5.1-101 Nachrichtlich

GDR 00.1-002 September 2012

Geotechnischer Untersuchungsbericht



Geotechnischer Untersuchungsbericht

September 2012 GDR 00.1-002

> Femern A/S Vester Søgade 10 1601 København V

Tel.: +45 3341 6300 Fax.: +45 3341 6301 www.femern.de CVR no. 28 98 65 64

Erstellt durch

Rambøll Arup Joint Venture c/o Rambøll Danmark A/S Hannemanns Allé 53 DK-2300 Copenhagen S Danmark

Tel.: +45 51611000 Rambøll Arup Joint Venture Danish reg. no: CVR-NR 31749077 Member of FRI

Kopenhagen, den 10. September 2012

gez. John Kærgaard Frederiksen

Aufgestellt	GLH, UTN, JRF, NLSM, CH	2012-05-31					
Geprüft	РМ	2012-05-31					
Freigegeben	John Kærgaard Frederiksen	2012-05-31					

Inhaltsverzeichnis

0

 \bigcirc

1.	Einleitung	6
2.	Kurzdarstellung	8
3.	Geophysikalische Offshore Erkundungen	15
3.1	Allgemeines	15
3.2	Ausrüstung und Verfahren	16
4.	Geophysikalische Onshore Erkundungen	17
4.1	Allgemeines	17
4.2	Ausrüstung und Verfahren	17
4.2.1	Onshore Seismik	17
4.2.2	Continuous Vertical Electrical Sounding (CVES)	17
5.	Bohrungen und Drucksondierungen (CPTU)	19
5.1	Allgemeines	19
5.2	Offshore Typ C Bohrungen, Fehmarnbelt	19
5.2.1 5.2.2 5.3 5.3 1	Allgemeines Ausrüstung und Verfahren Onshore Typ A und Typ B Bohrungen, Lolland und Fehmarn	.19 .20 .20 .20
5.3.2 5.4 5.4.1	Augemeines Ausrüstung und Verfahren Offshore Typ A und Typ B Bohrungen, Fehmarnbelt Allgemeines	20 20 21 21
5.4.2	Ausrüstung und Verfahren	22
5.5	Bodenprobenbearbeitung und Laborarbeiten	22
5.5.1	Allgemeines	22
5.5.2	Ausrüstung und Verfahren	.22
5.6	Korrelationsbohrungen Lillebælt	.23
5.7	Korrelationsbohrungen Fehmarnsund	.24
6.	Geophysikalische Bohrlochmessungen	.25
6.1	Allgemeines	.25
6.2	Ausrüstung und Verfahren	.25
7.	Höherwertige Laborversuche	. 27
7.1	Allgemeines	. 27
7.2	Ausrüstung und Durchführung	. 30
7.2.1	Allgemeines	. 30
7.2.2	Kompressionsversuche (Oedometer)	. 30
7.2.3	Triaxialversuche	. 31
7.2.4	Geologische Datierung von Bodenproben	. 32
8.	Feldversuch	.33

8.1	Allgemeines	
8.2	Ausrüstung und Durchführung	
8.2.1	Probeaushubarbeiten und Erkundungen	
8.2.2	Messtechnische Überwachung	
8.2.3	CPTUs und Würfel-Probenentnahme	
8.2.4	Lastplattendruckversuche	
8.2.5	Pfahlherstellung und Zugversuche	
8.3	Ankerherstellung und Zugversuche	
9.	Baugrundverhältnisse	40
9.1	Geologischer Aufbau	40
9.1.1	Morphologie und seismische Stratigraphie	40
9.2	Salzkissenstrukturen	
9.3	Seismizität	44
9.4	Grundwasserverhältnisse	45
9.4.1	Lolland	45
9.4.2	Fehmarn	46
9.5	Typische Werte für geotechnische Bodenparameter	47
9.5.1	Allgemeines	47
9.5.2	"Typische Werte"	47
9.6	Baugrundaufbau	
10.	Nacheiszeitliche und späteiszeitliche Ablagerungen	49
10.1	Geologische Beschreibung	49
10.2	Geotechnische Eigenschaften	50
10.2.1	Allgemeines	50
10.2.2	Klassifizierungseigenschaften	50
10.2.3	CPTU	
10.2.4	Spannungszustand und Belastungsgeschichte	52
10.2.5	Konsolidierungseigenschaften	
10.2.6	Scherfestigkeit	53
10.2.7	Geophysikalische Eigenschaften	54
11.	Eiszeitliche Ablagerungen	55
11.1	Geologische Beschreibung	55
11.2	Geotechnische Eigenschaften	56
11.2.1	Allgemeines	56
11.2.2	Klassifizierungseigenschaften	56
11.2.3	CPTU	59
11.2.4	Spannungszustand und Belastungsgeschichte	60
11.2.5	Konsolidierungseigenschaften	61
11.2.6	Scherfestigkeit	
11.2.7	Geophysikalische Eigenschaften	64
11.2.8	Steifigkeit bei kleinen Dehnungen (Small-Strain-Stiffness) und	65
11 0 0	Dampiung	
11.2.9	Zykiiscne undrainierte Schertestigkeit	
12.	Paläogene Tone	
12.1	Geologische Beschreibung	

12.2	Geotechnische Eigenschaften	. 69
12.2.1	Allgemeines	. 69
12.2.2	Klassifizierungseigenschaften	. 69
12.2.3	CPTU	.72
12.2.4	Belastung und Belastungsgeschichte	.74
12.2.5	Konsolidierungseigenschaften	.78
12.2.6	Scherfestigkeit	. 78
12.2.7	Geophysikalische Eigenschaften	. 82
12.2.8	Steifigkeit bei kleinen Dehnungen (Small-Strain-Stiffness) und	
	Dämpfung	. 84
12.2.9	Zyklische undrainierte Scherfestigkeit	. 84
12.3	Spezielle Auswertungen und Untersuchungen	. 85
12.4	Large Scale Properties	. 86
12.4.1	Instrumentierte Testbaugrube	. 86
12.4.2	Lastplattenversuch	. 89
12.4.3	Pfahl- und Bodenankerprüfungen	.92
13.	Kreidezeitliche Schreibkreide	.97
13.1	Geologische Beschreibung	.97
13.2	Geotechnische Eigenschaften	.97
13.2.1	Allgemeines	.97
13.2.2	Klassifizierungseigenschaften	.98
13.2.3	CPTU	.98
13.2.4	Belastung und Belastungsgeschichte	.99
13.2.5	Konsolidierungseigenschaften	.99
13.2.6	Scherfestigkeit	100
13.2.7	Steifigkeit bei kleinen Verformungen (Small-Strain-Stiffness) und	
	Dämpfung	101

ANLAGENVERZEICHNIS

- I. Zeichnungs- Nr. 070-02-09: Kombinierter Lageplan und Längsschnitt der Bohrungen und CPT aus 2009 und 2010
- II. Tabelle mit typischen Werten für geotechnische Bodenparameter

1. Einleitung

In diesem Bericht sind die in 1995/96 und im Zeitraum von 2008 bis Mai 2012 ausgeführten geophysikalischen, geologischen und geotechnischen Erkundungen für die feste Fehmarnbeltquerung zusammengefasst. Die Ausführungsvariante (Brücke oder Absenktunnel) für die feste Querung stand vor Beginn der verschiedenen Erkundungen nicht fest; daher wurden die durchgeführten Untersuchungen sowohl für eine Brücke als auch für einen Absenkkasten-Tunnel ausgerichtet.

Die Untersuchungen für die feste Fehmarnbelt Querung von 2008 bis Mai 2012 beinhalteten überwiegend:

- Aufstellung eines Ortungsbezugssystems durch AXIONET im Wesentlichen zur Nutzung während der Bauausführung der festen Querung.
- Geophysikalische Offshore Untersuchungen ausgeführt durch Rambøll Arup Joint Venture (RA) bestehend aus marinen oberflächenseismischen Erkundungen, marinen Sidescan Untersuchungen, marinen magnetischen Messungen und bathymetrischen Untersuchungen. Die hauptsächliche Erkundung wurde im Jahr 2008 durchgeführt. Im Jahr 2009 wurde eine zusätzliche, eine weite Fläche an beiden Seiten der Fährstrecke Rødbyhavn - Puttgarden abdeckende, bathymetrische Untersuchung ausgeführt, und im Jahr 2010 wurde eine ergänzende Erkundung mit ähnlichen Geräten wie in der Erkundung aus dem Jahr 2008 ausgeführt.
- Geophysikalische Onshore Untersuchungen ausgeführt durch RA bestehend aus Onshore reflektionsseismischen Untersuchungen und "Continuous Vertical Electrical Sounding" (CVES) Messungen.
- Onshore und Offshore Typ A Bohrungen zur Bodenprobenentnahme und Typ B Bohrungen für "Downhole"-CPTs, ausgeführt von Fugro.
- Geophysikalische Bohrlochmessung ("Downhole"-Verfahren) durchgeführt von RA.
- Meeresboden CPT (Typ C Bohrung), ausgeführt von Fugro.
- Onshore Fehmarn CPT Kampagne, ausgeführt von Fugro.
- Onshore und Offshore Typ A Bohrungen zur Bodenprobenentnahme für die Produktionsstättenfläche nahe Rødbyhavn und Onshore Typ B Bohrungen einschließlich CPTU und Bodenprobenentnahme für die Trasse auf Lolland und Fehmarn, ausgeführt von Aarsleff/GEO.
- Onshore CPTUs für die Produktionsstättenfläche, ausgeführt von Ramboll Schweden
- Höherwertige Laborversuche ausgeführt von GEO/Deltares an Bodenproben aus den Bohrkampagnen.
- Geologische (mikropaläontologische) Datierung von ausgewählten Bodenproben, ausgeführt von GEUS.
- Feldversuche, insbesondere eine stufenweise hergestellte Offshore- Testbaugrube mit modernsten Messgeräten, verschiedene Arten von Lastplattendruckversuchen, Pfahlherstellung und Zugversuche sowie landseitige Herstellung/Probebelastungen von Bodenankern im paläogenen Ton, ausgeführt von Aarsleff/GEO.
- Aufstellung eines allgemeinen geologischen Modells und detaillierte Beschreibung der Baugrundverhältnisse mit Ausrichtung auf jede festgestellte geologische Bodeneinheit. Dieser Bearbeitungsteil umfasst ferner eine Beurteilung der Grundwasserverhältnisse, der Salzdomstruktur und der Seismik im Fehmarnbelt.

Das Ziel ist es, hinsichtlich der vorgesehenen Konzepte für die feste Querung zwischen Deutschland und Dänemark, mit den Daten und Versuchsergebnissen aus den kombinierten geophysikalischen, geologischen und geotechnischen Untersuchungen einen ganzheitlichen Ansatz zur Interpretation der Baugrundverhältnisse und zur Herleitung von geotechnischen Eigenschaften zu entwickeln.

Die im Zeitraum von 2008 bis Mai 2012 durchgeführten Erkundungen waren ausgerichtet auf eine Fläche von ca. 2 km x 27 km, östlich gelegen zur Fährstrecke zwischen Rødbyhavn in Dänemark und Puttgarden in Deutschland.

Dieser Bericht enthält Folgendes:

- eine Kurzdarstellung wird im Abschnitt 2 gegeben;
- die Erkundungen im Zeitraum von 2008 bis Mai 2012 sind in den Abschnitten 3 bis 8 zusammengestellt; und
- die wesentlichen Ergebnisse der Erkundungen sind im Abschnitt 9 bis 13 zusammengestellt.

Der kombinierte Grundriss und Längsschnitt für die Straßen- bzw. Bahntrasse ist in Anlage I dargestellt. Anlage II enthält eine Tabelle mit typischen Werten für geotechnische Bodenparameter.

Sofern nicht anders angegeben beziehen sich die Koordinaten und Höhenangaben auf das "Femern Coordinate System" (FCS) bzw. Höhensystem FCSVR10.

2. Kurzdarstellung

Die Erkundungen umfassten die nachfolgenden Tätigkeiten:

• Seismische Erkundungen

Die Tiefenseismische Erkundung aus dem Jahr 1995 lieferte ein Gesamtbild der Stratigraphie und der tektonischen Gegebenheit im Erkundungsgebiet; diese Auswertung ist weiterhin gültig. Eine umfangreiche, flachere Erkundung wurde im Jahr 2008 ausgeführt, und eine ergänzende Erkundung in einer Fläche westlich der im Jahr 2008 erkundeten Fläche wurde im Jahr 2010 ausgeführt. Diese bestätigte und detaillierte das Bild aus dem Jahr 1995. Dennoch erzeugten Beobachtungen von Störungen in der Bodenschichtung und ungewöhnliche Punktreflexionen von etwas, gedeutet als große Steine innerhalb der paläogenen Bodenschichten südlich des Salzdomes, die - falsche -Vorstellung, dass Schollen aus paläogenem Ton mit zwischengelagertem Tonmergel die obere Abfolge der Bodenschichten südlich des Salzdomes dominieren.

Zwei weitere seismische Erkundungen wurden im Rahmen der 2008-2010 Erkundung ausgeführt: Zum einen wurde eine bathymetrische Untersuchung ausgeführt von RA; zum anderen wurde eine Nearshore-Erkundung an beiden Küstenlinien ausgeführt von GEUS.

<u>Bohrkampagnen</u>

Die Interpretation der seismischen Erkundungen bildete die das Baugrundmodell berücksichtigende Auswahl der Positionen für die Bohrungen in den Bohrkampagnen von 2009 und 2010, einschließlich überwiegend 36 Offshore-Bohrstandorte im Fehmarnbelt und 12 Bohrstandorte entlang der Küstenlinien. Die aus den hochwertigen Tiefbohrungen gewonnenen Informationen gewährten eine sehr signifikante Verbesserung des Verständnisses über die stratigraphischen, tektonischen und geotechnischen Verhältnisse in diesem Gebiet. Alle in den seismischen Profilen identifizierten verschiedenen Bodeneinheiten wurden als eindeutig definierte geologische Formationen / Einheiten erkannt. Zusätzlich wurden in 2011 und 2012 geotechnische Erkundungen für die Produktionsstättenfläche nahe Rødbyhavn und für die Trasse auf Lolland und Fehmarn durchgeführt.

<u>Geophysikalische Bohrlochmessungen</u>

Geophysikalische Bohrlochmessungen wurden in nahezu allen Bohrlöchern ausgeführt, jedoch haben Probleme mit der Stabilität der Bohrlochwände größtenteils die Nutzung von optischen Televiewern, die nur in offenen Bohrlöchern betrieben werden können, verhindert. Das ursprüngliche Ziel, akustische "Bilder" der Bohrlochwände zur Dokumentierung der Beschaffenheit der Kreide und zur Darstellung von Stößen und Neigungen der Schichten im gefalteten Teil der paläogenen Tonschichten zu gewinnen, wurde leider nicht erreicht. Ferner war die Suche nach charakteristischen Spitzen oder Mustern, insbesondere in der paläogenen Schichtung, in den anderen Messprofilen nicht erfolgreich. Dennoch wurden durch die Messungen wichtige Informationen über Details der Schichtenabfolge erlangt, die hilfreich für die Korrelation der oberen Schichten zwischen den Bohrungen sind; die Messungen waren weiterhin ein wichtiges Hilfsmittel zur Qualitätssicherung der Bohrabeiten.

• Höherwertige Laborversuche

Die höherwertigen Laborversuche beinhalteten Vor- und Hauptversuche. Das Ziel der Vorversuche war es, die Versuchsmethoden für die Hauptversuche zu klären. Das Ziel der Hauptversuche war die Ermittlung der Bodeneigenschaften im Labormaßstab für die Festlegung der Bodenkennwerte.

Eine größere Anzahl an höherwertigen Laborversuchen wie verschiedene Formen von Kompressionsversuchen, Triaxialversuchen und Direkten Scherversuchen wurde an verschiedenen Bodenarten durchgeführt.

Im Wesentlichen wurden die höherwertigen Laborversuche an dem als die schwierigste Bodenart geltenden paläogenen Ton durchgeführt. Zusätzlich wurde auch eine größere Anzahl an höherwertigen Laborversuchen an Geschiebelehm/-Mergel und Kreide durchgeführt.

• Feldversuche

Die Feldversuche wurden in einem Bereich mit nahe unter dem Meeresboden anstehendem, paläogen verfalteten Røsnæs-Ton abseits der Küste von Fehmarn ca. 1 km östlich des Fährhafens von Puttgarden im Flachwasser konzentriert und umfassten:

- Erdaushub mit Grundfläche von 30 m x 70 m in Tiefen von ca. -10 m bis -20 m,
 Einbau von Extenso-Piezometer von 3 m bis 25 m unter der Erdaushubsohle und
 Einbau von Geländeoberflächenbezugsmarken sowie Durchführung von Multibeam-Untersuchungen. Teilweise Verfüllung (3 m) des Erdaushubes.
- Drucksondierungen rund um die geplanten Gruppen von Testpfählen und Bodenankern. Drucksondierungen und Bodenprobenentnahme in der Erdaushubsohle.
- Herstellung von gerammten Stahlrohrpfählen und Bohrpfählen sowie Reaktionspfälen und Durchführung von Zugversuchen an den Pfählen.
- Messtechnische Überwachung der Extenso-Piezometer (P1-P9) und der Geländeoberflächenbezugsmarken.

• <u>Seismizität</u>

Es wurde eine Studie über die **Seismizität** in dem Gebiet betrieben. Danach befindet sich die geplante feste Querung in einem Gebiet mit sehr geringer seismischer Aktivität. Somit braucht die Festlegung im Eurocode 8 hinsichtlich eines Erdbebenrisikos nicht berücksichtigt werden. Jedoch ist aus der Studie zu entnehmen, dass die Spitzenhorizontalbeschleunigung an der Erdoberfläche bei einer Wiederholungsperiode von 475 Jahren zu 0,014 g bis 0,036 g abgeschätzt ist.

ERKUNDUNGSERGEBNISSE

Aus morphologischer Sicht kann das Gebiet in einen mittleren Beckenbereich mit einer Meeresboden-Tiefenlage unterhalb von ca. -24 m und zwei schwach eintauchende Küstenböschungsbereiche (Schelf) aufgeteilt werden (Abbildung 9-1). Wie den nachfolgenden Beschreibungen entnommen werden kann, ist diese Bereichseinteilung der Fläche bedeutend, da weiche nacheiszeitliche und späteiszeitliche Ablagerungen mit wenigen Ausnahmen lediglich innerhalb des mittleren Beckenbereiches anstehen. Ab der Oberfläche nach unten gehend handelt es sich bei den erkundeten Ablagerungen um:

• <u>Quartär</u>

Nacheiszeitliche marine Sande

Die Ablagerung besteht überwiegend aus sortierten Sanden mit Muschelschalen, überwiegend ohne organische Bestandteile, jedoch örtlich mit geringen Bestandteilen an Gyttja. Der Sand steht in örtlichen, über das Gebiet zerstreuten Ansammlungen an; zumindest ein Teil der Ablagerung ist wandernd.

Nacheiszeitliche marine Gyttja

Diese weiche, organische Ablagerung wurde im mittleren Bereich des Beckens erkundet, die nach den Bohrungen örtlich bis zu 6 m mächtig ist. Marine Gyttja wurde ebenso in einer ehemaligen Bucht innerhalb der Küstenlinie von Lolland angetroffen. In einigen Bohrungen in der südlichen Küstenböschung wurde unterhalb der marinen Ablagerungen in einer kleinen Senke auf dem Geschiebelehm/-Mergel auch Torf, womöglich aus dem Allerød-Zeitalter, erkundet.

Nacheiszeitliche und späteiszeitliche Ablagerungen

In der Umgebung und unterhalb des Beckens mit den rezenten Gyttja-Ablagerungen kommen nacheiszeitliche und späteiszeitliche Ablagerungen der unterschiedlichen Süßwasser- und Meeres-Stadien der Ostsee vor. Hierbei handelt es sich um gut bis schlecht sortierte (eng bis weit gestufte) Sande ohne organische Bestandteile, die als spätglaziale Schmelzwassersande eingestuft werden, um feinschichtige Tone bzw. Schluffe (Bänderton/Warventon), die als spätglaziale Seeablagerungen eingestuft werden, und um eher dickbankige Tone-/Schluffe, deren Herkunft und Alter nicht genau eingestuft werden können.

Eiszeitliche Ablagerungen

Während der Baugrunduntersuchungen der Jahre 1995 und 1996 stellte sich heraus, dass die eiszeitlichen Ablagerungen des Untersuchungsgebietes in eine "obere Grundmoräne" und eine "untere Grundmoräne" unterteilt werden können, die jeweils unterschiedliche Ausbildungen und unterschiedliche geotechnische Eigenschaften aufweisen. Die weiteren Untersuchungen der Jahre 2008 und 2010 ergaben jedoch, dass sich in der "oberen Grundmoräne" und in der "unteren Grundmoräne" nicht nur jeweils Ablagerungen aus einer einzelnen Eiszeit befinden. Weil sich die Ablagerungen der "oberen Grundmoräne" einschließlich ihrer aus unterschiedlichen Eiszeiten bzw. Eisvorstößen stammenden Einlagerungen klar von den Ablagerungen der "unteren Grundmoräne" unterscheiden lassen, wurde festgelegt die bisherige Zweiteilung beizubehalten und lediglich eine Umbenennung in "obere Grundmoräneneinheit" und "untere Grundmoräneneinheit" vorzunehmen. Der Begriff Grundmoräne (Geschiebeboden) soll nur noch für die eiszeitlichen durch Eisvorschub entstandenen Ablagerungen verwendet werden, die während einer einzelnen Eiszeit/eines einzelnen Eisvorstoßes entstanden sind.

Obere Grundmoräneneinheit

Die "obere Grundmoräneneinheit" besteht überwiegend aus bindigem stark verfestigten Geschiebeboden in normaler Zusammensetzung sowie häufig in stark schluffiger und stark sandiger Ausbildung. Zahlreiche Untersuchungsergebnisse weisen darauf hin, dass sich die "obere Grundmoräneneinheit" aus Ablagerungen zweier Eiszeiten bzw. zweier Eisvorstöße zusammensetzt. Beide unterschiedlich alten Ablagerungen weisen eine sehr ähnliche Korngrößenverteilung und eine starke Verfestigung auf.

Die "obere Grundmoräne" ist im nördlichen Teil des Untersuchungsgebietes sowohl am mächtigsten als auch am weitesten verbreitet. Hier steht sie knapp unterhalb des Meeresbodens und am Festland an der Küste Lollands unmittelbar unterhalb des Mutterbodens/Oberbodens an.

Schmelzwasserablagerungen

Die Bohrergebnisse wie auch die Ergebnisse der geophysikalischen Erkundung ergaben, dass zwischen der "oberen Grundmoräne" und der "unteren Grundmoräne" eiszeitliche Schmelzwasserablagerungen eingelagert sind. Sie bestehen überwiegend aus Sand mit örtlichen Schluff- und Toneinlagerungen. Die Schmelzwasserablagerungen kommen hauptsächlich in zwei unterschiedlichen Bereichen des Untersuchungsgebietes vor. Die Schmelzwasserablagerungen werden zumindest zwei und ggf. drei unterschiedlichen Eiszeiten/Eisvorstößen zugeordnet, nämlich während der Zeit der Entstehung der "unteren Grundmoräneneinheit" und zwischen der Entstehung der "unteren Grundmoräneneinheit" und der "oberen Grundmoräneneinheit".

Untere Grundmoräneneinheit

Die "untere Grundmoräneneinheit" besteht hauptsächlich aus bindigem Geschiebeboden mittlerer Plastizität. Bezeichnenderweise enthält sie auch eingelagerte Schollen und Schuppen aus ausgeprägt plastischem paläogenen Ton und Einlagerungen aus Schmelzwasserablagerungen. Die Baugrunduntersuchungen aus den Jahren 2009 und 2010 ergaben, dass die "untere Grundmoräneneinheit" zumindest drei unterschiedliche Geschiebebodenhorizonte enthält. Der erste und deutlich am weitesten verbreitete und vermutlich oberste (jüngste) dieser Horizonte ist ein mittelplastischer Geschiebeboden, der im gesamten Untersuchungsgebiet ansteht. Der zweite Geschiebebodenhorizont ist ein ausgeprägt plastischer Geschiebeboden, der überwiegend im südlichen Teil des Untersuchungsgebietes angetroffen wurde. Dort wo diese beiden unterschiedlichen Geschiebeböden in ein und derselben Bohrung aufgeschlossen wurden, wurde stets der mittelplastische Geschiebeboden oberhalb des ausgeprägt plastischen Geschiebebodens angetroffen. Der dritte Geschiebebodenhorizont ist der "Schreibkreide-Geschiebeboden", der mehr als 50 % Karbonat (Schreibkreide) enthält und daher eine nahezu weiße Färbung aufweist. Dieser "Schreibkreide-Geschiebeboden" wurde nur durch einige wenige Bohrungen aufgeschlossen. Es hat sich gezeigt, dass er immer oberhalb des ausgeprägt plastischen Geschiebebodens vorkommt und daher jünger ist als dieser. Seine räumliche Beziehung und altersmäßige Stellung zum mittelplastischen Geschiebeboden sind noch nicht geklärt

• Paläogen

Marine Ablagerungen

Unterhalb der quartären Ablagerungen steht gewachsener paläogener Ton an, der auch bereichsweise als Scholle oder Schuppe innerhalb der eiszeitlich entstandenen "unteren Grundmoräneneinheit" vorkommt. Die paläontologische Untersuchung an Mikrofossilien aus signifikanten Bodenproben der im Untersuchungsgebiet abgeteuften Bohrungen ergab, dass alle Formationen des Paläogens (Æbelø-Formation, Holmehus-Ton-Formation, Ølst-Ton-Formation, Røsnæs-Ton-Formation, Lillebælt-Ton-Formation und möglicherweise auch die Søvind-Mergel-Formation) nachgewiesen werden konnten. Es ist wahrscheinlich, dass Gesteine aus dem obersten Abschnitt der Røsnæs-Ton-Formation und Gesteine aus dem unteren Abschnitt der Lillebælt-Ton-Formation zusammen den Hauptanteil der v. g. Schollen und Schuppen innerhalb der eiszeitlich entstandenen "unteren Grundmoräneneinheit" bilden. Die paläogenen Ablagerungen der Røsnæs-Ton-Formation beherrschen unterhalb der quartären Ablagerungen den Hauptteil des Gebietes unmittelbar nördlich der Küste von Fehmarn. Die paläogenen Tone wurden glazialtektonisch verfaltet und stehen bereichsweise nahe unterhalb des Meeresbodens der Ostsee an.

• <u>Kreidezeit</u>

Kreide

Die Ablagerungen der Kreidezeit stehen im Untersuchungsgebiet normalerweise in großer Tiefe, überdeckt von jüngeren Ablagerungen des Tertiärs und des Quartärs an. Doch aufgrund des Vorkommens von Salzablagerungen unterhalb der Kreideformation, der Salzbewegungen und der Bildung von Salzkissen bzw. Salzstöcken wurde das Deckgebirge, so auch die kreidezeitlichen Ablagerungen angehoben. Die kreidezeitliche Schreibkreide befindet sich im Untersuchungsgebiet an ihrer höchsten Erhebung nur rd. 16 m unterhalb des Meeresbodens. Die aufgeschlossene Schreibkreide entspricht der typischen dänischen Schreibkreide. Sie ist sehr feinkörnig und nur wenig verfestigt. Der Feuerstein-/Flintanteil liegt bei kennzeichnenden 5 %. Die Feuersteine sind als Knollen ausgebildet, die häufig lagenweise vorkommen. Plattige Feuersteinbildungen, die in jüngeren kreidezeitlichen Kalksteinablagerungen Dänemarks vorhanden sind, kommen in der Schreibkreide nicht vor.

Glazialtektonik

Zahlreiche unterschiedliche Beobachtungen deuten darauf hin, dass die Lagerung der Gesteinsschichten im Untersuchungsgebiet durch Eisdruck (infolge der Gletscher-/ Inlandeisbewegung) während einer oder mehrerer Vereisungsphasen des Quartärs sehr stark gestört wurde. Der oberste Abschnitt der paläogenen Tonschichten wurde in großen Schollen nach oben gedrückt. Die meisten dieser Schollen wurden durch das Gletschereis nach Süden und Westen transportiert und schließlich als isolierte Schollen und Schuppen in die Grundmoränen eingelagert. Insbesondere im Südwesten des Untersuchungsgebietes kommen diese paläogenen Tonschollen häufig vor. Der obere Teil der anstehenden paläogenen Tonschichten im Liegenden der Grundmoränen mit den eingelagerten Tonschollen wurde glazialtektonisch verformt, in ein Großfaltensystem gepresst und dabei nach oben gedrückt. Erst ab einer Tiefe von mindestens 70 m unterhalb des Meeresspiegels ist die Lagerung der paläogenen Gesteinsschichten nicht mehr glazialtektonisch gestört. Durch den glazialtektonischen Einfluss, insbesondere die Verfaltung, wurden die davon betroffenen Tone im Vergleich zu den ungestört lagernden Tonen in ihrer Gesteinsfestigkeit geschwächt, worauf auch die Ergebnisse der Drucksondierungen (CPT) hindeuten, aus denen die Lage der Oberkante der ungestörten paläogenen Tonablagerungen klar abgeleitet werden kann.

Salztektonik

Im Großraum des Untersuchungsgebietes kommen zwei unterschiedliche Salzstöcke im tieferen Untergrund vor. Der eine befindet sich unmittelbar nördlich der Mitte des Untersuchungsgebietes unterhalb des Fehmarnbeltes.

Der andere befindet sich mit seiner höchsten Erhebung unterhalb des Festlandes nördlich von Rødbyhavn, aber seine südliche Flanke liegt innerhalb des Untersuchungsgebietes für die geplante Fehmarnbeltquerung. Salzstöcke entstehen aus Salzablagerungen von 800 bis 1000 m Mächtigkeit, die durch mehrere Kilometer mächtige, jüngere Ablagerungen überlagert werden. Unter der Gebirgsauflast reagiert das Salz plastisch. Weil die Dichte von Salz geringer ist als die Dichte des Deckgebirges (z.B. stark verdichtete Tone und Sande, Tonsteine, Sandsteine) beginnt eine Umlagerung des Salzes durch sehr langsames Aufwärtsfließen. Hierdurch entstehen örtliche Schichtverdickungen z.B. in Form von Salzstöcken und Salzkissen. Die salztektonische Aufwärtsbewegung (Gebirgshebung) im Bereich des Salzstockes geht mit einer Abwärtsbewegung (Gebirgssenkungen) im Randbereich des Salzstockes einher, weil das Salz von dort zum Salzstock hin abwandert. Der Salzaufstieg und die Herausbildung des Salzstockes führen zu Dehnungsstrukturen im Deckgebirge – u. a. in der Schreibkreide – oberhalb des Salzstockes. Hierdurch kann wiederum eine Schwächung der Gebirgs- und Gesteinsfestigkeit z.B. in der Schreibkreide auftreten und es können aktive Störungszonen/Bruchlinien im Gebirge entstehen.

Es gilt als sicher, dass die v. g. salztektonischen Auf- und Abwärtsbewegungen des Gebirges noch immer anhalten, mit einer Geschwindigkeit von schätzungsweise 0,1 mm/Jahr Hebung im Bereich der höchsten Erhebung des Salzkissens/Salzstockes.

Geotechnische Parameter

Die Grundlagen der geotechnischen Parameter sind:

- der kombinierte Lageplan und Längsschnitte, Zeichnungs- Nr. 070-02-12 und 070-02-13, beigefügt als Anlage I (das vereinfachte geologische Profil ist in Abb. 2-1 dargestellt),
- 2. die Bodenarten und
- 3. die CPT Messwerte.

Es wurde festgelegt, dass die Wahl der für den Bodenaushub / die Gründung der Bauwerke maßgebenden geotechnischen Bodenkennwerte der Ablagerungen auf die kombinierten Ergebnisse der in den Bohrungen ausgeführten CPTU, auf die höherwertigen Laborversuche und auf die im Rahmen der Feldversuche durchgeführten Lastplattendruckversuche basieren sollen.



Abbildung 2-1: Vereinfachtes geologisches Profil über den Fehmarnbelt

3. Geophysikalische Offshore Erkundungen

3.1 Allgemeines

Während der Erkundungen in 1995/96 wurde eine umfangreiche reflektionsseismische Erkundung durchgeführt. Diese umfasste sowohl eine oberflächenseismische als auch eine tiefenseismische Erkundung. Das Konzept bestand darin, dass tiefliegende Hauptstrukturen in den tieferen Profilen leichter festgestellt werden würden. Sind die tiefliegenden Strukturen erst einmal identifiziert worden, würde es leichter sein, deren Fortsetzung durch die oberen Schichten mit oberflächen-seismischen Erkundungen festzustellen und nachzuvollziehen.

Als Bestandteil der Untersuchungen von 2008-2010 wurden von RA Offshore-Erkundungen in drei separaten Kampagnen durchgeführt. Zusätzlich führte GEUS im Jahr 2009 eine Nearshore-Erkundung entlang der deutschen sowie der dänischen Küste durch.

Die erste und größte der seismischen Erkundungen war die Erkundung im Jahr 2008. Diese umfasste sowohl eine Offshore- als auch eine Nearshore-Kampagne. Die Offshore-Erkundung deckte die Fläche mit Wassertiefen von über 5 m innerhalb eines 2 km breiten Korridors ab; als Arbeitsplattform wurde das Schiff R/V Madoc eingesetzt. Die Datenerfassung erfolgte in von Nord nach Süd verlaufenden sowie parallel zur Mittelachse des Erkundungsgebiets verlaufenden Messlinien. Der ursprüngliche Abstand zwischen den Messlinien betrug 50 m. Um dem Bedarf nach genaueren Daten zu archäologischen Beurteilungen Rechnung zu tragen, wurden Zwischenlinien mit Fokus auf mariner Magnetometrie und Oberflächenseismik hinzugefügt, wodurch der Messlinienabstand auf 25 m reduziert wurde.

Im Nearshore-Bereich wurde das Programm auf die Erfassung der "Single-Beam"-Bathymetrie mit Messlinienabständen von 10 m beschränkt. Als Arbeitsplattform für die Nearshore Bathymetrie-Erfassung wurde das Boot 'Rambunctious' eingesetzt.

Die Erkundungen umfassten die Bathymetrie, magnetische Anomalien, Meeresbodenklassifizierung, ausgewählte seismische Profile und Profilierungen der Oberfläche sowie Mächtigkeit von ausgewählten Bodeneinheiten.

Im Jahr 2009 wurde eine Bathymetrie-Erkundung innerhalb einer viel größeren Fläche (ca. 836 km²) zwischen Fehmarn und Lolland durchgeführt. Drei Schiffe wurden für die Erkundung eingesetzt (M/V Triad, M/V Ping und M/V Seabeam).

Ebenfalls im Jahr 2009 führte GEUS/DHI diverse Nearshore-Erkundungen in Wassertiefen zwischen 2 und 6 m entlang der deutschen und dänischen Küste durch. Die drei Ziele der Erkundungen waren archäologische Erkundungen, meeresbiologische Kartierung und Küstenprofilierung. Die Messlinien wurden in den meisten der Erkundungen mit einem Zwischenabstand von 25 m parallel entlang den Küsten, aus Qualitätssicherungsgründen mit einer geringen Überdeckung der im Jahr 2008 erkundeten Fläche, abgefahren. Abschließend wurde im Mai 2010 eine Ergänzungserkundung unmittelbar westlich der in den Erkundungen des Jahres 2008 abgedeckten Fläche durchgeführt.

3.2 Ausrüstung und Verfahren

Die Erkundung in 2008 wurde mit dem Schiff R/V Madoc durchgeführt; Nachfolgendes wurde ausgeführt:

- "Multibeam Echo Sounder"- bathymetrische Messungen.
- Marine Oberflächenseismik mittels Nieder- und Hochfrequenzquellen.
- Sidescan Sonar Aufzeichnungen.
- Marine Magnometrie.

Die niederfrequente oberflächenseismische Profilierung wurde mittels "Georesources-Geospark-200-Sparker-Source" und "Five-Element-Hydrophone-Streamer" erlangt; die hochfrequente Seismik wurde aufgezeichnet mittels Benthos Chirp III. Die Aparatur wurde gesteuert von einer Benthos CL-160 Aufbaueinheit.

Der Magnetometer war ein Geometrics G882. Für die Erfassung der Offshore-Bathymetrie wurde ein Reson SeaBat 8125 Multibeam Echo Sounder verwendet. Dieses Gerät strahlt 512 Messstrahlen in einem Ausstrahlungswinkel von 60° aus und liefert dadurch eine Schallflächenbreite (Fächerabdeckung) von ca. dreifacher Tiefe unterhalb des Wandlers.

Um gültige Tiefenmesswerte mittels Echo Sounder zu gewinnen, wurden regelmäßig Profile der Schallgeschwindigkeiten im Wasser gemessen. Dazu wurde FSI CTD verwendet.

Die Position der Schiffe wurde mittels Javad GPS im RTK Verfahren bezogen. Eine Basisstation wurde auf einem Silo dicht bei Rødbyhavn errichtet.

Die bathymetrische Großflächenerkundung in 2009 wurde mit Kongsberg Multibeam EM3002D Geräten als Echo Sounder durchgeführt.

Die Ergänzungserkundung in 2010 wurde mit dem Schiff R/V Madoc als Arbeitsplattform durchgeführt, und Benthos SIS 1625 wurde sowohl für die Hochfrequenzseismik-Erkundungen als auch für die Sidescan Aufzeichnung eingesetzt. Als Magnetometer wurde ein Geometrics G882 Instrument verwendet, und ein Reson SeaBat 8125 wurde für die Offshore-Bathymetrie eingesetzt.

In der im Jahr 2009 von GEUS durchgeführten Nearshore-Erkundung wurde das Schiff Føniks Miljø als Arbeitsplattform für den auf archäologische Zwecke bezogenen Teil der Erkundungen eingesetzt. Zum Einsatz kam ein Geometrics G882 Magnetometer, und ein Benthos SIS 1626 wurde als kombinierter Sidescan / Sub-Bottom Profiler verwendet. Für den zur Küstenprofilierung ausgeführten Teil der Erkundungen wurde das Schiff GE-US II als Arbeitsplattform eingesetzt, und bathymetrische Daten wurden mit einer Navisound Reson Apparatur gesammelt.

4. Geophysikalische Onshore Erkundungen

4.1 Allgemeines

Die von RA in 2008 durchgeführten geophysikalischen Onshore Erkundungen enthielten Reflektionsseismische Erkundungen auf Fehmarn und Lolland sowie "Continuous Vertical Electrical Sounding" (CVES) auf Fehmarn.

Die Reflektionsseismische Erkundung bestand aus zwei Messlinien mit einer Gesamtnennlänge von 4,5 km in der Nähe von Rødby und aus drei Messlinien mit einer Länge von 5,3 km in der Nähe von Puttgarden. Die CVES Erkundung umfasste 11 Messlinien in der Nähe von Puttgarden, mit einer Gesamtnennlänge von 9,4 km.

4.2 Ausrüstung und Verfahren

4.2.1 Onshore Seismik

Die "Pulled Array Seismic" Methode basiert auf einem seismischen Vibrator als Energiequelle und einem Land Streamer mit auf Stahlplatten befestigten Geophonen als Empfänger.

Die Erkundungen wurden mittels des seismischen Vibrators IVI Minivib T7000 als Energiequelle durchgeführt. Der Land Streamer ist mit Geophonen von Mark Products ausgerüstet. Die Gesamtlänge des Land Streamers beträgt 222,5 m.

Tabelle 4.1	Aufzeichnungsparameter
-------------	------------------------

Abstand zwischen Vibrationspunkten	10 m
Abstand zwischen Vibrator und der ersten Gruppe	6,25 m
Abstand zwischen den Gruppen 2-49 (erster Kanal wurde zur	1,25 m
Korrelation der Abtastung verwendet)	
Abstand zwischen den Gruppen 50-112	2,5 m
Abtastrate	0,5 ms

4.2.2 Continuous Vertical Electrical Sounding (CVES)

CVES ist eine automatisierte geoelektrische Messmethode, welche eine schnelle Erfassung von großen Datensätzen aus elektrischen "Soundings" ermöglicht. Das Prinzip besteht darin, dass ein in zwei Elektroden eingeleiteter elektrischer Strom ein elektronisches Potential im Boden erzeugt, welches daraufhin mittels zwei anderer Elektroden gemessen werden kann. Bei zunehmendem Abstand zwischen den Leistungselektroden wird ebenfalls die Eindringung im Boden erhöht. Mittels wechselnden Geometrien ist es so möglich, Informationen über die Änderung der Widerstände sowohl mit der Tiefe als auch lateral zu gewinnen.

Die für die CVES-Messungen eingesetzte Ausrüstung stammt von der schwedischen Firma ABEM.

Sämtliche CVES Messlinien wurden mit der 400 m Konfiguration aufgezeichnet, welche eine Erkundungstiefe von ca. 60 m ergibt.

5. Bohrungen und Drucksondierungen (CPTU)

5.1 Allgemeines

Seit dem Jahr 2009 wurden drei verschiedene Arten von Bohrungen/CPTUs durchgeführt, welche als Typ A, Typ B und Typ C definiert sind.

Sämtliche seit dem Jahr 2009 durchgeführten Bohrungen und CPTUs wurden mit einem speziellen Code wie nachstehend definiert gekennzeichnet, wobei die Art der Bohrung/CPTU im mittleren Teil der Bohrungsbezeichnung entsprechend "XY.A.MNO", "XY.B.MNO" und "XY.C.MNO" ausgewiesen ist. Ferner gilt hierbei:

- "XY" gibt das Jahr an, in welchem die Bohrung/CPTU ausgeführt wurde, z.B. "09".
- "A" steht für die Bohrungen, bei denen das Hauptziel in der Gewinnung von Bodenproben in hoher Qualität lag.
- "B" steht sowohl für Bohrungen, bestehend aus "downhole"- CPTU und sukzessives Nachbohren mit dem Hauptziel, kontinuierliche oder nahezu kontenuierliche tiefe CPTU auszuführen (im Zuge des Nachbohrens ist zudem eine Entnahme von Bodenproben möglich) als auch für Onshore "single push"-CPTUs, die von einem fahrzeugmontierten CPTU-System ausgeführt wurden.
- "C" steht für Offshore CPTUs, die entweder von einer schweren Meeresbodenvorrichtung aus oder von einer üblicherweise auf einer Hubinsel montierten Oberflächenvorrichtung aus durchgeführt wurden.
- An der Position "M" steht eine "0" für im Fehmarnbelt ausgeführte Typ A und B Bohrungen, eine "4" für im Fehmarnbelt ausgeführte Typ C Bohrungen/CPTUs, eine "6" für auf Fehmarn landseitig ausgeführte Typ A und B Bohrungen, eine "7" für auf Lolland landseitig ausgeführte Typ A und B Bohrungen, eine "8" für in Lillebælt ausgeführte Typ A und B Korrelationsbohrungen und eine "9" für an der Fehmarnsund-Brücke landseitig ausgeführte Typ A und B Korrelationsbohrungen.
- "NO" ist eine eindeutige Seriennummer mit zwei Ziffern, z.B. "78".

Die Lage der Ansatzpunkte der Bohrungen und CPTUs kann der Anlage I (Zeichnungs-Nr. 070-02-12 und 070-02-13) entnommen werden.

5.2 Offshore Typ C Bohrungen, Fehmarnbelt

5.2.1 Allgemeines

Im Fehmarnbelt wurden von Fugro insgesamt 41 CPTUs vom Meeresboden aus durchgeführt. Die Zielsondiertiefe betrug 25 m. Zusätzlich wurden in der Fläche der Offshore-Feldversuche von GEO an 3 Standorten für die Pfahlprobebelastungen CPTUs mit einer Oberflächenvorrichtung durchgeführt. Die Zielsondiertiefe lag zwischen 30 und 40 m. Schließlich wurden von GEO an 5 Standorten von der Sohle der Testbaugrube CPTUs mit einer Meeresbodenvorrichtung durchgeführt. Die Zielsondiertiefe lag zwischen 5 und 15 m.

5.2.2 Ausrüstung und Verfahren

In sämtlichen CPTUs wurde eine 1000 mm² Sondierspitze zur Messung des Sondierspitzenwiderstandes (q_c), der Mantelreibung (f_s) und des Porenwasserdruckes (u_2) verwendet.

Die Auslastungskapazität der Meeresboden- und Oberflächenvorrichtung betrug 200 kN. Die Meeresboden-CPTUs wurden entsprechend der Güteklasse 2 ausgeführt.

5.3 Onshore Typ A und Typ B Bohrungen, Lolland und Fehmarn

5.3.1 Allgemeines

Die landseitigen Bohrungen/CPTUs umfassten:

- Typ A und Typ B Bohrungen an 8 Standorten auf Fehmarn und an 4 Standorten auf Lolland (insgesamt 12 Typ A Bohrungen und 10 Typ B Bohrungen), durchgeführt von Fugro. Die maximale Tiefe dieser Bohrungen betrug 100 m.
- "Single push"-CPTUs (Typ B) an 30 Standorten auf Fehmarn, durchgeführt von Fugro.
- Typ A Bohrungen an 10 Standorten auf Lolland bis in eine Tiefe von 30 35 m f
 ür die Produktionst
 ättenfl
 äche und den K
 üstenbereich der festen Fehmarnbeltquerung, durchgef
 ührt von GEO. Diese Bohrungen werden als Produktionst
 ättenbohrungen bezeichnet.
- "Single push"-CPTUs an 55 Standorten, verteilt innerhalb der Produktionstättenfläche auf Lolland, durchgeführt von Ramboll Schweden. Die Zieltiefe war je nachdem, welcher Fall zuerst eintrat, entweder beim Versagen (bei einer Schubkraft von mind. 50 kN) oder bei einer Eindringung von 5 m. Diese CPTUs werden als Produktionstätten- CPTUs bezeichnet.
- Typ B Bohrungen (einschl. Bodenprobenentnahme) bis in eine Tiefe zwischen 15 m und 30 m, angrenzend zur Trasse an 4 Standorten auf Lolland und an einem Standort auf Fehmarn, durchgeführt von GEO. Diese Bohrungen werden als Trassen-Bohrungen/CPTUs bezeichnet.

5.3.2 Ausrüstung und Verfahren

Die Typ A Bohrungen an allen 12 Standorten wurden zunächst über eine Seilschlageinrichtung (Rammkernbohrung) ausgeführt und bei Antreffen von kernbaren Schichten unter Verwendung des Geobor-S Verfahrens fortgesetzt. In den Bohrungen 09.A.601, 09.A.607 und 10.AB.610 wurde indessen die "Symmetrix"-Zerstörungsbohrmethode zur Überwindung von nichtbindigen Böden mit Steinen angewendet.

Beim Bohrvorgang in nicht kernbarer Bodenschichtung wurden Bodenproben mittels "Push Sampler" (als Rohrproben) und mittels "Bailer Sampler" bzw. "Hammer Sampler" entnommen. Kernbohrungen wurden mittels Geobor-S, ausgerüstet mit einer dreifachen Rohrkernvorrichtung, durchgeführt (Kerndurchmesser:101 mm). Zur Durchführung von geophysikalischen Bohrlochmessungen (einschließlich VSPs) wurden in den Onshore Typ A Bohrungen (mit Ausnahme von 09.A.601) 88 mm PVC Rohre installiert und mit einer Bentonitsuspension abgedichtet (siehe Abschnitt 12). Zusätzlich wurden in zwei Bohrungen (09.A.602 und 09.A.607E) geschlitzte Standrohre zur Wasserstandsbeobachtung eingebaut.

Die Typ B Bohrungen an den 10 Onshore Standorten wurden von Fugro in einem Abstand von ca. 5 m zur zugehörigen Typ A Bohrung durchgeführt; hierbei wurde ein jeweils fahrzeugmontiertes CPTU-System und Bohrsystem alternierend eingesetzt. Das Verfahren beinhaltete einen CPTU Eindrückvorgang, gefolgt von Nachbohrungen bis zur Bohrlochsohle. Das CPTU-Fahrzeug drückte dabei in jedem Vorschub (bis zu ca. 25 m) CPTU-Stangen bis zur maximalen Einpresskraft von 200 kN ein, alternierend mit Nachbohren und folgendem Vorschub usw. Bei einigen Onshore CPTUs wie 09.B.604A wurde nur ein Anfangsvorschub durchgeführt und dokumentiert.

Die Produktionsstätten-Bohrungen wurden zunächst als Trockenrotations- oder Schlagbohrung innerhalb eines 8"Rohres durchgeführt und auf eine Kernbohrung mit Geobor-S - Dreifachverrohrung bis zur Bohrlochsohle umgestellt.

Die Produktionsstätten- CPTUs wurden mit einer auf einem Raupenfahrzeug (Typ Georig 707) montierten CPTU- System durchgeführt.

Bei den Trassen-Bohrungen/CPTUs erfolgte zunächst mit einem fahrzeugmontierten CPTU-System der erste Eindrückvorgang, gefolgt von Räumungsbohrungen mittels Rotationsbohrung und Geobor-S bis zum nächsten CPTU-Vorschub, welcher mit einer "down-the-hole"- CPTU-Ausrüstung bis zum Versagen oder zur maximalen Vorschublänge von 1,5 m durchgeführt wurde, alternierend mit Nachbohren und folgendem Vorschub usw. Während des Nachbohrens wurden regelmäßig Beutel-Proben/Kerne entnommen.

Die Produktionsstätten- und Trassen-Bohrungen wurden mit einer Zement-/Bentonitoder einer Bentonitsuspension bis 1m unterhalb der Oberfläche abgedichtet. Der oberste Meter wurde mit überschüssigem Matrial aus den Bohrarbeiten verfüllt.

5.4 Offshore Typ A und Typ B Bohrungen, Fehmarnbelt

Die Produktionsstätten-Bohrungen wurden zunächst als Trockenrotations- oder Schlagbohrung innerhalb eines 8"-Rohres durchgeführt und auf eine Kernbohrung mit Geobor-S - Dreifachverrohrung bis zur Bohrlochsohle umgestellt. Diese Bohrungen wurden von der Bohr-Hubinsel "Jack VI" aus durchgeführt.

5.4.1 Allgemeines

Die Offshore-Bohrungen/CPTUs umfassten:

• 36 Typ A und 30 Typ B Bohrungen wurden an 36 Offshore-Standorten von Fugro durchgeführt. Die Bohrtiefe betrug bis zu 100 m.

• Typ A Bohrungen an 10 küstennahen Standorten bis in eine Tiefe von ca. 30 m für die Produktionstättenfläche und den Küstenbereich der festen Fehmarnbeltquerung auf Lolland, durchgeführt von GEO.

5.4.2 Ausrüstung und Verfahren

Sämtliche Offshore Type A Bohrungen wurden mit Ausnahme von 09.A.004 von Fugro mit den Bohrplattformen "SKATE III" und "Deep Diver" durchgeführt. Die Bohrungen 09.A+B.004 wurden mit dem Bohrschiff "Highland Eagle" durchgeführt. Die Bohrungen 09.B.007, 09.B.008 und 09.B.017 wurden mit dem Bohrschiff "Gargano" durchgeführt. Die Typ B Bohrung am jeweiligen Standort wurde generell innerhalb eines Abstandes von 5 m zur zugehörigen Typ A Bohrung durchgeführt.

Die Typ A Bohrungen wurden mittels Seilschlagtechnik gebohrt, gefolgt von Kernbohrungen mittels Geobor-S.

Die Typ B Bohrungen (Downhole CPTU Bohrungen) wurden von Fugro mit Geobor-S in Kombination mit einer im Bohrer eingesetzten, nicht kernenden Vorrichtung durchgeführt. Bei den Downhole CPTUs kamen auf der "SKATE III" und der "Deep Diver" das WISON XP System und auf der "Gargano" und der "Highland Eagle" das WISON MkIII System zum Einsatz. Die CPTUs wurden im Downhole-Verfahren mit maximaler Vorschublänge von 1,5-3,0 m, alternierend mit Nachbohren und nachfolgendem Vorschub usw., durchgeführt.

Die Produktionsstätten-Bohrungen wurden zunächst als Trockenrotations- oder Schlagbohrung innerhalb eines 8"-Rohres durchgeführt und auf eine Kernbohrung mit Geobor-S - Dreifachverrohrung bis zur Bohrlochsohle umgestellt. Diese Bohrungen wurden von der Bohr-Hubinsel "Jack VI" aus durchgeführt.

In sämtlichen CPTUs wurde eine 10 cm² Piezo-Sondierspitze zur Messung des Sondierspitzenwiderstandes (q_c), der Mantelreibung (f_s) und des Porenwasserdruckes (u_2) verwendet. Die CPTUs wurden entsprechend der Güteklasse 2 ausgeführt

Nach der Ausführung wurden die Typ B Bohrungen mit einer Zement-/ Bentonitsuspension verschlossen.

5.5 Bodenprobenbearbeitung und Laborarbeiten

5.5.1 Allgemeines

Die Bodenprobenbearbeitung und Laborarbeiten bestanden hauptsächlich aus:

- On-Site Bodenprobenbearbeitung
- On-Site geotechnischen Klassifizierungs- und Laborversuchen

5.5.2 Ausrüstung und Verfahren

Die aus den Bohrungen gewonnenen Bodenproben wurden generell wie folgt verarbeitet:

- "Hammer"-Bodenproben und "Push"-Bodenproben, in "Shelby Tubes" entnommen, wurden nach dem Aufmaß der Probengewinnung von Bohrklein befreit und mit Stopfen versiegelt.
- "Bailer"- und "Percussion"-Bodenproben, mit einem Spaltlöffel entnommen, wurden in Plastiktüten verpackt und versiegelt.
- Kernproben wurden nach dem Ausbau aus dem Rohr umgehend in einen geschnittenen Liner gelegt und gesäubert (Entfernung von Bohrflüssigkeiten und Bohrklein); daraufhin wurde die Probengewinnungsrate ermittelt.

Die Bodenproben wurden daraufhin zu den Laboren transportiert, in denen die Versuche/Tätigkeiten an ausgewählten Bodenproben generell Nachfolgendes umfassten:

- Geologische Bodenprobenansprache gemäß Fehmarns Geo-Nomenklatur
- Farbfotografieren der Bodenproben (aus den Bohrungen der Produktionsstättenfläche und der Trasse nur die Bohrkerne).
- Wassergehaltsermittlungen
- Wichtebestimmungen (mit Ausnahme der Bohrungen der Produktionsstättenfläche und der Bohrungen/CPTUs der Trasse)
- Auswahl, Beschriftung und Konservierung der Bodenproben für höherwertige Laborversuche und zur geologischen Datierung (mit Ausnahme der Bohrungen der Produktionsstättenfläche und der Bohrungen/CPTUs der Trasse)
- Korndichtebestimmung (mit Ausnahme der Bohrungen der Produktionsstättenfläche und der Bohrungen/CPTUs der Trasse)
- Korngrößenbestimmung
- Konsistenzgrenzen (Atterberg)
- Bestimmung des Gehalts an organischen Bestandteilen (mit Ausnahme der Bohrungen der Produktionsstättenfläche und der Bohrungen/CPTUs der Trasse)
- Transport/Rückgabe von verbleibendem Bodenprobenmaterial von den Laboren zu Fehmarns Bodenprobencontainern auf dem Landwirtschaftsbetrieb Lindsø dicht bei Rødbyhavn

5.6 Korrelationsbohrungen Lillebælt

Die Zielsetzung der Korrelationsbohrungen bestand darin, die Auswirkung infolge der Belastung aus der Brücke auf den Ton unterhalb der Gründung zu untersuchen. Die nachfolgenden Untersuchungen wurden durchgeführt:

- Eine 10 m tiefe Bohrung (10.A.803) wurde von GEO unterhalb der Betonplatte des Pfeilers 3 durchgeführt.
- Vor Beginn der Offshore Bohrungen wurde von GEUS eine Kampfmittelerkundung, bestehend aus Magnetometer und Side Scan Untersuchungen, in einem kleinen Bereich westlich der Brücke durchgeführt.

 2 Offshore Typ A Bohrungen (10.A.801 und 10.A.802) und 2 Typ B Bohrungen (10.B.801 und 10.B.802) wurden von Fugro von der Hubinsel "Deep Diver" aus durchgeführt. Die Bohrungen 10.A.801 und 10.B.801 wurden angrenzend zum Pfeiler 1 bis in eine Bohrtiefe von 75 m unter Meeresboden und die Bohrungen 10.A.802 und 10.B.802 wurden in der Nähe vom Pfeiler 3 bis in eine Bohrtiefe von 40 m unter Meeresboden durchgeführt. Fugro hat hierbei die Bodenprobenansprache, das Farbfotografieren der Bodenproben und On-Site sowie Off-Site Klassifizierungs-versuche durchgeführt.

5.7 Korrelationsbohrungen Fehmarnsund

Die Zielsetzung der Korrelationsbohrungen bestand darin, die Auswirkung infolge der Belastung aus dem ca. 22 m hohen, nördlichen Damm der Fehmarnsund-Brücke auf den darunter anstehenden Ton zu untersuchen. Die nachfolgenden Untersuchungen wurden durchgeführt:

Eine Typ A Bohrung (10.A.901) und eine Typ B CPTU-Bohrung (10.B.901), jeweils bis in eine Tiefe von ca. 80 m, durchgeführt von Aarsleff/GEO. Ferner wurden On-Site und Off-Site Klassifizierungsversuche durchgeführt.

6. Geophysikalische Bohrlochmessungen

6.1 Allgemeines

Die geophysikalischen Bohrlochmessungen wurden von RA an 33 Offshore Bohrlöchern im Fehmarnbelt, an 7 Onshore Bohrlöchern auf Fehmarn und an 4 Onshore Bohrlöchern auf Lolland ausgeführt.

Vertical Seismic Profiling (VSP) wurde an 7 Onshore Bohrlöchern auf Fehmarn und an 2 Bohrlöchern auf Lolland durchgeführt.

Die Bohrlochmessungen wurden als Ergänzung zur geologischen Beschreibung und Klassifizierung durchgeführt.

6.2 Ausrüstung und Verfahren

Das Messprogramm beinhaltete eine Anzahl von verschiedenen Messgeräten, und die VSPs wurden mit einem Array von Hydrophonen und mit einem Array von zwei 3D Geophonen durchgeführt. Die Wahl der Messfolge ist sehr von der Stabilität der Bohrlochwandung und vom Einbau im Bohrloch abhängig. Die verschiedenen Messungen sind unterschiedlich stark vom Fluid (Bohrflüssigkeit oder Polymere) im Bohrloch, von Plastikoder Stahlverrohrung und vom Bohrlochdurchmesser beeinflusst.

Aus diesem Grunde bestand die gewählte Messstrategie aus dem Versuch, das Bohrloch ohne irgendeine Art von Verrohrung innerhalb der Kreide und des paläogenen Tones offen zu halten, da in einem offenen Bohrloch eine große Reihe von Messungen unbeeinflusst von der Installation aufgenommen werden kann. In einem Plastikrohr mit oder ohne Schlitze bzw. in einer Stahlverrohrung kann lediglich ein reduziertes Messprogramm ausgeführt werden. Dennoch gab es in den meisten Bohrungen Anzeichen auf Stabilitätsprobleme; nur in einem Bohrloch war die Stabilität zur Nutzung eines optischen Televiewers mit hinreichender Sicherheit ausreichend

Das Offshore Messprogramm enthielt:

- Natural Gamma
- Single Induction Conductivity
- Focused Guard Log Resistivity, Deep and Shallow
- Compensated Neutron-Neutron Porosity
- Compensated Gamma-Gamma Density
- Calliper 1-arm or 3-arms
- Sonic P-Wave Velocity
- Acoustic Hardness (ausschließlich in offenen Bohrlöchern)
- Acoustic Radius (ausschließlich in offenen Bohrlöchern)

Die Onshore Bohrlöcher wurden zunächst durch ein verklebtes Plastikrohr gemessen. Das gesamte Onshore Messprogramm enthielt:

- Natural Gamma
- Dual Induction Conductivity

- Compensated Neutron-Neutron Porosity •
- Compensated Gamma-Gamma Density •
- Calliper 1-armSonic P-Wave Velocity
- VSP S-wave velocity •
- VSP-P wave velocity •

7. Höherwertige Laborversuche

7.1 Allgemeines

Die höherwertigen Laborversuche bestehend aus Vor- und Hauptversuchen wurden von GEO zusammen mit Deltares, NGI und Fugro als Subunternehmer durchgeführt.

Das Ziel der Vorversuche war es, die Versuchsmethoden für die Hauptversuche zu klären. Das Ziel der Hauptversuche war die Ermittlung der Bodeneigenschaften im Labormaßstab für die Festlegung der Bodenkennwerte. Die Gesamtanzahl und Art der Versuche an den verschiedenen Bodenproben, die in diesem Baugrunduntersuchungsbericht berücksichtigt und dokumentiert sind, können der Tabelle 7-1 entnommen werden.

Die höherwertigen Laborversuche umfassten:

- IL: Kompressionsversuch, inkrementelle Belastung.
- IL K0: Kompressionsversuch, inkrementelle Belastung, Bestimmung von K0.
- CRS: Kompressionsversuch, konstante Verformungsrate.
- CPR: Kompressionsversuch, konstantes Porenwasserdruckverhältnis.
- CADc: Triaxialversuch, anisotrope Konsolidierung, drainiert, Kompression.
- CAUc: Triaxialversuch, anisotrope Konsolidierung, undrainiert, Kompression.
- CAUe: Triaxialversuch, anisotrope Konsolidierung, undrainiert, Extension.
- CAUcy: Triaxialversuch, anisotrope Konsolidierung, undrainiert, zyklisch.
- DSSst: Direkter einfacher RahmenscherversuchScherversuch, statisch.
- DSScy: Direkter einfacher ScherversuchRahmenscherversuch, zyklisch.
- UU: Triaxialversuch, unkonsolidiert, undrainiert.
- RC: Resonanzsäulenversuch.
- UCS: Einaxialer Druckversuch.
- Brazil: Spaltzugversuch (Brazilian-Test)

Die Mehrheit der höherwertigen Laborversuche wurde am Ton aus dem Paläogen durchgeführt, der bodenmechanisch der schwierigste Boden ist. Aber auch an Geschiebeböden und der Kreide wurde eine beträchtliche Anzahl an höherwertigen Laborversuchen durchgeführt.

Am eiszeitlichen Schmelzwassersand und an der paläogenen Æbelø-Formation wurde nur ein eingeschränktes Versuchsprogramm durchgeführt. Probenmaterial aus dem eiszeitlichen Schmelzwassersand wurde lediglich mit einer einzigen Bohrung (09.A.018) erbohrt, und die paläogene Æbelø-Formation wurde einzig in Form von dünnen Schichten (Mächtigkeit: ca. 1 m) in einer Tiefe von ca. 20 m angetroffen.

Das in den Laborversuchen zur Sättigung sowie in den Triaxialzellen verwendete Wasser ist künstlich erzeugtes Porenwasser mit nahezu identischer chemischer Beschaffenheit wie in-situ Porenwasser. Generell wurden Röntgenbilder zur Auswahl von Kernen für Laborversuche verwendet. Übliche Klassifizierungsversuche wurden an für höherwertige Laborversuche ausgewählten Kernen durchgeführt. Zur Ermittlung der Tonmineralogie wurden Röntgendiffraktometrieanalysen an ausgewählten Kernen durchgeführt.

			CP	0.0	CAD	CALL	CALL	CALLE	DCC	DC		Р		Due	TO
Typen der Boden exklusive Kreide	IL	1L_K	S	P_C	CAD	CAU	CAU P	V	st USS	DS Scv	UU	к С	S	Bra-	10- TAI
Nacheiszeitlicher Meeres Sand/Kies									50	Jey		0		211	0
Nacheiszeitliche Meeres/Süsswasser Gyttja	5	2		· · ·	2	3									10
Nacheiszeitlicher/Späteiszeitlicher Meeres/Süsswasser								4			~				
Ton/Schluff	6				2	5	1		1						15
Nacheiszeitlicher/Späteiszeitlicher Meeres/Süsswasser				1				-	2						
Sand/Kies															0
Glazial, Oberer Geschiebemergel	8	1	3		3	5	1						50	50	121
Glazial, Schmelzwasserschluff/-ton					2	1									3
Glazial, Kalkmergel	5	1			2	4		3				1			15
Glazial, Unterer und Unterster Geschiebemergel	25	2	2	1	3	14	5	6	7	6		1			72
Paläogener Lillebælt/Røsnæs Ton - Schuppe	4		2				2	20 · · ·	1						7
Paläogener Lillebælt/Røsnæs Ton - nicht klassifiziert		1		1		2	1		2						7
Paläogener Røsnæs Ton - gefaltet	68	13	14	12	4	58	13	4	46	10	24	5			271
Paläogener Røsnæs Ton - Schuppe	2			1		2	. 12								5
Paläogener Røsnæs Ton - intakt	9	1		×		6	1		1			-		- 1.	18
Paläogener Røsnæs Ton - nicht klassifiziert						1									1
Paläogener Ølst Ton - gefaltet	3	1		1	2	3	1	1	1	3	1				17
Paläogener Ølst Ton - Schuppe					2										0
Paläogener Ølst Ton - intakt		-			2 m - 14	1			2						1
Paläogener Holmehus Ton - nicht klassifiziert	4	1		1	2	4	1	2	3	4	× .				22
Paläogener Æbelø Ton	1			с е.		1									2
Bohrungen im Bereich der alten Lillebælt Brücke	5	1		2		1	52	- N	- -						9
Bohrungen im Bereich des nördlichen Dammes der		×		e	-					. S					
Fehmarnsund Brücke	8			2											10
Paläogener Røsnæs Ton - gefaltet (grosser-probe)	9			20					8		8				25
	16					11									
SUMME	2	22	21	21	22	1	24	16	70	23	33	6	50	50	631
Kreide	22				9	26	16						20	19	112
Zementstabilisierter Boden (Paläogener Ton)						- · ·	÷., ;;						4	2	4
								T							
TOTAL	184	22	21	21	31	137	49	16	70	23	33	6	74	69	747

Tabelle 7-1 Zusammenstellung der durchgeführten höherwertigen Laborversuche

7.2 Ausrüstung und Durchführung

7.2.1 Allgemeines

Die Einzelheiten zur Ausrüstung und Durchführung wurden zwischen RA und GEO abgestimmt. Einige der spezielleren Aspekte werden nachfolgend erläutert. Die geologische Datierung von ausgewählten Bodenproben wurde von GEUS durchgeführt.

7.2.2 Kompressionsversuche (Oedometer)

In den Kompressionsversuchen wurde festgestellt, dass der Ton paläogenen Ursprungs, wenn er ohne Wasser in der Zelle eingebaut ist, bis zu seiner in-situ effektiven Vertikalspannung belastet und daraufhin gesättigt wird, Wasser absorbiert und zu quellen versucht. Dieses Verhalten, welches in Quellversuchen und üblichen Kompressionsversuchen beobachtet wurde, deutet darauf hin, dass sich der Ton paläogenen Ursprungs in der Natur unter seiner in-situ Spannung eigentlich ausdehnen sollte. Dieses jedoch wird nicht als realistisch angesehen. Wenn sich der Ton im Labor bei Sättigung unter effektiver in-situ Vertikalspannung ausdehnt, erhöht sich der Wassergehalt relativ zum in-situ Zustand, was bedeutet, dass die im Versuch gemessenen Eigenschaften nicht repräsentativ sein können.

Die o. g. Beobachtungen sind höchstwahrscheinlich zurückzuführen auf zu geringe Spannungen im Probenkörper zum Zeitpunkt der Sättigung, d.h. dass bei Belastung des Probenkörpers bis zu seiner effektiven in-situ Vertikalspannung die Horizontalspannungen nicht vollständig regeneriert worden sind. Die Sättigung in den Kompressionszellen wurde daher bei einem höheren Spannungszustand (typischerweise 1,5 bis 2 fache der effektiven in-situ Vertikalspannung bei geringen Tiefen und abnehmend mit zunehmender Tiefe) vorgenommen.

Mehrere zur Bestimmung der Vorbelastungsspannung geforderte Verfahren sind in der geotechnischen Literatur beschrieben. Dennoch war es für den bindigen Geschiebeboden und für die Tone paläogenen Ursprungs eine Herausforderung, eine eindeutige und konsistente Vorbelastungsspannung zu bestimmen.

Bindiger Geschiebeboden ist ein steifes bis halbfestes Material mit einem gewissen Grobkornanteil. Der Zuschnitt der Probenkörper führt daher meist zu einem ungleichmäßigen Umfang; ein vollständiger Kontakt zwischen Boden und Oedometer-Ring ist daher zu Beginn der Versuchsdurchführung nicht gewährleistet. Die Steifigkeit des Materials kombiniert mit dem Fehlen eines vollen Kontaktes zwischen dem Boden und dem Ring führt dazu, dass die gemessene Vertikalverformung auch einen Einfluss des lateral gegen den Oedometer-Ring gequetschten Gesamtvolumens beinhaltet. Ein deutliches Versagen des Korngerüstes war daher nicht in allen Versuchen zu beobachten. Es wurde festgestellt, dass das in Dänemark gebräuchliche Verfahren auf eine vertretbare Abschätzung der Vorbelastungsspannung σ'_{pc} schließen lässt, sofern σ'_{pc} eine Größe von 1,5 bis 2,0 MPa nicht überschreitet (in der Versuchsapparatur kann eine maximale Spannung von 4,8 MPa aufgebracht werden). Für Tone paläogenen Ursprungs steigt der Anteil der sekundären Kompression $C_{\alpha\epsilon}$ mit der axialen Spannung und bei bilogarithmischer Auftragung behält die Anfangskurve weiterhin ihre Krümmung. Als Folge der sich krümmenden Anfangskurve führen einige der häufig verwendeten Verfahren zu Vorbelastungsspannungen, die stark vom verwendeten Spannungsintervall entlang der Anfangskurve abhängen.

Zur Verdeutlichung, welches Verfahren zum einheitlichsten Ergebnis führt, wurden Wiederbelastungsschleifen aus einer Reihe von CRS-Kompressionsversuchen untersucht. In diesen Versuchen wurde vor der Einleitung der Entlastung eine, alle möglichen Vorbelastungsspannungen übersteigende, axiale Maximalspannung aufgebracht. Bei Auswertung einer Wiederbelastungsschleife muss die entsprechende Vorbelastungsspannung nahe an der Maximalspannung aus der vorherigen Versuchsphase sein.

7.2.3 Triaxialversuche

Die Triaxialversuchsdurchführung wurde generell gemäß dänischer Vorgehensweise bei Verwendung von Probenkörpern mit einem Verhältnis der Höhe zum Durchmesser von eins, in Verbindung mit der Verwendung von geölten Enden durchgeführt. Die Triaxialversuche am bindigen Geschiebeboden und an paläogenen Probenkörpern wurden generell als konsolidierte, undrainierte Versuche mit Messung des Porenwasserdrucks (Messung an Gegendruckleitung) ausgeführt.

Die zwei verschiedenen Ansätze, wie Bodenproben vor der Durchführung von undrainierter Kompression konsolidiert werden sind:

- Nach dänischer Erfahrung mit Triaxialversuchen an überkonsolidierten Böden sollte der Probenkörper bis zu einem unteren Schätzwert der Vorbelastungsspannung σ'_{pc} K₀-konsolidiert werden und danach unter K₀-Bedingungen bis zu dem Zustand entlastet werden, ab welchem das Abscheren eingeleitet wird.
- Ein alternatives Verfahren ist die spannungsgesteuerte Belastung des Probenkörpers direkt bis zum in-situ Spannungszustand, ab welchem das Abscheren eingeleitet wird

Zwei verschiedene Verfahren wurden an im Projekt angetroffenen Bodenarten getestet, und die gemessene undrainierte Scherfestigkeit wurde mit Versuchsergebnissen aus direkten simple shear tests (Konstantes Volumen) und mit Feldmessungen mit CPTU verglichen.

Die Festlegungen lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Beim dem oberen bindigen Geschiebeboden erfolgte eine spannungsgesteuerte Belastung der Probenkörper bis zu einem unteren Schätzwert der Vorbelastungs-spannung ($K_0 = 0,40-0,45$), von welcher eine spannungsgesteuerte Entlastung eingeleitet wurde, gefolgt von dem Abschervorgang.
- Bei den anderen Bodenarten erfolgte eine spannungsgesteuerte Belastung der Probenkörper bis zum in-situ Spannungszustand, von welchem nach Abschluss der Primärkonsolidierung das Abscheren eingeleitet wurde.

Der in-situ Spannungszustand wurde abgeschätzt durch Verknüpfung der effektiven insitu Vertikalspannung (hydrostatische Porenwasserdruckverteilung) mit der Beziehung zwischen Netto-Sondierspitzenwiderstand aus der CPTU und Vorbelastungsspannung, die ein Überkonsolidierungsverhältnis OCR ergeben. Die laterale effektive in-situ Spannung wurde unter Verwendung des in den IL K0 -Kompressionsversuchen ermittelten Erdruhedruckbeiwerts definiert.

Beim bindigem Geschiebeboden wurde beim Abscheren eine Stauchungsgeschwindigkeit von 0,3 %/h angesetzt, während bei den Tonen des Paläogens eine Stauchungsgeschwindigkeit von 0,05 %/h angesetzt wurde (undrainiertes Abscheren). Der Durchmesser der Druckköpfe in den Triaxialzellen beträgt 70 mm. Beim bindigen Geschiebeboden wurde festgestellt, dass ein Probenkörperdurchmesser von 70 mm ausreicht, wobei bei den Tonen des Paläogens ein Probenkörperdurchmesser von 68 mm verwendet werden musste, um während des Abscherens zu gewährleisten, dass die Grundfläche des Probenkörpers die Fläche des Druckkopfes nicht überschreitet.

7.2.4 Geologische Datierung von Bodenproben

An 163 Bodenproben aus den Tonen des Paläogens und an 7 Bodenproben aus der Kreide wurde basierend auf Mikrofossilien eine geologische Datierung vorgenommen. Die gewählte Vorgehensweise zur Datierung bestand darin, mit Coccolithen und Foraminiferen (mit CaCO₃ Muschelschalen) zu beginnen und mit teureren palynologischen Analysen an den Bodenproben zu ergänzen, an denen die ersten Analysen keine hinreichend zuverlässigen Ergebnisse lieferten.

8. Feldversuch

8.1 Allgemeines

Die Feldversuche wurden von Per Aarsleff mit GEO als Subunternehmen durchgeführt. NGI lieferte die Erdaushub- und Pfahlgeräteaustattung sowie die Referenzmessvorrichtung nach gesonderter Abstimmung mit Fehmarn A/S. Die bisher (Mai 2012) ausgeführten Arbeiten umfassen:

- Phase 1, Bodenaushub (Grundfläche: 30 m x 8 m) bis in ein Niveau von -20 m im Jahr 2010.
- Piezometer- und Extensometer-Installation (Extenso-Piezometer 3 m, 9 m und 25 m unter Aushubsohle, EP1-EP9) im Jahr 2010.
- Phase 2, Bodenaushub (Erweiterung der Phase 1 zur Ausbildung einer Grundfläche von 30 m x 30 m) im Jahr 2010.
- Phase 3, Bodenaushub (Erweiterung der Phase 1 und 2 zur Ausbildung einer Grundfläche von 30 m x 70 m) im Jahr 2011.
- Phase 4, stufenweise Verfüllung der Bodenaushubgruben der Phasen 1, 2 und 3 mit Sand (3 m) bis in ein Niveau von -17 m im Jahr 2011.
- Installation von Oberflächenbezugspunkten (12 Oberflächenbezugspunkte) und 5 zusätzlichen Bezugspunkten für die Multibeam Erkundungen vom Jahr 2010. Neun Multibeam Erkundungen einer Untersuchungsfläche von 200 x 200 m².
- Drucksondierungen an 3 Standorten außerhalb der Aushubgrube (10.C.451-453) im Jahr 2010 und an 5 Standorten ab der Aushubsohle (11.C.461-465) im Jahr 2011, vgl. Abschn. 6.2.
- Bodenprobenentnahme (Würfel) an 6 Standorten in der Bodenaushubgrube der Phase 2 und Phase 3 im Jahr 2011
- Messtechnische Überwachung ab 2010, fortlaufend.
- Lastplattendruckversuche (4 Vertikallastversuche, 4 Horizontallastversuche und 1 passiven Lastversuch) in der Bodenaushubgrube der Phase 3 im Jahr 2011
- Rammpfahlherstellung von 5 Probepfählen (DP1-DP5) und 4 Reaktionspfählen im Jahr 2010.
- Bohrpfahlherstellung von 5 Probepfählen (BP1-BP5) und 4 Reaktionspfählen. Im Jahr 2010.
- Zugversuche an zwei Rammpfählen (DP1 und DP2), ingesamt 10 Zugversuche einschließlich Wiederholungsversuche ab 2010, weitere Versuche im Sommer 2012.
- Zugversuche an vier Bohrpfählen (BP1, BP2, BP4 und BP5), ingesamt 10 Zugversuche einschließlich Wiederholungsversuche ab 2010, weitere Versuche im Sommer 2012.
- Herstellung von 12 vertikalen Bodenankern (G7 G14, G9A, G10A, G17 und G18) und 2 vertikalen Versuchsankern (G15 und G16) in einem Onshore-Testfeld östlich von Rødbyhavn im Jahr 2011.

Belastungsversuche an 6 Bodenankern (G7, G8, G11, G13, G17 und G18) und an 1 Versuchsanker (G15) im Jahr 2011, weitere Versuche im Sommer 2012.

8.2 Ausrüstung und Durchführung

8.2.1 Probeaushubarbeiten und Erkundungen

Der Bodenaushub erfolgte mit dem auf einem Bohrschiff montierten Bagger CAT 385. Schlepper und Klappschuten wurden für den Transport des Aushubmaterials zum Abladeplatz eingesetzt.

Die Böschungen wurden mit einer Neigung von 1 (vertikal) zu 2 (horizontal) ausgehoben.

Die 3 Bodenaushubphasen sind in nachfolgender Abbildung 8-1 dargestellt.



Abbildung 8-1 Darstellung der 3 Bodenaushubphasen

Die stufenweise Verfüllung der Bodenaushubgrube erfolgte mit einem Saugbagger, welcher das Verfüllmaterial auf die Bodenaushubsohle pumpte. Neun Multibeam-Untersuchungen wurden bisher unter Verwendung des Reson Seabat 7125 Multibeam-Echosounders durchgeführt.

8.2.2 Messtechnische Überwachung

Eine Übersicht über das eingerichtete messtechnische Überwachungssystem kann der Abbildung 8-2 entnommen werden.

Die sechs mitteltiefen (9 m) und tiefen (25 m) Extenso-Piezometer wurden in teilweise vorgebohrten Bohrlöchern eingebaut, während die drei oberflächlichen Extenso-Piezometer von der Sohle des Aushubs der Phase1 aus eingedrückt wurden. Alle neun Extenso-Piezometer wurden mittels GEOs Oberflächenvorrichtung GEOTop mit einer Auslastungskapazität von 20 Tonnen bis zur Endtiefe gedrückt. Die automatische Datenerfassung startete am 30.09.2010.

Vier Pfahl-Piezometer wurden 14 m (PP1 und PP3) und 19 m (PP2 und PP4) unterhalb der Oberkante des Rammpfahls DP5 platziert.

Das Referenzmessgerät (RMD) wurde verwendet, um die relativen Höhendifferenzen der Podeste, Extensometeranker unterhalb der Podeste und Oberflächenbezugspunkte zu messen. Nach jeder Messung wurde die Höhe eines jeden Podestes, Extensometerankers und Oberflächenbezugspunktes relativ zum Podest P5 berechnet, welcher als stabiler Bezugspunkt vorausgesetzt wurde. An den Oberflächenbezugspunkten an der Basis der Testbaugrube wurden vor der stufenweisen Verfüllung der Phase 4 Verlängerungsrohre angebracht. Podeste wurden nicht erweitert und stattdessen mit einer Schutzabdeckung auf einem Dreibeinrahmen überdeckt.



Abbildung 8-2 Übersicht über das Überwachungssystem mit Extenso-Piezometern (EP1-EP9) und Probepfahl-Piezometern (PP1-PP4)

Seit Mai 2012 wurden 10-mal die Daten der Extenso-Piezometer heruntergeladen und 4mal Messungen mittels RMD ausgeführt.

8.2.3 CPTUs und Würfel-Probenentnahme

Die in der Offshore-Feldversuchsfläche durchgeführten CPTUs sind im Kapitel 5.2 kurz erläutert.

Die Würfel-Proben aus den 6 Standorten in der Baugrubensohle wurden mittels eines speziellen von GEO entwickelten Entnahmegeräts gewonnen. Das Gerät wurde mit Hilfe der Hubinsel "Jack IV" vom Schiff Mira A aus eingesetzt. Die Würfel-Proben wurden ab der Baugrubensohle in einem Tiefenniveau von -20 m bis zur Tiefe von 1 m unterhalb der Baugrubensohle entnommen. Der Probendurchmesser betrug 300 mm. Diese Proben wurden für höherwertige Laborversuche verwendet, siehe Kapitel 7.

8.2.4 Lastplattendruckversuche

Drei verschiedene Arten von Lastplattendruckversuchen wurden durchgeführt:

• 4 Vertikal-Lastversuche (V1-V4) mit Durchmesser = 1000 mm und 100 mm dicken Stahlplatten.

- 4 Horizontal-Lastversuche (H1-H4) mit 1,0 x 0,5 x 0,25 m deep test pads mit 0,1 m Schürzen.
- 1 Passiv-Lastversuch (P) mit 2 parallelen Stahlplatten (Länge = 6,06 m und Höhe = 2,06 m), voneinander getrennt über 8 Hydraulikpressen.

Der Versuchsaufbau für die Vertikal- und Horizontal-Lastversuche enthielt die Installation eines Führungsrahmens, über welches die Positionierung der zwei Hauptrahmen, eines auf jeder Seite des Führungsrahmens, unterstützt wurde. Der Führungsrahmen mit Abmessungen von 10 m x 10 m wurde unmittelbar auf den Meeresboden positioniert. Die Hauptrahmen wurden als Hilfestellung verwendet, die Versuchsfläche vorzubereiten, die Versuchsplatten anzuordnen und sicher zu stellen, dass die Last wärend des Versuches in die richtige Richtung angesetzt wurde. Die Hauptrahmen mit Abmessungen von 8 m x 10 m wurden auf beiden Seiten des Führungsrahmens unmittelbar auf den Meeresboden positioniert.

Der Passiv-Lastversuch umfasste das Auseinanderdrücken der 2 parallelen Platten in einem Graben bei gleichzeitiger Aufzeichnung der Belastung, der Verschiebung und des Neigungswinkels. Der Graben für den Passiv-Lastversuch wurde im Zuge des Baugrubenaushubes der Phase 3 hergestellt.

Die gesamte Lastplattenversuchsanordnung ist in nachfolgender Abbildung 8-3 dargestellt.



Abbildung 8-3 Lastplattenversuchsanordnung

Der Aufbau des Passiv-Lastplattenversuches ist in Abbildung 8-4 dargestellt.


Abbildung 8-4 Darstellung des Versuchsaufbaus des Passiv-Lastplattenversuches

8.2.5 Pfahlherstellung und Zugversuche

Die Stahlrohrpfähle DP1-DP4 (OD508 x 20 mm) und DP5 (OD508 x 22,2 mm) wurden bis in eine Tiefe von 25 m unter Meeresboden gerammt. Zusätzlich wurden die vier Reaktionspfähle DR1-DR4 bis in eine Tiefe von 22 m unter Meeresboden gerammt. Während der Pfahlrammung wurden die Pfähle auf Verpropfung geprüft, und Propfen entfernt bevor die Pfahlherstellung wieder aufgenommen wurde.

Die Bohrpfähle BP1-BP5 wurden auf den oberen 10 m unterhalb des Meeresboden mit einem Durchmesser von 610 mm und unterhalb einer Tiefe von 10 m mit einem Durchmesser von 500 mm bis in eine Tiefe von 25 m unter Meeresboden mittels einer an einem Kran montierten hydraulischen Bohranlage hergestellt. Zusätzlich wurden die vier Reaktionspfähle BR1-BR4 bis in eine Tiefe von 22 m unter Meeresboden hergestellt. Das Bohren mit Verrohrung, Eimer und Schnecke wurde soweit fortgesetzt bis die Verrohrung fest im Ton eingebettet war. Das abschließende Bohren, Einstellen des Bewehrungskorbes und Betonieren mittels Betonierrohr wurde in einem "trockenen" Bohrloch durchgeführt.

Sämtliche Pfähle wurden über einen Führungsrahmen mit einer Pfahlanordnung von 3 x 3 hergestellt.

Vier der Rammpfähle und vier der Bohrpfähle wurden mittels eines großen, auf den vier Reaktionspfählen platzierten Reaktionsgerüstes auf Zug getestet. Die Zugkraft wurde über einen auf dem Reaktionsgerüst befestigten Hydraulikheber aufgebracht.

Die Pfahlkopfverschiebungen wurden mittels auf einem separaten Referenzträgerbalken angebrachten Wegaufnehmern gemessen. Ergänzende Verschiebungsmessungen erfolgten mittels RMD.

Der Versuchsaufbau zur Pfahlprobebelastung kann der Abbildung 8-5 entnommen werden.



Abbildung 8-5 Darstellung des Versuchsaufbaus zur Pfahlprobebelastung

8.3 Ankerherstellung und Zugversuche

Die Ankerbohrlöcher wurden mittels Anker-Bohranlage Klemm 806-4 erstellt. In den Bohrlöchern, die bis 25,5 m unter GOK als Spülbohrung mit Wasser ausgeführt wurden, wurde eine Verrohrung OD 152 mm installiert. Unterh alb dieser Tiefe wurden die Bohrlöcher im Lufthebeverfahren abgeteuft, um den paläogenen Ton innerhalb der Einbindelänge nicht aufzuweichen. Zur Vergleichsprüfung der Herstellverfahren wurden die Anker G17 und G18 über die gesamte Ankerlänge mit Wasser gespült.

5 nachverpresste Anker und 7 nicht nachverpresste Anker wurden in den Ankerbohrlöchern installiert, mit einer fixierten Einbindelänge von 7 m und einer umhüllten freien Länge von 30,5 m. 2 "Dummy"-Anker wurden ferner nur mit einer freien Länge installiert und besitzen somit keine Einbindelänge (Verpressstrecke).

Die Ankerstäbe sind Dywidag WR Stahlzugglieder (Durchmesser 36 mm) mit Stabgüte 950/1050 MPa, mit einer glatt unhüllten freien Länge und einer gerippten Einbindelänge.

Die Anker an der Basis der Spannglieder waren temporäre "Stump-Duplex"-Druck-Anker mit einem Durchmesser von 82,5 mm, in welchen die Lastableitung aus dem Anker in den Boden am distalen Ende der Einbindelänge beginnt und sich in Richtung des proximalen Endes abbaut, wobei bei Pfahlbelastung sichergestellt wird, dass die Einbindelänge unter Kompression verbleibt, und die freie Ankerlänge sich daher von der Geländeoberfläche bis zur Basis der Einbindelämge erstreckt. Es wurden drei Arten von statischen Zugversuchen an den hergestellten Ankern durchgeführt:

- 1. Untersuchungsversuch stufenweise Belastung eines Ankers bis zum Versagen, insgesamt 4 Versuche im Jahr 2011.
- 2. Freie Länge Reibungsversuch stufenweise Belastung eines "Dummy"-Ankers bis zum Versagen, insgesamt 1 Versuch im Jahr 2011.
- 3. Kriechversuch Lastreduktion und unter ausgeschalteter Belastung erfasste Bodenankerverformung, insgesamt 2 Versuche im Jahr 2011.

9. Baugrundverhältnisse

9.1 Geologischer Aufbau

Das geologische und tektonische System des Fehmarnbeltgebietes sowie die tieferliegenden Formationen einschließlich der mächtigen Halite-Schichten des Perm/Trias (d. h. Salz), die Hauptstörungszonen und die halokinetischen Strukturen (Salzkissen) sind in den Abschnitten 9.2 und 9.3 kurz zusammengefasst.

Die Grundwasserverhältnisse sind im Abschnitt 9.4 zusammengefasst.

Die oberflächennahen nach-/späteiszeitlichen Ablagerungen sind von direktem Interesse im Zusammenhang mit den Gründungsarbeiten für die Bauten der festen Querung und ggf. ebenso die Ablagerungen des jüngeren Abschnittes der Kreidezeit, des Paläogens und des restlichen Quartärs. (Ablagerungen des Neogens wurden im Gebiet zumindest noch nicht angetroffen). Die genannten Ablagerungen sind im Abschnitt 9.5 beschrieben.

9.1.1 Morphologie und seismische Stratigraphie

Der Meeresboden im Erkundungsgebiet zwischen Fehmarn und Lolland wurde in ein zentrales Becken mit Wassertiefen über ca. 24 m und in zwei von der Küste zum Becken flach abfallende Flächen (Schelfbereiche) mit Wassertiefen von 0 bis ca. 24 m (Abbildung 10-1) aufgeteilt. In den nachfolgenden Abschnitten sind diese Flächen als "das Becken" und "die Böschungen" bezeichnet.



Abbildung 9-1 Tiefenprofil durch den Fehmarnbelt. Sämtliche Maßeinheiten in Meter.

Gestützt auf die in den Jahren 1995/96 und 2008 durchgeführten seismischen Untersuchungen wurden mehrere seismische Bodeneinheiten definiert. Die Bohrkampagnen in den Jahren 1996, 2009 und 2010 offenbarten den geologischen Charakter der aus den Seismogrammen abgebildeten Bodeneinheiten; die Tabelle 9-1 zeigt die Beziehung zwischen den seismischen und geologischen Bodeneinheiten. Die in früheren Berichten verwendeten seismischen Bodeneinheiten werden daher in diesem und in zukünftigen Berichten durch wirkliche geologische/sedimentologische Bodeneinheiten ersetzt.

Es wurde ein die Verteilung und Oberflächengeometrie der wichtigsten Bodenschichten verdeutlichendes digitales geologisches 3D-Modell des Gebietes aufgestellt.

Tabelle 9-1. B	Beziehung zwische	en seismischen	Bodeneinheiten	und in den	Bohrungen	erkundeten A	Ab-
lagerungen. D	Die für die seismis	chen Einheiter	n verwendeten N	amen sind	kursiv darge	stellt.	

Bodeneinheit	Untereinheit	Geologische Beschreibung
Nacheiszeitliche und spät-	SU_l	Nacheiszeitlicher mariner Sand mit
eiszeitliche Ablagerungen		Muscheln.
("Obere Quartäreinheit")	SU_{2a}	Marine Gyttja (einschließlich Süß-
		wassertorf und -gyttja).
	SU_{2b}	Schluffiger Ton und Schluff, zu-
		meist feingeschichtet.
	SU_{2c}	Überwiegend schluffiger Ton. Ört-
		lich Sandlagen.
	SU_3	Sortierter Sand. Örtlich mit
		Schluff- und Tonlagen.
	SU_4	Sortierter Sand. Örtlich mit
		Schluff- und Tonlagen. Im nördli-
		chen Bereich des Beckens gelegen.
Eiszeitliche Ablagerungen	Obere Moräne	Sandiger bis sehr sandiger Ge-
("Untere Quartäreinheit")		schiebelehm/-Mergel.
	Schmelzwassersand	Sortierter Sand. In einigen Berei-
		chen mit dicken Schlufflagen.
0	Untere Moräne	Mittelplastischer Geschiebelehm/-
		Mergel. Örtlich mit Schollen aus
		paläogenen Ablagerungen.
Paläogene Ablagerungen	Søvind-Mergel For-	Überwiegend sehr kalkhaltiger
(sowohl gefaltet als auch in-	mation	bzw. kalkhaltiger, hellgrauer Ton.
takt)	Lillebælt-Ton	Grünlicher, sehr hochplastischer
	Formation	Ton, häufig kalkfrei.
	Røsnæs-Ton	Häufig rötlicher bzw. bräunlicher,
	Formation	sehr hochplastischer Ton. Normal
		kalkhaltig.
	Ølst Formation	Dunkler, fast schwarzer, hoch bis
		sehr hochplastischer Ton mit Kon-
		kretionen aus Pyrit. Zahlreiche La-
		gen aus Vulkanasche.
	Holmehus Formation	Mehrfarbiger (rötlich, bläulich,
		grünlich) sehr hochplastischer,
		kalktreier I on.
	Æbelø Formation	Grauer, kalkfreier, häufig sehr
TF = 1 = 1 = 1		schluftiger I on oder gar Schluff.
Kreidezeitliche	Ablagerungen aus	Weiße Kreide.
Schreibkreiae	dem Maastricht und	
	Campan	

9.2 Salzkissenstrukturen

Während des oberen Perm (Zechstein) war der Bereich Nordeuropas einschließlich Dänemarks von einem mehr oder weniger isolierten weitflächigen Binnenmeer (Zechsteinmeer) bedeckt. Es herrschte warmes und trockenes Klima. Aus der starken Verdunstung an der Meeresoberfläche resultierte die Sättigung des Meerwassers mit Salz. Das Salz wurde aus der Lösung ausgeschieden und bildete Ablagerungen am Meeresboden. Im tiefsten Teil des Meeres wurden Salzschichten mit mehr als 1000 m Mächtigkeit abgelagert. Das Gebiet des Fehmarnbeltes befindet sich jedoch unmittelbar südlich des Jütland/Fünen Rückens, der in dieser Periode eine Insel im mittleren Teil des Zechsteinmeeres war. Die Mächtigkeit der Salzablagerungen ist daher unterhalb des Fehmarnbeltes um 200 m bis 300 m geringer als im zentralen Teil des früheren Meeres.

Weil die Dichte des Salzes geringer ist als die Dichte der die Salzablagerungen überdeckenden konsolidierten Sedimente und weil sich das Salz unter Druck auf zähfliessende Art verformen kann, hat es die Tendenz zur Geländeoberfläche aufzusteigen und dabei Salzkissen auszubilden und sich manchmal zu Salzdomen oder sogar zu Salzdiapiren (mit überhängenden Flanken) weiter zu entwickeln. Eine sehr große Anzahl an Salzstrukturen, die durch diesen Mechanismus entstanden ist, kommt im Gebiet des früheren Zechsteinmeeres vor. Zwei davon befinden sich im Untersuchungsgebiet oder so dicht daran, dass ihre Vorkommen eine Bedeutung für das Projekt der festen Verbindung haben. Beide befinden sich im Stadium des Salzkissens, in der durch die seitliche Bewegung des Salzes aus den umgebenden Gebieten die Deckschichten aufgebeult werden. Dieser Prozess hält vermutlich bis heute an.

Das Vorkommen eines Salzkissens unterhalb des östlichen Teiles des Untersuchungsgebietes für die feste Fehmarnbelt Verbindung und eines weiteren Salzkissens unmittelbar nördlich der Landverbindung in Rødbyhavn könnte das Projekt auf drei unterschiedliche Weisen beeinflussen.

 Die vertikalen Bewegungen und Variationen davon. Es ist wichtig zu wissen, dass Bewegungen an der Erdoberfläche über einer Salzstruktur sowohl nach unten, als auch nach oder gerichtet sein können. Dies ist das Ergebnis der Salzbewegung in Richtung des Zentrums der Salzstrukturen und der Anhebung seines Deckgebirges. Beim Abfließen des Salzes aus dem "äußeren Rand" im Umfeld der Hochstruktur des Salzkissens wird die Geländeoberfläche darüber gesenkt (Randsenke). Aus der Fachliteratur wurden Messdaten und Schätzwerte zu Hebungs- und Senkungsraten der Geländeoberflächen von zahlreichen Salzstöcken Nordeuropas gesammelt. Darüber hinaus wurden Informationen und Anzeichen über Hebungsraten des Fehmarnbelt Salzstockes aus den seismischen Profilen zusammengestellt. Es wurde festgelegt, dass eine Hebungsrate in der Bandbreite von 0,05-0,5 mm/Jahr ein konservativer (vorsichtiger) Schätzwert (oberer Grenzwert) für die andauernde Bewegung der Geländeoberfläche oberhalb des Fehmarnbelt Salstockes ist.

Die Untersuchungen ergaben, dass der nördlichste Abschnitt der festen Verbindung im Bereich der Südflanke des Rødby Salzstockes liegt. Nach dem Ergebnis der Auswertung der Mächtigkeiten und der Variationen der Höhenlagen der beiden Grundmoräneneinheiten könnte die dortige jährliche Hebungsrate ähnlich groß oder geringfügig höher als die oberhalb des Fehmarnbelt Salzstockes sein.

Das tiefe "Loch" an der Oberfläche des paläogenen Tones bei der Bohrung 09.A.004 weist darauf hin, dass diese Bohrung möglicherweise im Bereich der Randsenke des Fehmarnbelt Salzstockes abgeteuft wurde. Falls dies der Fall ist, sollte die Randsenke auch deutlich innerhalb der Schreibkreidenoberfläche erkennbar werden. Das im Jahr 1996 ausgeführte seismische Tiefenprofil ergab jedoch keinen klaren Hinweis darauf. Details des seismischen Profils der Jahre 2008/2010 zeigen, dass die Senkungsraten des Geländes oberhalb der Randsenken in der Frühzeit des Quartärs signifikant gewesen sein könnten, in den zurückliegenden 20.000 Jahren jedoch nur sehr klein oder nicht vorhanden waren.

2. Weil das Salz die überlagernden Schichten anhebt, können in diesen Dehnungsbrüche auftreten (umlaufend oder radialstrahlig zur Achse des Salzstockes) ausgelöst durch die antiklinale Bewegung, verursacht durch das Salz in der Tiefe.

In den letzten Bohrkampagnen wurde die Aufmerksamkeit auf die Merkmale der Schreibkreide gelenkt, aber weder bei den Drucksondierungen noch bei der Bohrkernansprache wurden Anzeichen von Verkarstungen oder engständiger Klüftung beobachtet. Jedoch wurden zwei "ungewöhnliche" Beobachtungen gemacht: Die erste ist, dass feine Streifen "schwarzen Materials" in einer ganzen Anzahl von Schreibkreidebohrkernen gefunden wurden. Mikropaläontologische Untersuchungen, ausgeführt durch GEUS deuten darauf hin, dass es sich bei dem Material um dunklen Ton der Æbelø Formation handeln könnte, welche die Ablagerung ist, die örtlich direkt oberhalb der Schreibkreide ansteht. Die zweite Beobachtung ist die, dass die Schreibkreide in einigen der Proben Anzeichen der Möglichkeit aufweist das sie nach ihrer Ablagerung Rutschungen unterworfen war.

Es bestand die Hoffnung, dass die Kamerabefahrung der Bohrlöcher wichtige Informationen über die Merkmale und Qualität der Schreibkreide hätte liefern können. Aber nur in einer der (kürzeren) Kreidebohrungen war die Bohrlochaufnahme mit dem optischen System erfolgreich. Die Bohrlochprofile haben für diese Bohrung keine ungewöhnlichen Strukturen bzw. kein ungewöhnliches Gefüge aufgezeigt.

3. In den Schichten oberhalb und neben einem Salzstock entwickelt sich häufig ein Verwerfungsmuster. Die seismischen Untersuchungen aus dem Jahr 1996 und in geringerem Umfang die seismischen Untersuchungen der Jahre 2008 und 2010 zeigten eine Anzahl kleinerer Störungen am Fehmarnbelt Salzstock auf. Theoretisch ist es möglich, dass plötzliche örtliche Bewegungen entlang von Störungen in Begleitung von kleinen Erdbeben auftreten können. Obgleich das Risiko für solche Bewegungen als sehr klein eingeschätzt wird, wird empfohlen, nachdem die endgültige Streckenführung (Trasse) festgelegt wurde, das seismische Profil für diese Trasse mit dem speziellen Augenmerk auf Störungen noch einmal auszuwerten. In diesem Zusammenhang sollte jedoch beachtet werden, dass dem Gebiet - wie im Kapitel 9.3 beschrieben - bescheinigt wurde, ein Bereich mit sehr geringer Seismik zu sein und dass bisher keine bedeutenden Erdbeben mit Epizentrum nahe des Fehmarnbelt Salzstockes aufgezeichnet wurden.

9.3 Seismizität

Die Region einschließlich des Fehmarnbeltbereiches wird als stabile Kontinentalregion betrachtet, was bedeutet, dass es keine aktiven Plattenränder nahe des Untersuchungsgebietes gibt. Tektonische Karten zeigen, dass die regionale Tektonik meist nur historische Gräbenbrüche und auch Geosuturen umfasst. Dennoch kann das Gebiet unbekannte Schwächezonen enthalten, in denen zukünftige Erdbeben auftreten können. Im Rahmen der Baugrunderkundung für das Projekt wurden mehrere kleine Störungen innerhalb der Trasse der festen Fehmarnbeltquerung identifiziert. Diese kleinen Störungen sind jedoch nicht ausreichend groß, um signifikante Erdbeben hervorzurufen.

Es wurde eine Studie der für das Gebiet vorliegenden Gutachten zur Erdbebengefährdung durchgeführt. Das Ergebnis ist sehr deutlich, dass der Fehmarnbeltbereich weit von aktiven Zonen entfernt ist und als in einem Gebiet sehr geringer Erdbebentätigkeit liegend angesehen werden kann. Im Eurocode 8 ist angegeben, dass für solche Gebiete die Regelung der EN 1998 nicht beachtet werden muss.

Der Status eines Gebietes sehr geringer Erdbebentätigkeit wurde durch die Studie von vergangenen, in relevanten internationalen und europäischen Erdbebenkatalogen verzeichneten Erdbeben bestätigt. Lediglich ein einzelnes Ereignis aus Bereichen innerhalb einer Entfernung zur festen Querung von 150 km ist registriert. Dieses war ein im Jahr 1629 aufgetretenes Erdbeben; gemäß des USGS Verzeichnisses über signifikante Ereignisse besteht jedoch Ungewissheit hinsichtlich sowohl der Lage als auch der Magnitude des Ereignisses.

Es wird abgeschätzt, dass der Spitzenwert der Horizontalbeschleunigung für Gestein in dem Gebiet mit einer Wiederkehrperiode von 475 Jahren im Bereich von 0,01 g bis 0,02 g liegt. In den das Festgestein überlagernden Böden wird das Auftreten einer Verstärkung der Festgesteinsbodenbewegung erwartet. Der Eurocode 8 empfiehlt abhängig von den Baugrundverhältnissen Standortsverstärkungsfaktoren von 1,35 bis 1,80. Der Spitzenwert der Horizontalbeschleunigung an der Erdoberfläche wird daher mit einer Wiederkehrperiode von 475 Jahren zu 0,014 g bis 0,036 g abgeschätzt.

Es ist festzustellen, dass die feste Fehmarnbeltquerung bisher nicht in den Geltungsbereich normaler Normen wie die EN 1998 fällt und dass weder ein dänischer Anhang zur Umsetzung des Eurocodes 8 noch eine nationale Erdbebengefährdungskarte für Dänemark besteht. Eine projektspezifische Erdbeben - "Design Basis" muss ausgearbeitet werden.

9.4 Grundwasserverhältnisse

Es ist für das Projekt der festen Querung voraussichtlich von Bedeutung, Informationen über das Vorhandensein von wasserführenden Sandschichten im oberen Teil der Bodenschichtung in einem oder beiden Küstenbereichen zu erhalten. Nach allgemeinen Kenntnissen über die Bodenschichtung des Quartärs wird erwartet, dass wasserdurchlässige Schmelzwassersandschichten in relevanten Tiefen im Erkundungsgebiet auf Fehmarn anstehen können, während es als weniger wahrscheinlich eingeschätzt wird, dass solche in relevanten Tiefen auf Lolland erscheinen.

9.4.1 Lolland

Die meisten Landbohrungen auf Lolland in oder angrenzend der Trasse für die feste Querung wiesen die erwartete Bodenschichtung mit einer dünnen oberen nacheiszeitlichen marinen Sandschicht oberhalb einer Schicht aus Geschiebelehm/-Mergel, die sich bis hinunter zur Oberfläche der Paläogenen Ablagerungen fortsetzt, auf. Eine Ausnahme von dieser Struktur ist die Bohrung 09.A.701, mit welcher eine fast 2,5 m mächtige Schmelzwassersandablagerung in einer Tiefe von 15,0 m bis 17,5 m angetroffen wurde. Ferner wurden in 09.A.702 innerhalb des Geschiebelehm/-Mergels zwei sehr dünne Schmelzwassersandschichten angetroffen. Um eine bessere Vorstellung zu bekommen, ob signifikante wasserführende Schichten vorhanden sind, wurde im Jahr 2010 die Bohrung 10.A.071 durchgeführt. Diese Bohrung traf auf eine ca. 2,5 m mächtige Schmelzwasserablagerung in einer Tiefe von 20 m, welche jedoch überwiegend aus tonigem Schluff bestand und lediglich eine 10 cm dicke Sandschicht enthielt.

Etwas östlich der Trasse wurde unterhalb der Produktionsstättenfläche mit mehreren Bohrungen die gleiche Schmelzwasserablagerung aus überwiegend Ton/Schluff erkundet. Es wurden aber auch Schmelzwassersandablagerungen in dünnen, mehr oder weniger lokalen Vorkommnissen unterhalb der Fläche angetroffen.

Die Folgerung daraus ist, dass voraussichtlich eher ausgebreitete Schmelzwasserablagerungen in der eiszeitlichen Bodenschichtung im Küstenbereich von Lolland anstehen, diese jedoch nur dünne wasserführende Horizonte mit hoher Wasserdurchlässigkeit enthalten.

Die zwei Offshore Bohrungen 09.A.018 und 09.A.014 sind ziemlich nah, aber immer noch über 1 km von Lollands Küste gelegen. Die am nächsten zur Küste gelegene Bohrung 09.A.018 traf zwischen Tiefen von -18,5 m und -33,0 m auf eine mächtige Ablagerung, welche überwiegend aus Schmelzwassersand zu bestehen scheint. Bedauerlicherweise ist unsicher, wie viel Schmelzwassersand tatsächlich innerhalb der Bodeneinheit vorhanden ist, da es an diesem Standort einen signifikanten Kernverlust ("no recovery") gab. Die gleiche Einheit scheint in 09.A.014 zwischen Tiefen von -23,0 m und -35,3 m anzustehen. Ebenso wurde in der etwas weiter als die o.g. Bohrungen vom Land entfernt durchgeführten Altbohrung 96.0.006 die besondere, von Schmelzwassersand dominierte Bodeneinheit angetroffen.

Schlussendlich sind im Küstenbereich keine dicken, ausgebreiteten Grundwasserleiter vorhanden, jedoch können kleinere Grundwasserspeicher in den nachfolgend genannten geologischen Formationen vorhanden sein:

- Im Widerlager-/Portalbereich auf Lolland kann eine nacheiszeitliche marine Ablagerung überwiegend aus sortiertem wasserführendem Sand, jedoch mit signifikanten Gyttja-Schichten, anstehen. Die Gesamtschichtmächtigkeit im Bereich nahe der Küstenlinie kann 4,5 m betragen.
- Ferner scheint in Landnähe im Bereich von Rødbyhavn eine mächtige und ausgebreitete Bodeneinheit überwiegend aus Schmelzwassersand/Schluff/Tonschichten, unterbrochen von dünnen Geschiebelehm/-Mergel-Vorkommen, in Tiefen zwischen 22 m and -35 m anzustehen. Die Schicht kann am Ufer als eine dünne Schicht aus Schmelz-wassersand, wie in den Bohrungen 10.A.071 und 96.0.001 erkundet, anstehen.
- Östlich des Widerlager-/Portalbereiches sind örtliche Schmelzwassersandablagerungen häufiger.

9.4.2 Fehmarn

Insgesamt zehn Landbohrungen wurden auf Fehmarn im Rahmen der Bohrkampagnen in den Jahren 2009-2012 durchgeführt. Mit den meisten dieser Bohrungen wurden variable Mächtigkeiten von aufgetriebenen Schollen aus paläogenem Ton innerhalb der tonigen Geschiebeablagerungen erkundet.

Gemäß den Bohrungen stehen Schichten aus Schmelzwassersand/-kies lediglich im Geschiebeboden, in kleinen Teilen des Küstenlandgebietes an. Diese Schlussfolgerung basiert auf der Tatsache, dass mit der tiefen Bohrung 09.A.603 kein Schmelzwassersand angetroffen wurde, dass mit der Bohrung 09.A.604 nur eine sehr dünne Sandschicht in einer Tiefe von 42 m (unterhalb der dicken Schollen aus paläogenem Ton) erbohrt wurde und dass mit der Bohrung 09.A.605, welche bis in eine Tiefe von 50,5 m geführt wurde, ohne die Oberkante des paläogenen Tons zu erreichen, lediglich eine 0,6 m dicke Sandschicht erbohrt wurde. Auf der westlichen Seite der Bahnstrecke wurde mit der Bohrung 09.A.606 eine ziemlich dicke Einheit überwiegend aus Schmelzwassersand mit Geschiebelehm/-Mergelschichten in Tiefen zwischen 8,0 und 12,5 m erkundet, obwohl landeinwärts mit 10.A.610/610A nur drei sehr dünne Sandschichten im tonigen Geschiebeboden erbohrt wurden. Im Gegensatz zu den o.g. Standorten wurde im Bereich, wo 09.A.601, 09.A.602 und 09.A.607+10.A.607/607A liegen, eine gänzlich andere Situation angetroffen. In diesem Bereich enthält die unterbrochene Bodenschichtung unterhalb des oberen Geschiebelehm/-Mergels große Schollen aus Schmelzwassersand/kies sowie paläogenen Ton. Solche Verhältnisse wurden ferner mit der Bohrung 12.B.651 angetroffen.

Bei dem einzigen Sand, der mit den am nächsten zu Fehmarns Küste gelegenen Offshore Bohrungen erkundet wurde handelt es sich um nacheiszeitliche marine Sande in den Deckschichten in 09.A.001, 09.A.002, 09.A.003, 09.A.004 10.A.051, 10.A.052 und möglicherweise als eine sehr dünne Schicht in 09.A.005. Im Nearshore-Küstenbereich (Schelf) scheint im älteren Teil der Bodenschichtung kein Sand vorhanden zu sein. Mit der insbesondere zur Suche nach möglichen wasserführenden Sandschichten durchgeführten Bohrung 10.A.072 wurden ebenfalls nur Tonablagerungen unterhalb der oberen nacheiszeitlichen marinen Sande angetroffen. Es gibt in den geophysikalischen "CVES/Mep lines" kein Anzeichen für Sandschichten, mit Ausnahme des nordwestlichen Teils des kartierten Bereiches, wo die Oberkante der eiszeitlich gestörten Tonablagerungen in einem tieferen Niveau zu erwarten ist. Die Sandschicht wurde mit der Bohrung 09.A.606, mit welcher in Tiefen zwischen ca. -8 m und -12 m Sande erkundet wurden, bestätigt.

In dem Bereich der Bohrungen 09.A.601, 09.A.602, 09.A.607 und 10.A.607/607A scheinen eher dicke Schollen aus Schmelzwassersand/-kies in Tiefen größer als 10 bis 12 m anzustehen. Die horizontale Ausdehnung dieser wasserführenden Zonen ist nicht bekannt, obgleich Sandschichten von mehreren hundert Metern in diesem Bereich ggf. anzutreffen sind. Dennoch, angesichts des Umstandes, dass die eiszeitlichen Schichten als gestört, gefaltet und verworfen gelten, ist es unwahrscheinlich, dass Sandschichten viel größeren Ausmaßes anstehen.

9.5 Typische Werte für geotechnische Bodenparameter

9.5.1 Allgemeines

Der abgeleitete Wert ist definiert als der Wert eines aus Theorie, Korrelation bzw. Empirie von Versuchsergebnissen erhaltenen geotechnischen Parameters; eine Bewertung dieser Werte ist im vorliegenden Bericht integriert.

Die charakteristischen Werte basieren auf Ergebnissen und abgeleiteten Werten jeweils aus Labor- und Feldversuchen, ergänzt durch fundierte Erfahrungen. Diese Werte wurden aus den abgeleiteten Werten unter Berücksichtigung der möglichen Bauwerke einschließlich Spannungniveaus und unter Anwendung des Prinzips der vorsichtigen Schätzung aufgestellt. Die charakteristischen Werte sind für die Anwendung durch Fehmarns Planungsgruppen für die Brücken- und Tunnelbauwerke vorgesehen.

Die Grundlage für die geotechnischen Parameter besteht aus:

- 1. dem kombinierten Lageplan und Längsschnitt in Anlage I (Zeichnungs- Nr. 070-02-12 und 070-02-13).
- 2. der Bodenart und
- 3. dem CPT Messwert.

9.5.2 "Typische Werte"

Die geotechnischen Daten sind in Anlage II (Tabelle mit typischen Werten der geotechnischen Eigenschaften) angegeben. Diese typischen Werte sind lediglich angegeben, um dem Leser einen ersten Überblick über die Baugrundverhältnisse zu geben.

Die Daten können im Anschluss an die Vollendung der laufenden geotechnischen Feldversuche angepasst und verfeinert werden.

9.6 Baugrundaufbau

Der Baugrundaufbau ist in den nachfolgenden Kapiteln 10 bis 13 im Einzelnen beschrieben.

10. Nacheiszeitliche und späteiszeitliche Ablagerungen

10.1 Geologische Beschreibung

Die nachfolgende Tabelle 10-1 vermittelt einen Überblick über die erdgeschichtlichen Entwicklungsstufen der Ostsee und der Ostseesedimente während der unterschiedlichen Zeitabschnitte von der Späteiszeit bis zur Nacheiszeit.

Es ist anzumerken, dass sich die in der Tabelle 10-1 angegebenen Zeitabschnitte und zugehörigen Ablagerungen - mit Ausnahme des Zeitabschnittes des Littorina Meeres und der heutigen Ostsee - nur auf den Beckenbereich (des Untersuchungsgebietes) beziehen. Der Grund dafür ist, dass der Wasserspiegel während der Späteiszeit und der frühen Nacheiszeit so tief lag, dass die Hänge des Beckenbereiches trocken gefallen waren (oberhalb des Wasserspiegels lagen) und sich in diesen Bereichen daher keine Ablagerungen bildeten, mit Ausnahme einzelnen örtlichen Vertiefungen wie Seen und Moore, in denen Süßwassergyttja und Torf gebildet wurden. Ein derartiges ehemaliges Moor wurde unterhalb des derzeitigen Meeresbodens im südlichen Hangbereich aufgeschlossen. Schließlich, im Zeitabschnitt des Ancylussees stieg der Wasserspiegel wieder an und dabei wurden die dem Becken nächstgelegenen unteren Hangbereiche überflutet und in den Ancylussee einbezogen.

Entwicklungsstadium	Zeitabschnitt	Typische Ablagerungen
	(Jahre vor heute)	
Littorina Meer/Ostsee	7.800 - heute	Sand in höheren Bereichen.
		Halbfaulschlamm (Gyttja), örtlich in den
		tiefsten sauerstoffarmen Bereichen und in
		der einstigen Bucht von Lolland.
Ancylussee	9.000 - 7.800	überwiegend schluffiger Ton.
		bereichsweise lagig / feingeschichtet.
Yoldiameer, höhere	9.500 - 9.000	Mittelplastische Tone, häufig ohne
Salinität		sichtbare Schichtung, wenige Muscheln,
		ggf. küstennahe Sandablagerungen.
Yoldiameer, geringe	10.250 - 9.500	Überwiegend schluffiger Ton und Schluff
Salinität		ohne deutliche Schichtung. Örtlich Sande
		im Bereich von Flußeinmündungen, keine
		Muscheln.
Baltischer Eissee	13.000 - 10.250	Deutlich geschichteter / feingeschichtetet
		Ton und Schluff (Warventon), ggf.
		Sandablagerungen im Zustrombereich
		zum Meer.
		Allerød Torf und Süßwassergyttja
		landseitig der Küstenlinie.
Schmelzwasser Stufe	15.000 - 13.000	Schmelzwassersande und -kiese
Ende der Vereisung im	15.000	Ende der Geschiebebodenablagerungen.
Untersuchungsgebiet		

Tabelle 10-1	Späteiszeitliche/Nacheiszeitliche Entwicklung der Ostsee, einschließlich der
Entwicklung	en im Untersuchungsgebiet

10.2 Geotechnische Eigenschaften

10.2.1 Allgemeines

Die geotechnischen Eigenschaften dieser Baugrundschichtung wurden untersucht durch:

- Klassifizierungsversuche von Fugro an Bodenproben aus den Typ A Bohrungen
- In Situ Versuche (CPT) von Fugro in den Typ B Bohrungen
- In Situ Versuche (CPT) von Fugro in den Typ C Bohrungen (Meeresboden CPTUs)
- Klassifizierungsversuche von GEO an in Hinblick auf höherwertige Laborversuche ausgewählten Bodenproben aus den Typ A Bohrungen
- In Situ Versuche (CPTU) von Ramboll Schweden in den Typ B Bohrungen für die Produktionsstättenfläche
- Klassifizierungsversuche von GEO an ausgewählten Bodenproben aus den Typ A Bohrungen für die Produktionsstättenfläche
- Höherwertige Laborversuche von GEO an ausgewählten Bodenproben aus den Typ A Bohrungen

10.2.2 Klassifizierungseigenschaften

Ein Überblick der geotechnischen Klassifizierungseigenschaften der nacheiszeitlichen und späteiszeitlichen Ablagerungen ist aus den Tabellen 10-2 und 10-3 ersichtlich.

Bodenart		W	γ	\mathbf{w}_{L}	WP	IP
nacheiszeitliche	Arithm. Mittelwert	25.3%	18.3 kN/m ³	-	-	-
marine	Standardabweichung	11.0%	1.6 kN/m^3			
Sande/Kiese	Versuchsanzahl	67	19			
nacheiszeitlicher	Arithm. Mittelwert	104.2%	13.7 kN/m ³	96.3%	47.1%	49.2%
Meeres-/	Standardabweichung	68.0%	2.0 kN/m^3	60.0%	35.9%	28.5%
Süßwasser-Gyttja	Versuchsanzahl	53	30	21	21	21
und Torf						
nacheiszeitliche	Arithm. Mittelwert	33.6%	18.6 kN/m^3	42.4%	18.3%	24.1%
und	Standardabweichung	14.1%	1.8 kN/m^3	14.2%	4.9%	10.5%
späteiszeitliche	Versuchsanzahl	205	145	59	59	59
Meeres-/						
Süßwasser-						
Tone/Schluffe						
nacheiszeitliche	Arithm. Mittelwert	20.2%	20.5 kN/m ³	_	_	_
und	Standardabweichung	4.8%	2.5 kN/m ³			
späteiszeitliche	Versuchsanzahl	35	13			
Meeres-/						
Süßwasser-						
Sande/Kiese						

Tabelle 10-2 Grundlegende geotechnische Klassifizierungseigenschaften der nacheiszeitlichen und späteiszeitlichen Ablagerungen

Bodenart		ds	е	Clay T	CaCO ₃	Gl
nacheiszeitliche	Arithm. Mittelwert	2.62	0.76	8.2%	-	1.1%
marine	Standardabweichung	0.03	0.5	8.5%		1.4%
Sande/Kiese	Versuchsanzahl	11	8	31		15
nacheiszeitlicher	Arithm. Mittelwert	2.45	3.41	13.9%	9.8%	12.6%
Meeres-/	Standardabweichung	0.31	1.37	8.4%	13.4%	17.5%
Süßwasser-Gyttja	Versuchsanzahl	11	15	36	4	17
und Torf						
nacheiszeitliche	Arithm. Mittelwert	2.67	0.95	30.0%	17.2%	2.5%
und späteiszeitliche	Standardabweichung	0.04	0.43	15.5%	4.6%	1.2%
Meeres-/	Versuchsanzahl	30	72	122	7	42
Süßwasser-						
Tone/Schluffe						
nacheiszeitliche	Arithm. Mittelwert	2.67	0.68	7.8%	-	0.7%
und späteiszeitliche	Standardabweichung	0.02	0.20	8.0%		0.7%
Meeres-/	Versuchsanzahl	8	8	22		9
Süßwasser-						
Sande/Kiese						

Tabelle 10-3 Zusätzliche geotechnischen Klassifizierungseigenschaften der nacheiszeitlichen und späteiszeitlichen Ablagerungen

Das Plastizitätsdiagramm für die nacheiszeitliche Meeres-/Süßwassergyttja und Meeres-/Süßwasser-Tone/Schluffe ist in Abbildung 10-1 dargestellt.





10.2.3 CPTU

Eine erhebliche Anzahl der Typ B Bohrungen mit CPTU und der Meeresboden-CPTUs (Typ C Bohrungen) durchörterten die nacheiszeitlichen und nach-/späteiszeitlichen Ablagerungen.

Es scheint, dass q_{net} generell variiert:

- Zwischen 0,5 und 40 MPa für die nacheiszeitlichen marinen Sande.
- Zwischen 10 und 300 kPa und generell mit der Tiefe ansteigend für die nacheiszeitliche marine Gyttja.
- Zwischen 50 und 1000 kPa für die nacheiszeitlichen und späteiszeitlichen Tone/Schluffe.

Es ist zu beachten, dass die CPTU-Daten durch das Entfernen sämtlicher Registrierungen entlang der jeweiligen Anfangseindringlänge von 0,25 m eines jeden Vorschubes und durch das Ausfiltern von Spitzenwerten, ausgehend von der maximal zulässigen Änderung von q_{net} pro Tiefeneinheit, bereinigt wurden.

Sandschichten mit höheren Werten für q_{net} wurden in mehreren Intervallen innerhalb der nacheiszeitlichen/späteiszeitlichen Meeres-/ Süßwasser-Tone/Schluffe angetroffen.

10.2.4 Spannungszustand und Belastungsgeschichte

Gestützt auf die Kompressionsversuche können die Vorbelastungsspannungen abgeschätzt werden. Obwohl diese Spannungen Überkonsolidierungsverhältnissen (OCR) von eins oder höher entsprechen, sollte bei diesen Ablagerungen generell eine Normalkonsolidierung entsprechend OCR = 1 erwartet werden.

Der Erdruhedruckbeiwert K_0 für die nacheiszeitlichen und späteiszeitlichen Ablagerungen wird angenommen zu:

- 0,7 für Gyttja, Torf und Ton/Schluff,
- 0,5 für Sande/Kiese.

10.2.5 Konsolidierungseigenschaften

Der im Labor ermittelte Konsolidierungsbeiwert c_k der Ablagerungen liegt zwischen ca. 10^{-8} und 10^{-5} m²/s.

Die Kompressionsverhältnisse variieren, und die Versuchsergebnisse sind in Tabelle 10-4 angegeben.

Bodenart		Q
nacheiszeitlicher Meeres-/	Arithm. Mittelwert	32,7%
Süßwasser-Gyttja und Torf	Standardabweichung	15,0%
	Versuchsanzahl	5
nacheiszeitliche und	Arithm. Mittelwert	9,2%
späteiszeitliche Meeres-/	Standardabweichung	3,7%
Süßwasser- Tone/Schluffe	Versuchsanzahl	6

Tabelle 10-4 Kompressionsverhältnisse für nach- und späteiszeitliche Ablagerungen

Eine sehr grobe Schätzung des Kompressionsverhältnisses Q [%] kann über die Beziehung q_{net}/7 bei nacheiszeitlichem Meeres-/Süßwasser-Gyttja und Torf sowie über q_{net}/76 bei nacheiszeitlichem/späteiszeitlichem Meeres-/Süßwasser-Ton/Schluff erhalten werden (mit q_{net} in kPa).

Die Rate der Sekundärkonsolidierung $C_{\alpha\epsilon}$ (bzw. ϵ_s) ist generell als beachtlich zu erwarten. Für eine Probe aus dem Torf variierte C_{as} zwischen 2,0 und 3,8%/lct, zunehmend mit ansteigender effektiver Vertikalspannung.

Der im Labor ermittelte Wasserdurchlässigkeitsbeiwert k liegt im effektiven in-situ Vertikalspannungszustand σ'_{v0} : • zwischen ca. 10⁻⁹ and 6·10⁻⁹ m/s bei nacheiszeitlichem marinen Gyttja und Torf und

- zwischen ca. $0,1\cdot10^{-9}$ and $2\cdot10^{-9}$ m/s bei nacheiszeitlichem/späteiszeitlichem Meeres-/ Süßwasser-Ton/Schluff.

10.2.6 Scherfestigkeit

Die in den höherwertigen Laborversuchen ermittelten undrainierten Scherfestigkeiten sind in nachfolgender Tabelle 10-5 zusammengestellt.

Table 10-5	Undrainierte Scherfestigkeit der Nacheiszeitlichen und Späteiszeitlichen
Ablagerunger	1

Bodenart		$\mathbf{c_u}^{\mathrm{C}}$	$\mathbf{c_u}^{\mathrm{E}}$	c_u^{DSS}
nacheiszeitlicher Meeres-/	Arithm. Mittelwert	32 kPa	-	-
Süßwasser-Gyttja und Torf	Standardabweichung	25 kPa		
	Versuchsanzahl	3		
nacheiszeitliche und	Arithm. Mittelwert	33 kPa	13 kPa	13 kPa
späteiszeitliche Meeres-/	Standardabweichung	12 kPa		
Süßwasser- Tone/Schluffe	Versuchsanzahl	5	1	1

Unter Berücksichtigung der eher wenigen Versuche und der beträchtlichen Variation der "Cone"-Faktoren wird empfohlen, einen "Cone"-Faktor von $N_{kt} = 15$ (bezogen auf c_u^{C}) beim nacheiszeitlichen Meeres-/Süßwasser-Gyttja und Torf und einen "Cone"-Faktor von $N_{kt} = 20$ beim nacheiszeitlichen/späteiszeitlichen Meeres-/Süßwasser-Ton/Schluff zur vorläufigen Abschätzung von c_u^{C} , basierend auf q_{net} , anzusetzen.

Der untere Grenzwert der effektiven Festigkeitsparameter für nacheiszeitliche Meeres-/ Süßwasser-Gyttja und Torf sowie für nacheiszeitlichen/späteiszeitlichen Meeres-/ Süßwasser-Ton kann abgeschätzt werden zu $\varphi' = 20,4^{\circ}$ und c' = 8 kPa. Allerdings werden bei geringeren effektiven Spannungsbereichen die effektiven Festigkeitsparameter sowohl für Meeres-/Süßwasser-Gyttja und Torf als auch für nacheiszeitlichen/ späteiszeitlichen Meeres-/Süßwasser-Ton beurteilt zu $\varphi'=22^{\circ}$ und c'=5 kPa.

Gestützt auf einen Abgleich des bereinigten Sondierspitzenwiderstandes in den Typ B Bohrungen mit einer danebenliegenden Typ A Bohrung wurde für nacheiszeitliche/späteiszeitliche Meeres-/Süßwasser-Sande die triaxialen Grenzreibungswinkel zu $\varphi'=$ 30° bis 40° abgeschätzt. Der untere Bereich dieser Reibungswinkel kann durch das Vorhandensein von Schluff oder Ton in der Bodenschichtung begründet sein.

Zu einer einzelnen Versuchsreihe wurden Anisotropiefaktoren erarbeitet, und es zeigte sich, dass $c_u^{\ E} \approx c_u^{\ DSS} \approx 0.5 \ c_u^{\ C}$ ist.

10.2.7 Geophysikalische Eigenschaften

Aufgrund der Sorge um die Stabilität der Bohrlöcher wurden weder die nacheiszeitlichen Sande noch die Beckenablagerungen durch bohrlochgeopysikalische Methoden untersucht.

11. Eiszeitliche Ablagerungen

11.1 Geologische Beschreibung

Die eiszeitlichen Ablagerungen wurden in zwei Hauptmoräneneinheiten sowie in zwei oder ggf. drei Abfolgen aus Schmelzwasserablagerungen unterteilt. Es gibt jedoch klare Anzeichen dafür, dass beide Hauptmoräneneinheiten Ablagerungen aus mehr als einer Eiszeit enthalten.

Die obere Moräne besteht kennzeichnenderweise aus stark bis sehr stark verfestigtem sandigem bis stark sandigem Geschiebeboden. Örtlich enthält die Moräne Schmelzwassersandeinlagerungen bzw. -schollen und außerdem anscheinend örtliche Einlagerungen/Einschuppungen aus Gesteinen der unteren Moräne. Zahlreiche Untersuchungsergebnisse weisen darauf hin, dass die obere Moräneneinheit zwei unterschiedliche Geschiebebodenhorizonte mit Resten von örtlich dazwischen liegenden Schmelzwasserablagerungen enthält.

Es konnte beobachtet werden, dass ein System aus dicht verteilten, vertikalen Frakturen zumindest bereichsweise die oberen Moränen schneidet.

Die beiden Moräneneinheiten werden in unterschiedlichen Bereichen des Untersuchungsgebietes durch zwischengelagerte Schmelzwassersande und Schlufflagen von einander getrennt. Die Schmelzwassersande weisen im Untersuchungsgebiet große Bandbreiten hinsichtlich der Korngrößenverteilung und dem Sortierungsgrad auf. Sowohl grobkörniger, sehr kiesiger Sand als auch feinkörniger, sehr schluffiger Sand sind Bestandteile der Schmelzwassersande. Wegen der geringen Anzahl an Aufschlüssen ist die genauere Zusammensetzung der Schmelzwasserablagerungen nur teilweise bekannt.

Die untere Moräneneinheit besteht kennzeichnenderweise aus Geschiebeboden mittlerer Plastizität, aber auch örtlich aus Vorkommen von ausgeprägt plastischem Geschiebeboden und stark kalkhaltigem Geschiebeboden sowie aus Einlagerungen bzw. Schollen aus Schmelzwassersanden und Tonen paläogenen Ursprungs. Der ausgeprägt plastische Geschiebeboden wurde nahezu durchgängig mit einer klar erkennbaren Grenze unterhalb des Geschiebebodens mittlerer Plastizität angetroffen. Das weist darauf hin, dass dieser "unterste Geschiebeboden" während einer anderen älteren Eiszeit entstanden ist.

Der obere verfaltete Teil der liegenden paläogenen Tone kann ebenfalls als ein Bestandteil der unteren Moräneneinheit betrachtet werden. Die Autoren haben sich jedoch dafür entschieden diese gefalteten Tone der Abfolge der paläogenen Tone zuzuordnen, obgleich sie glazialtektonisch überprägt wurden.

Es ist zu erwähnen, dass bei den Bohrungen Steine (Blöcke) selten und Findlinge nicht angetroffen wurden. Es ist jedoch sicher davon auszugehen, dass diese im Geschiebeboden enthalten sind.

11.2 Geotechnische Eigenschaften

11.2.1 Allgemeines

Die geotechnischen Eigenschaften der eiszeitlichen Ablagerungen wurden untersucht mit:

- Klassifizierungsversuchen von Fugro an Bodenproben aus den Typ A Bohrungen
- In-Situ Versuchen (CPT) von Fugro in den Typ B Bohrungen
- In-Situ Versuchen (CPT) von Fugro in den Typ C Bohrungen (Meeresboden CPTUs)
- Klassifizierungsversuchen von GEO an für höherwertige Laborversuche ausgewählten Bodenproben aus den Typ A Bohrungen
- Höherwertigen geotechnischen Laborversuchen von GEO an ausgewählten Bodenproben aus den Typ A Bohrungen
- In-Situ Versuchen (CPTU) von Ramboll Schweden in den Typ B Bohrungen für die Produktionsstättenfläche
- Klassifizierungsversuchen von GEO an ausgewählten Bodenproben aus den Typ A Bohrungen für die Produktionsstättenfläche
- In-Situ Versuchen (CPTU) von GEO in den Typ B Bohrungen für die Trasse Lolland und Fehmarn
- Klassifizierungsversuchen von GEO an ausgewählten Bodenproben aus den Typ B Bohrungen für die Trasse Lolland und Fehmarn

Es sei darauf hingewiesen, dass die geotechnischen Eigenschaften der Schollen aus Ton paläogenen Ursprungs zusammen mit den geotechnischen Eigenschaften des Tons paläogenen Ursprungs beschrieben wurden.

11.2.2 Klassifizierungseigenschaften

Die Überprüfung der an den Bodenproben aus den eiszeitlichen Ablagerungen durchgeführten klassifizierenden Laborversuche bestätigt das Vorliegen von einzelnen eiszeitlichen Bodeneinheiten. Diese Bodeneinheiten werden insbesondere durch die Bewertung des Plastizitätsdiagramms, der Plastizitätszahl und der Tongehalte definiert, wonach die Bodeneinheiten in Gruppen fallen oder durch gestufte Variationen der geotechnischen Parameter ersichtlich sind.

Die Begutachtung der Plastizitätsversuchsergebnisse offenbart eine signifikante Varianz der Plastizität zwischen eiszeitlichen Bodeneinheiten. Die Versuchergebnisse weisen daraufhin, dass der obere Geschiebelehm/-Mergel und Kalkmergel typischerweise von geringer Plastizität sind, während der Schmelzwasserschluff/-ton und der untere Geschiebelehm/-Mergel von geringer bis mittlerer Plastizität sind. Die plastischen Eigenschaften des untersten Geschiebelehm/-Mergels sind als stark schwankend gekennzeichnet und reichen von mittlerer bis hoher Plastizität. Die Ergebnisse hinsichtlich Fließ- und Ausrollgrenze des oberen Geschiebelehm/-Mergels, Kalkmergels und unteren Geschiebelehm/-Mergels erweisen sich als relativ einheitlich innerhalb jeder einzelnen Bodeneinheit; mit Ausnahme von gelegentlich erhöhten Werten der Fließgrenze. Einige Versuche wurden an Bodenproben aus dem Schmelzwasserschluff/-ton durchgeführt; mit Ergebnissen, die auf unregelmäßige Bereiche von Fließ- und Ausrollgrenzen hindeuten. Die Ergebnisse der an Bodenproben aus dem untersten Geschiebelehm/-Mergels durchgeführten Atterberg-Versuche zeigen eine signifikante Spannweite zwischen den Fließ- und Ausrollgrenzen, welche als mit der Tiefe variabel erscheint.

Mit Ausnahme des untersten Geschiebebodens sind die typischen Werte für die Aktivität innerhalb der eiszeitlichen Bodeneinheiten kleiner als 1,25; somit kann der Boden als inaktiv oder normal aktiv eingestuft werden. Dahingegen schwanken beim untersten Geschiebeboden die Werte für die Aktivität zwischen 0,90 und 2,00, was darauf hinweist, dass Anteile der Bodeneinheit aktiv sind. Danach kann der unterste Geschiebeboden bei Wassergehaltsänderungen zum Quellen und/oder Schwinden neigen.

Eine Übersicht über die geotechnischen Klassifizierungseigenschaften der eiszeitlichen Ablagerungen ist in den Tabellen 11-1 und 11-2.

Es sei darauf hingewiesen, dass die Schmelzwassersandeinheit gemäß den Bodenansprachen dünne Schichten aus bindigen Geschiebeböden und sehr schluffigen Schmelzwassersanden beinhaltet.

Eiszeitliche Bodeneinheit		W	$\mathbf{w}_{\mathbf{L}}$	WP	$\mathbf{I}_{\mathbf{P}}$	I_L	γ
	Arithm. Mittelwert	10,4%	20,0%	11,2	8,8%	-0,28	$23,0 \text{ kN/m}^3$
Oberer	Standardabweichung	2,7%	2,8%	%	2,4%	0,23	1,1 kN/m ³
Geschiebe-	Versuchsanzahl	1046	302	1,4	301	39	421
mergel				%			
				301			
	Arithm. Mittelwert	20,4%	33,3%	18,6	20,1%	0,10	$20,7 \text{ kN/m}^3$
Schmelz-	Standardabweichung	7,1%	15,7%	%	11,0%	0,02	$1,3 \text{ kN/m}^3$
wasserschluff/	Versuchsanzahl	67	20	8,6	20	2	25
-ton				%			
				20			
0.1.1	Arithm. Mittelwert	16,9%	-	-	-	-	21,1 kN/m ³
Schmelz-	Standardabweichung	5,9%					$1,8 \text{ kN/m}^3$
wassersand	Versuchsanzahl	98					44
	Arithm. Mittelwert	12,0%	22,9%	13,8	9,1%	-0,36	22,4 kN/m ³
	Standardabweichung	4,4%	4,8%	%	4,4%	0,23	$1,2 \text{ kN/m}^3$
Kalkmergel	Versuchsanzahl	83	38	1,9	38	12	63
				%			
				38			
Unterer	Arithm. Mittelwert	11,5%	28,1%	12,3	15,7%	-0,05	22,6 kN/m ³
Geschiebe-	Standardabweichung	3,2%	9,3%	%	7,7%	0,23	$1,0 \text{ kN/m}^3$
mergel	Versuchsanzahl	648	191	2,4	191	63	609

Tabelle 11-1	Grundsätzliche geotechnische Klassifizierungseigenschaften der eiszeitlichen
Ablagerunger	n

				%		* I.	
				191			T.
Linterstor	Arithm. Mittelwert	17,7%	58,3%	18,7	39,6%	-0,04	21,4 kN/m ³
Casabiaba	Standardabweichung	5,9%	22,7%	%	18,9%	0,15	$1,4 \text{ kN/m}^3$
Geschiebe-	Versuchsanzahl	264	94	5,0%	94	18	200
mergei				94			

Tabelle 11-2 Zusätzliche geotechnische Klassifizierungseigenschaften der eiszeitlichen Ablagerungen

Eiszeitliche Bodeneinheit		e	ds	Ton T	Aktivität	CaCO ₃
Oberer	Arithm. Mittelwert	0,27	2,65	14,6%	0,61	26,0%
Geschiebe-	Standardabweichung	0,10	0,04	7,0%	0,27	8,4%
mergel	Versuchsanzahl	117	75	224	79	9
Schmelz-	Arithm. Mittelwert	0,58	2,68	20,9%	0,92	- 1
wasserschluff/	Standardabweichung	0,11	0,04	11,9%	0,42	
-ton	Versuchsanzahl	12	7	25	9	
Schmelz-	Arithm. Mittelwert	0,49	2,64	11,9%	-	30,8%
wasser-	Standardabweichung	0,17	0,04	13,0%		-
ablagerungen	Versuchsanzahl	23	16	51		1
	Arithm. Mittelwert	0,31	2,68	27,3%	0,44	57,3%
Kalkmergel	Standardabweichung	0,04	0,04	7,6%	0,38	9,3%
	Versuchsanzahl	26	17	36	21	7
Unterer	Arithm. Mittelwert	0,30	2,66	20,2%	0,75	22,3%
Geschiebe-	Standardabweichung	0,07	0,04	7,8%	0,28	10,1%
mergel	Versuchsanzahl	235	98	258	123	29
Unterster	Arithm. Mittelwert	0,46	2,66	29,7%	1,38	21,7%
Geschiebe-	Standardabweichung	0,21	0,03	11,4%	0,67	6,6%
mergel	Versuchsanzahl	58	35	136	62	6

Das Plastizitätsdiagramm für die eiszeitlichen Ablagerungen ist in Abbildung 11-1 dargestellt.



Abbildung 11-1 Plastizitätsdiagramm für die eiszeitlichen Ablagerungen

11.2.3 CPTU

Zur Identifizierung der Geologie in Drucksondierdiagrammen und zum Vergleich von Laborversuchsergebnissen mit Drucksondierspitzenwiderständen wurden mehrere CPTUs angrenzend zu Typ A Bohrungen durchgeführt. Folglich wurden für jede der nachfolgenden eiszeitlichen Bodeneinheiten die nachfolgend angegebenen typischen Bandbreiten des Netto-Drucksondierwiderstandes q_{net} ermittelt:

- Oberer Geschiebeboden typischerweise zwischen 10 MN/m² und 35 MN/m² (siehe nachfolgende Erläuterung)
- Schmelzwasserschluff/-ton typischerweise zwischen 1 MN/m² und 40 MN/m²
- Schmelzwassersand typischerweise zwischen 3 MN/m^2 und 50 MN/m^2
- Unterer Geschiebeboden typischerweise zwischen 4 MN/m^2 und 20 MN/m^2
- Unterster Geschiebeboden typischerweise zwischen 2 MN/m² und 6 MN/m² in Tiefen bis 25 m und typischerweise zwischen 4 MN/m² und 15 MN/m² in Tiefen größer als 25 m.

Es sei darauf hingewiesen, dass bei einer signifikanten Anzahl der innerhalb des oberen Geschiebebodens vorgenommenen CPTUs ein Versagen auftrat, bevor die Sondierung abgeschlossen werden konnte. Die Überprüfung der Drucksondierspitzenwiderstandsdiagramme deutete darauf hin, dass etwa 40 % der CPTU-Sondierungen typischerweise im oberen Geschiebeboden stecken blieben. Da der Abschnitt, in dem die Sondierspitze stecken blieb, überbohrt wurde, ist unbekannt, ob das Steckenbleiben aus dem Treffen der Sondierspitze auf Hindernisse aus Steinen/Blöcken resultierte oder ob die Bodenfestigkeit die Belastungsgrenze der Versuchsausrüstung überstieg. Daher sollten die angegebenen oberen Werte der typischen Bandbreite für den oberen Geschiebeboden mit besonderer Vorsicht angewendet werden.

Innerhalb des Kalkmergels konnte kein genaues Sondierspitzenwiderstandsprofil ermittelt werden, da die Drucksondierspitze wiederholt stecken blieb. Als Ergebnis wurde eine begrenzte Anzahl an Netto-Sondierspitzenwiderständen ermittelt, welche für die Bodenschichtfestigkeit nicht repräsentativ ist.

11.2.4 Spannungszustand und Belastungsgeschichte

Zur Identifizierung der Belastungsgeschichte wurden mehrere Kompressionsversuche an Bodenproben aus den Geschiebeböden durchgeführt.

Es wurde versucht, den Netto-Sondierspitzenwiderstand und die abgeschätzte Vorbelastungsspannung für die Geschiebeböden in Beziehung zu setzen. Neben den bereits in Abschnitt 11.2.3 aufgezeigten Herausforderungen wurden die Korrelationen ebenso durch den Netto-Sondierspitzenwiderstand, welcher eine große Streuung mit Sprüngen mitführt, Steine und Variabilität innerhalb der Bodenformation wiederspiegelnd, beeinflusst. Angesichts dieser Schwankungen kann keine Korrelation zwischen Vorbelastungsspannung und Netto-Sondierspitzenwiderstand für den oberen Geschiebeboden aufgestellt werden. Dennoch kann für den unteren Geschiebebodens eine Abschätzung der Vorbelastungsspannung mittels der Korrelation: $\sigma'_{pc} = 0,3 \cdot q_{net}$ getroffen werden. Es wird empfohlen, diese Korrelation für sämtliche Geschiebelehm/-Mergel-Formationen unter Anwendung der Bedingung $q_{net} \leq 8000$ kPa anzuwenden.

Zur Ermittlung des Überkonsolidierungsverhältnisses der Böden sind verlässliche Werte der Vorbelastungsspannung notwendig. Daher war es angesichts der oben erörterten Probleme schwierig, für den oberen Geschiebeboden aussagekräftige OCR-Werte zu ermitteln. Unter Verwendung der hergeleiteten Werte σ'_{pc} erhält man dahingegen OCR-Werte, die zwischen 5,0 und 25,0 für den oberen Geschiebeboden sowie zwischen 2,5 und 13,0 für den unteren Geschiebeboden schwanken.

Zur Ermittlung eines Erdruhedruckbeiwertes wurden die Ergebnisse der Kompressionsversuche mit stufenweiser Belastung und Messung der Horizontalspannung geprüft. Wenngleich diese Prüfung nicht zu sichtbaren Trends führte, ermittelte GEO Gleichungen zur Anpassung der Versuchsergebnisse bzgl. "oberer und unterer Schranke" sowohl für den oberen Geschiebeboden als auch für den Kalkmergel. Der Erdruhedruckbeiwert beträgt für die "obere Schranke" ca. $K_0 = 0,42 \cdot OCR^{0,40}$ und für die "untere Schranke" ca. $K_0 = 0,42 \cdot OCR^{0,28}$.

11.2.5 Konsolidierungseigenschaften

Mehrere Kompressionsversuche mit stufenweiser Belastung wurden an Bodenproben aus den eiszeitlichen Bodeneinheiten zur Ermittlung des Sekantensteifemoduls $E_{oed,sec}$, des Konsolidierungsbeiwertes c_k , des Kompressionsverhältnisses Q, der Sekundär-konsolidierungsrate $C_{\alpha\varepsilon}$ (bzw. ε_s) und des Sekundär-Schwellbeiwertes C_{sw} durchgeführt.

Es zeigt sich, dass die ermittelten Werte des Sekantensteifemoduls $E_{oed,sec}$ deutlich unterschiedlich zwischen den eiszeitlichen Bodeneinheiten sind und diese mit der Tiefe ansteigen. Bei einer von der effektiven in-situ Vertikalspannung ausgehenden, 500 kPa nicht überschreitenden, Spannungserhöhung ergibt sich der ermittelte Mindestwert des Sekantensteifemoduls $E_{oed,sec}$ zu:

- 600 MPa für den oberen Geschiebeboden,
- 1114 MPa für den Kalkmergel,
- 83 MPa für den unteren Geschiebeboden, and
- 31 MPa für den untersten Geschiebeboden.

Im Zuge der höherwertigen Laborversuche wurde eine Reihe von Trendlinien zur Vorausberechnung von unteren Grenzwerten des Sekantensteifemoduls $E_{oed,sec}$ der einzelnen eiszeitlichen Bodeneinheiten entwickelt. Die angepassten Trendlinien prognostizieren Werte für $E_{oed,sec}$ gestützt auf die Plastizitätszahl des Bodens, mit der Maßgabe, dass die entlastende Belastungsabnahme zwischen 120 kPa und 500 kPa liegt (vergleiche Tabelle 11-3).

Eiszeitliche Bo-	I _p [%]	A [kPa]	В	
deneinheit		$(2 - z^2)^2 = 2 - z^2$	Ege a the term	
Oberer Geschiebe-	< 10	$200 \cdot 10^3$	1000	
boden		E. D. Branch and S. S.		
Kalkmergel		$200 \cdot 10^3$	500	
e ac	< 10	$40 \cdot 10^3$	750	
Unterer Geschiebe-	10–14	$20 \cdot 10^3$	750	
boden	14–18	0	750	
	> 18	0	500	
Unterster Geschiebe-		0	250	
boden		All provide the second		

Tabelle 11-3Trendlinien für untere Grenzwerte des Sekantensteifemoduls, mit $E_{oed,sec} = A + B \cdot \sigma'_{unl}$ (kPa) und 120 kPa < $\sigma'_{unl} < 500$ kPa

Der im Labor ermittelte Konsolidierungsbeiwert c_k liegt zwischen $2 \cdot 10^{-7}$ und $2 \cdot 10^{-5}$ m²/s für den oberen Geschiebeboden und zwischen $1 \cdot 10^{-7}$ und $1 \cdot 10^{-5}$ m²/s für den unteren Geschiebeboden.

Die Werte für Q der einzelnen eiszeitlichen Bodeneinheiten erwiesen sich als sehr variabel; mit Werten zwischen 1,9 and 6,0 % für den oberen Geschiebeboden und zwischen 3,1 and 7,1 % für den unteren Geschiebeboden. Dennoch hat GEO eine Näherungsbeziehung zwischen Q und der Plastizitätszahl I_p aufgestellt. Für Geschiebe-boden lag der Q-Wert bei einem I_p kleiner als 9 % zwischen 2 und 4 %, und bei einem I_p zwischen 10 and 16 % lag der Q-Wert zwischen 4 und 7 %. Ebenso zeigte sich bei Bodenproben aus Geschiebeboden mit einem I_p von ca. 38 % ein Q-Wert höher als 8 %. Mittelwerte für Q_{un} sind 0,27 % für den oberen Geschiebeboden, 0,67 % für den unteren Geschiebeboden und 2,34 % für den untersten Geschiebeboden.

Die Überprüfung des Kriechverhaltens verzeichnete einen maximalen Wert für $C_{\alpha\epsilon}$ (bzw. ϵ_s) entlang der Erstbelastungskurve von 0,26 %/lct und einen maximalen Wert für $C_{\alpha\epsilon}$ (bzw. ϵ_s) entlang der Wiederbelastungskurve von 0,09 %/lct. Sowohl in der Belastung als auch in der Wiederbelastung wurde eine Erhöhung der Sekundärkonsolidierungsrate bei ansteigender effektiver Spannung festgestellt.

Die Versuchsergebnisse zeigen, dass eiszeitliche Ablagerungen mit I_p kleiner als 20 % kein Schwellpotential besitzen.

Der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert k (hydraulische Leitfähigkeit) wurde in CRS- und IL-Versuchen bei entsprechender effektiver in-situ Vertikalspannung σ'_{vo} unter Wiederbelastung ermittelt. Aus diesen Versuchen resultierten durchschnittliche k-Werte von 4 bis $48 \cdot 10^{-12}$ m/s für den oberen Geschiebeboden, von 2 bis $22 \cdot 10^{-12}$ m/s für den Kalkmergel, von 6 bis $55 \cdot 10^{-12}$ m/s für den unteren Geschiebeboden und von 2 bis $4 \cdot 10^{-12}$ m/s für den untersten Geschiebeboden.

11.2.6 Scherfestigkeit

Die einachsiale Druckfestigkeit (σ_c) des oberen Geschiebebodens liegt überwiegend im Bereich von 0,4 bis 1,35 MPa mit einem typischen Wert von 0,8 MPa. Die gemessene Brazil-Zugfestigkeit(σ_t) liegt überwiegend im Bereich von 0,1 bis 0,25 MPa mit einem typischen (σ_c/σ_t) -Verhältnis von 5,9.

Die undrainierte Scherfestigkeit des oberen Geschiebebodens bei triaxialer Kompression (c_u^C) wurde überwiegend in einem Bereich von 650 kPa bis 1200 kPa gemessen, was etwa das Doppelte der undrainierten Scherfestigkeit aus dem UCS-Test, bei Annahme von $c_u = \sigma_c/2$, entspricht. Es konnte beobachtet werden, dass der obere Geschiebeboden von einem dichten Netz aus vertikalen Frakturen durchschnitten wird, und es ist wahrscheinlich, dass die niedrigen Festigkeiten aus dem UCS-Test durch die vertikalen Frakturen des oberen Geschiebebodens verursacht werden.

In den triaxialen Druck- und Zugversuchen sowie Direkten Scherversuchen wurde die undrainierte Scherfestigkeit des unteren und untersten Geschiebebodens in einem Bereich von 130 kPa bis 670 kPa ermittelt.

Der Kalkmergel wies beim triaxialen Druckversuch ein starkes Dilatanzverhalten auf, mit entsprechend hohen undrainierten Scherfestigkeiten, welche bei zunehmender Dehnung ansteigen. Die undrainierte Scherfestigkeit bei triaxialer Kompression c_u^C ist bei einer Dehnung von 10 % in einem Bereich von 1200 kPa bis 2300 kPa. Mehrere Laborversuche wurden an Bodenproben aus eiszeitlichen Ablagerungen durchgeführt, die aus Bohrungen innerhalb eines Abstandes von 5 m zu den CPTUs gewonnen wurden. Infolgedessen können die geologischen Aufzeichnungen der Typ A Bohrungen mit den CPT-Profilen aus den Typ B Bohrungen verglichen und eine Korrelation zwischen den Laborversuchsergebnissen und den entsprechenden Werten für q_{net} vorgenommen werden.

Der Netto-Sondierspitzenwiderstand q_{net} wird häufig als direkt proportional zur undrainierten Scherfestigkeit angesehen. Die undrainierte Scherfestigkeit ist jedoch nicht eindeutig definiert. Verglichen mit $c_u^{\ C}$ (CAUc-Versuche) lassen frühere Untersuchungen für Geschiebelehm/-Mergel einen "Cone"-Faktor von N_{kt} (= $q_{net}/c_u^{\ C}$) ~ 10 erkennen. In den Untersuchungen für die Storebælt-Querung wurde ein durchschnittlicher "Cone"-Faktor von N_k (~ q_c/c_v) ~ 10 für Geschiebelehm/-Mergel aus der Storebælt-Moräne Typ 0-1 gefunden

Standortbezogene Korrelationen zeigen eine hohe Wechselhaftigkeit der für den Geschiebelehm/-Mergel berechneten "Cone"-Faktoren und wenngleich es eine begrenzte Anzahl an korrelierten Versuchen gibt stimmen die durchschnittlichen N_{kt}-Werte überwiegend mit bisheriger Erfahrung überein. Aufgrund der hohen Wechselhaftigkeit der "Cone"-Faktoren wird empfohlen, dass bei Prognose von c_u auf der Basis von q_{net} für Geschiebeböden ein allgemeiner N_{kt}-Wert von 12 angenommen wird.

Nach den CPTU Diagrammen und dieses "Cone"-Faktors sind für die Geschiebeböden mit geringeren und höheren undrainierten Scherfestigkeiten als die oben für die höherwertigen Laborversuche genannte Bandbreite zu rechnen.

Effektive Scherfestigkeitsparameter wurden mittels undrainierten Triaxialversuchen (Kompression und Extension) mit Messung des Porenwasserdruckes sowie drainierten Triaxialversuchen (Kompression) ermittelt. Die Ergebnisse sind mittels linearer Regression der Versuchsergebnisse in nachfolgender Tabelle 11-4 angegeben.

Eiszeitliche Bo- deneinheit	φ′ [°]	c' [kPa]	Versuchs- anzahl
Oberer Geschiebe-			
boden	33,4	54	5
Schmelzwassersand	37,6	44	3
Kalkmergel	36,2	99	5
Unterer Geschiebe-			
boden	36,2	0	8
Unterster Ges-			
chiebeboden	31,3	0	1

Nach dänischer Erfahrung kann die undrainierte Scherfestigkeit von Geschiebelehm/-Mergel mittels der Shansep-Methode in Beziehung mit der Vorbelastungsspannung und der effektiven in-situ Vertikalspannung gesetzt werden. Der obere Geschiebeboden und der Kalkmergel besitzen höhere undrainierte Scherfestigkeiten als die Geschiebeböden, an denen die Shansep-Methode bisher angewendet wurde. Für den unteren und untersten Geschiebeboden wurden geringere undrainierte Scherfestigkeiten gemessen als man über die Shansep-Methode mit $\sigma'_{pc} = 0, 3 \cdot q_{net}$ vorausberechnen würde.

Kompressions-, Extensions- und Direkte Scherversuchsergebnisse von eng beieinander liegender undrainierter Scherfestigkeit veranschaulichen, dass die Geschiebeböden ein anisotropischen Verhalten aufweisen. Die begrenzte Anzahl der durchgeführten Versuche zeigt eine große Wechselhaftigkeit in den Verhältnissen zwischen den erhaltenen Werten, und es ist es nicht möglich, sichere Prognosen zu Anisotropiefaktoren für einzelne eiszeitliche Bodeneinheiten zu geben. Es wird empfohlen, die folgenden Korrelationen anzuwenden:

- $c_u^{\text{DSS}} / c_u^{\text{C}} = 0,75$ $c_u^{\text{E}} / c_u^{\text{C}} = 0,65$

11.2.7 Geophysikalische Eigenschaften

Die in den eiszeitlichen Ablagerungen gemessenen P-Wellengeschwindigkeiten sind in der Tabelle 11-5, in drei Bereiche getrennt, dargestellt: ein Bereich aus überwiegend Schollen aus paläogenen Ton sowie einen oberen und unteren Bereich, jeweils aus hauptsächlich Geschiebeboden und Sand. Die Änderung in den mit VSP gemessenen Geschwindigkeiten stimmt nicht immer mit der interpretierten Lithologie überein. Dieses könnte an der begrenzten Genauigkeit der VSP-Methode und den Schwierigkeiten mit der Interpretation der Geschwindigkeitsintervalle bei der Einteilung der Lithologien liegen.

Geologie		Sonic Intervallgeschwindigkeit [m/s]		P-VSP Intervallgeschwindigkeit [m/s]		S-VSP Intervallgeschwindigkeit [m/s]	
		Bereich	Mittelwert	Bereich	Mittelwert	Bereich	Mittelwert
	Oberer Geschiebe- boden	_	_	1300-1800	1400	275-525	375
Eiszeitliche Ablagerungen	Unterer Geschiebe- boden	1770- 2140	1900	1875-2075	2000	300-700	450
	Schollen aus paläogenen Ton	1570- 1600	1585	1675-1725	1700	175-400	300

Tabelle 11-5 Hergeleitete Sonic- und VSP-Intervallgeschwindigkeiten in den eiszeitlichen Ablagerungen.

Der Schubmodul (G_0), die Querkontraktionszahl (v) und der Elastizitätsmodul (E) gemäß nachfolgender Tabelle 11-6 wurden unter Verwendung der Ergebnisse der VSP-Messungen und der Dichteaufzeichnung berechnet. Die Steifigkeitswerte sind Werte für kleine Verformungen, ein undrainiertes Verhalten abdeckend.

Geologie		G ₀		Querkontraktionszahl		Elastizitätsmodul	
		[MPa]		[-]		[MPa]	
		Bereich	Mittelwert	Bereich	Mittelwert	Bereich	Mittelwert
	Oberer Geschiebeboden	70-680	350	0,419 - 0,490	0,453	205- 1930	1005
Eiszeitliche Ablagerungen	Unterer Geschiebeboden	85 - 1090	400	0,433 - 0,492	0,473	250- 3120	1180
	Schollen aus paläogenen Ton	55-345	150	0,470- 0,494	0,486	170- 1010	435

Tabelle 11-6Aus VSP-Daten ermittelte Parameter in den verschiedenen eiszeitlichen
Ablagerungen.

Das Geschwindigkeitsspektrum reflektiert die Heterogenität der Ablagerungen, welche sich ebenso aus den umfassenden Wellenformdaten, welche eine sehr uneinheitliche Struktur zeigen, erkennen lässt.

11.2.8 Steifigkeit bei kleinen Dehnungen (Small-Strain-Stiffness) und Dämpfung

"Small-Strain"-Versuche an eiszeitlichen Bodeneinheiten erwiesen sich aufgrund der hohen Festigkeit und Steifigkeit dieser Stoffe als schwierig durchzuführen. Aufgrund dieser Randbedingungen wurde nur ein beschränkter Umfang an Laborversuchen abgeschlossen, um Steifigkeiten bei kleiner Dehnung für die eiszeitlichen Ablagerungen zu bestimmen und um zu definieren, wie sich Bodensteifigkeit und Dämpfung mit der Dehnung verändern. Die Versuche wurden beschränkt auf Bodenprobenkörper aus dem unteren Geschiebeboden und dem Kalkmergel; es wurden keine "Small-Strain"-Versuche an dem oberen Geschiebeboden, dem untersten Geschiebeboden und den Schmelzwasserablagerungen durchgeführt.

Die Versuchsergebnisse zeigen, dass die aus VSP-Messungen abgeleitete Steifigkeit bei kleiner Dehnung (G_0) und die im Labor mittels Bender-Elementen und Resonanzsäulenversuchen hergeleitete Steifigkeit bei kleiner Dehnung (G_{max}) generell zwischen ca. 200 und 600 MPa schwankt. Die niedrigeren Werte gelten für den untersten Geschiebeboden und unteren Geschiebeboden bei Tiefen weniger als etwa 15 m, während die höheren Werte im oberen Geschiebeboden bei Tiefen weniger als etwa 15 m gemessen wurden. Unterhalb einer Tiefe von 20 m konvergieren die G₀-Werte generell zu Werten zwischen 300 und 400 MPa.

Die Laborversuche, Bohrlochmessergebnisse und CPTU-Ergebnisse zeigen Verhältnisse von G_{max}/q_{net} und G_0/q_{net} im Bereich von 20 bis 100 ohne deutlicher Variation zwischen den eiszeitlichen Bodeneinheiten.

Aufgrund der Größe des Datensatzes konnten keine gesicherten Schlussfolgerungen bestimmt werden, inwieweit die Steifigkeit und Dämpfung mit den Dehnungen variieren. Normalisierte Darstellungen von G/G_{max} folgen den erwarteten 'S'-förmigen Profilen wenn das Steifigkeitsabbauprofil gegen den Logarithmus des zyklischen Scherdehnung; die aus den zyklischen Triaxialversuchen ermittelten Dämpfungs-verhältniswerte erscheinen jedoch als hoch und zeigen nicht den erwarteten Trend eines bei ansteigender zyklischer Scherdehnung ansteigenden Dämpfungsverhältnisses.

11.2.9 Zyklische undrainierte Scherfestigkeit

Zur Ermittlung der für das Versagen des unteren Geschiebebodens nötigen Zyklenanzahl mit einer Kombination von mittleren und zyklischen Scherspannungen, d.h. zum Erreichen von 15 % der Scherdehnung, wurden sechs zyklische, undrainierte, direkte Scherversuche mit konstantem Volumen durchgeführt.

Vereinfachte Diagramme wurden zur Abschätzung der undrainierten zyklischen Scherfestigkeit verwendet. Derartige Methoden zeigten, dass bei einer Zyklenanzahl zum Bruch von N = 10 die undrainierte zyklische Scherfestigkeit 70 % der undrainierten statischen Scherfestigkeit entspricht.

12. Paläogene Tone

12.1 Geologische Beschreibung

Alle paläogenen Formationen von der jüngsten Søvind-Mergel Formation über die Lillebælt-Ton Formation, die Røsnæs-Ton Formation, die Ølst Formation, die Holmehus Formation, die Æbelø Formation und möglicherweise auch (zumindest in Spuren) die Kerteminde-Mergel Formation kommen unterhalb des Fehmarnbeltes vor. Die Grundlage der stratigraphischen Einteilung der paläogenen Tone beruht auf der geologischen Datierung von 163 Tonproben (siehe hierzu die Längsprofildarstellung in Anlage I (Zeichnungs Nr.070-02-12 und 070-02-13).

Um ein zuverlässiges geologisches Model des Untersuchungsraumes zu erstellen, war es von entscheidender Bedeutung bei jeder Bohrung detaillierte Informationen über die genaue stratigraphische Position des paläogenen Tones zu erhalten. Weil dieses nicht allein durch die visuelle Bodenansprache erreicht werden kann, wurde entschieden, mikropaläontologische Untersuchungen an einer signifikanten Probenanzahl zur Stützung der geologischen Beschreibung vorzunehmen.

In einigen Bohrungen wurden steil einfallende Aschelagen aufgeschlossen. Darüber hinaus waren einige Schichten der paläogenen Schichten außergewöhnlich mächtig im Vergleich mit Paläogen-Ablagerungen anderer Stellen Dänemarks. Die Bohrung 09.A.002 durchörterte zum Beispiel mehr als 80 m Røsnæs Ton, obwohl diese Schicht bei allen anderen Bohrungen nur in einer Mächtigkeit von weniger als 30 m angetroffen wurde. Darüber hinaus gibt es Bereiche, wo bei benachbarten Bohrungen jeweils von oben bis unten unterschiedliche paläogene Ton-Formationen aufgeschlossen wurden (Bohrung 09.A.003 Røsnæs Formation und Bohrung 09.A.010 Ølst Formation). In den Bohrungen 09.A.015 und 09.A.015A wurden ältere Ablagerungen über jüngeren Ablagerungen aufgeschlossen. All diese Beobachtungen weisen darauf hin, dass der oberste Bereich der paläogenen Tone während des Quartärs infolge des Eisvorschubes bzw. Gletscherdruckes in einen Großfaltenbau z. T. mit Überkippung gepresst wurde.

In nahezu allen der bis tief in die paläogenen Tone ausgeführten Bohrungen wurde ein markanter Anstieg des Sondierspitzenwiderstandes in einer Tiefe von etwa -70 - -80 m festgestellt. Die Altersbestimmung an ausgewählten Proben hat ergeben, dass der Horizont des plötzlichen Anstieges des Spitzenwiderstandes nicht an eine bestimmte stratigraphische Grenze/Schichtgrenze gebunden ist, sondern bei allen Bohrungen in unterschiedlichen Schichten vorkommt. Daraus wird geschlossen, dass es sich bei diesem Horizont um die Gleitfläche/Basisfläche der durch die Gletscherbewegung verursachten Dislokation und Deformation des oberen Teiles der paläogenen Tone handelt.

Alle paläogenen Tone zusammengenommen (ohne Berücksichtigung der Formation aus der sie stammen) sind ausgeprägt plastische Tone. Ihr Tongehalt liegt bei 70-80 Gew. %. In der Ølst Formation kann er weniger als 60 Gew. % betragen. Der Plastizitäts-Index liegt bei 50-140 % bzw. in der Ølst Formation mit rd. 90-150 % geringfügig höher. Es sind zahlreiche Trennflächen vorhanden, häufig verbunden mit Gleitflächen (Harnische).

Es ist zu beachten, das der Begriff "Tarras", der häufig in der älteren deutschen geologischen Fachliteratur verwendet wird, vermutlich als Synonym für "paläogene Tone" gilt. Ferner ist anzunehmen dass die Begriffe "grüner Tarras" und "roter Tarras" Synonyme für den Lillebælt Ton bzw. den Røsnæs Ton sind.

Die Vorkommen der paläogenen Ablagerungen innerhalb des Untersuchungsgebietes sind im Längsprofil im Anhang I (Zeichnung Nr. 070-02-12 und 070-02-13) dargestellt.

Der *Lillebælt Ton* hat zumeist eine grünliche bis grünlich-grau Farbe, kann aber auch Lagen mit eher rötlicher Färbung aufweisen. Er ist normalerweise kalkfrei oder bisweilen schwach kalkhaltig. Er enthält einige wenige dünne Aschelagen sowie in Lagen angeordnete Konkretionen. Die erkundeten Ton-Mächtigkeiten liegen bei 40 m in Mittel-Jütland (Viborg and Ølst), 70 m bei der neuen Kleinen Belt-Brücke und 100 m im südlichsten Teil von Dänemark.

Beim *Røsnæs Ton* dominieren oliv-braune Farben, aber auch andere Brauntöne, oliv-graue Farben sowie graue und olivfarbene Flecken erscheinen. Auf Grund seines signifikanten Gehaltes an Muschelschill ist der Ton nahezu immer kalkhaltig (CaCO3-Gehalte betragen überwiegend 2-4 %). Die meisten Schichten haben überhaupt keine organischen Bestandteile, aber im obersten Teil der Abfolge kommen zwei dünne charakteristisch schwarz gefärbte Bänder mit hohem Anteil an organischen Bestandteilen vor. Der Ton enthält reichlich Knollen und Konkretionen z.B. aus Siderit (Eisenkarbonat) und anderer Zusammensetzung. Ferner kommen schluffige, lilafarbene oder dunkelgrüne Aschelagen vor. Der Røsnæs Ton wurde in einer Bohrung bei Odder in Jütland in 28 m Mächtigkeit erbohrt, welches wahrscheinlich die bisher größte in Dänemark angetroffene Mächtigkeit ist.

Der Ton der Ølst Formation ist ein nahezu schwarzer, dunkelgrauer oder sehr dunkelgrauer/olivgrauer, ausgeprägt plastischer Ton. Er ist fast immer kalkfrei. Lagen aus Vulkanasche sind häufig. Grabgänge und Konkretionen aus Karbonat und Pyrit sind vorhanden. In der Bohrung 96.0.009 wurde in 91 m unterhalb des Meeresspiegels eine 0,3 m dicke verfestigte Kalksteinlage aufgeschlossen. Die Mächtigkeit der Ølst Ton Ablagerungen beträgt innerhalb Dänemarks üblicherweise 10 m bis 15 m.

Der *Holmehus Ton* ist ein ausgeprägt plastischer Ton in normalerweise hellblauer rötlicher oder sehr häufig in grünlicher Färbe. Er ist nicht kalkhaltig und enthält keine Aschelagen. Er weist häufig eine starke Bioturbation (Wühlgefüge) auf. Die Mächtigkeit dieser Einheit schwankt zwischen etwa 3 m bei Ølst bis 40 m in der Odder-Region südlich von Aarhus.

Die *Æbelø Einheit* besteht aus hellgrauem bis grauem kalkfreiem schluffigem bis stark schluffigem Ton oder sogar Schluff. Sie enthält viele verkieselte Lagen. Die Mächtigkeit variiert zwischen 15 m und 60 m, und sie wird häufig von ziemlich mächtigen Übergangsschichten zur darüberliegenden Holmehus Formation überdeckt. Hier sei angemerkt, dass die in den eiszeitlichen Ablagerungen vorhandenen Schollen aus paläogenen Tonablagerungen in den Abschnitten bzgl. der eiszeitlichen Ablagerungen beschrieben werden. Die geotechnischen Eigenschaften des Tones in den Schollen sind dahingegen in den folgenden Kapiteln enthalten.

12.2 Geotechnische Eigenschaften

12.2.1 Allgemeines

Die geotechnischen Eigenschaften dieser Ablagerungen wurden untersucht durch:

- Klassifizierungsversuche an Bodenproben aus den Typ A Bohrungen gemäß Kapitel 6.
- In Situ Versuche (CPTU) in den Typ B Bohrungen gemäß Kapitel 6.
- Klassifizierungsversuche von GEO an ausgewählten Bodenproben aus den Typ A Bohrungen für höherwertige Laborversuche
- Höherwertige geotechnische Laborversuche an ausgewählten Bodenproben aus den Typ A Bohrungen

Das allgemeine Verhalten der paläogenen Tone lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Der Gehalt an Smektiten in den paläogenen Tonen bedeutet, dass sich der Boden bei Entlastung und bei ermöglichter Wasseraufnahme ausdehnt.
- Da das Bodenvolumen bei Entlastung (z.B. infolge von schmelzendem Eis) wächst, erhöht sich die Porenzahl und reduziert sich die scheinbare Vorkonsolidierungsspannung. Dieses wird anhand der Wiederbelastungszweige in Kompressionsversuchen (Oedometer) deutlich, wobei σ'_{pc} für eine Axialspannung bestimmt wird, welche signifikant niedriger ist als die maximale Axialspannung einer vorhergegangenen Belastungsstufe innerhalb desselben Versuches.
- Folglich besitzt der Boden ein moderates "Erinnerungsvermögen", aber sein Verhalten bei Entlastung zeigt ein hohes Maß an "Kenntnis", da wiederholte Entlastungs-Wiederbelastungsschleifen mehr oder weniger identisch im Spannungs-Dehnungs-Diagramm sind.

Der Ton verhält sich daher, als ob er mäßig überkonsolidiert mit einem OCR im Bereich von 2-5 wäre.

Die primären Ergebnisse, die die o.g. Aussagen dokumentieren sind in den nachfolgenden Abschnitten zu den Feld- und Laborversuchen angegeben.

12.2.2 Klassifizierungseigenschaften

Das Plastizitätsdiagramm für die Tone paläogenen Ursprungs ist in Abbildung 12-1 dargestellt. Danach ist ersichtlich, dass der Großteil der Tone zu einem Ton sehr hoher Plastizität zählt.



Abbildung 12-1 Plastizitätsdiagramm für Tone des Paläogens

Eine Übersicht über die geotechnischen Klassifizierungseigenschaften der Tone paläogenen Ursprungs ist in den Tabellen 12-1 und 12-2 für die intakten Tone bzw. für die gefalteten Tone / Tonschollen dargestellt.

		Røsnæs	Ølst	Holmehus
	u.	32.5%	41.6%	32.5%
Wassergehalt, w	σ	2,7%	6,9%	0,9%
	N	254	72	4
	u	18,9 kN/m ³	18,2 kN/m ³	19,7 kN/m ³
Sättigungswichte, y	σ	0,9 kN/m ³	0,9 kN/m ³	2,4 kN/m ³
	N	277	69	4
	u	31,7%	40,6%	30,5%
Wassergehalt an der Ausroll- grenze, w _P	σ	3,3%	8,0%	0,7%
	N	72	18	2
	u	114%	154%	117%
Wassergehalt an der Fließ- grenze, w _t	σ	22,2%	20,4%	0,7%
	N	72	18	2
	u	82,0 %	113,0 %	86,0 %
Plastizitätsindex, Ip	σ	21,0 %	24,2 %	1,4 %
	N	72	18	2

Tabelle 12-1 Klassifizierungseigenschaften der intakten Bodeneinheiten.

 μ : Arithmetrischer Mittelwert, σ : Standardabweichung, N: Datenanzahl.

		Røsnæs	Ølst	Holmehus
	μ	36,5%	43,7%	37,4*/39,8%
Wassergehalt, w		4,6%	8,6%	5,4*/6,8%
	N	1151	153	107*/89
	μ	18,5 kN/m ³	18,2 kN/m ³	18,6*/18,1 kN/m ³
Sättigungswichte, y	σ	0,8 kN/m ³	0,9 kN/m ³	0,9*/1,1 kN/m ³
	N	1167	130	86*/73
	μ	31,7%	39,5%	35,3*/37,7%
Wassergehalt an der Ausroll- grenze, W_P	σ	4,9%	6,9%	5,0*/8,4%
	N	335	53	22*/26
	μ	36,5%	43,7%	37,4*/39,8%
Wassergehalt, w		4,6%	8,6%	5,4*/6,8%
	N	1151	153	107*/89
	μ	104 %	116 %	116*/110 %
Plastizitätsindex, I _p	σ	31,1 %	28,6 %	21,6*/31,6
	Ν	335	53	22*/26

Tabelle 12-2Klassifizierungseigenschaften der paläogenen Tone aus den verschiedenenFormationen, wenn sie als gefaltete Schichten oder in verschobenen Schollen auftreten.

μ: Arithmetrischer Mittelwert, σ: Standardabweichung, N: Datenanzahl.

*: Sämtliche Ergebnisse für Bohrung 10.A.058 wurden klassifiziert als intakter/gefalteter Holmehus und zählt daher (per Definition) zum unklassifizierten Holmehus. Aufgrund der oberflächennahen Lage von unklassifizierten Holmehus in Bohrung 10.A.058 ist diese Bohrung daher gesondert dargestellt.

12.2.3 CPTU

Eine beträchtliche Menge der Typ B Bohrungen durchörterten die Tone paläogenen Ursprungs. Unter Berücksichtigung des Netto-Sondierspitzenwiderstandes wurden die nachfolgenden Tendenzen festgestellt:

- In der gefalteten Røsnæs-Formation wächst der Netto-Sondierspitzenwiderstand mit der Tiefe, beginnend bei 0,3-0,5 MPa in Höhe des Meeresbodens und ansteigend bis zu einem Wert von max. 4,0 MPa bei einer Tiefe von ca. 30m.
- Ein ähnlicher Trend ist in der gefalteten Ølst-Formation zu beobachten, jedoch führen Aschelagen zu einer Streuung im Sondierspitzenwiderstand.
- In der Holmehus-Formation (Bohrung 10.A.058) zeigte sich die Streuung im Sondierspitzenwiderstand ebenfalls, jedoch ist der Netto-Sondierspitzenwiderstand generell 20-30 % höher als in entsprechender Tiefe der Røsnæs-Formation.
Der Netto-Sondierspitzenwiderstand wurde zusammen mit der undrainierten Scherfestigkeit bei Kompression aus Triaxialversuchen zur Ermittlung des "Cone"-Faktors $N_{kt} = q_{net}/c_u^C$ angewendet. Der normalisierte Sondierspitzenwiderstand ist mit Q_t $= q_{net}/\sigma'_{v0}$ definiert, wobei σ'_{v0} die abgeschätzte effektive in-situ Vertikalspannung sei. In der Annahme, dass der "Cone"-Faktor N_{kt} innerhalb einer Ton-Einheit, z.B. des gefalteten Røsnæs-Tons, konstant ist, kann der normalisierte Sondierspitzenwiderstand mit $Q_t = N_{kt} \cdot c_u^C / \sigma'_{v0}$ ausgedrückt werden; Q_t verweist somit direkt auf die Shansep-Beziehung durch die Gleichungen:

$$Q_t = N_{kt} \cdot A \cdot OCR^B = N_{kt} \cdot c_u^C / \sigma'_{v0}$$

wobei "A" und "B" Konstanten für eine standortspezifische Bodenart sind.

Die nachfolgenden Tendenzen wurden für die gefaltete und intakte Røsnæs-Formation festgestellt und in Abbildung 12-2 abgebildet:

- Beim gefalteten Røsnæs-Ton nimmt Q_t mit der Tiefe ab, sofern die Formation nicht von einer anderen Ablagerung wie z.B. Geschiebelehm/-Mergel überlagert wird.
- Falls die Røsnæs-Formation von einer anderen Bodeneinheit überlagert wird, ist Q_t über die Tiefe mehr oder weniger konstant, so dass OCR näherungsweise konstant ist.
- Beim intakten Ton ist Q_t generell konstant, allerdings kann sich der Wert von Bohrung zu Bohrung leicht verändern.



Abbildung 12-2 Über die Tiefe aufgetragener normalisierter Sondierspitzenwiderstand Q_t der Bohrungen 10.B.051 und 10.B.054, mit 10.B.051: gefalteter Røsnæs ab Meeresboden und 10.B.054: eiszeitliche und frühere Ablagerungen zwischen Meeresboden und der Kote -47 m.



Innerhalb der Feldversuchs-Testbaugrube (gefalteter Røsnæs Ton) wurden CPTUs mit in Abbildung 12-3 dargestellten normalisierten Sondierspitzenwiderständen ausgeführt.

Abbildung 12-3 Über die Tiefe aufgetragener normalisierter Sondierspitzen widerstand Q_t der Bohrung 10.B.051 (Referenz- CPTU) und der sechs innerhalb derFeldversuchs-Testbaugrube ausgeführten CPTUs.

Obgleich die CPTUs in Abbildung 12-3 auf unterschiedliche Baugrundeigenschaften hindeuten, wird ebenso der Effekt des Aushubes innerhalb der oberen 0,5 bis 1,0 m deutlich.

12.2.4 Belastung und Belastungsgeschichte

Man geht davon aus, dass im Quartär die Gletscher der Saale-Eiszeit über dem Fehmarnbelt etwa 1000 m dick waren. Diese Eisdecke wird den paläogenen Ton vorbelastet haben, doch ist die effektive Vorbelastung schwer zu ermitteln, da sie durch die Tiefe des gefrorenen Bodens unterhalb des Gletschers, den Grundwasserdruck und Strömungsvorgänge beeinflusst ist.

Die in Laborversuchen ermittelten Vorkonsolidierungsspannungen sind signifikant niedriger als man aus der Konsolidierung infolge der Belastung aus dem Gletscher erwarten würde. Dieses Phänomen wurde zuvor anhand der Versuche an Lillebælt-Ton bemerkt und erscheint daher für hoch plastischen Ton des Paläogens charakteristisch zu sein. Aufgrund dieser Abweichungen innerhalb der Werte für Vorkonsolidierungsspannung ist es wichtig, dass in jeder Interpretation, welche die Verwendung der Vorkonsolidierungsspannung erfordert, die verwendete Quelle der Vorkonsolidierungsherleitung eindeutig identifiziert wird.

Die Vorbelastungsspannung kann aus Kompressionsversuchen abgeschätzt werden, aber mit der bei steigender Belastung anwachsenden Sekundärsetzungsrate wird die Anfangskurve bei semilogarithmischer Auftragung generell keine gerade Linie sein. Bei einem unkritischen Gebrauch von Standardmethoden zur Bestimmung von σ'_{pc} kann somit die Vorbelastungsspannung überschätzt werden.

Die Schlussfolgerung für den gefalteten und intakten Røsnæs-Ton ist, dass der mittlere Wert der Vorbelastungsspannung aus dem Kompressionsversuch abgeschätzt werden kann über:

 $\sigma'_{pc} = \sigma'_{v0} \cdot [0, 183 \cdot q_{net} / \sigma'_{v0}]^{1,287}$

Die Laborversuchsdaten für Holmehus, Ølst und Schollen der verschiedenen Formationen zeigen, dass σ'_{pc} für diese Formationen mittels derselben Gleichung abgeschätzt werden kann. Eine einfachere Gleichung zur Erlangung eines annähernd gleichen Ergebnisses ist $\sigma'_{pc} = 0.25 \cdot q_{net}$.

Einige Böden zeigen bei Überschreitung von σ'_{pc} ein deutliches und definiertes "Korngerüst-Versagen". Das Fehlen eines deutlichen "Korngerüst-Versagens"-Mechanismusses während der Kompressionsversuche am paläogenen Ton, kombiniert mit einer Variation der, in Versuchen am gleichen Kern ermittelten, σ'_{pc} -Werte deutet darauf hin, dass die Kerne gestört sind. Das Studium der CPTU-Messungen entlang verschiedener Kernläufe offenbart jedoch eine unerwartet hohe Variation des Netto-Sondierspitzenwiderstandes innerhalb Tiefenintervallen von nur 0,05 m. Dies passt zur Wechselhaftigkeit der Laborversuchsergebnisse innerhalb ein und denselben Kernes. Zusätzlich wurde die Probenstörung der einzelnen Bodenprobenkörper mittels der NGI-Methode (Röntgen) bewertet. Aus dieser Bewertung geht hervor, dass die Mehrheit der geprüften Probenkörper "sehr gut bis exzellent" ist.

Gestützt auf die CPTU-Auswertung und die Untersuchung der Probenstörung im Labormaßstab, wird deutlich, dass das Material innerhalb des Kerns gut erhalten und von vergleichbarer Qualität wie der Boden in Natur ist. Dennoch wird vermutet, dass sich die gefalteten Teile des Tons paläogenen Ursprungs nicht wie ein "typischer überkonsolidierter Boden" verhalten. Es führt aufgrund seiner gefalteten Beschaffenheit seinen eigenen geologischen Störungsgrad mit sich und bringt schlechthin einen weiteren Hinweis in die Diskussion zur Probenstörung ein. Es kann erwarten werden, dass der in den Typ A Bohrungen angetroffene Boden nicht zwangsläufig die gleichen Eigenschaften besitzt wie der Boden in entsprechender Tiefe der benachbarten Typ B Bohrung. Dies wird durch die Beobachtung gestützt, dass Aschelagen innerhalb des paläogenen Tons in einem Winkel von bis zu 60°, wie in einigen Bohrprofilen eingezeichnet, verlaufen. Korrelationen zwischen Laborversuchsergebnissen und dem Sondierspitzenwiderstand wurden unter Berücksichtigung der gleichen Tiefe in den Typ A und Typ B Bohrungen durchgeführt: Es wird angenommen, dass diese Vorgehensweise zwangsläufig zu einer gewissen Streuung in den hergeleiteten Korrelationen führt.

In Abbildung 12-4 ist ein CRS-Versuch mit einer maximalen Vertikalspannung von 7500 kPa (im Bereich der geologischen Auflastspannung unter Eislast) dargestellt. Nach Abschluss der Primärkonsolidation (EOP) wird der Probenkörper auf etwa 200 kPa entlastet (EOP wurde erreicht). Die Abbildung zeigt, dass bei Anwendung des Ansatzes nach Casagrande zur Auslesung von σ'_{pc} entlang der Wiederbelastungskurve AB der abgeschätzte Wert etwa 725 kPa bzw. 10 % der maximalen axialen effektiven Spannung beträgt, welche der Probenkörper im Labor zuvor erfahren hat. Bei der Spannung von 725 kPa gibt es während der Wiederbelastung eine deutliche Änderung der Steifigkeit (Steifigkeitsreduktion). Diese Spannung wurde mitunter als die "scheinbare Vorkonsolidierungsspannung" genannt, aber in diesem Bericht ist sofern nicht anderweitig beschrieben die Vorkonsolidierungsspannung (σ'_{pc}) gemeint. Es ist auffallend, dass der Ton gemäß Abbildung 12-4 viel von seiner "Erinnerung" an die im selben Versuch aufgebrachte maximale Spannung verliert. Obgleich der Versuch in Abbildung 13-4 auf einer Probe basiert, welche aus einem Bereich entnommen wurde, wo keine künstliche Entlastung eingeleitet wurde, wurde der insitu-Boden infolge schmelzender Gletscher signifikant entlastet.

Basierend auf Kompressionsversuche (Oedometer-Versuche) mit stufenweiser Belastung und Messung der seitlichen Spannung wird während der Entlastung eine Abschätzung des Erdruhedruckbeiwertes K₀ gegeben, wobei vorausgesetzt wird, dass der Probenkörper bis zum Normalkonsolidierungsspannungszustand (K₀ \approx 0,55) belastet wurde. Die Abschätzung ergibt einen ungefähren Mittelwert, unter Verknüpfung von K₀ mit OCR, wobei OCR definiert ist als die im Versuch aufgebrachte maximale axiale effektive Spannung geteilt durch die effektive Vertikalspannung in der entsprechenden Entlastungsstufe:

 $K_0 = 0,548 \cdot [OCR]^{0,515}$



Abbildung 12-4 CRS-Versuch an einer Probe aus der Bohrung 09.A.002, 22,39 m Tiefe (gefalteter Røsnæs Ton), in dem die Vorkonsolidierungsspannung entlang der Wiederbelastungskurve ausgelesen wurde, nachdem der Probenkörper bei einer Vertikalspannung von 7500 kPa konsolidiert wurde.

Die v.g. Grundsätze basieren auf Kompressionsversuchen. Die Ableitung eines normalisierten Sondierspitzenwiderstandes aus den CPTUs an jedem Standort der durchgeführten Kompressionsversuche impliziert, dass jedem Kompressionsversuch eine normalisierte undrainierte Scherfestigkeit $c_u^{\ C}/\sigma'_{v0}$ zugeordnet werden kann, sofern ein realistischer "Cone"-Faktor bekannt ist. Eine SHANSEP-Beziehung wurde somit direkt aus den Kompressionsversuchen aufgestellt, und diese SHANSEP-Beziehung passt gut zu der SHANSEP-Beziehung, welche mittels undrainierten Triaxialversuchen aufgestellt wurde, in denen die einzelnen Versuche bei einem bekannten Überkonsolidierungsverhältnis abgeschert wurden. OCR wird definiert unter Anwendung von σ'_{pc} aus Kompressionsversuchen und ebenso aus der Beziehung $\sigma'_{pc} \approx 0,25 q_{net}$.

Letztendlich führen die undrainierten, für einen effektiven in-situ Spannungszustand konsolidierten Triaxialversuche zu einer normalisierten Scherfestigkeit, welche gut zum normalisierten Sondierspitzenwiderstand passt; somit sind die Daten konsistent.

12.2.5 Konsolidierungseigenschaften

Der Konsolidationskoeffizient c_v ist definiert zu:

$$c_v = E_{oed} \cdot k / \gamma_w$$

wobei E_{oed} der Steifemodul aus dem Oedometerversuch, k der Durchlässigkeitsbeiwert und γ_w die Wichte von Wasser ist.

Die gemessene Hebung in der Testbaugrube wurde rückgerechnet. Die Analysen zeigten, dass eine sinnvolle Anpassung unter Verwendung des Steifemoduls aus dem Oedometerversuch mit einem etwa 100 fach höheren als im Labor gemessenen Durchlässigkeitsbeiwert erlangt werden kann. Ein ähnliches Ergebnis wurde ebenso von Brinch Hansen im Jahr 1965 entdeckt, als Rückrechnungen für die alte Lillebælt-Brücke durchgeführt wurden, unter Verwendung von Messwerten der Zeit über die Setzung. Ein empfohlener Wert ist $k = 1,7\cdot10^{-10}$ m/s (5,4·10⁻⁴ m/Jahr).

Näherungswerte des Sekantensteifigkeitsmoduls bei Belastung $E_{oed,tan}$ wurden für die gefalteten Formationen angegeben. Diese Werte reichen von 10 bis 60 MPa, welche jedoch abhängig von der Belastungsfläche, der angenommenen Lastverteilung und der aufgebrachten Belastung variieren. Die Sekundärsetzungsrate beläuft sich auf ca. 0,1-0,3% pro log. Zeitzyklus (lct = log cycle of time). Die Bandbreite des Mittelwertes des Kompressionsverhältnisses Q bei Spannungswerten über 2500 kPa beträgt 10-20 %.

Während der Entlastung des Bodens wurde der Tangentensteifigkeitsmodul ermittelt. Wenn die Bodenprobenkörper genügend entlastet werden, bildet das Spannungs-Dehnungs-Verhältnis das Anschwellverhältnis Q_{un} ab, ähnlich wie das Kompressionsverhältnis, nur mit einer Neigung von 4-6% pro log. Spannungszyklus. Der Tangentensteifigkeitsmodul ist folglich $E_{oed,tan} = \sigma'_{v} \cdot \log_{e}/Q_{un}$, wobei σ'_{v} die effektive Vertikalspannung ist. Die Rate des sekundären Anschwellens ist stark abhängig von der bezogen auf die abgeschätzte effektiven in-situ Vertikalspannung entlastenden Spannung; während die Spannung auf den Probenkörper abnimmt, steigt die Rate des sekundären Anschwellens an. Scheinbar überschreitet die Rate des sekundären Anschwellens die Sekundärsetzungsrate um einen Faktor von 2-4.

12.2.6 Scherfestigkeit

12.2.6.1 Einleitung

Die undrainierte Scherfestigkeit und die effektiven Scherfestigkeitseigenschaften werden nachfolgend vorgestellt.

12.2.6.2 Undrainierte Scherfestigkeit

Die undrainierte Scherfestigkeit kann mittels Korrelationen oder direkt mittels Messungen direkt ermittelt werden. Zwei Korrelationen wurden aufgestellt:

• Eine SHANSEP-Korrelation, in der OCR, σ'_{v} und c_{u}^{C} verknüpft sind.

• Eine CPTU-Korrelation, $c_u^{C} = q_{net} / N_{kt}$ mit $N_{kt} = 25,5$.

Die SHANSEP-Korrelation ist definiert durch die normalisierte undrainierte Scherfestigkeit gegenübergestellt mit dem laborgesteuerten Überkonsolidierungsverhältnis OCR:

 $c_{u}^{C}/\sigma'_{v} = 0.21 \cdot [OCR]^{0.78}$

Für ein Belastungsszenarium wird OCR mittels der Vorkonsolidierungsspannung abgeschätzt, bevor die eigentliche Belastung aufgebracht wird. Für ein Entlastungsszenarium muss die angewendete Vorkonsolidierungsspannung der reduzierte Wert sein, nachdem der Effekt der Entlastung eingetreten ist. In beiden Fällen kann die Korrelation mit $\sigma'_{pc} = 0,25 \cdot q_{net}$ verwendet werden, vorausgesetzt dass der Wert von q_{net} repräsentativ für den betrachteten Belastungsfall ist. Für den Entlastungsfall kann ein repräsentativer Wert von q_{net} aus repräsentativen CPTUs mittels eines realistischen Spannungszustands abgeleitet werden. Zum Beispiel kann die undrainierte Scherfestigkeit in der Aushubsohle, auf der eine Vertikalauflast von 25 kPa aufgebracht ist, mittels eines repräsentativen Wertes für q_{net} aus einer Tiefe ermittelt werden, welche einer effektiven insitu Vertikalspannung von 25 kPa entspricht, was typischerweise eine Tiefe von 3 m in gleichartiger Ablagerung wäre. Dieser Ansatz wird zu den gleichen undrainierten Scherfestigkeiten führen wie sie unter direkter Anwendung von N_{kt} = 25,5 auf den repräsentativen q_{net} -Wert ermittelt wurden.

Auf diese Weise ergeben die beiden Korrelationen (SHANSEP und CPTU) ein und dieselbe undrainierte Scherfestigkeit. Der Ansatz wurde in Anhang G bei der Interpretation der vier Gleitversuche dokumentiert, in denen ein Bucket-Fundament zunächst bei vertikaler Belastung konsolidert und nachfolgend seitwärts bis zum Versagen gezogen wird.

Es muss darauf hingewiesen werden, dass das empfohlene Verfahren, die CPTU-Messungen nach oben und unten abhängig vom entsprechenden Spannungsniveau umzurechnen, solange gültig ist wie die CPTU-Messungen repräsentativ sind (also z.B. keine Schichtgrenze zwischen gefalteten und intakten Ton durchqueren). CPTUs ab der derzeitigen Meeresoberfläche geben eine Resonanz für einen Boden wieder, welcher für viele Jahre frei anschwellen konnte. Bei einem Bodenaushub lässt sich die nach Abschluss der Primärkonsolidation entsprechende effektive Spannung in drei Zonen einteilen:

- Flache Zone, in welcher ein repräsentativer Spannungszustand dem gleicht, was aus CPTUs bei Ansetzen des Spannungsniveaus abgeleitet werden kann.
- Tiefe Zone, in der keine Auswirkungen aus dem Bodenaushub ersichtlich sind.
- Übergangszone, in der weder die flache Zone noch die tiefe Zone repräsentativ sind.

Je nachdem was für die betreffenden Aktivitäten entscheidend ist, kann die Übergangszone entweder als flache Zone oder tiefe Zone behandelt werden.

Anisotropieverhältnisse wurden im Labor ermittelt und es scheint, dass die undrainierten Scherfestigkeiten aus Kompressions-, Extensions- und Direkten Scherversuchen in der gleichen durchschnittlichen Größenordnung liegen. Diese Beobachtung wurde ebenfalls durch vier Vertikal-Lastplattenversuche bestätigt, welche auf runden Platten mit einem Durchmesser von 1,0 m durchgeführt wurden. Der gemessene durchschnittliche Widerstand (233 kPa) wurde verglichen mit einer axialsymmetrischen Plaxis-Analyse unter Verwendung eines undrainierten Scherfestigkeitsprofils, welches mittels der innerhalb der Testbaugrube durchgeführten CPTUs und N_{kt} = 25,5 aufgestellt wurde. Unter Anwendung von Anisotropieverhältnissen von 1,00 betrug der berechnete Widerstand 224 kPa.

Darüberhinaus wurde das gleiche undrainierte Scherfestigkeitsprofil verwendet, um den Passiv-Lastplattenversuch (zwei Platten werden voneinander weggedrückt, wobei jede Platte etwa 2 m hoch und 6 m lang ist) nachzubilden. Die ermittelte Passiv-Kraft betrug 2.185 kN während der Maximalwert der gemessenen Kraft bei 1.655 kN lag.

Mögliche Ursachen für den Unterschied zwischen den berechneten und gemessenen Bruchlasten sind das weitere Aufweichen des Tons zwischen dem Zeitpunkt des CPTUund des Lastplattenversuches, geringfügige Unsicherheiten im Höhenniveau, Wechselhaftigkeiten im CPTU-Profil und die mögliche Bandbreite der N_{kt}-Werte, von denen 25,5 der besten Schätzung entspricht. Im Grenzbereich weisen die besten Schätzwerte bei Übertragung der Probenkörper im Laborformat (0,004 m²) auf eine Lastfläche von 12 m² auf eine maßstabsbedingte Reduzierung der undrainierten Festigkeit von 24 % hin. Dennoch scheint eine derartige Reduzierung nicht völlig gerechtfertigt zu sein angesichts der Beschaffenheit des Tons (Festigkeit im Labor wird beherrscht von bereits bestehenden Scherflächen) und angesichts der in Vertikal-Lastplattenversuchen (Fläche: 0,8 m²) ermittelten Durchschittsergebnisse.

Die Korrelation der CPTU-Messungen mit den verfügbaren undrainierten Scherfestigkeitsversuchen (CAUc, CAUe und DSS) impliziert, dass die undrainierte In-Situ Scherfestigkeit mittels $N_{kt} = 25,5$ (Mittelwert aus 114 Versuchen) abgeschätzt werden kann. Die Verteilung ist in Abbildung 12-5 angegeben. Diese Ergebnisse decken die Røsnæs, Ølst und Holmehus Formationen ab, während die eine Messung in der Æbelø Formation nicht berücksichtigt ist.

Ein Vergleich zwischen den abgeschätzten Durchschnittswerten N_{kt} für die verschiedenen Formationen zeigt Abweichungen auf, aber die Größenordnung der Abweichung ist mehr oder weniger direkt mit der Anzahl der Versuche innerhalb der relevanten Formationen verknüpft und es wurde daher der Schluss gezogen, dass $N_{kt} = 25,5$ für die Tone der Lillebælt, Røsnæs, Ølst, Holmehus und Æbelø Formationen anwendbar ist.



Abbildung 12-5 Versuchsanzahl gegenübergestellt mit dem ermittelten "Cone"-Faktor. Schollen, Verfaltungen und intakte Ablagerungen wurden einbezogen. Die Abbildung beinhaltet die mittels CAUc, CAUe und DSS gemessene undrainierte insitu Scherfestigkeit.

Die einzige Ausnahme ist, dass der arithmetische Mittelwert von $N_{kt, DSS}$ (23,9 bei 31 Versuchen) für die gefaltete Røsnæs Formation etwa 10 % niedriger als der arithmetische Mittelwert von $N_{kt, CAUc}$ (26,1 bei 45 Versuchen). Es wird angenommen, dass dieser Unterschied eine Dehnungsgeschwindigkeit im Direkten Scherversuch repräsentiert, welche die Dehnungsgeschwindigkeit im undrainierten Triaxialversuch um das 20-fache übersteigt. Daraus wird der Schluss gezogen, dass:

- der paläogene Ton einen positiven Effekt bestehend aus einem Anstieg der Scherfestigkeit von 7 % je dekadisch logarithmischen Verformungsratenzyklus aufweist.
- die undrainierte Direkte Scherfestigkeit, wie in diesem Laborprogramm gemessen, mit 0,916 multipliziert werden sollte, um den durchgeführten undrainierten Triaxialversuchen zu entsprechen.

12.2.6.3 Effektive Scherfestigkeitseigenschaften

Effektive Scherfestigkeitseigenschaften wurden mittels CADc- und CAUc-Versuchen ermittelt. Bei detaillierter Prüfung der Versuchsanlage zur Durchführung von CAD-Versuchen am z.B. Røsnæs-Ton zeigen einige Versuche fortwährende Dilatation, andere zeigen einen Scherfestigkeitshöchstwert und einige zeigen sogar ein konstantes Volumen enlang der letzten Abschnittes der Scherphase (kritischer Zustand). In den gewonnenen Ergebnissen scheint kein systematischer Trend zu sein. Der Mittelwert der effektiven Scherfestigkeitseigenschaften wurde deshalb unter Berücksichtigung aller CAD- und CAUc-Versuchen ermittelt, was eine Beurteilung der Scherfestigkeitseigenschaften als eine Gesamtheit ermöglicht. Die arithmetrischen Mittelwerte des triaxialen Spitzenreibungswinkels und der effektiven Kohäsion sind $\varphi' = 19,6^{\circ}$ bzw. c' = 14 kPa.

12.2.7 Geophysikalische Eigenschaften

In der Bohrung 09.A.701 sind drei verschiedene paläogene Toneinheiten vertreten. Von diesen besitzt die Røsnæs-Einheit eine hohe und mit der Tiefe ansteigende Gammastrahlung. Der Übergang zur unterlagernden Ølst-Einheit ist durch eine Gammastrahlungsspitze und danach durch eine schalenförmige Senkenentwicklung gekennzeichnet. Der Übergang von der Ølst-Einheit zur Holmehus-Einheit ist feiner und hauptsächlich als ein Anstieg in den Gammastrahlungswerten zu erkennen.

Es erscheint möglich, anhand der Messungen zwischen Intervallen aus intaktem Ton und gefalteten Abfolgen zu unterscheiden. Ein Beispiel ist 09.A.002, wo das Intervall unterhalb einer Tiefe von 60 m in der Typ B Bohrung als intakt beurteilt wird. Die gefalteten Intervalle scheinen sich durch höher schwankende natürliche Gammastrahlung, Induktionsleitfähigkeit und Gamma-Dichte abzuzeichnen; eine Erklärung hierfür ist unbekannt.

Geologie		Se	onic	P-VSP		S-VSP	
		Intervallgeschwindigkeit [m/s]		Intervallgeschwindigkeit [m/s]		Intervallgeschwindigkeit [m/s]	
		Bereich	Mittelwert	Bereich	Mittelwert	Bereich	Mittelwert
n n n	Røsnæs	1490- 1675	1575	1675- 2025	1850	250-450	300
Paläogener	Ølst 09.A.701	1570	1570	1700	1700	350	350
1011	Holmehus 09.A.701, 09.A.703	1560- 1600	1580	1600	1600	250-350	300

Tabelle 12-3	Abgeleitete Sonic-	ind VSP-Int	ervallgeschwindigkeiten,	korreliert mit	Geologie und
Alter					

Der paläogene Ton wurde aufgeteilt in den Lillebælt-, Røsnæs-, Ølst-, Holmehus- und Æbelø-Ton. Die aus den VSP-Messungen interpretierten Intervallgeschwindigkeiten und berechneten physikalischen Bodeneigenschaften wurden mit drei paläogenen Ton-Einheiten korreliert. Die Ergebnisse sind in Tabelle 12-3 aufgeführt. Die Veränderung der mit VSP gemessenen Geschwindigkeiten entspricht nicht immer der Stratigraphie. Dies könnte auf die begrenzte Genauigkeit der VSP-Methode und auf die Schwierigkeiten mit der Interpretation von Geschwindigkeitsintervallen bei der Einstufung von Lithologien zurückzuführen sein.

Der Schubmodul bei kleinen Verformungen (G₀), die Querkontraktionszahl und der Elastizitätsmodul wurden mittels der Ergebnisse aus den VSP-Messungen und der Dichteaufzeichnung berechnet. Die Parameter wurden für die drei paläogenen Ton-Formationen Røsnæs-, Ølst- und Holmehus-Formation berechnet. Der Røsnæs-Ton wurde in vier Bohrungen, eine auf Lolland und drei auf Fehmarn, erkundet. Die hohen Geschwindigkeiten bei rd. 2000 m/s wurden nur dort gemessen, wo die Bohrung weniger als 6 m der paläogenen Ton-Einheit durchdringt und wo als überlagerndes Sediment die Geschiebebodeneinheit mit hoher Geschwindigkeit ansteht. Gemäß diesen Beobachtungen muss berücksichtigt werden, dass die gemessene Geschwindigkeit ein wenig zu hoch sein könnte. Ferner muss beachtet werden, dass die mit der Sonic-Aufzeichnung gemessenen Geschwindigkeiten etwas niedriger als die Messwerte aus VSP sind.

Geologie		G ₀ [MPa]		Querkontraktionszahl [-]		Elastizitätsmodul	
						[MPa]	
		Bereich	Mittelwert	Bereich	Mittelwert	Bereich	Mittelwert
	Røsnæs	120-483	317	0,466-0,492	0,472	359-1423	932
Paläogener	Ølst 09.A.701	157-224	184	0,479	0,479	465-664	545
Ton	Holmehus 09.A.701, 09.A.703	90-155	120	0,483-0,492	0,486	265-455	360

 Tabelle 12-4
 Berechnete Parameter des paläogenen Tons mittels VSP

Es sei darauf hingewiesen, dass die geophysikalischen Eigenschaften der Schollen aus Ton paläogenen Ursprungs innerhalb der eiszeitlichen Ablagerungen zusammen mit den geophysikalischen Eigenschaften der eiszeitlichen Ablagerungen beschrieben wurden.

12.2.8 Steifigkeit bei kleinen Dehnungen (Small-Strain-Stiffness) und Dämpfung

Der Schubmodul bei kleinen Dehnungen wurde im Labor gemessen mittels Resonanzsäulenversuchen und unter Verwendung von in Bodenprobenkörper für Triaxial- und Resonanzsäulenversuche installierten Bender-Elementen. In den für die CAU-Triaxialversuche verwendeten Bodenprobenkörpern mit einem Verhältnis der Höhe zum Durchmesser von 1:1 lieferten Bender-Elemente keine verlässlichen Abschätzungen der Scherwellengeschwindigkeit. Bender-Element-Messungen an für zyklische Triaxial- und Resonanzsäulenversuche verwendeten Bodenprobenkörpern mit einem Verhältnis der Höhe zum Durchmesser von 2:1 erschienen zuverlässiger und lieferten Abschätzungen von Schubmoduli, die dicht an Werten aus Resonanzsäulenversuchen liegen. Bender-Elemente in Bodenprobenkörpern mit einem Verhältnis der Höhe zum Durchmesser von 2:1 liefern ebenso Scherwellengeschwindigkeitswerte, die denen entsprechen, die aus geophysikalischer Downhole-Messung mittels Vertical Seismic Profiling innerhalb der Bohrungen in der gleichen geologischen Einheit gewonnen wurden, aus denen die Bodenprobenkörper zur Versuchsdurchführung entnommen wurden.

Die Versuchsergebnisse zeigen, dass im Paläogen bis in einer Tiefe von etwa 30 m unter Ansatzpunkt der Schubmodul bei kleinen Dehnungen (G_{max}) mit der Tiefe ungefähr linear bis zu einem Wert von etwa 100 MPa bei einer Tiefe von 30 m ansteigt. Die Downhole-Messung zeigt, dass G₀ unterhalb von 30 m über die Tiefe wesentlich konstant mit Werten um bis zu 400 MPa zu sein scheint. G_{max} wächst an sobald die Konsolidierungsspannung ansteigt, allerdings ist das Anwachsen relativ klein. Ein Anstieg der effektiven Vertikalspannung um beispielsweise 50 % bewirkt einen Anstieg von G_{max} um ca. 10 %.

In Tiefen kleiner als 30 m unter Ansatzpunkt ergeben die Versuchsdaten ein Verhältnis von G_{max} zum Netto-Sondierspitzenwiderstand q_{net} zwischen 20 und 40. Downhole-Messungen ergeben für größere Tiefen ein Verhältnis von G_0/q_{net} von 50 bis 200. Unter zyklischer Belastung kann für alle paläogenen Stoffe die gleiche dimensionslose Steifigkeitsdegradationskurve (G/G_{max} bezogen auf zyklische Scherdehnung) angewendet werden.

12.2.9 Zyklische undrainierte Scherfestigkeit

Die gefalteten Røsnæs- und Ølst Formationen besitzen scheinbar eine zyklische Schersteifigkeit, die höher ist als die statische Schersteifigkeit unter Verwendung der von q_{net} mit N_{kt} =25,5 als Referenz abgeleiteten direkten einfachen Scherfestigkeit, sofern die entsprechende Anzahl der Lastzyklen einen Wert von 10 nicht überschreitet.

Die Holmehus-Formation weicht insofern davon ab, scheinbar signifikant schwächer zu sein. Zyklische Belastung bewirkt eine Scherfestigkeitsdegradation. Die zyklische Schersteifigkeit ist 40 % kleiner als die statische Schersteifigkeit, sofern die entsprechende Anzahl der Lastzyklen einen Wert von 10 nicht überschreitet.

Sollten detailliertere Informationen benötigt werden, sind die Versuchsergebnisse weiter auszuwerten und ergänzende Versuche einzuleiten. Abschließend sei hervorgehoben, dass Deltares die zyklischen DSS-Versuche für die Røsnæs- und Ølst-Formationen mittels aktiver Höhensteuerung durchführte, wohingegen die Holmehus-Versuche durch Fugro/Houston mittels passiver Höhensteuerung durchgeführt wurden.

12.3 Spezielle Auswertungen und Untersuchungen

Es wurden spezielle Untersuchungen und Auswertungen an Tonen paläogenen Ursprungs aus den Bereichen der alten Lillebælt-Brücke, der Fehmarnsund-Brücke und des Hafendammes von Puttgarden durchgeführt. Die Bodenverhältnisse an diesen Bereichen sind vergleichbar mit den Bodenverhältnissen im Abschnitt der Trasse der festen Fehmarnbeltquerung. Somit dienen die durchgeführten Bohrungen als Korrelations-Bohrungen für Stellen mit ähnlichen Bodenverhältnissen wie im Abschnitt des Fehmarnbelts und mit bekanntem Baugrundverhalten unter realen und Langzeitbelastungen.

Die geotechnischen Eigenschaften der Tone in diesen Bereichen wurden untersucht durch:

- Klassifizierungsversuche von Fugro an Bodenproben aus den Typ A Bohrungen in Lillebælt
- In Situ Versuche (CPTU) von Fugro in den Typ B Bohrungen in Lillebælt
- Klassifizierungsversuche und Feldflügelsondierungen von GEO in den Typ A Bohrungen unter Pfeiler 3 der alten Lillebælt-Brücke in Lillebælt
- Klassifizierungsversuche von GEO an Bodenproben aus den Typ A Bohrungen in Fehmarnsund
- In Situ Versuche (CPTU) von GEO in den Typ B Bohrungen in Fehmarnsund
- Klassifizierungsversuche von GEO an für höherwertige Laborversuche ausgewählten Bodenproben aus den Typ A Bohrungen in Lillebælt und Fehmarnsund
- Höherwertige geotechnische Laborversuche von GEO an ausgewählten Bodenproben aus den Typ A Bohrungen in Lillebælt und Fehmarnsund

Die allgemeine Zielsetzung der Untersuchung in Lillebælt war herauszufinden, ob die Brückenlast vollständig oder teilweise in veränderte effektive Spannungen innerhalb der Tone paläogenen Ursprungs unterhalb des Pfeilers 3 übertragen wurde oder nicht. Die vorhandenen Brückenpfeiler haben seit 1932 erhebliche Setzungen von 0,3 m (Pfeiler 1) bis etwa 0,7 m (Pfeiler 3) erfahren.

Die allgemeine Zielsetzung der Untersuchung in Fehmarnsund war herauszufinden, ob die Belastung aus dem nördlichen Damm vollständig oder teilweise in veränderte effektive Spannungen innerhalb der Schollen aus paläogenem Røsnæs/Lillebælt-Ton unterhalb des Dammes übertragen wurde oder nicht. Die von 1961 bis 1971 beobachtete Setzung des nördlichen Dammes beträgt etwa 0,8 m. Die Setzungen innerhalb der letzten 40 Jahre wurden nicht überwacht. Das für die feste Fehmarnbeltquerung anzuwendende Modell zur Abschätzung der Setzungen wird von der Bodenreaktion beeinflusst werden.

Die allgemeine Zielsetzung der Untersuchung in Puttgarden bestand darin, die durch Korrelation von Kompressionsversuchen mit CPTUs aufgestellte Setzungsmodellierung zu evaluieren.

Zusammenfassend zeigen die Versuchsergebnisse, dass:

- die effektiven Spannungen unterhalb des Pfeilers 3 der alten Lillebælt-Brücke und des nördlichen Dammes an der Fehmarnsund-Brücke aufgrund des Gewichtes der Bauten erhöht wurden.
- die gemessene Setzung der Pfeilerkopfmauer im Hafen von Puttgarden 340 mm beträgt, wohingegen die abgeschätzte Setzung etwa 300 mm beträgt.

Weitere Sonderuntersuchungen an den Tonen paläogenen Ursprungs beinhalteten im Labor durchgeführte Vermischung, Zementstabilisierung und einaxiale Druckversuche an diesem Material.

12.4 Large Scale Properties

Die geotechnische Feldversuchsfläche (Geotechnical Large Scale Testing Area -GLSTA) liegt im Flachwasserbereich vor der Küste Fehmarns. Die Arbeiten starteten im Jahr 2010 und laufen derzeit noch, und die hier dargestellten Erkenntnisse sind damit vorläufig und werden zukünftiger Überprüfung und Überarbeitung unterliegen. Der Umfang der GLSTA-Arbeiten ist in Kapitel 8 beschrieben.

Dieser Berichtsabschnitt fasst die Ergebnisse und Erkenntnisse aus der geotechnischen Feldversuchsfläche zusammen:

- Hebung und Porenwasserdruck der unterhalb des Meeresbodens instrumentierten Testbaugrube zusammen mit Prognosen von Hebung, basierend auf Baugrundmodellen.
- Tragfähigkeit aus Lastplattenversuchen (vertikale, horizontale Abscher- und passive Versagensmechanismen) und Vergleich mit anderen Festigkeitsmessungen.
- Herausziehwiderstand von Bohrpfählen und Rammpfählen; und
- Herausziehwiderstand und Kriechfestigkeit aus Bodenankerversuchen (landseitig auf Lolland).

12.4.1 Instrumentierte Testbaugrube

Die Ergebnisse der Testbaugrube beinhalten Extensometer-Hebungsmessungen und Porenwasserdruckreaktionen.

Die Ergebnisse der Testbaugrube wurden neben den Ergebnissen aus den höherwertigen Laborversuchen zur Entwicklung von Baugrundmodellen verwendet, welche näherungsweise das Verhalten vom paläogenen Ton nachbilden können. Der Vorgang war, die Laborversuchsergebnisse zur Entwicklung von Steifigkeits- und Festigkeitsmodellen vom Ton zu verwenden und daraufhin diese mit den Ergebnissen der Testbaugrube zu kalibrieren. Dieser Vorgang ist aufgrund von einigen offensichtlichen Widersprüchen in den Daten nicht unproblematisch; die erlangten Rückschlüsse gelten lediglich für den gefalteten Ton, welcher im Standort der Testbaugrube ansteht.

Drei verschiedene Baugrundmodelle werden vorgelegt; diese sind:

- Ein Modell, welches ausschließlich auf Porenzahländerungen über die Tiefe basiert. Dieses ist ein einfaches Modell, aber es veranschaulicht die Größenordnung der Hebung, bzw. Setzung im Falle von Belastungen, welche unterhalb von Bodenausgrabungen erwartet werden kann;
- Ein 1D Finite Differenzen Modell (sog. NUMHEAVE), welches auf den höherwertigen Laborversuchen basiert, dieses Modell ist ein Hebungsmodell; und
- Ein 2D (bzw. 3D) Modell unter Anwendung des BRICK-Codes, welches auf den höherwertigen Laborversuchen basiert, dieses Modell beinhaltet Festigkeits- und Steifigkeitsberechnungen.

In den nachfolgenden Abschnitten werden die Basisdaten aus der Testbaugrube zusammen mit einer Zusammenfassung der Baugrundmodellberechnungen für Hebung dargestellt.



Abbildung 12-6 Ergebnisse aus der Testbaugruben-Instrumentierung

Ein Beispiel der Ergebnisse aus den 3 zentrischen Installationen (Extenso-Piezometer Nr. 4, 5 und 6) kann der Abbildung 12-6 entnommen werden, wobei die beiden tiefen Extensometer (E6, Tiefe: 9 m / E5, Tiefe: 25 m) größere Verschiebungen zwischen der Baugrubensohle und der Instrumententiefe zeigen als das flache Extensometer in einer Tiefe von 3 m (E4). Dies legt nahe, dass während der Beobachtungsperiode keine Hebung unter einer Tiefe von 9 m eintrat, was als begründet angesehen werden kann in Anbetracht der Piezometer-Messung in 3 m Tiefe, wo es begrenzte Porenwasser-Dissipation gab verglichen mit den Piezometern in einer Tiefe von 9 und 25 m, wo es keine Dissipation von Porenwasserüberdrücken gab.

Die Abbildung 12-7 zeigt die Ergebnisse der Baugrundmodellprognosen für die in Abbildung 12-6 dargestellten Daten. Es ist ersichtlich, dass die Übereinstimmung zwischen den gemessenen und prognostizierten Verschiebungen nicht perfekt ist, was darauf hindeutet, dass die flachen Instrumente die gleiche Hebung aufweisen, aber das tiefere Instrument eine größere Hebung aufweist, infolge der Schub induzierten Bewegung verbunden mit dem Baugrubenausbau von Phase 1 zur Phase 2. Die prognostizierten Porenwasserdrücke legen nahe, dass es während der 10 monatigen Periode nach dem Bodenaushub eine minimale Porenwasser-Dissipation gab, und dieses entspricht ziemlich den Daten in Abbildung 12-6 für die tiefer liegenden Messinstrumente, jedoch ist leicht abweichend für das flache Piezometer (P4, Tiefe: 3m), bei welchem es eine anfängliche Periode der Porenwasser-Dissipation gab, die dann zurück geht, bevor der Bodenaushub der Phase 3 erfolgt.

Unter der Annahme, dass die aus den höherwertigen Laborversuchen entwickelten Baugrundmodelle hinreichend sind, wurde die Durchlässigkeit des Bodens über die Anpassung der Rate der prognostizierten Hebung mit der gemessenen Hebung gemäß Abbildung 12-7 abgeschätzt. Diese Vorgehensweise führt zu einer Durchlässigkeit des Bodenkörpers, die annähernd um zwei Größenordnungen größer als die im Labor gemessene Durchlässigkeit ist (Durchlässigkeit k = $1,5 \cdot 10^{-10}$ m/s verglichen mit $5 \cdot 10^{-12}$ m/s aus dem Labor).



Abbildung 12-7 Prognostizierte und gemessene Extensometer-Hebungen (Beispiel aus Brick-Modellanalysen)

Unter Berücksichtigung der aus der Rückrechnung der Testbaugrube gewonnen Daten wurde eine Voraussage der Gesamthebung (langfristig) vorgenommen, welche in Abbildung 12-8 für das 1D NUMHEAVE Modell und 2D BRICK Modell dargestellt ist. Die verschiedenen Modelle zeigen eine starke Ähnlichkeit in den rechnerischen Ergebnissen, wobei das BRICK Modell geringfügig höhere Hebungen prognostiziert als das NUMHEAVE Modell. Die Sekundärhebungen sollten zur Primärhebung hinzugerechnet werden, um die Gesamthebung zu erhalten.



Abbildung 12-8 Prognose der langfristigen Hebung für die Testbaugrube

Die Ergebnisse in Abbildung 12-8 zeigen, dass sich die Hebung an der Sohle der 10 m tiefen Baugrube nach 120 Jahren aus einer Primärhebung von 325 mm und einer Sekundärhebung (Kriechen) von zusätzlich 115 mm zu einer Gesamtsetzung von etwa 440 mm zusammensetzt. Im Falle einer teilweisen Auffüllung der Baugrube entsprechend einer Last von 25 kPa (gegenübergestellt der Baugrubenentlastung von 85 kPa) reduziert sich die Gesamthebung zu etwa 250 mm (175 mm Primärhebung und 75 mm Sekundärhebung). Diese Bewegungen passen zu den "Porenzahl-Modell"-Prognosen, wonach für eine vollständige Primärhebung und eine Sekundärhebung über einen Zeitraum von einigen tausend Jahren die Gesamthebung im Fall ohne Auffüllung 550 mm und im Fall mit 25 kPa-Auffüllung 400 mm beträgt. Sämtliche Daten legen nahe, dass die Hebungen auf lange Sicht signifikant sind.

Sobald weitere Daten aus der Testbaugrube vorliegen werden diese Prognosen überarbeitet.

12.4.2 Lastplattenversuch

Die Lastplattenversuche wurden ausgeführt, um Daten für den Vergleich mit den Ergebnissen der Laborversuche zu liefern, welche an kleinen Probenkörpern ausgeführt wurden (überwiegend mit einem Durchmesser von 0,07 m); die Lastplattenversuche bestanden aus:

- 4 Vertikal-Lastplattenversuche, Durchmesser: 1 m, ausgeführt in einer Tiefe von 0,3 m unter der Baugrubensohle;
- 4 Horizontal-Lastplattenversuche, mit einer Fläche von 0,5 m x 1 m und 0,1 m tiefen Schürzen, ausgeführt in einer Tiefe von 0,3 m unter der Baugrubensohle. Der Boden unter den Platten wurde zunächst mit Vertikalspannungen von 32 und 57 kPa in ein Gleichgewicht geführt, bevor er unter undrainierten Bedingungen abgeschert wurde; und

• 1 paralleler Passiv-Lastplattenversuch, 2 m x 6 m installiert bis 2,4 m unter Baugrubensohle.

Aus den Lastplattenversuchsergebnissen sind zusammen mit Labor- und In-Situ-Versuchsdaten die folgenden Vergleiche möglich:

- Ermittlung der Festigkeitsanisotropie.
- Ermittlung der maßstäblichen Auswirkung auf die Festigkeit.
- Ermittlung der undrainierten Festigkeit als eine Funktion des Spannungsniveaus.

Die Untersuchung konzentrierte sich überwiegend auf die Messung der in-situ Scherfestigkeit des gefalteten Røsnæs-Tons in der Sohle der Testbaugrube in 20 m Wassertiefe. Nach den Ergebnissen der in der Aushubsohle durchgeführten CPTU wurde ersichtlich, dass im oberen Bereich (etwa 1 m) des Tons wie in Abbildung 12-9 dargestellt eine rasche Aufweichung auftrat, wobei in geringer Tiefe die c_u -Linie, welche bei den Randbedingungen vor dem Bodenaushub abgeleitet wurde, von der Festigkeit abweicht, die nach dem Bodenaushub gemessen worden ist. Es wird erwartet, dass sich mit der Zeit die Tiefe der aufgeweichten Zone erhöht, während sich Porenwasserdrücke in größerer Tiefe abbauen.



Abbildung 12-9 c_u abgeleitet aus CPTU-Ergebnissen ($c_u = q_{net} / N_{kt}$, $N_{kt} = 25,5$) und UU-Versuchen

Ein Beispiel der Lastplattenversuchsergebnisse (Vertikal-Lastplattenversuche) ist in Abbildung 12-10 dargestellt. Es wird eine signifikante Streuung in den Ergebnissen deutlich, was bei Betrachtung der erzielten Rückschlüsse berücksichtigt werden muss.



Abbildung 12-10 Vertikal-Lastplattenversuchsergebnisse

Die Auswirkung dieser raschen Aufweichung auf die Lastplattenversuche (nur vertikal und passiv, da der horizontale Schertest nach einer Halteperiode ausgeführt wurde) ist, dass die Versuche im Ton mit stark wechselnder Festigkeit über die Tiefe in einem großen Teil der Bruchzone ausgeführt wurden.

Ungeachtet dieser Situation wurden die folgenden Schlüsse gezogen:

- Für den gefalteten Røsnæs-Ton wurde ein N_{kt} -Wert von 25,5 (siehe Abschnitt 12.2.6) zur Berechnung des Profils der undrainierten Scherfestigkeit angewendet, mit welchem die Lastplattenversuche korreliert wurden. Die errechneten Belastbarkeiten sind hinreichend nahe an den im Feld aufgezeichneten Werten, was dafür spricht, dass dieser Wert für die Berechnung von c_u anhand von CPTU-Daten für konstruktive Betrachtungen geeignet ist.
- Die Bewertung der Lastplattenversuche beruht auf die Korrelation, welche im Wesentlichen auf CAUc-Versuchsdaten (cu^c) basiert und erweist keine systematische Divergenz, was nahelegt, dass Anisotropie-Effekte klein sind.
- Es zeigte sich, dass der Widerstand der Horizontal-Lastplattenversuche ähnlich des nach dem SHANSEP-Ansatz gemäß Abschnitt 12.2.6 erwarteten Widerstandes war, sofern die Vorkonsolidierungsspannung basierend auf $\sigma'_{pc} = 0.25 \cdot q_{net}$ beurteilt wurde. Entscheidenderweise muss der Wert von q_{net} passend zu dem Spannungsniveau sein, welcher vom Versuch ausgeführt wird und nicht der Wert von q_{net} vor etwaiger Belastungs- oder Entlastungsstufen (Dies kann unter Betrachtung der Variation von q_{net} über das Spannungsniveau im CPTU-Diagramm berücksichtigt werden). Die Verknüpfung von σ'_{pc} mit q_{net} ist für dieses Material besonders, da es signifikant niedrigere Vorkonsolidierungsspannungen in geringer Tiefe als in größerer Tiefe bedeutet.

12.4.3 Pfahl- und Bodenankerprüfungen

Die Durchführung von Zugversuchen an den Pfählen und Bodenankern hat folgende Zielsetzung:

- Identifizierung der Beziehung zwischen der Baugrundsteifigkeit und des Herausziehwiderstandes und wie diese entsprechend der Pfahl- und Ankertypen variiert:
- Untersuchung des Anwachsens der Tragfähigkeit über die Zeit; und •
- Untersuchung des Kriechverhaltens der Bodenanker unter statischer und zyklischer • Belastung.

Zum Zeitpunkt der Berichtserstellung (Mai 2012) wurden die finalen Bodenankerprüfungen (Prüfungen nach 1 Jahr) und Pfahlprüfungen (Prüfungen nach 2 Jahren) noch nicht durchgeführt, daher unterliegt das Nachfolgende der Revision.

12.4.3. **Pfahlprüfungsergebnisse**

Die vorläufigen Ergebnisse der Pfahlprüfungen sind für die Bohrpfähle in der Abbildung 12-11 und der Tabelle 12-5, für die Rammpfähle in der Abbildung 12-12 und der Tabelle 12-6 und für die Bodenanker in der Abbildung 12-13 und der Tabelle 12-7 zusammengestellt.





Tabelle 12-5	Zusammenfassung	der Ergebnisse	– Bohrpfähle
--------------	-----------------	----------------	--------------

Pfahltest	Mittlerer Grenzwert der Pfahlmantelreibung aller Testpfähle [kN]	Mittlere Gesamt- Kopfverschiebung aller Testpfähle [mm]	Adhäsionsfaktor α
1. Versuch	3450	28	1,11
2. Versuch	3067	39	0,98
3. Versuch	2650	54	0,83
4. Versuch	2400	69	0,74
5. Versuch	N/A	N/A	N/A

Bei den Bohrpfählen (im Trockenbohrverfahren hergestellt) gibt es keinen systematischen Anstieg der Tragfähigkeit über die Zeit. Vorläufig wird ein Adhäsionsfaktor α von 1,0 für die Bemessung für Zustände empfohlen, in denen der Pfahl nicht versagen darf (das Verhalten nach dem Spitzenwert zeigt eine sprunghafte Abschwächung des Pfahlwiderstandes). Bei Nutzung dieses Adhäsionsfaktors sollte die undrainierte Scherfestigkeit des gefalteten Røsnæs-Tons über $c_u = q_{net} / N_{kt}$ mit $N_{kt} = 25,5$ abgeschätzt werden.



Abbildung 12-12 Herausziehwiderstand gegen Pfahlkopfverschiebung - Rammpfähle

Pfahltest	Mittlerer Grenzwert der Pfahlmantelreibung aller Testpfähle [kN]	Mittlere Gesamt- Kopfverschiebung aller Testpfähle [mm]	Adhäsionsfaktor α
1. Versuch	3125	12	1,09
2. Versuch	2266	36	0,78
3. Versuch	2100	61	0,72
4. Versuch	2000	90	0,69
5. Versuch	N/A	N/A	N/A

Tabelle 12-6	Zusammenfassung	der Erge	ebnisse –	Rammpfähle

Bei den Rammpfählen gibt es einen systematischen Anstieg der Tragfähigkeit über die Zeit, wobei die Tragfähigkeit im Belastungsversuch von 3.000 kN nach 1 Monat auf 3.200 kN nach 12 Monaten anwächst. Dieser Anstieg der Tragfähigkeit wird mit der auf den Pfahlmantel-Piezometern festgestellten Reduzierung von Porenwasserüberdrücken in Verbindung gebracht. Vorläufig wird ein Design-Adhäsionsfaktor α von 1,0 für die Bemessung für Zustände empfohlen, in denen der Pfahl nicht versagen darf (das Verhalten nach dem Spitzenwert zeigt eine sprunghafte Abschwächung des Pfahlwiderstandes). Bei Nutzung dieses Adhäsionsfaktors sollte die undrainierte Scherfestigkeit des gefalteten Røsnæs-Tons über $c_u = q_{net} / N_{kt}$ mit $N_{kt} = 25,5$ abgeschätzt werden.

12.4.3.2 Bodenankerprüfungsergebnisse

Bodenankerprüfungen waren bzw. sind an den Ankertypen gemäß den Tabellen 12-7 und 12-8 vorgesehen. Sämtliche Anker haben eine 7 m lange Einbindelänge mit einem Nenndurchmesser von 0,152 m im Røsnæs-Ton.

	Anker	Ankertyp		Versuchsdatum	Versuchsart
	G7	nicht nachverpresst	Luftspülung	07/09/2011	Untersuchungs- versuch
	G8	nicht nachverpresst	Luftspülung	13/09/2011	Kriechversuch
_	G11	nachverpresst	Luftspülung	06/09/2011	Untersuchungs- versuch
01	G13*	nachverpresst	Luftspülung	13/09/2011	Kriechversuch
2	G15	"Dummy"-Anker	Luftspülung	12/09/2011	Freie Länge Reibungsversuch
	G18	nicht nachverpresst	Wasserspülung	25/10/2011	Untersuchungs- versuch
	G17	nachverpresst	Wasserspülung	24/10/2011	Untersuchungs- versuch

Tabelle 12-7Bodenankerprüfungen 2011

*Dieser Anker weist eine freie Länge auf, die kürzer als zulässig ist; die Ergebnisse werden für den gefalteten Røsnæs-Ton als nicht gültig angesehen.

 Tabelle 12-8
 Bodenankerprüfungen 2012 (noch nicht ausgeführt)

	Anker	Ankertyp		Geplantes Versuchsdatum	Versuchsart
	G9A	nicht nachverpresst	Luftspülung	August 2012	Untersuchungs- versuch
5	G10A	nicht nachverpresst	Luftspülung	August 2012	Kriechversuch
2013	G12	nachverpresst	Luftspülung	August 2012	Untersuchungs- versuch
	G14	nachverpresst	Luftspülung	August 2012	Kriechversuch
	G16	"Dummy"-Anker	Luftspülung	August 2012	Freie Länge Reibungsversuch
	G13A*	nachverpresst	Luftspülung	August 2012	Kriechversuch

*Dies ist ein neuer, noch zu installierender Anker.

Ein Beispiel der Belastungsversuchsergebnisse von Ankern aus der Untersuchungsversuchsgruppe ist in Abbildung 12-13 dargestellt.

Die Beobachtungen und Untersuchungsergebnisse der Bodenankerprüfungen sind wie folgt:

- Es wurden nur Bodenanker mit einer nominalen Einbindelänge von 7 m und mit Lastübertragung über eine Endkappe geprüft.
- Etwa 50 % der Injektionsschläuche zur Nachverpressung konnten nicht genutzt werden, da der Wasserdruck nicht ausreichte, die Schläuche zu öffnen. Die Ergebnisse der nachverpressten Prüfungen zeigen als solche eine angemessene untere Grenze zum Vorteil der Nachverpressung. Zusätzliche Prüfungen können vorteilhafter sein.
- Die Ankerherstellung mittels Spülbohrung mit Wasser gestattet, eher als bei einer Ausführung im Lufthebeverfahren, zwar eine schnellere Bohrgeschwindigkeit innerhalb des paäogenen Tons, jedoch eine niedrigere Ankertragfähigkeit.
- Mit Ausnahme der nicht nachverpressten, mit Wasserspülung ausgeführten Anker waren die rückgerechneten Werte des Adhäsionsfaktors α größer als 1,0. α ist das Verhältnis von Anker-Mantelreibung zur undrainierten Scherfestigkeit, wobei die undrainierte Scherfestigkeit, beruhend auf CPTU, q_{net} / N_{kt} sei, mit N_{kt} = 25,5. Für eine vorläufige Bemessung (standortspezifische Versuche werden zur Überprüfung erforderlich sein) können für Anker mit Lastübertragung über eine Endkappe und mit Einbindelängen von 7 m oder weniger, die nachfolgenden Werte für α berücksichtigt werden:
 - Nicht nachverpresst, Bohrung im Lufthebeverfahren: $\alpha = 1,00$
 - Nachverpresst, Bohrung im Lufthebeverfahren: $\alpha = 1,25$
 - Nicht nachverpresst, Spülbohrung mit Wasser: Methode wird als nicht geeignet angesehen
- Es wurden Kriechversuche ausgeführt, indem die Ankerkraft für eine Periode von 20 Tagen konstant gehalten wurde. Die Haltekraft betrug etwa 50 % der geotechnischen Bruchlast. Die folgenden Tragfähigkeitsminderungen wurden ermittelt:
 - Nicht nachverpresst, Bohrung im Lufthebeverfahren: 0,9 % / lct (lct = log₁₀ Tage)
 Nachverpresst, Bohrung im Lufthebeverfahren: Prüfung wird als nicht zuverlässig

angesehen – Wiederholungsprüfung

• Es wurden zyklische Belastungsversuche zur Abschätzung der kumulativen Verschiebung, resultierend aus einem Belastungszyklus von 100 % auf 60 % und zurück zu 100 % der Gebrauchslast ausgeführt. Die folgenden Ergebnisse wurden ermittelt:

0	Nicht nachverpresst,	
	Bohrung im Lufthebeverfahren:	1,3 mm / lcs (lcs = \log_{10} Anzahl der
		Lastzyklen)
0	Nachverpresst,	
	Bohrung im Lufthebeverfahren:	Prüfung wird als nicht zuverlässig angesehen – Wiederholungsprüfung



Abbildung 12-13 Untersuchungsversuchsergebnisse, Bodenanker

13. Kreidezeitliche Schreibkreide

13.1 Geologische Beschreibung

Zwölf der in den Jahren 2009/2010 ausgeführten Bohrungen erreichten die Schreibkreide, wobei die Bohrung Nr. 09.A.008 rd. 75 m tief darin vordrang. Wie bereits aufgrund der Ergebnisse der Untersuchungen aus dem Jahr 1996 erwartet, handelt es sich um die typische dänische weisse Schreibkreide, die von der Steilküste der Insel Møn und von zahlreichen anderen Orten bekannt ist. Der Verfestigungsgrad (Mohs'sche Härtegrad) liegt fast durchgängig bei der Härte 2 (H2). Nur bei der Bohrung 09.A.008 wurde aus dem untersten Bereich eine auffällige Kreidelage mit der Härte 3 (H3) beschrieben.

Die Schreibkreide weist einen typischen Feuersteinanteil von im Mittel weniger als 5 Gew. % auf. Der Feuerstein ist knollig und nicht plattig ausgebildet. Die Feuersteinknollen konzentrieren sich typischerweise in mehreren Lagen. Bei einer Bohrung wurde eine Feuersteinknolle mit 25 cm Dicke durchörtert.

Auf den Bohrprofilen wird das Alter der Schreibkreide mit Maastricht angegeben Zur Altersbestimmung wurden aus der Bohrung 09.A.008 jeweils eine Gesteinsproben aus dem obersten und untersten Abschnitt entnommen. Die obere Probe war aus dem mittleren Maastricht und die untere Probe aus dem oberen Campan. Aus der Bohrung 09.A.019 wurden zwei weitere Gesteinsproben je eine aus dem oberen und dem unteren Schreibkreidebereich entnommen und untersucht. Die Proben gehörten zum oberen beziehungsweise unteren Maastricht. Weil es durch Inaugenscheinnahme nicht möglich ist, die Schreibkreide aus unterschiedlichen Altersstufen (Maastricht und Campan) sicher zu unterscheiden und weil diese Unterscheidung aus geotechnischer Sicht auch nicht erforderlich ist, wurde entschieden die einheitliche Altersbezeichnung Maastricht für die gesamte erbohrte Schreibkreide beizubehalten.

Beschreibungen und Angaben zum festgestelltem "schwarzem Material" in der Schreibkreide sind im Kapitel 9.2 enthalten.

13.2 Geotechnische Eigenschaften

13.2.1 Allgemeines

Die geotechnischen Eigenschaften der Kreideablagerungen wurden untersucht durch:

- Klassifizierungsversuche von Fugro an Bodenproben aus den Typ A Bohrungen
- In Situ Versuche (CPT) von Fugro in den Typ B Bohrungen
- Klassifizierungsversuche von GEO an für höherwertige Laborversuche ausgewählten Bodenproben aus den Typ A Bohrungen
- Höherwertige geotechnische Laborversuche von GEO an ausgewählten Boden-proben aus den Typ A Bohrungen

13.2.2 Klassifizierungseigenschaften

Sämtliche Kerne aus der Kreide wurden protokolliert und mit den Härtegraden gemäß Tabelle 13-1 beschrieben. Die Klassifizierung gemäß "International Society of Rock Mechanics" (ISRM) wurde lediglich zum Vergleich dargestellt. Die Verteilung des Härtegrades der gewonnenen Kerne kann ebenfalls der Tabelle entnommen werden.

IXI elue						
ISRM Felsklassifizierung		DGS Bulletin	Verteilung der			
Felseinstufung Beschreibung		Härtegrad	Beschreibung	Härtegrade (%)		
R0	Extrem schwach	H1	Unlithifiziert	6,0		
R1	Sehr schwach	H2	Schwach gehärtet	87,8		
R2	Schwach	H3	Gehärtet	5,8		
R3	Mittelfest	TIA	Starls ask "utat	0.4		
R4	Fest	П4	Stark genartet	0,4		
R5	Sehr fest	TI5	Flint	0		
R6	Extrem fest	НЭ	FIIII	0		

 Tabelle 13-1
 Felseinstufungssystem und % der Kerne mit variierenden Härtegraden in der Kreide

Die Kreide ist ein überwiegend leicht gehärtetes H2 Material (88 % der gewonnenen Kerne) mit einem geringen Anteil an H1 und H3 Materialien. Ergebnisse sämtlicher Klassifizierungsversuche an Kreideproben sind in Tabelle 13-2 zusammengefasst.

Eigenschaft	Tiefenbereich	Anzahl der Ergebnisse	Arithmetrischer Mittelwert	Standard- abweichung
Wassergehalt, w	0–30 m	327	33,3%	3,1%
	unterhalb von 30 m	61	28,8%	3,4%
Karbonatgehalt, Ca- CO ₃		62	95,0%	1,7%
Spezifisches Gewicht von Feststoffen, d _s	-	126	2,69	0,04
Trockendichte, ρ_d	-	310	1,41 Mg/m ³	0,08 Mg/m ³
Porenzahl, e	-	310	0,89	0,11
Porenanteil, n	-	310	0,47	0,03
Sättigungswichte, y sat	una seria da sera	456	$18,7 \text{ kN/m}^3$	0,8 kN/m ³
Auftriebswichte, γ'		456	8 ,7 kN/m ³	0,8 kN/m ³

Tabelle 13-2 Grundlegende geotechnische Klassifizierungseigenschaften der Kreide

13.2.3 CPTU

Neun der Typ B Bohrungen mit CPTU sind bis in die Kreide eingedrungen. Der Großteil des Kreidematerials ist im Allgemeinen kategorisiert durch einen Netto-Sondierspitzenwiderstand (q_{net}) zwischen 10 und 15 MPa sowie einen Reibungsverhältnis (R_f) zwischen 1,5 und 3,0%. Gestützt auf die Bohrlochmessung werden diese Parameter als repräsentierend für H2-Material angenommen. Es stehen lokale Schichten mit höheren q_{net} -Werten über 30 MPa an, und gelegentlich gibt es Fälle, in denen die Sondierungen abgebrochen werden mussten. Diese sind wahrscheinlich die härteren H3 und H4 Schichten und Feuersteinkörper, wie in den Bohrlochmessungen identifiziert.

13.2.4 Belastung und Belastungsgeschichte

Die aus den CRS-Kompressionsversuchen abgeleiteten Grenzspannungswerte sind in der Tabelle 13-3 zusammengefasst. Die Grenzspannungswerte σ_{yield} sind bezogen auf die effektive in-situ Vertikalspannung σ'_0 hoch, und bei Korrelation mit einem "untere Schranken"- CPTU q_{net}-Profil sind die Verhältnisse q_{net}/ σ_{yield} wie in Tabelle 13-3 angegeben. Der ermittelte Grenzspannungsmindestwert betrug 1900 kPa.

Eigenschaft	Anzahl an Datenpunkten	Mittelwert	Standard- abweichung
Grenzspannung (σ_{yield})	22	3905 kPa	1399 kPa
σ_{yield}/σ'_0	22	7,7	2,8
q_{net}/σ_{yield}	18	3,2	0,9

Tabelle 13-3 Grenzspannungswerte für Kreide

13.2.5 Konsolidierungseigenschaften

Die aus CRS-Versuchen an Bodenproben aus der ungestörten Kreide gemessenen ödometrischen Elastizitätsmoduli sind in der Tabelle 13-4 zusammengestellt. Es besteht eine große Streuung innerhalb der gemessenen Werte, aufgezeigt durch die auf die Mittelwerte bezogenen hohen Standardabweichungen. Dies liegt wahrscheinlich an der durch die CPTU-Ergebnisse belegten wechselhaften Beschaffenheit der Kreide, verstärkt durch die relativ geringen Abmessungen der Ödometer- Probenkörper.

Ferner sind in der Tabelle 13-4 Korrelationen zwischen dem ödometrischen Elastizitätsmodul und dem Netto-Sondierspitzenwiderstand (q_{net}) zusammengestellt. Diese Korrelationen basieren auf die unteren Grenzwerte der q_{net} -Diagramme, da dies für

Tabelle 15-4 OC	Tabene 13-4 Odometrische Elastizitatsmoduli (Steneziner) der Kr			
Eigenschaft	Anzahl an	Arithmetrischer	Standard-	
	Datenpunkten	Mittelwert	abweichung	
E _{oed,tan}	21	370 MPa	172 MPa	
E _{1,reload,sec}	22	2346 MPa	1545 MPa	
E _{1,reload,sec} /E _{oed,tan}	21	6,6	3,1	
$E_{oed,tan}/q_{net}$	17	34	16	
$E_{1,reload,sec}/q_{net}$	18	210	141	

Tabelle 13-4 Ödometrische Elastizitätsmoduli (Steifeziffer) der Kreide

die Kreidematrix als repräsentativer angesehen wird.

13.2.6 Scherfestigkeit

Die Druckfestigkeit (σ_c) und die Zugfestigkeit (σ_t) von intakten Bodenprobenkörpern aus der Kreide wurden in einaxialen Druckversuchen bzw. Brazil-Versuchen gemessen. Die Versuchsergebnisse sind in nachfolgender Tabelle 13-5 zusammengefasst.

	UCS Versuch	"Brazil" Versuch	Steifigkeitsverhältnis	
าวของประเพณิการการสุขายกกระบบ	vos dravenistas	"	σ _c /σ _t	
Anzahl der Ergebnisse	19 ^(*)	19	18 ^(*)	
Arithmetischer Mittelwert	$\sigma_c = 1,73 \text{ MPa}$	$\sigma_t = 0,22 \text{ MPa}$	8,4	
Standardabweichung	0,22 MPa	0,05 MPa	2,2	

 Tabelle 13-5
 Übersicht über UCS- und Brazil-Zugfestigkeits- Versuchsergebnisse

(*)Unter Ausschluss der geringen Festigkeit in 09.A.008 bei 16,1 m unter Ok Kreide

Die Verhältnisse q_{net}/σ_c und q_{net}/σ_t sind zusammengefasst in Tabelle 13-6. Die zur Ableitung dieser Beziehungen verwendeten Werte für q_{net} beruhen auf der unteren Grenzhülle der relevanten CPTU-Daten.

Tabelle 13-6 Verhältnisse q_{net}/σ_c und q_{net}/σ_t

	q_{net}/σ_c	q_{net}/σ_t
Anzahl der Ergebnisse	17	17
Arithmetischer Mittelwert	6,8	54,6
Standardabweichung	2,0	15,6

Die in den anisotrop konsolidierten undrainierten triaxialen Druck- und Zugversuchen ermittelten undrainierten Scherfestigkeiten sind in Tabelle 13-7 zusammengefasst.

Tabelle 13-7	Undrainierte Scherfestigkeiten aus CAU Druck und Zugversuchen
--------------	---------------------------------------------------------------

	Druckversuch	Zugversuch	
Anzahl der Ergebnisse	26	16	11
Arithmetischer Mittelwert	$c_{u}^{C} = 1087 \text{ kPa}$	$c_u^E = 781 \text{ kPa}$	1,4
Standardabweichung	223 kPa	101 kPa	0,2

Die aus den triaxialen Druck- und Zugversuchsergebnissen abgeleiteten Werte für q_{net}/c_u (entsprechend dem "Cone"-Faktor N_{kt}) sind in Tabelle 13-8 zusammengefasst. Das durchschnittliche q_{net}/c_u -Verhältnis für triaxialem Druck entspricht dem Zweifachen des durchschnittlichen q_{net}/σ_c -Verhältnisses, passend zur Definition $\sigma_c = 2 c_u^{C}$.

Tabelle 13-8 q_{net}/c_u für triaxiale Druck- und Zugfestigkeit

	q _{net} /c _u - Verhältnisse		
	Triaxialversuch (Druck- Triaxialversuch (Zug		
	versuch)	such)	
Anzahl der Ergebnisse	24	14	
Arithmetischer Mittel-	13,7	18,2	
wert			
Standardabweichung	3,4	4,6	

In der Tabelle 13-9 sind die in drainierten triaxialen Druckversuchen und undrainierten triaxialen Druck- und Zugversuchen mit Messungen des Porenwasserdruckes ermittelten effektiven Scherparameter zusammengefasst. In diesem Fall sind Parameter für die Oberund Untergrenze angegeben.

			9	
	Triaxialer Druckversuch		Triaxialer Zugversuch	
	c' [kPa]	φ′ [°]	c' [kPa]	φ′ [°]
Obergrenze	360	42	330	42
Untergrenze	0	34	0	31

Tabelle 13-9 Effektive Scherparameter aus triaxialen Druck- und Zugversuchen

In UCS-Versuchen und CAU-Triaxialversuchen (Druck) ermittelte Elastizitätsmoduli sind in der Tabelle 13-10 zusammengefasst.

Tabelle 13-10	Elastizitätsmod	uli aus	UCS- und	CAU-Versi	ıchen	

	E _{lvdt} aus UCS-Versuchen	E _{50,sec} aus CAU-Versuchen
Anzahl der Ergebnisse	20	9
Arithmetischer Mittelwert	970 MPa	1007 MPa
Standardabweichung	525 MPa	263 MPa

Bei geringeren effektiven Spannungsbereichen wurden die effektiven Festigkeitsparameter bei triaxialer Kompression für Kreide beurteilt zu: $\varphi'=40^\circ$, c'=50 kPa.

Die über die untere Grenze des Netto-Sondierspitzenwiderstandes normalisierten Elastizitätsmoduli im Bereich der Versuchsprobenkörper sind in Tabelle 13-11 zusammengefasst.

Tabene 15-11 Normansierte Elastizitatsmoutin aus 0.05- und CAO-versuenen				
	E _{lvdt} /q _{net} aus UCS-Versuchen	E _{50,sec} /q _{net} aus CAU-Versuchen		
Anzahl der Ergebnisse	18	9		
Arithmetischer Mittelwert	85	103		
Standardabweichung	50	34		

 Tabelle 13-11
 Normalisierte Elastizitätsmoduli aus UCS- und CAU-Versuchen

13.2.7 Steifigkeit bei kleinen Verformungen (Small-Strain-Stiffness) und Dämpfung

Die Ergebnisse der Schallgeschwindigkeitsmessungen in 09.A.007 lauten:

- P-wave velocity: 2230-2464 m/s.
- S-wave velocity: 1748-1807 m/s.
- E_{acoustic}: 10847-11553 MPa.
- G_{acoustic}: 6063-6268 MPa.

Die Elastizitätsmoduli aus Schallmessungen sind ~10-mal höher als die Elastizitätsmoduli aus den Triaxial- und UCS-Versuchen. Dieses stimmt mit der allgemeinen Erfahrung aus Versuchen an schwach verhärteter (H2) Kreide des Maastrichts uberein.

Die P-Wellengeschwindigkeit ist ebenfalls ähnlich der in den geophysikalischen Bohrlochmessungen ermittelten "Sonic"-P-Wellengeschwindigkeit.