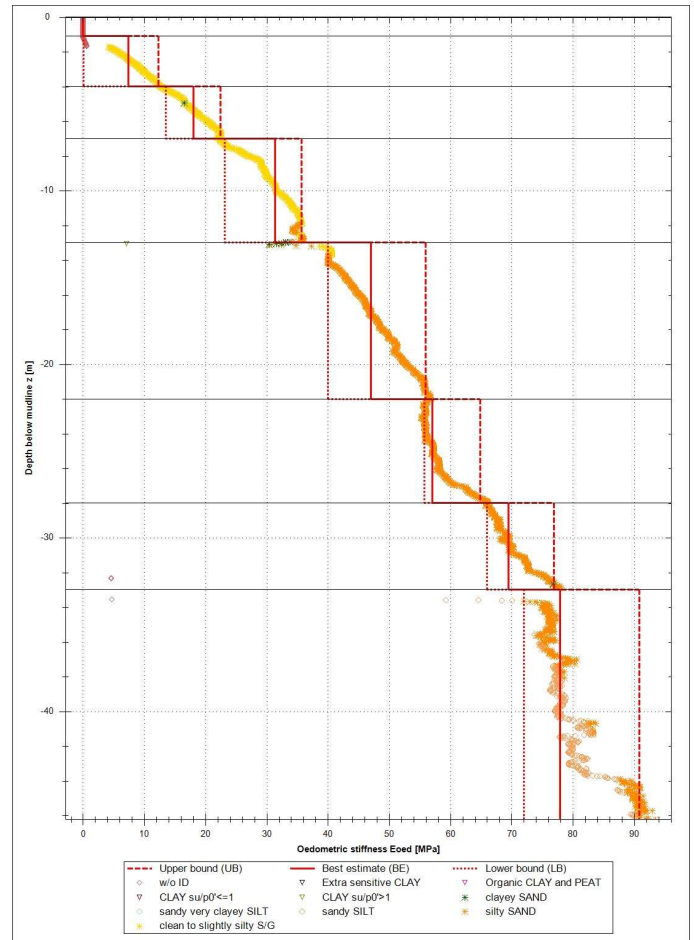
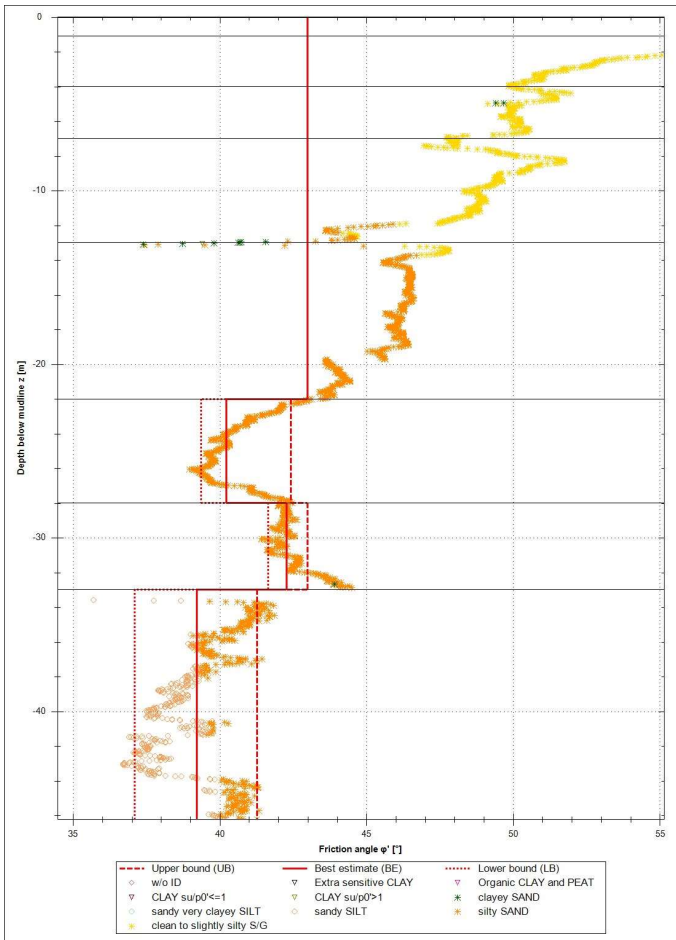
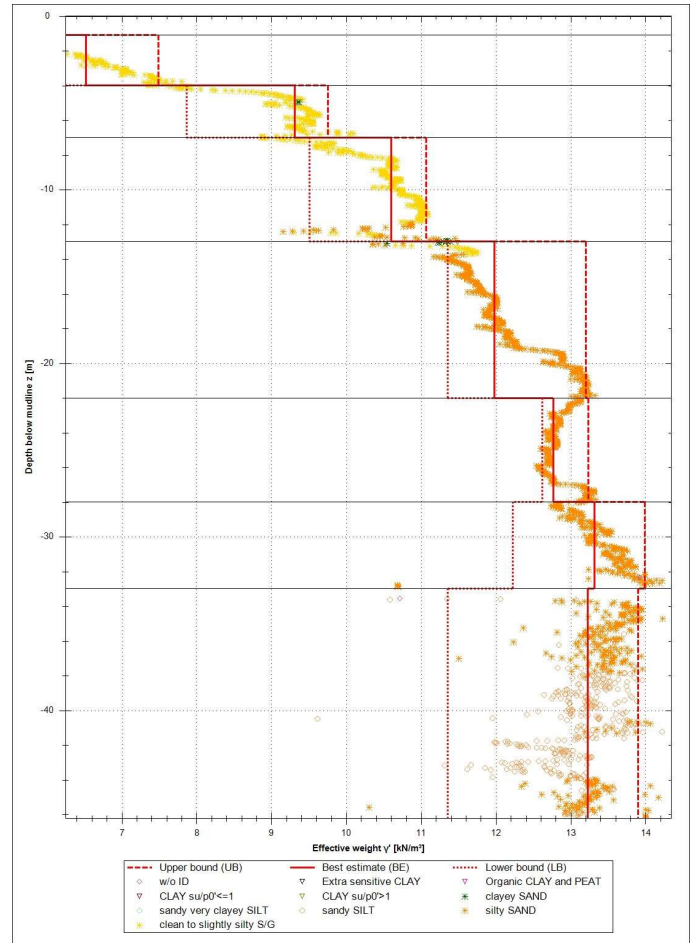
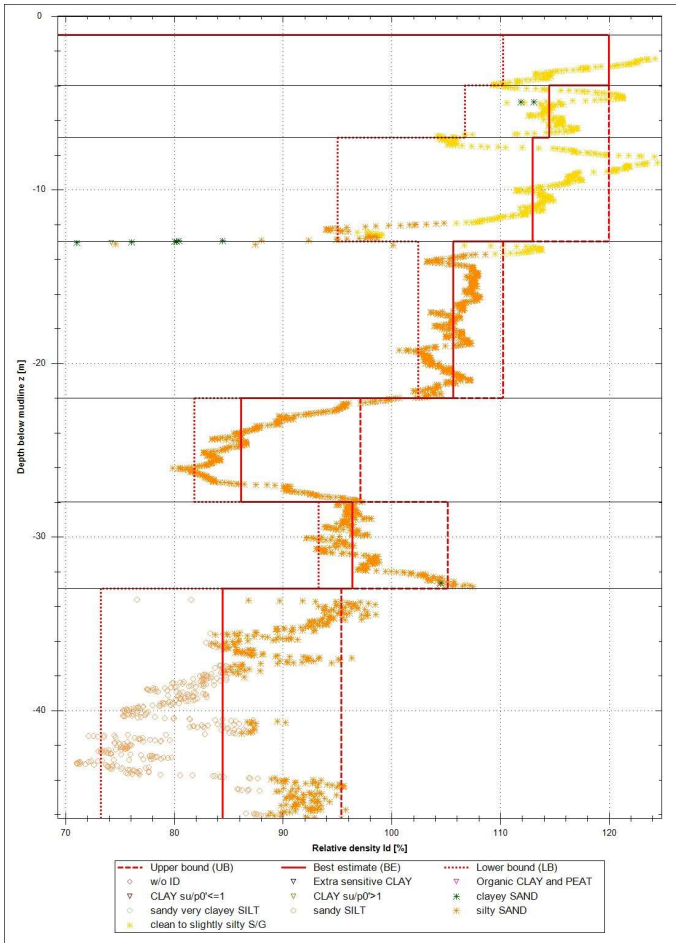
Darstellung der Ergebnisse der Korrelationen zwischen CPT-Daten und Bodenparametern I_D , γ' , ϕ' und E_s für BD 3



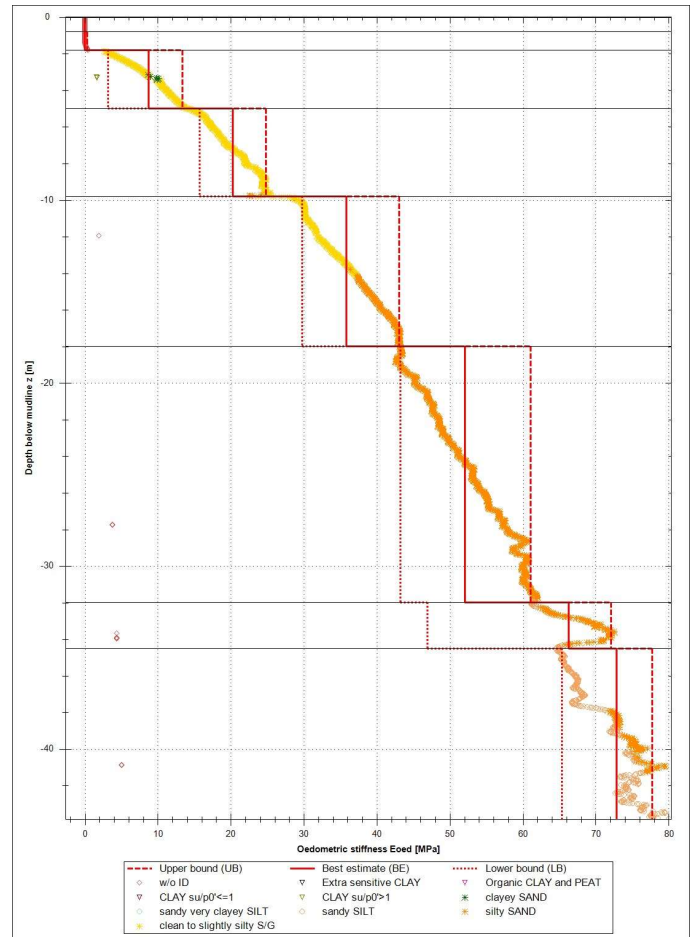
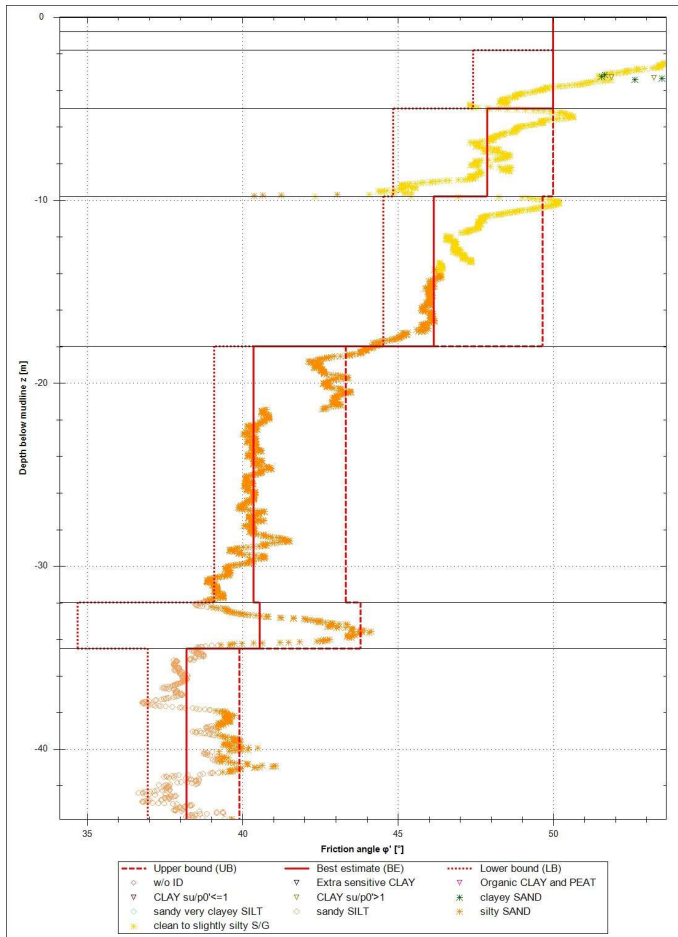
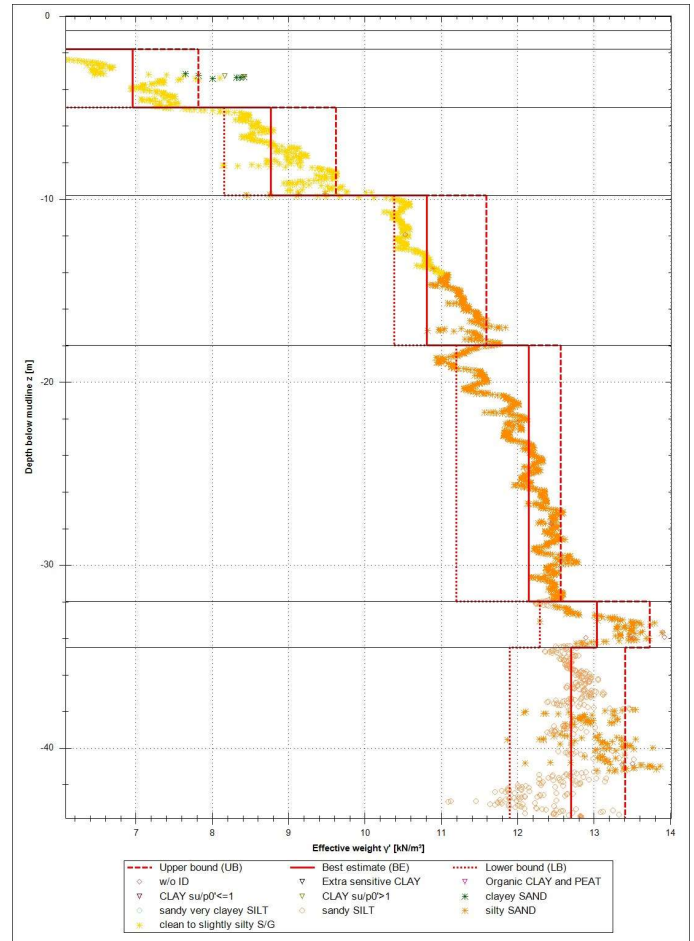
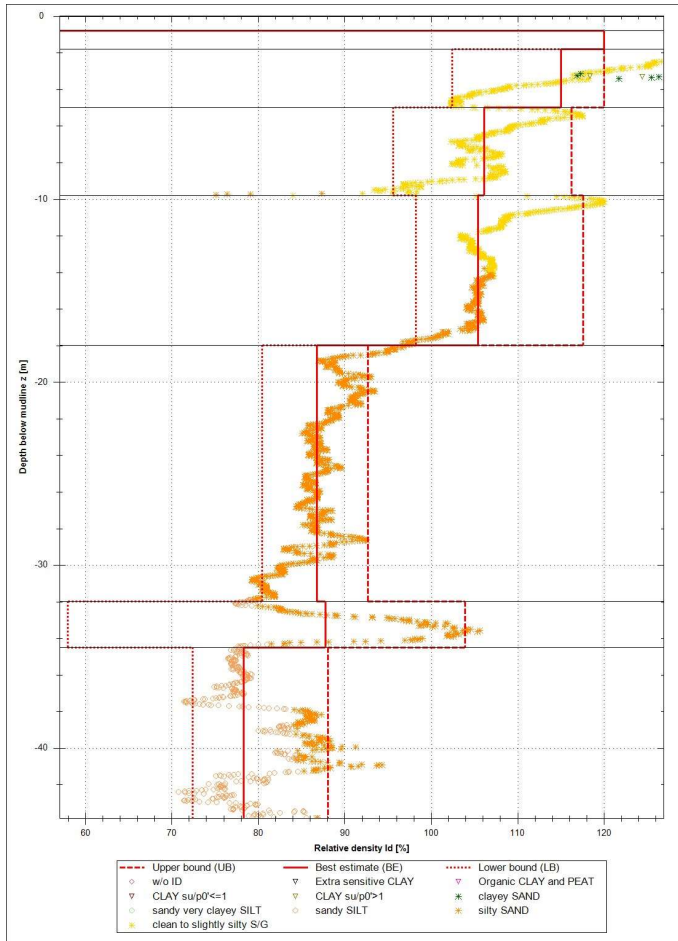
Darstellung der Ergebnisse der Korrelationen zwischen CPT-Daten und Bodenparametern I_D , γ' , ϕ' und E_s für BD 4



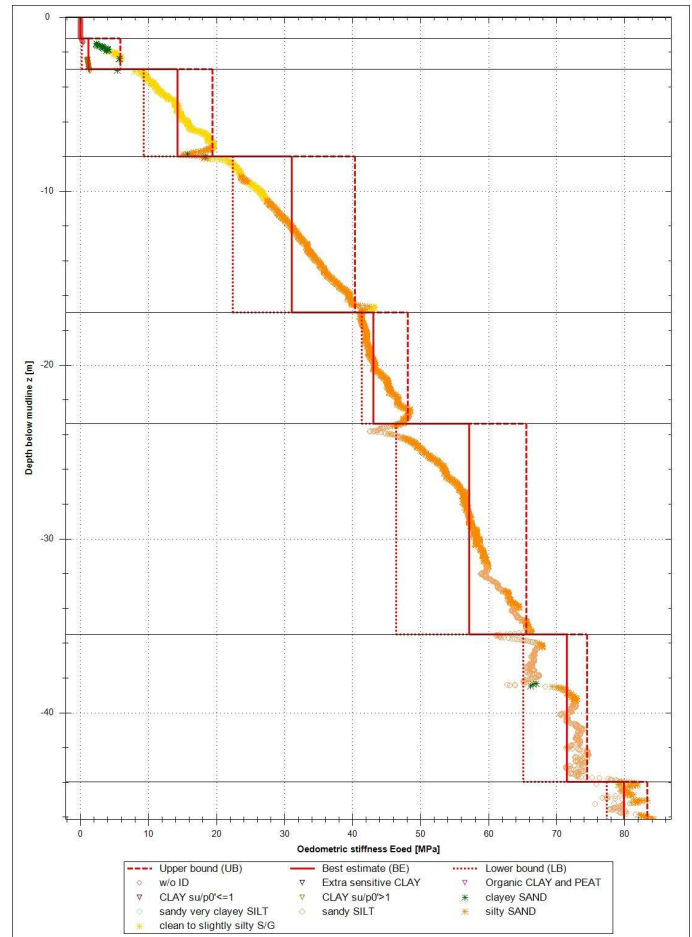
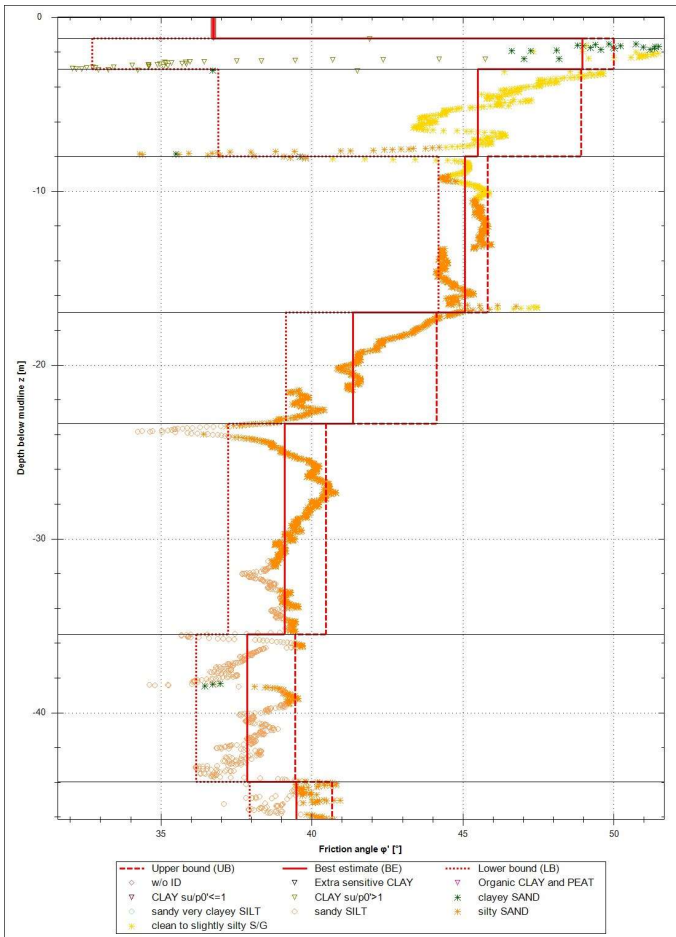
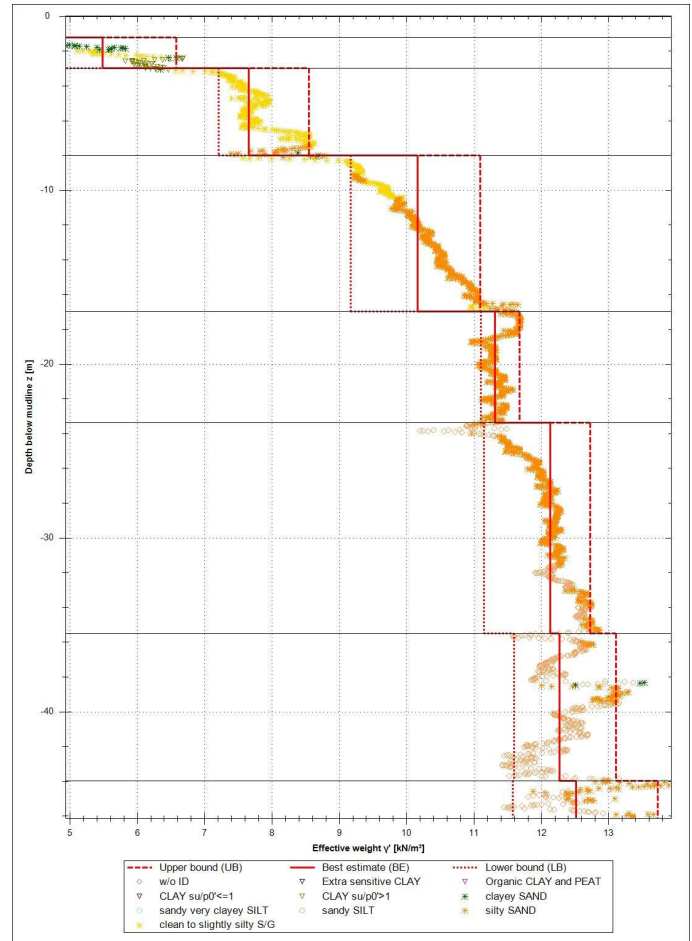
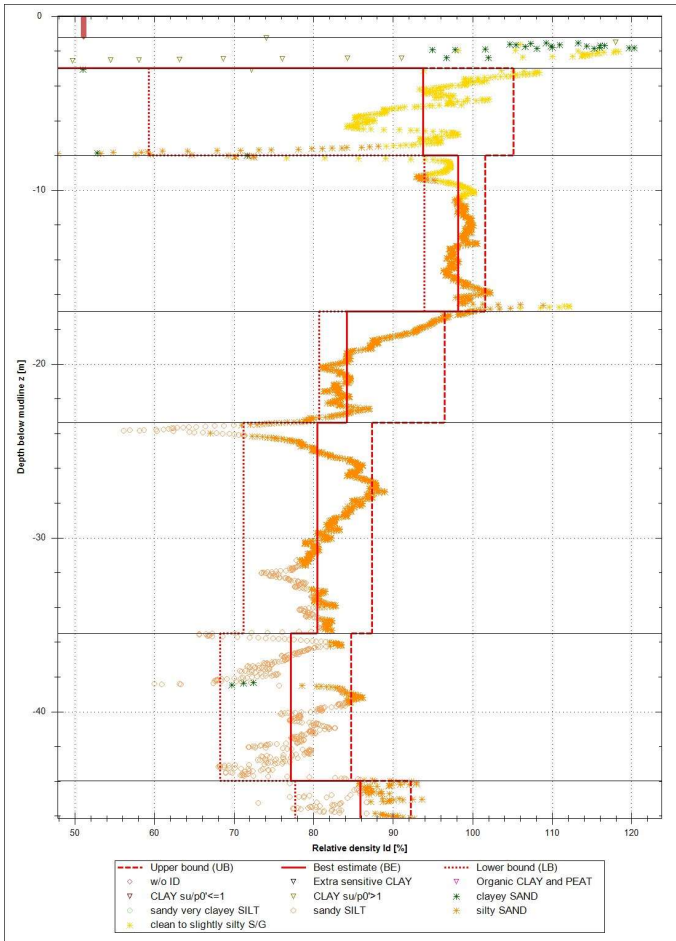
Darstellung der Ergebnisse der Korrelationen zwischen CPT-Daten und Bodenparametern I_D , γ' , ϕ' und E_s für MD 1



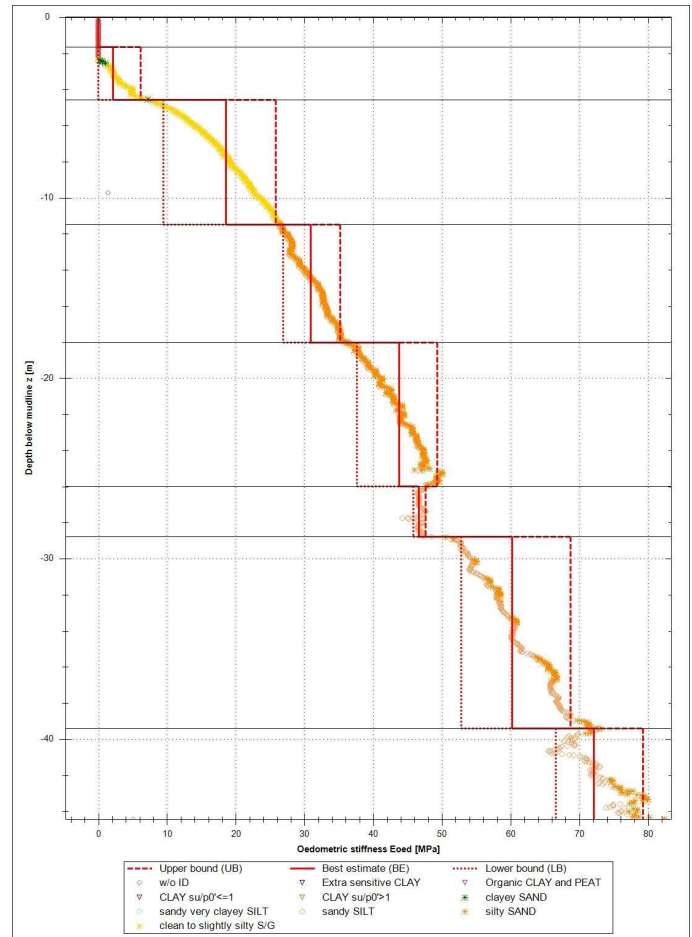
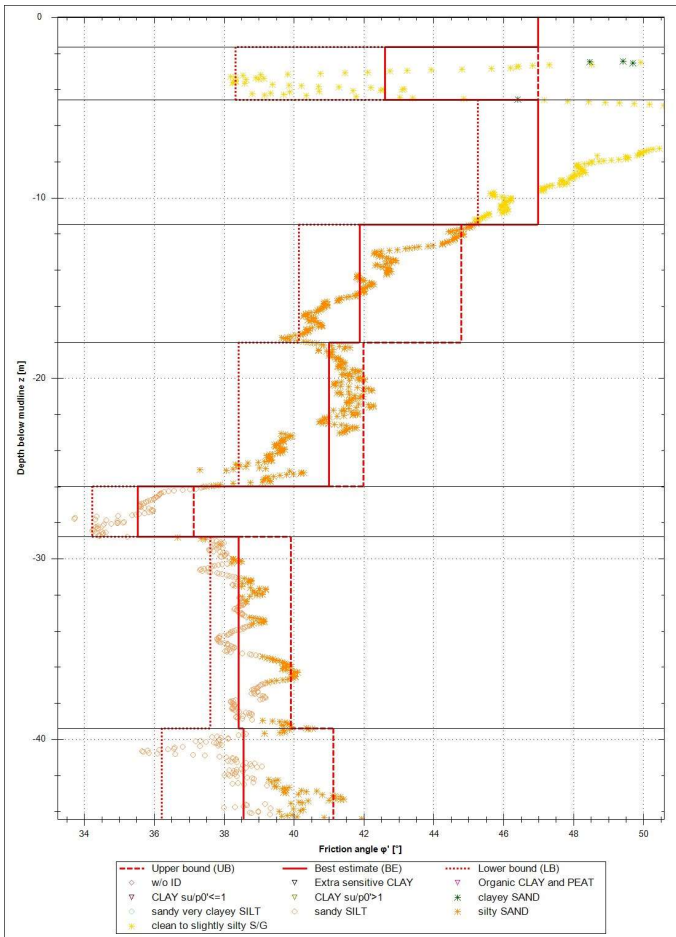
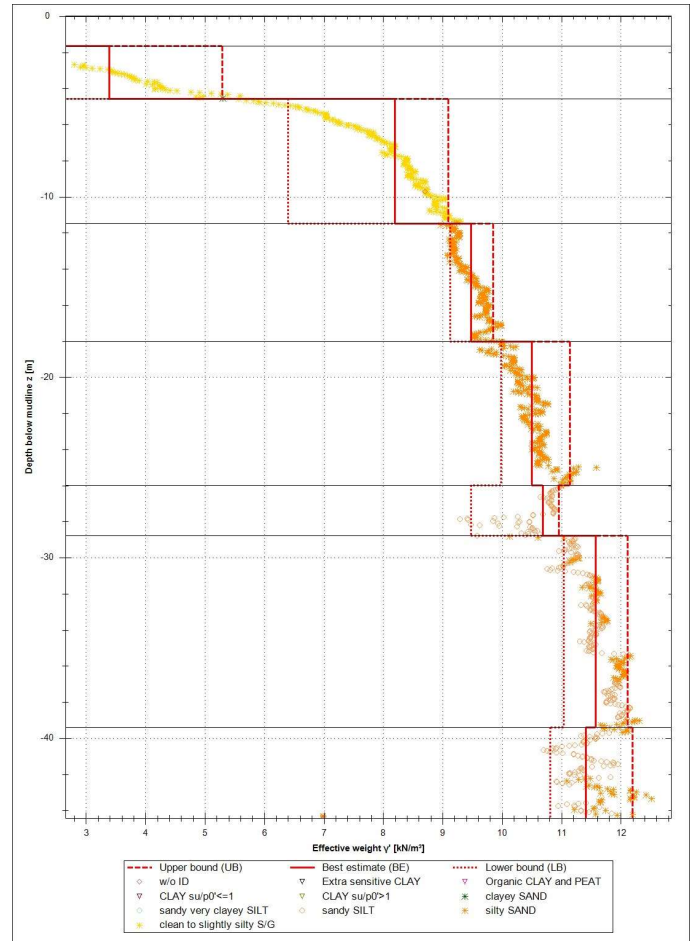
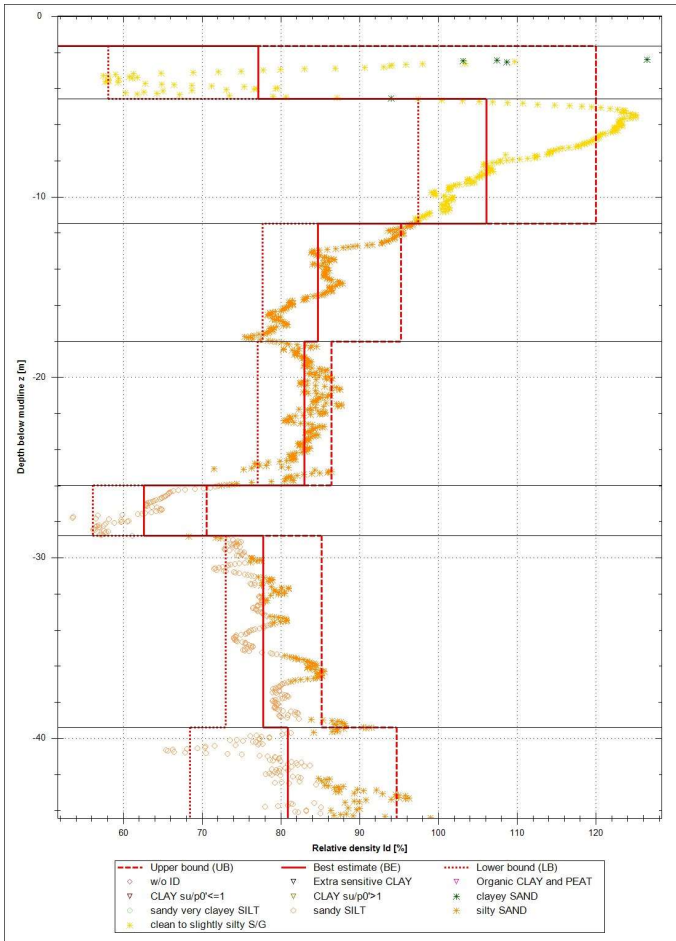
Darstellung der Ergebnisse der Korrelationen zwischen CPT-Daten und Bodenparametern I_D , γ' , ϕ' und E_s für MD 2



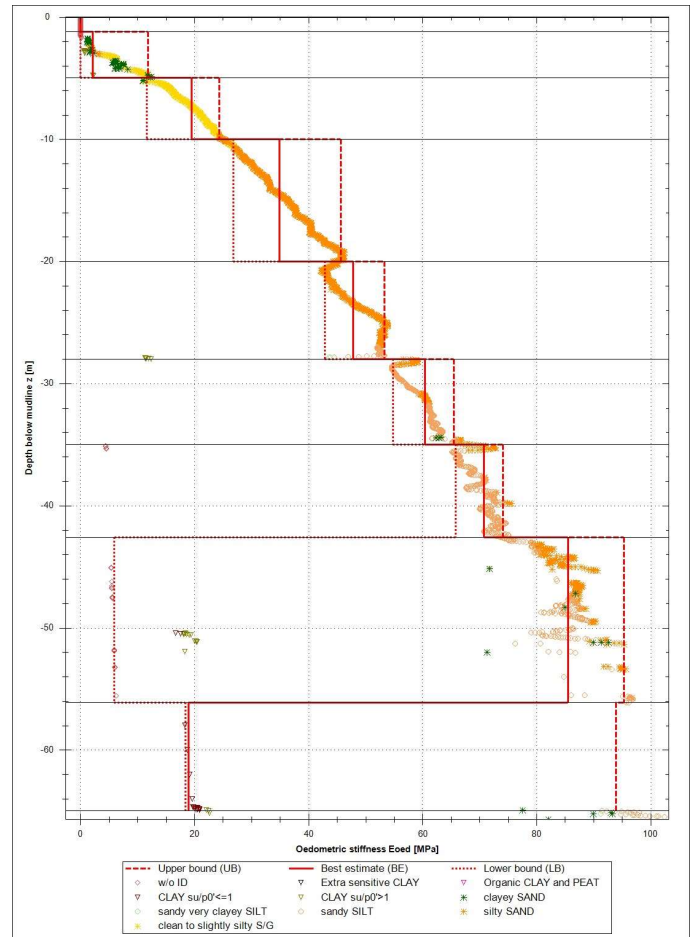
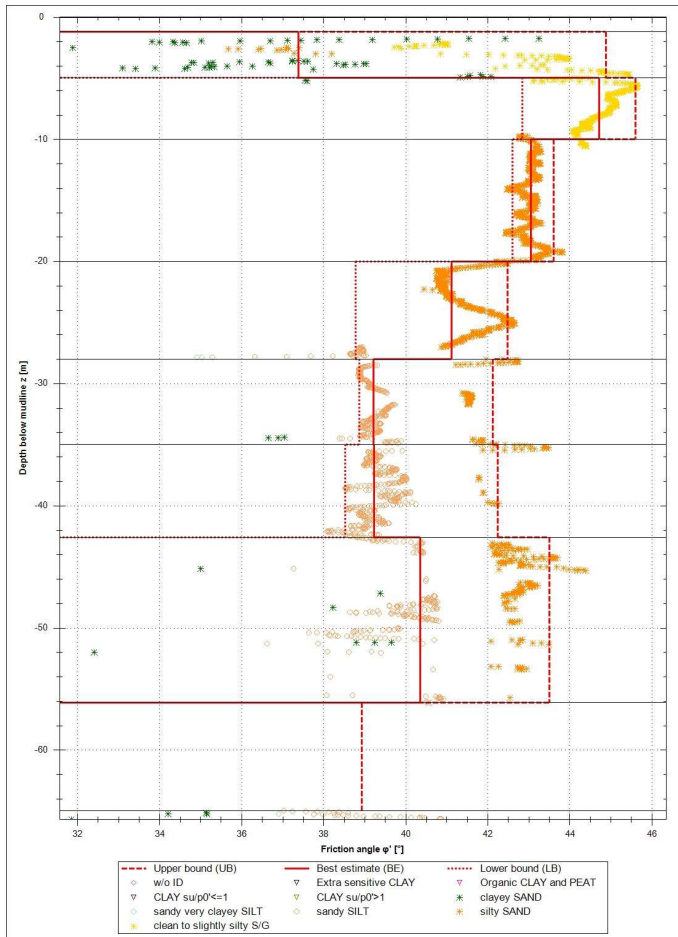
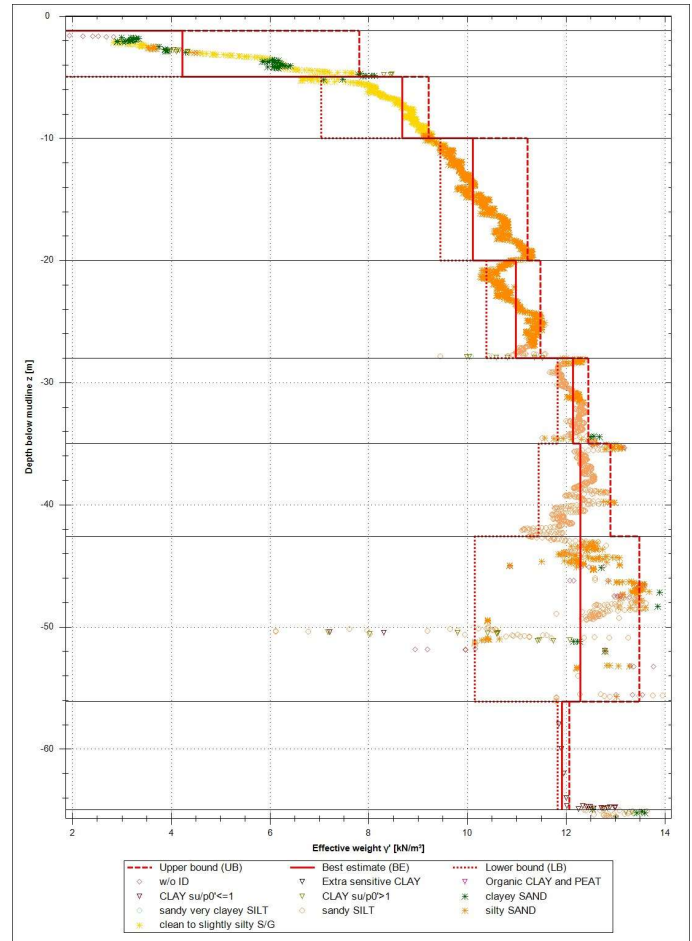
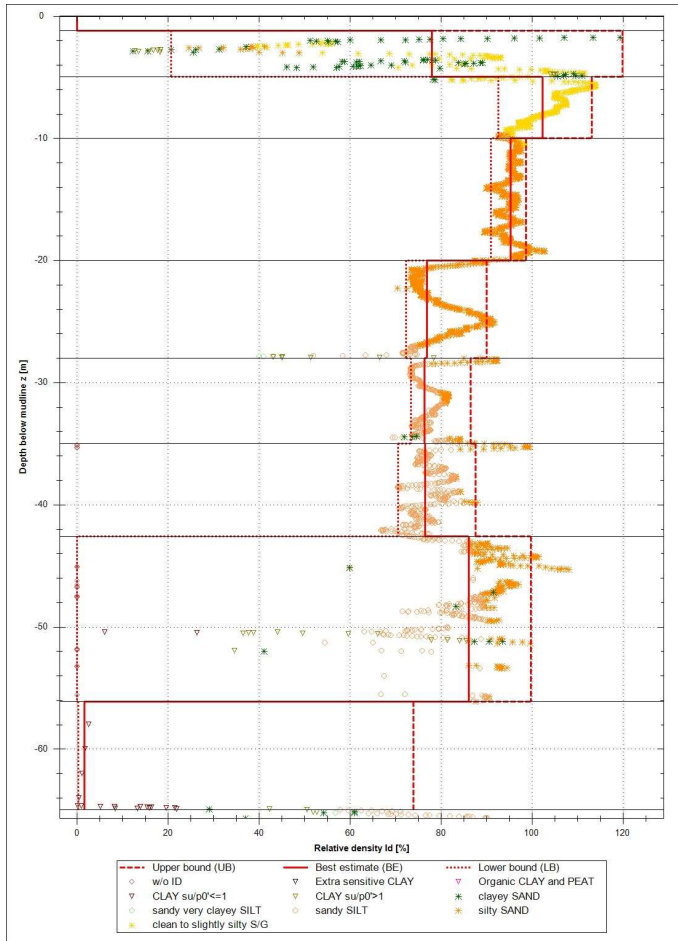
Darstellung der Ergebnisse der Korrelationen zwischen CPT-Daten und Bodenparametern I_D , γ' , ϕ' und E_s für MD 3



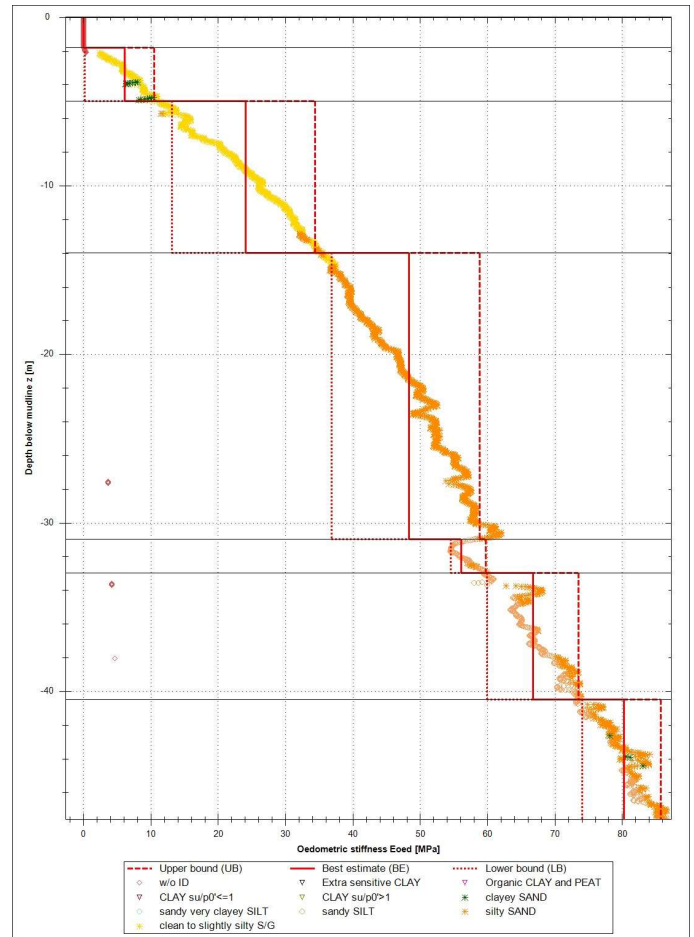
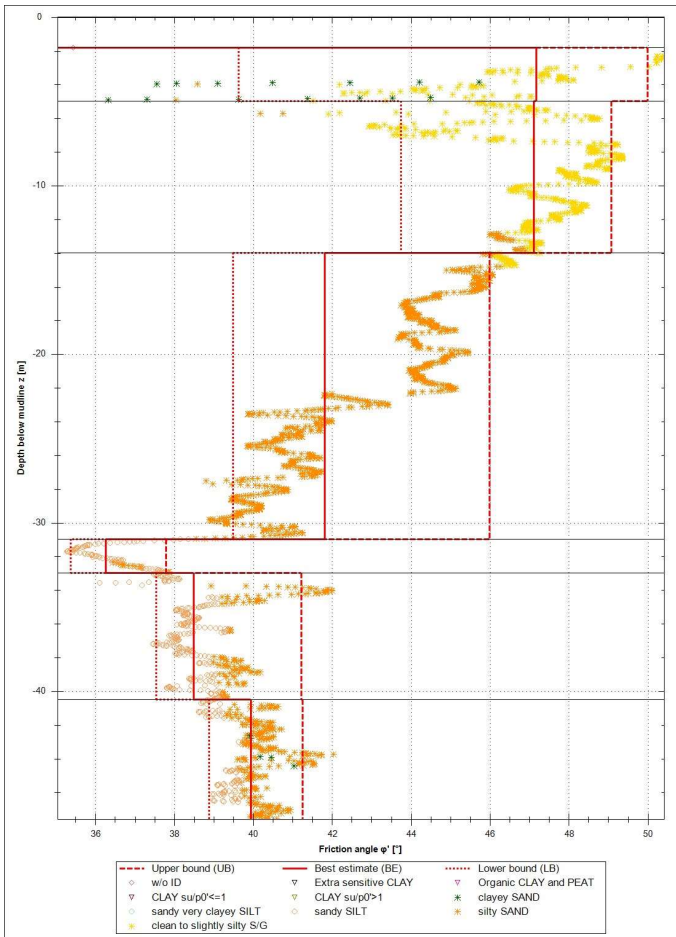
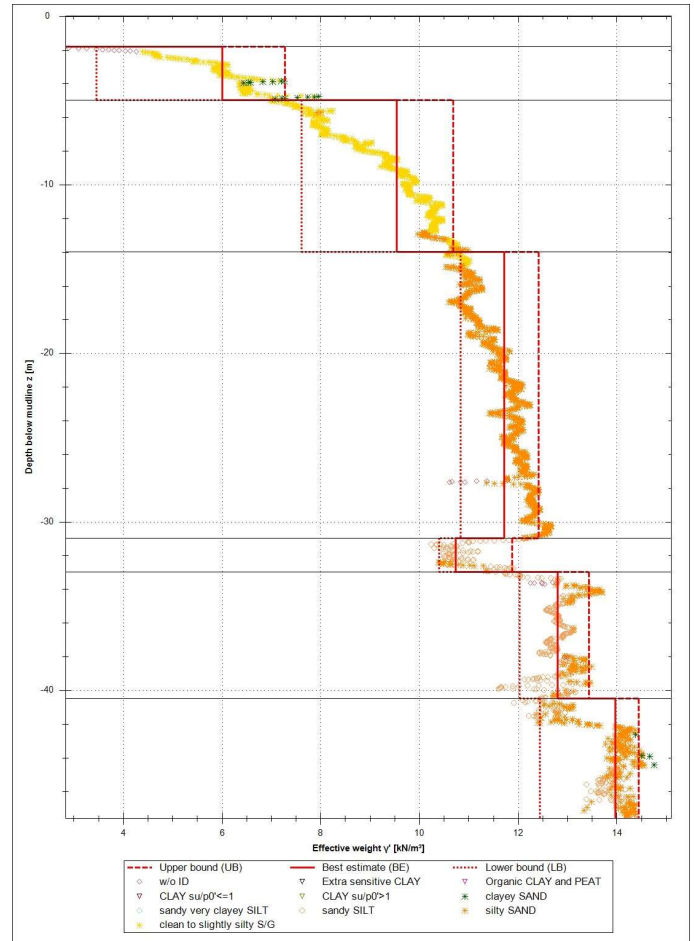
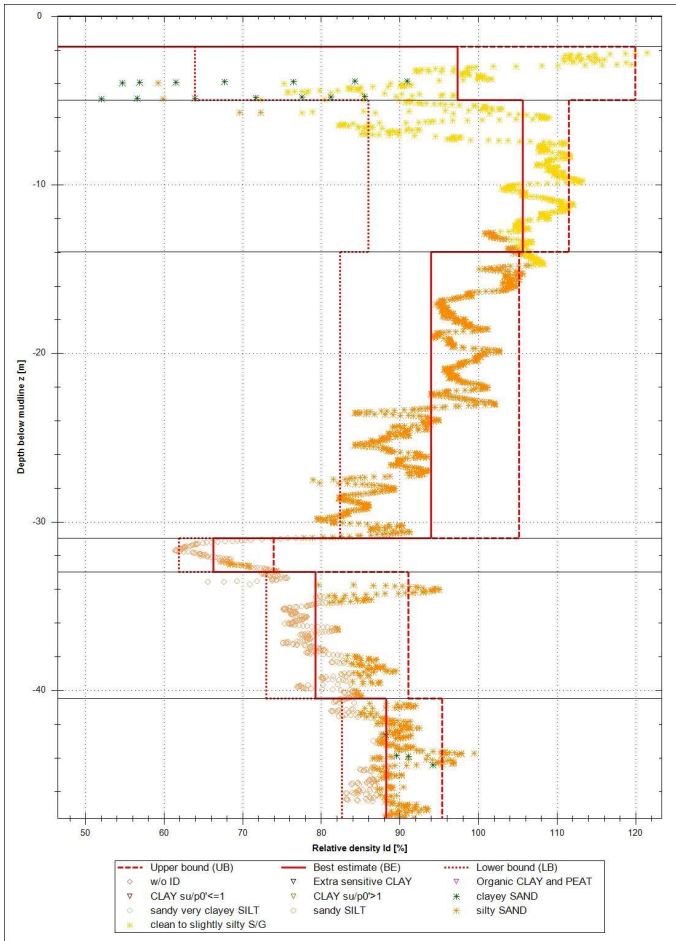
Darstellung der Ergebnisse der Korrelationen zwischen CPT-Daten und Bodenparametern I_D , γ' , ϕ' und E_s für MD 4



Darstellung der Ergebnisse der Korrelationen zwischen CPT-Daten und Bodenparametern I_D , γ' , ϕ' und E_s für MD 5



Darstellung der Ergebnisse der Korrelationen zwischen CPT-Daten und Bodenparametern I_D , γ' , ϕ' und E_s für MD 6



Anlage 3

Rechnerische Bodenprofile für erdstatische Berechnungen

3 - Bemessungsbodenprofile/Untersuchungsbodenprofile (10 Blätter)

Bemessungsbodenprofil BD 1

Ansatzpunkt:		FSRU- BD 1										
Rechnerische Wassertiefe (DSL):		-14.20 [m SKN] (Bemessungsbodenprofil)										
Charakteristische Bodenkenneiwerte (BE in "fett") und Bandbreite (LE - HE)												
Schicht Nr.	Tiefe unter Meeresboden	Höhe	Spitzenwiderstand	Bodenart	Bezogene Lagerungsdichte	Auftriebswichte des Bodens	Effektiver Reibungswinkel	Effektive Kohäsion	Undranierte Kohäsion	Steifemodul		
[-]	z [m]	[m SKN]	q _s [MPa]	-	l _b [%]	γ' [kN/m³]	φ' [°]	c' [kN/m²]	c _u [kN/m²]	E _s [MN/m²]		
1*	0.00	-14.20	-	Steinschüttung eingebettet	-	9.0	37.5	0	0	10		
	1.40	-15.60	-								-	8.0
2	1.40	-15.60	8.0	Sand mitteldicht	36.0	8.0	32.5	0	0	4		
	1.96	-16.16	4.5								10.0	25.0
3	1.96	-16.16	15.0	Sand mitteldicht	50.4	8.5	35.5	0	0	16		
	7.36	-21.56	12.0								19.0	32.0
4	7.36	-21.56	19.0	Sand dicht	66.0	9.5	37.0	0	0	28		
	11.36	-25.56	12.0								26.0	46.0
5	11.36	-25.56	30.0	Sand sehr dicht	98.0	11.5	42.0	0	0	40		
	16.36	-30.56	26.0								37.0	95.0
6	16.36	-30.56	23.0	Sand dicht	77.0	11.5	39.0	0	0	49		
	27.36	-41.56	18.0								28.0	66.0
7	27.36	-41.56	23.0	Sand dicht	69.0	12.5	37.0	0	0	64		
	39.36	-53.56	21.0								29.0	64.0
8	39.36	-53.56	30.0	Sand dicht	75.0	12.5	37.5	0	0	77		
	43.46	-57.66	24.0								40.0	66.0
9**	43.46	-57.66	-	Sand mitteldicht	-	10.0	32.5	0	0	40		
	65.00	-79.20	-									

*Kolkzuschüttung im Bereich Anlegedalben BD (Steinschüttung 50-200mm eingebettet in Seeboden)
 **Keine CPT-Daten verfügbar. Bodenparameter konservativ angenommen gemäß Bohr-Daten.

Untersuchungsbodenprofil BD 1

Ansatzpunkt:		FSRU- BD 1											
Wassertiefe (SBL):		-12.56 [m SKN] (Untersuchungsbodenprofil)											
Charakteristische Bodenkenneiwerte (BE in "fett") und Bandbreite (LE - HE)													
Schicht Nr.	Tiefe unter Meeresboden	Höhe	Spitzenwiderstand	Bodenart	Bezogene Lagerungsdichte	Auftriebswichte des Bodens	Effektiver Reibungswinkel	Effektive Kohäsion	Undranierte Kohäsion	Steifemodul			
[-]	z [m]	[m SKN]	q _s [MPa]	-	l _b [%]	γ' [kN/m³]	φ' [°]	c' [kN/m²]	c _u [kN/m²]	E _s [MN/m²]			
1*	0.00	-12.56	-	-	-	-	-	-	-	-			
	1.50	-14.06	-								-	-	-
2	1.50	-14.06	1.1	Sand/Schluff sehr locker	-	7.5	27.5	3	40	2			
	2.00	-14.56	0.5								2.5	6.5	8.5
3	2.00	-14.56	8.0	Sand mitteldicht	36.0	8.0	32.5	0	0	4			
	3.60	-16.16	4.5								10.0	25.0	38.0
4	3.60	-16.16	15.0	Sand mitteldicht	50.4	8.5	35.5	0	0	16			
	9.00	-21.56	12.0								19.0	32.0	54.0
5	9.00	-21.56	19.0	Sand dicht	66.0	9.5	37.0	0	0	28			
	13.00	-25.56	12.0								26.0	46.0	78.0
6	13.00	-25.56	30.0	Sand sehr dicht	98.0	11.5	42.0	0	0	40			
	18.00	-30.56	26.0								37.0	95.0	105.0
7	18.00	-30.56	23.0	Sand dicht	77.0	11.5	39.0	0	0	49			
	29.00	-41.56	18.0								28.0	66.0	91.0
8	29.00	-41.56	23.0	Sand dicht	69.0	12.5	37.0	0	0	64			
	41.00	-53.56	21.0								29.0	64.0	75.0
9	41.00	-53.56	30.0	Sand dicht	75.0	12.5	37.5	0	0	77			
	45.10	-57.66	24.0								40.0	66.0	85.0

* Vorgebohrt, keine CPT-Daten verfügbar

Bemessungsbodenprofil BD 2

Ansatzpunkt: FSRU- BD 2										
Rechnerische Wassertiefe (DSL): -14.20 [m SKN] (Bemessungsbodenprofil)										
Charakteristische Bodenkennwerte (BE in *fett*) und Bandbreite (LE - HE)										
Schicht Nr.	Tiefe unter Meeresboden	Höhe	Spitzenwiderstand	Bodenart	Bezogene Lagerungsdichte	Auftriebswichte des Bodens	Effektiver Reibungswinkel	Effektive Kohäsion	Undrained Kohäsion	Steifemodul
[-]	[m]	[m SKN]	[MPa]	[-]	[%]	[kN/m³]	[°]	[kN/m²]	[kN/m²]	[MN/m²]
1*	0.00	-14.20	-	Steinschüttung eingebettet	-	9.0	37.5	0	0	10
	1.40	-15.60	-		-	8.0	27.5	0	0	8
2	1.40	-15.60	12.0	Sand mitteldicht	36.0	9.0	32.5	0	0	14
	7.30	-21.50	4.7		25.0	7.0	30.5	0	0	5
3	7.30	-21.50	14.0	Sand mitteldicht	48.7	10.0	35.0	0	0	29
	18.80	-33.00	12.0		44.0	9.0	33.6	0	0	23
4	18.80	-33.00	20.0	Sand dicht	75.0	11.5	38.3	0	0	45
	26.40	-40.60	17.0		70.0	10.5	37.2	0	0	40
5	26.40	-40.60	19.0	Sand dicht	67.0	11.5	36.5	0	0	52
	29.82	-44.02	17.0		63.0	11.0	35.6	0	0	50
6	29.82	-44.02	24.0	Sand dicht	72.0	12.5	37.2	0	0	62
	39.10	-53.30	22.0		68.0	12.0	36.2	0	0	58
7	39.10	-53.30	33.0	Sand sehr dicht	85.0	12.5	39.0	0	0	75
	44.08	-58.28	25.0		71.0	11.5	36.6	0	0	68
8**	44.08	-58.28	-	Sand mitteldicht	-	10.0	32.5	0	0	40
	65.00	-79.20	-		-	-	-	-	-	-

*Kolkzuschüttung im Bereich Anlegedalen BD (Steinschüttung 50-200mm eingebettet in Seeboden)
 **Keine CPT-Daten verfügbar. Bodenparameter konservativ angenommen gemäß Bohr-Daten.

Untersuchungsbodenprofil BD 2

Ansatzpunkt: FSRU- BD 2										
Wassertiefe (SBL): -12.00 [m SKN] (Untersuchungsbodenprofil)										
Charakteristische Bodenkennwerte (BE in *fett*) und Bandbreite (LE - HE)										
Schicht Nr.	Tiefe unter Meeresboden	Höhe	Spitzenwiderstand	Bodenart	Bezogene Lagerungsdichte	Auftriebswichte des Bodens	Effektiver Reibungswinkel	Effektive Kohäsion	Undrained Kohäsion	Steifemodul
[-]	[m]	[m SKN]	[MPa]	[-]	[%]	[kN/m³]	[°]	[kN/m²]	[kN/m²]	[MN/m²]
1*	0.00	-12.00	-	-	-	-	-	-	-	-
	1.40	-13.40	-		-	-	-	-	-	-
2	1.40	-13.40	1.3	Sand/Schluff sehr locker	-	7.5	27.5	3	40	2
	3.10	-15.10	0.1		-	6.5	25.0	1	20	1
3	3.10	-15.10	12.0	Sand mitteldicht	36.0	9.0	32.5	0	0	14
	9.50	-21.50	4.7		25.0	7.0	30.5	0	0	5
4	9.50	-21.50	14.0	Sand mitteldicht	48.7	10.0	35.0	0	0	29
	21.00	-33.00	12.0		44.0	9.0	33.6	0	0	23
5	21.00	-33.00	20.0	Sand dicht	75.0	11.5	38.3	0	0	45
	28.60	-40.60	17.0		70.0	10.5	37.2	0	0	40
6	28.60	-40.60	19.0	Sand dicht	67.0	11.5	36.5	0	0	52
	32.02	-44.02	17.0		63.0	11.0	35.6	0	0	50
7	32.02	-44.02	24.0	Sand dicht	72.0	12.5	37.2	0	0	62
	41.30	-53.30	22.0		68.0	12.0	36.2	0	0	58
8	41.30	-53.30	33.0	Sand sehr dicht	85.0	12.5	39.0	0	0	75
	46.28	-58.28	25.0		71.0	11.5	36.6	0	0	68

* Vorgebohrt, keine CPT-Daten verfügbar

Bemessungsbodenprofil BD 3

Ansatzpunkt:		FSRU- BD 3								
Rechnerische Wassertiefe (DSL):		-14.20 [m SKN] (Bemessungsbodenprofil)								
Charakteristische Bodenkennwerte (BE in "fett") und Bandbreite (LE - HE)										
Schicht Nr.	Tiefe unter Meeresboden	Höhe	Spitzenwiderstand	Bodenart	Bezogene Lagerungsdichte	Auftriebswichte des Bodens	Effektiver Reibungswinkel	Effektive Kohäsion	Undrained Kohäsion	Steifemodul
[-]	z [m]	[m SKN]	q _s [MPa]	[-]	l _b [%]	γ' [kN/m³]	φ' [°]	c' [kN/m²]	c _u [kN/m²]	E _s [MN/m²]
1*	0.00	-14.20	-	Steinschüttung eingebettet	-	-	9.0	37.5	0	10
	1.40	-15.60	-		-	-	8.0	27.5	0	8
2	1.40	-15.60	16.0	Sand mitteldicht	36.0	9.0	32.5	0	0	12
	4.22	-18.42	11.0		25.0	38.0	7.0	30.5	0	9
3	4.22	-18.42	18.0	Sand mitteldicht	55.4	10.0	35.0	0	0	22
	9.52	-23.72	8.0		44.0	57.4	9.0	33.6	0	13
4	9.52	-23.72	21.0	Sand dicht	75.0	11.0	38.0	0	0	36
	17.82	-32.02	19.0		70.0	83.0	10.5	37.2	0	29
5	17.82	-32.02	25.0	Sand sehr dicht	85.0	12.0	40.0	0	0	49
	24.02	-38.22	21.0		74.0	90.0	11.5	37.7	0	44
6	24.02	-38.22	20.0	Sand dicht	69.0	12.0	36.7	0	0	55
	30.24	-44.44	14.0		55.0	72.0	10.5	33.9	0	50
7	30.24	-44.44	28.0	Sand dicht	75.0	12.5	37.6	0	0	68
	40.98	-55.18	23.0		68.0	83.0	12.0	36.2	0	61
8**	40.98	-55.18	-	Sand mitteldicht	-	10.0	32.5	0	0	40
	65.00	-79.20	-		-	-	-	-	-	-

*Kolkzuschüttung im Bereich Anlegedalen BD (Steinschüttung 50-200mm eingebettet in Seeboden)
 **Keine CPT-Daten verfügbar. Bodenparameter konservativ angenommen gemäß Bohr-Daten.

Untersuchungsbodenprofil BD 3

Ansatzpunkt:		FSRU- BD 3								
Wassertiefe (SBL):		-12.42 [m SKN] (Untersuchungsbodenprofil)								
Charakteristische Bodenkennwerte (BE in "fett") und Bandbreite (LE - HE)										
Schicht Nr.	Tiefe unter Meeresboden	Höhe	Spitzenwiderstand	Bodenart	Bezogene Lagerungsdichte	Auftriebswichte des Bodens	Effektiver Reibungswinkel	Effektive Kohäsion	Undrained Kohäsion	Steifemodul
[-]	z [m]	[m SKN]	q _s [MPa]	[-]	l _b [%]	γ' [kN/m³]	φ' [°]	c' [kN/m²]	c _u [kN/m²]	E _s [MN/m²]
1*	0.00	-12.42	-	-	-	-	-	-	-	-
	1.20	-13.62	-		-	-	-	-	-	-
2	1.20	-13.62	2.1	Sand/Schluff sehr locker	-	7.5	27.5	3	40	2
	2.60	-15.02	1.2		-	8.5	25.0	1	20	1
3	2.60	-15.02	16.0	Sand mitteldicht	36.0	9.0	32.5	0	0	12
	6.00	-18.42	11.0		25.0	38.0	7.0	30.5	0	9
4	6.00	-18.42	18.0	Sand mitteldicht	55.4	10.0	35.0	0	0	22
	11.30	-23.72	8.0		44.0	57.4	9.0	33.6	0	13
5	11.30	-23.72	21.0	Sand dicht	75.0	11.0	38.0	0	0	36
	19.60	-32.02	19.0		70.0	83.0	10.5	37.2	0	29
6	19.60	-32.02	25.0	Sand sehr dicht	85.0	12.0	40.0	0	0	49
	25.80	-38.22	21.0		74.0	90.0	11.5	37.7	0	44
7	25.80	-38.22	20.0	Sand dicht	69.0	12.0	36.7	0	0	55
	32.02	-44.44	14.0		55.0	72.0	10.5	33.9	0	50
8	32.02	-44.44	28.0	Sand dicht	75.0	12.5	37.6	0	0	68
	42.76	-55.18	23.0		68.0	83.0	12.0	36.2	0	61

* Vorgebohrt, keine CPT-Daten verfügbar

Bemessungsbodenprofil BD 4

Ansatzpunkt:		FSRU- BD 4								
Rechnerische Wassertiefe (DSL):		-14.20 [m SKN] (Bemessungsbodenprofil)								
Charakteristische Bodenkenwerte (BE in "fett") und Bandbreite (LE - HE)										
Schicht Nr.	Tiefe unter Meeresboden	Höhe	Spitzenwiderstand	Bodenart	Bezogene Lagerdichte	Auftriebswichte des Bodens	Effektiver Reibungswinkel	Effektive Kohäsion	Undrained Kohäsion	Steifemodul
	z		q _c	-	l _b	γ'	φ'	c'	c _u	E _s
[-]	[m]	[m SKN]	[MPa]	[-]	[%]	[kN/m³]	[°]	[kN/m²]	[kN/m²]	[MN/m²]
1*	0.00	-14.20	-	Steinschüttung eingebettet	-	9.0	37.5	0	0	10
	1.40	-15.60	-		-	8.0	27.5	0	0	8
2	1.40	-15.60	17.0	Sand	54.0	8.5	34.0	0	0	8
	4.36	-18.56	12.0	Sand mitteldicht	49.0	6.5	30.0	0	0	14
3	4.36	-18.56	24.0	Sand	65.5	9.5	37.1	0	0	21
	8.76	-22.96	23.0	Sand dicht	59.0	7.0	34.0	0	0	26
4	8.76	-22.96	31.0	Sand	77.3	10.5	39.5	0	0	36
	17.56	-31.76	23.0	Sand sehr dicht	72.0	9.5	37.7	0	0	43
5	17.56	-31.76	25.0	Sand	79.0	11.5	38.8	0	0	50
	29.56	-43.76	23.0	Sand sehr dicht	76.0	11.0	38.2	0	0	58
6	29.56	-43.76	34.0	Sand	87.0	12.0	40.0	0	0	66
	33.56	-47.76	29.0	Sand sehr dicht	81.0	11.5	39.1	0	0	72
7	33.56	-47.76	30.0	Sand	79.0	12.0	38.2	0	0	69
	40.56	-54.76	24.0	Sand sehr dicht	68.0	11.5	36.1	0	0	75
8	40.56	-54.76	36.0	Sand	83.0	12.0	39.0	0	0	78
	42.86	-57.06	32.0	Sand sehr locker	77.0	11.5	37.9	0	0	80
9**	42.86	-57.06	-	Sand	-	-	-	-	-	-
	65.00	-79.20	-	Sand mitteldicht	-	10.0	32.5	0	0	40

*Kolkzuschüttung im Bereich Anlegedalen BD (Steinschüttung 50-200mm eingebettet in Seeboden)
 **Keine CPT-Daten verfügbar. Bodenparameter konservativ angenommen gemäß Bohr-Daten.

Untersuchungsbodenprofil BD 4

Ansatzpunkt:		FSRU- BD 4								
Wassertiefe (SBL):		-12.76 [m SKN] (Untersuchungsbodenprofil)								
Charakteristische Bodenkenwerte (BE in "fett") und Bandbreite (LE - HE)										
Schicht Nr.	Tiefe unter Meeresboden	Höhe	Spitzenwiderstand	Bodenart	Bezogene Lagerdichte	Auftriebswichte des Bodens	Effektiver Reibungswinkel	Effektive Kohäsion	Undrained Kohäsion	Steifemodul
	z	m (SKN)	q _c	-	l _b	γ'	φ'	c'	c _u	E _s
[-]	[m]	[m]	[MPa]	[-]	[%]	[kN/m³]	[°]	[kN/m²]	[kN/m²]	[MN/m²]
1*	0.00	-12.76	-	-	-	-	-	-	-	-
	2.80	-15.56	-	-	-	-	-	-	-	-
2	2.80	-15.56	17.0	Sand	54.0	8.5	34.0	0	0	8
	5.80	-18.56	12.0	Sand mitteldicht	49.0	6.5	30.0	0	0	14
3	5.80	-18.56	24.0	Sand	65.5	9.5	37.1	0	0	21
	10.20	-22.96	23.0	Sand dicht	59.0	7.0	34.0	0	0	26
4	10.20	-22.96	31.0	Sand	77.3	10.5	39.5	0	0	36
	19.00	-31.76	23.0	Sand sehr dicht	72.0	9.5	37.7	0	0	43
5	19.00	-31.76	25.0	Sand	79.0	11.5	38.8	0	0	50
	31.00	-43.76	23.0	Sand sehr dicht	76.0	11.0	38.2	0	0	58
6	31.00	-43.76	34.0	Sand	87.0	12.0	40.0	0	0	66
	35.00	-47.76	29.0	Sand sehr dicht	81.0	11.5	39.1	0	0	72
7	35.00	-47.76	30.0	Sand	79.0	12.0	38.2	0	0	69
	42.00	-54.76	24.0	Sand sehr dicht	68.0	11.5	36.1	0	0	75
8	42.00	-54.76	36.0	Sand	83.0	12.0	39.0	0	0	78
	44.30	-57.06	32.0	Sand sehr locker	77.0	11.5	37.9	0	0	80

* Vorgebohrt, keine CPT-Daten verfügbar

Bemessungsbodenprofil MD 1

Ansatzpunkt: FSRU- MD 1										
Rechnerische Wassertiefe (DSL): -11.20 [m SKN] (Bemessungsbodenprofil)										
Charakteristische Bodenkennwerte (BE in "fett") und Bandbreite (LE - HE)										
Schicht Nr.	Tiefe unter Meeresboden	Höhe	Spitzenwiderstand	Bodenart	Bezogene Lagerungsdichte	Auftriebswichte des Bodens	Effektiver Reibungswinkel	Effektive Kohäsion	Undranierte Kohäsion	Steifemodul
[-]	[m]	[m SKN]	[MPa]	[-]	[%]	[kN/m³]	[°]	[kN/m²]	[kN/m²]	[MN/m²]
1*	0.00	-11.20	-	Steinschüttung aufbauend	-	0.0	0.0	0	0	0
	0.90	-12.10	-		-	0.0	10.0	55.0	-	0
2**	0.90	-12.10	-	Sand/Schluff locker	-	7.5	27.5	3	40	2
	1.85	-13.05	-		-	6.5	8.5	30.0	1 - 5	20 - 60
3	1.85	-13.05	13.0	Sand mitteldicht	47.0	8.5	34.0	0	0	7
	4.75	-15.95	8.0		14.0	44.0	53.0	6.5	8.8	30.0
4	4.75	-15.95	21.0	Sand dicht	61.0	9.5	37.1	0	0	18
	7.75	-18.95	16.0		26.0	59.0	63.8	7.0	10.0	34.0
5	7.75	-18.95	33.0	Sand sehr dicht	80.4	10.5	40.0	0	0	31
	13.75	-24.95	21.0		38.0	72.0	82.0	9.5	11.0	37.7
6	13.75	-24.95	39.0	Sand sehr dicht	90.0	11.5	42.0	0	0	47
	22.75	-33.95	33.0		44.0	86.0	94.0	11.0	12.5	38.2
7	22.75	-33.95	30.0	Sand sehr dicht	86.0	12.0	40.2	0	0	57
	28.75	-39.95	28.0		40.0	82.0	97.0	11.5	13.0	39.4
8	28.75	-39.95	43.0	Sand sehr dicht	96.0	12.5	42.3	0	0	70
	33.75	-44.95	41.0		58.0	93.0	105.0	12.0	14.0	41.7
9	33.75	-44.95	37.0	Sand sehr dicht	85.0	12.0	39.2	0	0	78
	46.97	-58.17	30.0		51.0	73.0	95.0	11.5	14.0	37.1
10***	46.97	-58.17	-	Sand mitteldicht	-	10.0	-	32.5	0	40
	65.00	-76.20	-		-	-	-	-	-	-

*Kolkzuschüttung im Bereich Ankerdalben MD (Steinschüttung 50-200mm aufbauend auf Seeboden)
 **Keine CPT-Daten verfügbar. Bodenparameter konservativ angenommen gemäß Interpolation benachbarter CPT-Daten.
 ***Keine CPT-Daten verfügbar. Bodenparameter konservativ angenommen gemäß Bohr-Daten.

Untersuchungsbodenprofil MD 1

Ansatzpunkt: FSRU- MD 1										
Wassertiefe (SBL): -11.95 [m SKN] (Untersuchungsbodenprofil)										
Charakteristische Bodenkennwerte (BE in "fett") und Bandbreite (LE - HE)										
Schicht Nr.	Tiefe unter Meeresboden	Höhe	Spitzenwiderstand	Bodenart	Bezogene Lagerungsdichte	Auftriebswichte des Bodens	Effektiver Reibungswinkel	Effektive Kohäsion	Undranierte Kohäsion	Steifemodul
[-]	[m]	[m SKN]	[MPa]	[-]	[%]	[kN/m³]	[°]	[kN/m²]	[kN/m²]	[MN/m²]
1*	0.00	-11.95	-	-	-	-	-	-	-	-
	1.10	-13.05	-		-	-	-	-	-	-
2	4.00	-15.95	13.0	Sand mitteldicht	47.0	8.5	34.0	0	0	7
	7.00	-18.95	8.0		14.0	44.0	53.0	6.5	8.8	30.0
3	7.00	-18.95	21.0	Sand dicht	61.0	9.5	37.1	0	0	18
	13.00	-24.95	16.0		26.0	59.0	63.8	7.0	10.0	34.0
4	13.00	-24.95	33.0	Sand sehr dicht	80.4	10.5	40.0	0	0	31
	22.00	-33.95	21.0		38.0	72.0	82.0	9.5	11.0	37.7
5	22.00	-33.95	39.0	Sand sehr dicht	90.0	11.5	42.0	0	0	47
	28.00	-39.95	33.0		44.0	86.0	94.0	11.0	12.5	38.2
6	28.00	-39.95	30.0	Sand sehr dicht	86.0	12.0	40.2	0	0	57
	33.00	-44.95	28.0		40.0	82.0	97.0	11.5	13.0	39.4
7	33.00	-44.95	43.0	Sand sehr dicht	96.0	12.5	42.3	0	0	70
	46.22	-58.17	41.0		58.0	93.0	105.0	12.0	14.0	41.7
8	46.22	-58.17	37.0	Sand sehr dicht	85.0	12.0	39.2	0	0	78
			30.0		51.0	73.0	95.0	11.5	14.0	37.1

* Vorgebohrt, keine CPT-Daten verfügbar

Bemessungsbodenprofil MD 2

Ansatzpunkt:		FSRU- MD 2								
Rechnerische Wassertiefe (DSL):		-11.20 [m SKN] (Bemessungsbodenprofil)								
Charakteristische Bodenkennwerte (BE in "fett") und Bandbreite (LE - HE)										
Schicht Nr.	Tiefe unter Meeresboden	Höhe	Spitzenwiderstand	Bodenart	Bezogene Lagerungsdichte	Auftriebswichte des Bodens	Effektiver Reibungswinkel	Effektive Kohäsion	Undrained Kohäsion	Steifemodul
[-]	[m]	[m SKN]	[MPa]	[-]	[%]	[kN/m³]	[°]	[kN/m²]	[kN/m²]	[MN/m²]
1*	0.00 0.78	-11.20 -11.98	-	Steinschüttung aufbauend	-	0.0 10.0	0.0 55.0	0 0	0 0	0 0
2**	0.78 0.90	-11.98 -12.10	-	Steinschüttung eingebettet	-	9.0 10.0	37.5 55.0	0 0	0 0	10 15
3***	0.90 2.01	-12.10 -13.21	-	Sand/Schluff locker	-	7.5 8.5	27.5 30.0	3 5	40 60	2 4
4	2.01 3.01	-13.21 -14.21	1.4 0.9	Sand/Schluff locker	-	7.5 8.5	27.5 30.0	3 5	40 60	2 4
5	3.01 6.21	-14.21 -17.41	12.0 8.0	Sand mitteldicht	45.4 52.0	9.5 10.0	32.0 37.0	0 0	0 0	9 13
6	6.21 11.01	-17.41 -22.21	19.0 17.0	Sand dicht	57.1 64.2	10.5 11.0	35.0 38.0	0 0	0 0	20 25
7	11.01 19.21	-22.21 -30.41	32.0 28.0	Sand sehr dicht	79.0 82.0	11.5 12.5	40.0 42.8	0 0	0 0	36 43
8	19.21 33.21	-30.41 -44.41	28.0 26.0	Sand sehr dicht	87.0 93.0	12.0 12.5	40.4 43.3	0 0	0 0	52 61
9	33.21 35.71	-44.41 -46.91	35.0 20.0	Sand sehr dicht	88.0 104.0	12.0 13.5	40.6 43.8	0 0	0 0	66 72
10	35.71 45.05	-46.91 -56.25	30.0 27.0	Sand sehr dicht	78.0 88.0	12.0 13.5	38.2 39.9	0 0	0 0	73 78
11****	45.05 65.00	-56.25 -76.20	-	Sand mitteldicht	-	10.0	32.5	0	0	40

*Kolkzuschüttung im Bereich Ankerdaiben MD (Steinschüttung 50-200mm aufbauend auf Seeboden)
 ** Bodenparameter der eingebetteten Kolkzuschüttung konservativ angenommen.
 ***Keine CPT-Daten verfügbar. Bodenparameter konservativ angenommen gemäß Interpolation benachbarter CPT-Daten (gemäß Schicht 4).
 ****Keine CPT-Daten verfügbar. Bodenparameter konservativ angenommen gemäß Bohr-Daten.

Untersuchungsbodenprofil MD 2

Ansatzpunkt:		FSRU- MD 2								
Wassertiefe (SBL):		-12.41 [m SKN] (Untersuchungsbodenprofil)								
Charakteristische Bodenkennwerte (BE in "fett") und Bandbreite (LE - HE)										
Schicht Nr.	Tiefe unter Meeresboden	Höhe	Spitzenwiderstand	Bodenart	Bezogene Lagerungsdichte	Auftriebswichte des Bodens	Effektiver Reibungswinkel	Effektive Kohäsion	Undrained Kohäsion	Steifemodul
[-]	[m]	[m SKN]	[MPa]	[-]	[%]	[kN/m³]	[°]	[kN/m²]	[kN/m²]	[MN/m²]
1*	0.00 0.80	-12.41 -13.21	-	-	-	-	-	-	-	-
2	0.80 1.80	-13.21 -14.21	1.4 0.9	Sand/Schluff locker	-	7.5 8.5	27.5 30.0	3 5	40 60	2 4
3	1.80 5.00	-14.21 -17.41	12.0 8.0	Sand mitteldicht	45.4 52.0	9.5 10.0	32.0 37.0	0 0	0 0	9 13
4	5.00 9.80	-17.41 -22.21	19.0 17.0	Sand dicht	57.1 64.2	10.5 11.0	35.0 38.0	0 0	0 0	20 25
5	9.80 18.00	-22.21 -30.41	32.0 28.0	Sand sehr dicht	79.0 82.0	11.5 12.5	40.0 42.8	0 0	0 0	36 43
6	18.00 32.00	-30.41 -44.41	28.0 26.0	Sand sehr dicht	87.0 93.0	12.0 12.5	40.4 43.3	0 0	0 0	52 61
7	32.00 34.50	-44.41 -46.91	35.0 20.0	Sand sehr dicht	88.0 104.0	12.0 13.5	40.6 43.8	0 0	0 0	66 72
8	34.50 43.84	-46.91 -56.25	30.0 27.0	Sand sehr dicht	78.0 88.0	12.0 13.5	38.2 39.9	0 0	0 0	73 78

* Vorgebohrt, keine CPT-Daten verfügbar

Bemessungsbodenprofil MD 3

Ansatzpunkt:		FSRU- MD 3											
Rechnerische Wassertiefe (DSL):		-11.20 [m SKN] (Bemessungsbodenprofil)											
Charakteristische Bodenkennwerte (BE in "fett") und Bandbreite (LE - HE)													
Schicht Nr.	Tiefe unter Meeresboden	Höhe	Spitzenwiderstand		Bodenart	Bezogene Lagerungsdichte		Auftriebswichte des Bodens		Effektiver Reibungswinkel	Effektive Kohäsion	Undrained Kohäsion	Stiefemodul
[-]	z [m]	[m SKN]	q _c [MPa]		-	I _p [%]		γ' [kN/m³]		φ' [°]	c' [kN/m²]	c _u [kN/m²]	E _s [MN/m²]
1*	0.00 0.77	-11.20 -11.97	-	-	Steinschüttung aufbauend	-	-	0.0 10.0	0.0 55.0	0 55.0	0	0	0 0
2**	0.77 0.90	-11.97 -12.10	-	-	Steinschüttung eingebettet	-	-	9.0 10.0	37.5 55.0	37.5 55.0	0	0	10 15
3***	0.90 2.05	-12.10 -13.25	-	-	Sand/Schluff locker	-	-	7.5 8.5	27.5 30.0	27.5 30.0	3	40	2 4
4	2.05 3.81	-13.25 -15.01	4.5 1.4	10.0	Sand/Schluff locker	33.0 31.0	35.0	7.5 6.5	27.5 8.5	27.5 30.0	3	40	2 4
5	3.81 8.81	-15.01 -20.01	10.0 6.0	15.0	Sand mitteldicht	45.4 41.0	52.0	9.5 7.0	32.0 10.0	32.0 37.0	0	0	14 19
6	8.81 17.81	-20.01 -29.01	24.0 17.0	31.0	Sand dicht	65.5 53.4	67.3	10.5 9.5	37.1 11.0	37.1 38.0	0	0	31 40
7	17.81 24.21	-29.01 -35.41	24.0 22.0	29.0	Sand dicht	65.5 64.2	82.0	11.5 11.0	37.1 12.5	37.1 42.8	0	0	43 48
8	24.21 36.31	-35.41 -47.51	28.0 19.0	31.0	Sand sehr dicht	80 71	87	12.0 11.0	39.1 12.5	39.1 40.5	0	0	57 66
9	36.31 44.81	-47.51 -56.01	30.0 23.0	36.0	Sand sehr dicht	77 68	85	12.5 11.5	37.9 13.0	37.9 39.4	0	0	72 75
10	44.81 46.95	-56.01 -58.15	40.0 33.0	47.0	Sand sehr dicht	86 78	92	12.5 11.5	39.5 13.5	39.5 40.7	0	0	80 83
11****	46.95 65.00	-58.15 -76.20	-	-	Sand mitteldicht	-	-	10.0	-	32.5	0	0	40

*Kolkzuschüttung im Bereich Ankerdälben MD (Steinschüttung 50-200mm aufbauend auf Seeboden)
 ** Bodenparameter der eingebetteten Kolkzuschüttung konservativ angenommen.
 *** Keine CPT-Daten verfügbar. Bodenparameter konservativ angenommen gemäß Interpolation benachbarter CPT-Daten (gemäß Schicht 4).
 **** Keine CPT-Daten verfügbar. Bodenparameter konservativ angenommen gemäß Bohr-Daten.

Untersuchungsbodenprofil MD 3

Ansatzpunkt:		FSRU- MD 3											
Wassertiefe (SBL):		-12.01 [m SKN] (Untersuchungsbodenprofil)											
Charakteristische Bodenkennwerte (BE in "fett") und Bandbreite (LE - HE)													
Schicht Nr.	Tiefe unter Meeresboden	Höhe	Spitzenwiderstand		Bodenart	Bezogene Lagerungsdichte		Auftriebswichte des Bodens		Effektiver Reibungswinkel	Effektive Kohäsion	Undrained Kohäsion	Stiefemodul
[-]	z [m]	[m SKN]	q _c [MPa]		-	I _p [%]		γ' [kN/m³]		φ' [°]	c' [kN/m²]	c _u [kN/m²]	E _s [MN/m²]
1*	0.00 1.24	-12.01 -13.25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	1.24 3.00	-13.25 -15.01	4.5 1.4	10.0	Sand/Schluff locker	33.0 31.0	35.0	7.5 6.5	27.5 8.5	27.5 30.0	3	40	2 4
3	3.00 8.00	-15.01 -20.01	10.0 6.0	15.0	Sand mitteldicht	45.4 41.0	52.0	9.5 7.0	32.0 10.0	32.0 37.0	0	0	14 19
4	8.00 17.00	-20.01 -29.01	24.0 17.0	31.0	Sand dicht	65.5 53.4	67.3	10.5 9.5	37.1 11.0	37.1 38.0	0	0	31 40
5	17.00 23.40	-29.01 -35.41	24.0 22.0	29.0	Sand dicht	65.5 64.2	82.0	11.5 11.0	37.1 12.5	37.1 42.8	0	0	43 48
6	23.40 35.50	-35.41 -47.51	28.0 19.0	31.0	Sand sehr dicht	80 71	87	12.0 11.0	39.1 12.5	39.1 40.5	0	0	57 66
7	35.50 44.00	-47.51 -56.01	30.0 23.0	36.0	Sand sehr dicht	77 68	85	12.5 11.5	37.9 13.0	37.9 39.4	0	0	72 75
8	44.00 46.14	-56.01 -58.15	40.0 33.0	47.0	Sand sehr dicht	86 78	92	12.5 11.5	39.5 13.5	39.5 40.7	0	0	80 83

* Vorgebohrt, keine CPT-Daten verfügbar

Bemessungsbodenprofil MD 4

Ansatzpunkt:		FSRU- MD 4										
Rechnerische Wassertiefe (DSL):		-11.20 [m SKN] (Bemessungsbodenprofil)										
Charakteristische Bodenkennwerte (BE in "fett") und Bandbreite (LE - HE)												
Schicht Nr.	Tiefe unter Meeresboden	Höhe	Spitzenwiderstand		Bodenart	Bezogene Lagerungsdichte	Auftriebswichte des Bodens		Effektiver Reibungswinkel	Effektive Kohäsion	Undrännierte Kohäsion	Steifemodul
	z		q _s		-	i _b	γ'		φ'	c'	c _u	E _s
[-]	[m]	[m SKN]	[MPa]		[-]	[%]	[kN/m³]		[°]	[kN/m²]	[kN/m²]	[MN/m²]
1*	0.00 0.08	-11.20 -11.28	-	-	Steinschüttung aufbauend	-	0.0	0.0	0.0	0	0	0
2**	0.08 0.82	-11.28 -12.10	-	-	Steinschüttung eingebettet	-	9.0	37.5	27.5	0	0	10
3***	0.82 2.23	-12.10 -13.43	-	-	Sand/Schluff locker	-	7.5	27.5	25.0	3	40	2
4	2.23 5.18	-13.43 -16.38	1.8	-	Sand/Schluff locker	-	7.5	27.5	25.0	3	40	2
5	5.18 12.08	-16.38 -23.28	0.2	4.5	Sand mitteldicht	58.8	6.5	8.5	25.0	5	60	4
6	12.08 18.60	-23.28 -29.80	12.0	22.0	Sand mitteldicht	51.2	7.0	10.0	31.0	5	60	26
7	18.60 26.58	-29.80 -37.78	16.0	20.0	Sand dicht	53.4	9.0	11.0	32.3	5	60	35
8	26.58 29.38	-37.78 -40.58	20.0	25.0	Sand dicht	77.0	10.0	11.0	37.4	5	60	49
9	29.38 39.98	-40.58 -51.18	14.0	19.0	Sand mitteldicht	56	9.5	11.0	34.2	5	60	48
10	39.98 45.02	-51.18 -56.22	22.0	34.0	Sand dicht	73	11.0	12.0	37.6	5	60	69
11****	45.02 65.00	-56.22 -76.20	24.0	47.0	Sand mitteldicht	69	11.0	12.0	36.2	5	60	79

*Kolkzuschüttung im Bereich Ankerdalben MD (Steinschüttung 50-200mm aufbauend auf Seeboden)
 ** Bodenparameter der eingebetteten Kolkzuschüttung konservativ angenommen.
 ***Keine CPT-Daten verfügbar. Bodenparameter konservativ angenommen gemäß Interpolation benachbarter CPT-Daten (gemäß Schicht 4).
 ****Keine CPT-Daten verfügbar. Bodenparameter konservativ angenommen gemäß Bohr-Daten.

Untersuchungsbodenprofil MD 4

Ansatzpunkt:		FSRU- MD 4										
Wassertiefe (SBL):		-11.78 [m SKN] (Untersuchungsbodenprofil)										
Charakteristische Bodenkennwerte (BE in "fett") und Bandbreite (LE - HE)												
Schicht Nr.	Tiefe unter Meeresboden	Höhe	Spitzenwiderstand		Bodenart	Bezogene Lagerungsdichte	Auftriebswichte des Bodens		Effektiver Reibungswinkel	Effektive Kohäsion	Undrännierte Kohäsion	Steifemodul
	z		q _s		-	i _b	γ'		φ'	c'	c _u	E _s
[-]	[m]	[m SKN]	[MPa]		[-]	[%]	[kN/m³]		[°]	[kN/m²]	[kN/m²]	[MN/m²]
1*	0.00 1.65	-11.78 -13.43	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	1.65 4.60	-13.43 -16.38	1.8	4.5	Sand/Schluff locker	-	7.5	27.5	25.0	3	40	2
3	4.60 11.50	-16.38 -23.28	0.2	20.0	Sand mitteldicht	58.8	6.5	8.5	25.0	5	60	4
4	11.50 18.02	-23.28 -29.80	12.0	22.0	Sand mitteldicht	51.2	7.0	10.0	31.0	5	60	26
5	18.02 26.00	-29.80 -37.78	16.0	20.0	Sand mitteldicht	53.4	9.0	11.0	32.3	5	60	35
6	26.00 28.80	-37.78 -40.58	20.0	25.0	Sand dicht	77.0	10.0	11.0	37.4	5	60	49
7	28.80 39.40	-40.58 -51.18	14.0	19.0	Sand mitteldicht	56	9.5	11.0	34.2	5	60	48
8	39.40 44.44	-51.18 -56.22	22.0	34.0	Sand dicht	73	11.0	12.0	37.6	5	60	69

* Vorgebohrt, keine CPT-Daten verfügbar

Bemessungsbodenprofil MD 5

Ansatzpunkt:		FSRU- MD 5											
Rechnerische Wassertiefe (DSL):		-11.20 [m SKN] (Bemessungsbodenprofil)											
Charakteristische Bodenkennwerte (BE in "fett") und Bandbreite (LE - HE)													
Schicht Nr.	Tiefe unter Meeresboden	Höhe	Spitzenwiderstand	Bodenart	Bezogene Lagerungsdichte	Auftriebswichte des Bodens	Effektiver Reibungswinkel	Effektive Kohäsion	Undrained Kohäsion	Steifemodul			
	z		q _c	-	I _b	γ'	φ'	c'	c _u	E _s			
[-]	[m]	[m SKN]	[MPa]	[-]	[%]	[kN/m³]	[°]	[kN/m²]	[kN/m²]	[MN/m²]			
1*	0.00	-11.20	-	Steinschüttung eingebettet	-	9.0	37.5	0	0	10			
	0.90	-12.10									8.0	10.0	27.5
2	0.90	-12.10	2.6	Sand/Schluff locker	30.0	7.5	27.5	3	40	2			
	4.77	-15.97									28.0	31.0	6.5
3	4.77	-15.97	18.0	Sand mitteldicht	55.4	8.5	35.0	0	0	20			
	9.77	-20.97									41.0	57.2	7.0
4	9.77	-20.97	24.0	Sand dicht	65.5	10.0	37.1	0	0	35			
	19.77	-30.97									53.4	66.2	9.5
5	19.77	-30.97	22.0	Sand dicht	77.0	11.0	38.7	0	0	48			
	27.77	-38.97									72.0	90.0	10.5
6	27.77	-38.97	26.0	Sand dicht	76.0	12.0	38.3	0	0	60			
	34.77	-45.97									73.0	87.0	11.5
7	34.77	-45.97	29.0	Sand dicht	77.0	12.0	37.7	0	0	71			
	42.37	-53.57									71.0	88.0	11.5
8	42.37	-53.57	41.0	Sand	86.0	12.5	40.0	0	0	86			
	55.91	-67.11									81.0	100.0	10.0
9**	55.91	-67.11	0.0	Sand mitteldicht	-	10.0	32.5	0	0	40			
	65.00	-76.20											

*Kolkzuschüttung im Bereich Ankerdalben MD (Steinschüttung 50-200mm eingebettet in Seeboden)
 **Keine CPT-Daten verfügbar. Bodenparameter konservativ angenommen gemäß Bohr-Daten.

Untersuchungsbodenprofil MD 5

Ansatzpunkt:		FSRU- MD 5											
Wassertiefe (SBL):		-10.97 [m SKN] (Untersuchungsbodenprofil)											
Charakteristische Bodenkennwerte (BE in "fett") und Bandbreite (LE - HE)													
Schicht Nr.	Tiefe unter Meeresboden	Höhe	Spitzenwiderstand	Bodenart	Bezogene Lagerungsdichte	Auftriebswichte des Bodens	Effektiver Reibungswinkel	Effektive Kohäsion	Undrained Kohäsion	Steifemodul			
	z	m (SKN)	q _c	-	I _b	γ'	φ'	c'	c _u	E _s			
[-]	[m]	[m]	[MPa]	[-]	[%]	[kN/m³]	[°]	[kN/m²]	[kN/m²]	[MN/m²]			
1*	0.00	-10.97	-	-	-	-	-	-	-	-			
	1.20	-12.17											
2	1.20	-12.17	2.6	Sand/Schluff locker	30.0	7.5	27.5	3	40	2			
	5.00	-15.97									28.0	31.0	6.5
3	5.00	-15.97	18.0	Sand mitteldicht	55.4	8.5	35.0	0	0	20			
	10.00	-20.97									41.0	57.2	7.0
4	10.00	-20.97	24.0	Sand dicht	65.5	10.0	37.1	0	0	35			
	20.00	-30.97									53.4	66.2	9.5
5	20.00	-30.97	22.0	Sand dicht	77.0	11.0	38.7	0	0	48			
	28.00	-38.97									72.0	90.0	10.5
6	28.00	-38.97	26.0	Sand dicht	76.0	12.0	38.3	0	0	60			
	35.00	-45.97									73.0	87.0	11.5
7	35.00	-45.97	29.0	Sand	77.0	12.0	37.7	0	0	71			
	42.60	-53.57									71.0	88.0	11.5
8	42.60	-53.57	41.0	Sand	86.0	12.5	40.0	0	0	86			
	56.14	-67.11									81.0	100.0	10.0

* Vorgebohrt, keine CPT-Daten verfügbar

Bemessungsbodenprofil MD 6

Ansatzpunkt:		FSRU- MD 6								
Rechnerische Wassertiefe (DSL):		-11.20 [m SKN] (Bemessungsbodenprofil)								
Charakteristische Bodenkennwerte (BE in "fett") und Bandbreite (LE - HE)										
Schicht Nr.	Tiefe unter Meeresboden	Höhe	Spitzenwiderstand	Bodenart	Bezogene Lagerungsdichte	Auftriebswichte des Bodens	Effektiver Reibungswinkel	Effektive Kohäsion	Undränirte Kohäsion	Steifemodul
	z		q _c	-	l _b	γ'	φ'	c'	c _u	E _s
[-]	[m]	[m SKN]	[MPa]	[-]	[%]	[kN/m³]	[°]	[kN/m²]	[kN/m²]	[MN/m²]
1*	0.00 0.20	-11.20 -11.40	-	Steinschüttung aufbauend	-	0.0 10.0	0.0 55.0	0 -	0 -	0 0
2**	0.20 0.90	-11.40 -12.10	-	Steinschüttung eingebettet	-	9.0 10.0	37.5 55.0	0 -	0 -	10 15
3***	0.90 1.93	-12.10 -13.33	-	Sand/Schluff locker	-	7.5 8.5	27.5 30.0	3 5	40 60	2 4
4	0.90 5.33	-13.33 -16.53	7.0 10.0	Sand/Schluff locker	30.0 28.0	7.5 8.5	27.5 30.0	3 5	40 60	6 11
5	5.33 14.33	-16.53 -25.53	23.0 30.0	Sand mitteldicht	63.8 41.0	9.5 10.5	36.5 37.0	0 -	0 -	24 34
6	14.33 31.33	-25.53 -42.53	31.0 36.0	Sand dicht	77.3 53.4	11.5 12.5	39.5 40.5	0 -	0 -	48 59
7	31.33 34.13	-42.53 -45.33	20.0 24.0	Sand dicht	66.0 62.0	10.5 12.0	36.3 37.8	0 -	0 -	56 60
8	34.13 40.83	-45.33 -52.03	30.0 39.0	Sand sehr dicht	79.0 73.0	11.5 13.5	38.5 41.2	0 -	0 -	67 73
9	40.83 47.93	-52.03 -59.13	42.0 50.0	Sand sehr dicht	88.0 83.0	12.0 13.5	40.0 41.3	0 -	0 -	80 86
10****	47.93 65.00	-59.13 -76.20	-	Sand mitteldicht	-	10.0	32.5	0	0	40

*Kolkzuschüttung im Bereich Ankerdaiben MD (Steinschüttung 50-200mm aufbauend auf Seeboden)
 ** Bodenparameter der eingebetteten Kolkzuschüttung konservativ angenommen.
 ***Keine CPT-Daten verfügbar. Bodenparameter konservativ angenommen gemäß Interpolation benachbarter CPT-Daten (gemäß Schicht 4).
 ****Keine CPT-Daten verfügbar. Bodenparameter konservativ angenommen gemäß Bohr-Daten.

Untersuchungsbodenprofil MD 6

Ansatzpunkt:		FSRU- MD 6								
Wassertiefe (SBL):		-11.53 [m SKN] (Untersuchungsbodenprofil)								
Charakteristische Bodenkennwerte (BE in "fett") und Bandbreite (LE - HE)										
Schicht Nr.	Tiefe unter Meeresboden	Höhe	Spitzenwiderstand	Bodenart	Bezogene Lagerungsdichte	Auftriebswichte des Bodens	Effektiver Reibungswinkel	Effektive Kohäsion	Undränirte Kohäsion	Steifemodul
	z	m (SKN)	q _c	-	l _b	γ'	φ'	c'	c _u	E _s
[-]	[m]	[m]	[MPa]	[-]	[%]	[kN/m³]	[°]	[kN/m²]	[kN/m²]	[MN/m²]
1*	0.00 1.80	-11.53 -13.33	-	-	-	-	-	-	-	-
2	1.80 5.00	-13.33 -16.53	7.0 10.0	Sand/Schluff locker	30.0 28.0	7.5 8.5	27.5 30.0	3 5	40 60	6 11
3	5.00 14.00	-16.53 -25.53	23.0 30.0	Sand mitteldicht	63.8 41.0	9.5 10.5	36.5 37.0	0 -	0 -	24 34
4	14.00 31.00	-25.53 -42.53	31.0 36.0	Sand dicht	77.3 53.4	11.5 12.5	39.5 40.5	0 -	0 -	48 59
5	31.00 33.80	-42.53 -45.33	20.0 24.0	Sand dicht	66.0 62.0	10.5 12.0	36.3 37.8	0 -	0 -	56 60
6	33.80 40.50	-45.33 -52.03	30.0 39.0	Sand sehr dicht	79.0 73.0	11.5 13.5	38.5 41.2	0 -	0 -	67 73
7	40.50 47.60	-52.03 -59.13	42.0 50.0	Sand sehr dicht	88.0 83.0	12.0 13.5	40.0 41.3	0 -	0 -	80 86

* Vorgebohrt, keine CPT-Daten verfügbar