

Vurdering av geotekniske forhold for veifylling i Sveasundet, Svalbard

Martin Dons

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2014

Hovedveileder: Arnfinn Emdal, BAT

Medveileder: Jomar Finseth, Sintef

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for bygg, anlegg og transport



Oppgavens tittel: Vurdering av geotekniske forhold for veifylling i Sveasundet, Svalbard.	Dato: 10.06.2014		
	Antall sider (inkl. bilag): 241		
	Masteroppgave	X	Prosjektoppgave
Navn: Martin Dons			
Faglærer/veileder: Arnfinn Emdal			
Eventuelle eksterne faglige kontakter/veiledere: Jomar Finseth, UNIS/SINTEF Byggforsk			

Ekstrakt: Store Norske Spitsbergen Kulkompani AS (SNSK) vurderer å åpne en ny kullgruve i Ispallen, et fjell på sørøstsiden av Sveasundet, for å sikre vidre drift av kullgruvene i Svea. For å frakte kullet over til Svea er det ønskelig å anlegge en veifylling over sundet, med masser fra tunneldriften ved den nye gruva. Sundet er ca. 700 m bredt og dybden varierer fra ca. 0,5 - 4 m. Hovedformålet med denne oppgaven er å bedre grunnlaget for valg og utforming av krysningsmetode. Oppgaven tar for seg de geotekniske utfordringene mens andre problemstillinger kun er nevnt kort.

Svar på de geotekniske problemstillingene krevde felt og laboratoriearbeid. Lagdeling ble kartlagt ved å utføre 14 dreiesonderinger tvers over Sveasundet fra Barryneset til Crednermorenen. En prøveserie bestående av 7 prøver ble tatt fra dybde 0 - 6,4 m. Det ble også tatt en poseprøve av fyllingsmateriale. Rutineundersøkelser og kornfordeling ble utført på alle prøver, samt treaksialforsøk og fire ødometerforsøk. Felt- og laboratoriearbeid gav grunnlag for modellberegninger på en veifylling i FEM programmet Plaxis 2D. To antatt kritiske snitt ble modellert. Tidligere resultater ble brukt ved Snitt 1, mens det ved Snitt 2 ble brukt nye parameterverdier funnet i laboratoriet.

Dreiesonderingene de første 350 meterne ut fra Barryneset viser en tydelig lagdeling med et bløtt lag med en mektighet på ca 1 - 4 m over et fast lag. Fra ca midten av sundet blir det øverste laget noe fastere og mektigheten øker. På det dypeste ble det her sondert 10 m ned i sjøbunnen. Prøveserien ble hentet fra dette området, og kornfordelingsresultatene viser at sjøbunnen her består av siltig sand med et par tynne lag av siltig leire.

Stabilitetsanalysene fra både Snitt 1 og Snitt 2 viser at det er behov for en oppdelt byggeprosess med konsolideringsperioder. Utjevning av oppbygd poretrykk er nødvendig for å oppnå tilstrekkelig sikkerhet mot brudd. Setninger av grunnen er beregnet med maksimalverdier på ca. 45 cm. Massebehovet er ut fra tiltenkt geometri beregnet til ca 100 000 m³. Vurdering og diskusjon av resultater fra feltarbeid, laboratorieundersøkelser og modellberegninger viser at sjøbunnen vil tåle belastningene ved etablering av fyllingsvei over Sveasundet. Bløte masser og sammenknusing av fyllingsmaterialet vil kunne gi store setninger og et etterfyllingsbehov må påberegnes.

Det fremtidige arbeidet bør i hovedsak omhandle tema som kun er nevnt overfladisk i denne oppgaven Det gjelder håndtering av tidevannet som strømmer inn og ut av Sveasundet, håndtering av flomvann fra Kjellstrømelva, ismasser og miljøkonsekvenser som følge av økt sedimentering i Braganzavågen. For videre geoteknisk arbeid vil det være ønskelig å utføre forsøk med CPTU for bedre å fastslå materialenes styrkeparametre, samt foreta temperaturmålinger som kunne bidra til å finne svar på hva det faste laget består av. Kartlegging av lagdelingen og helningen av disse i traseens tverrgående retning vil være nødvendig. Fyllingsmaterialet har lav mekanisk styrke, og det vil være ønskelig å utføre forsøk som kan fortelle hvordan fyllingen vil tåle kombinasjoner av belastninger fra trafikk, frost og vanngjennomstrømning.

Fire dager før innlevering ble det oppdaget en kalibreringsfeil ved treaksialapparatet som ble benyttet ved alle treaksialforsøkene. Feilen førte til en underestimert styrke av materialets styrke. På den korte tiden som var igjen var det ingen mulighet til å endre på resultater og diskusjon. Konklusjonen forventes i hovedtrekk å være den samme. Kritisk snitt vil trolig befinne seg ved Snitt 1, nær Barryneset og videre arbeid bør derfor ha fokus på dette området.

Stikkord:

- | |
|-------------------|
| 1. Svalbard |
| 2. Veifylling |
| 3. Dreiesondering |
| 4. Plaxis |

Forord

Masteroppgaven er utarbeidet ved Faggruppe for geoteknikk ved Institutt for Bygg, Anlegg og Transport ved Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet (NTNU). Oppgaven er skrevet som en gjestemaster for Arctic Technology ved Universitetscenteret på Svalbard (UNIS) og vil bli levert inn til både NTNU og UNIS. Arbeidet er utført individuelt med veiledning.

Mine veiledere har vært Arnfinn Emdal, amanuensis ved NTNU, og Jomar Finseth ved UNIS/SINTEF Byggforsk. Oppgaven er skrevet i sammenheng med et prosjekt hos Store Norske Spitsbergen Kulkompani (SNSK). Oppgaven vekket min interesse da jeg var i det aktuelle området på scootertur i forbindelse med et opphold på UNIS våren, 2013 og oppgaven er en videre fortsettelse på arbeid utført i forbindelse med emnet TBA4510 Geoteknikk Fordypningsprosjekt høsten 2013.

Oppgaven vil bli overlevert SNSK ved ferdigstillelse.

Trondheim, 10.06.2014

Martin Dons

Takk til

Jeg vil gjerne takke mine veiledere Arnfinn Emdal og Jomar Finseth for deres hjelp og støtte. Jeg vil også takke Harry Higrav og Kolbjørn Karlsen fra Store Norske Spitsbergen Kulkompani for deres hjelp og tilrettelegging av oppgaven.

Feltarbeidet hadde ikke vært mulig uten støtte fra UNIS, og jeg vil takke for muligheten for å skrive gjestemaster ved universitetet. Jan Otto Larsen fortjener en takk som veileder ved UNIS. Logistikkavdelingen takkes for lån av materiell til feltarbeidet.

Feltarbeidet var ingen enmannsjobb, og jeg må takke Jomar Finseth for hjelp i alle faser av feltarbeidet. Uvurderlig hjelp i gjennomføringen skal også Vetle K. Stene og Heidi Nordtømme ha en takk for. En hjelpende hånd fra verkstedet til SNSK i Svea var svært nyttig når utstyret gikk i stykker.

Helene A. Kornbrekke har vært til stor hjelp i laboratoriet og vist tålmodighet ved spørsmål om tolkning av resultater.

Mine medstudenter på kontoret har vært eksemplariske på godt humør og god stemning i lunsj og middagspauser. Dette har bidratt til godt arbeidsmiljø og motivasjon for å jobbe lange dager utover i semesteret.

Sammendrag

Store Norske Spitsbergen Kulkompani AS (SNSK) vurderer å åpne en ny kullgruve i Ispallen, et fjell på sørøstsiden av Sveasundet, for å sikre vidre drift av kullgruvene i Svea. For å frakte kullet over til Svea er det ønskelig å anlegge en veifylling over sundet, med masser fra tunneldriften ved den nye gruva. Sundet er ca. 700 m bredt og dybden varierer fra ca. 0,5 - 4 m. Hovedformålet med denne oppgaven er å bedre grunnlaget for valg og utforming av krysningsmetode. Oppgaven tar for seg de geotekniske utfordringene, mens andre problemstillinger kun er nevnt kort.

Svar på de geotekniske problemstillingene krevde felt og laboratoriearbeid. Lagdeling ble kartlagt ved å utføre 14 dreiesonderinger tvers over Sveasundet fra Barryneset til Crednermorenen. En prøveserie bestående av 7 prøver ble tatt fra dybde 0 - 6,4 m. Det ble også tatt en poseprøve av fyllingsmateriale. Rutineundersøkelser og kornfordeling ble utført på alle prøver, samt fem treaksialforsøk og fire ødometerforsøk. Felt- og laboratoriearbeid gav grunnlag for modellberegninger på en veifylling i FEM programmet Plaxis 2D. To antatt kritiske snitt ble modellert. Tidligere resultater ble brukt ved Snitt 1, mens det ved Snitt 2 ble brukt nye parameterverdier funnet i laboratoriet.

Dreiesonderingene de første 350 meterne ut fra Barryneset viser en tydelig lagdeling med et bløtt lag med en mektighet på ca 1 - 4 m over et fast lag. Fra ca midten av sundet blir det øverste laget noe fastere og mektigheten øker. På det dypeste ble det her sondert 10 m ned i sjøbunnen. Prøveserien ble hentet fra dette området, og kornfordelingsresultatene viser at

sjøbunnen her består av siltig sand med et par tynne lag av siltig leire.

Stabilitetsanalysene fra både Snitt 1 og Snitt 2 viser at det er behov for en oppdelt byggeprosess med konsolideringsperioder. Utjevning av oppbygd poretrykk er nødvendig for å oppnå tilstrekkelig sikkerhet mot brudd. Setninger av grunnen er beregnet med maksimalverdier på ca. 45 cm. Massebehovet er ut fra tiltenkt geometri beregnet til ca 100 000 m³. Vurdering og diskusjon av resultater fra feltarbeid, laboratorieundersøkelser og modellberegninger viser at sjøbunnen vil tåle belastningene ved etablering av fyllingsvei over Sveasundet. Bløte masser og sammenknusing av fyllingsmaterialet vil kunne gi store setninger og et etterfyllingsbehov må påberegnes.

Det fremtidige arbeidet bør i hovedsak omhandle tema som kun er nevnt overfladisk i denne oppgaven. Det gjelder håndtering av tidevannet som strømmer inn og ut av Sveasundet, håndtering av flomvann fra Kjellströmelva, ismasser og miljøkonsekvenser som følge av økt sedimentering i Braganzavågen. For videre geoteknisk arbeid vil det være ønskelig å utføre CPTU-forsøk for bedre å fastslå materialenes styrkeparametre, samt foreta temperaturmålinger som kan bidra til å finne svar på hva det faste laget består av. Kartlegging av lagdelingen og helningen av disse i trasens tverrgående retning vil være nødvendig. Fyllingsmaterialet har lav mekanisk styrke, og det vil være ønskelig å utføre forsøk som kan fortelle hvordan fyllingen vil tåle kombinasjoner av belastninger fra trafikk, frost og vanngjennomstrømning.

Fire dager før innlevering ble det oppdaget en kalibreringsfeil ved treaksialapparatet som ble benyttet ved alle treaksialforsøkene. Feilen førte til en underestimert styrke. På den korte tiden som var igjen var det ingen mulighet til å endre på resultater og diskusjon. Konklusjonen forventes i hovedtrekk å være den samme. Kritisk snitt vil trolig befinne seg ved Snitt 1, nær Barryneset og videre arbeid bør derfor ha fokus på dette området.

Abstract

In order to continue mining operations in Svea, Store Norske Spitsbergen Kulkompani AS (SNSK) want to open a new coal mine in Ispallen, a mountain on the southeast side of Sveasundet. In order to transport the coal to the harbor in Svea, it is planned to build a road embankment over the sound, with masses from tunnel operations at the new mine. The sound is about 700 m wide and the depth varies from about 0.5 to 4 m. The main purpose of this thesis is to improve the basis for selection of design method of the embankment. The thesis deals with the geotechnical challenges, and other issues are mentioned briefly.

The geotechnical problems required both field and laboratory work. Layering was assessed by performing 14 rotary weight soundings from Barryneset to Crednermorenen. A test series consisting of seven samples was taken from depth 0 to 6.4 m. A bag sample of fill material was also gathered. Routine investigations and grain size distribution tests were performed on all samples. Five triaxial tests and four odometer tests were performed. Field and laboratory work defined the basis for a safety analysis of the road embankment in the FEM program PLAXIS 2D. Two assumed critical sections were modeled. Previous results were used in Section 1, while in Section 2 new parameter values found in the laboratory were used.

In the first 350 meters out from Barryneset the rotary weight sounding shows a layering consisting of a soft layer with a thickness of about 1 - 4 m, above a solid layer. From about the middle of the sound the top layer shows a slight increase in penetration resistance. At the deepest the

sounding stopped 10 m into the seabed. The test series were taken from this area, and grain size distribution shows that the seabed consists of silty sand with a few thin layers of silty clay. Stability analysis show the need for a segmented construction process and consolidation periods. The excess pore pressure needs some time to dissipate to achieve sufficient safety factors. Deformation of the seabed is calculated with maximum value of about 45 cm. The amount of masses required, based on the intended geometry, is estimated to about 100 000 m³.

Discussion of results from field work, laboratory investigations and modeling show that the seabed will withstand the load from the embankment. Soft masses and crushing of the fill material will provide great deformation, and replenishments must be expected.

Future work should mainly deal with the topics that are only briefly mentioned in this thesis, regarding the tidal current flowing in and out of Sveasundet, floodwater from Kjellströmelva and consequences of increased sedimentation in Braganzavågen. For further geotechnical work it would be desirable to perform CPTU tests for better determinations of the material strength parameters. This can also be used for temperature measurements in the soil. Information regarding layering in the transverse direction of the embankment will be required. The fill material has a low mechanical strength and it will be desirable to perform experiments that can tell how the embankment will withstand the combination of loads from traffic, frost and water flow.

Four days before deadline it was discovered a calibration error in the triaxial apparatus used in all the triaxial tests. The error led to an underestimation of the material strength. There was no time to change the results. The conclusion is expected to be nearly the same as before. Critical parts of the sound will probably be located at Section1, near Barryneset and further work should focus on this area.

Innhold

Forord	V
Takk til	VII
Sammendrag	IX
Abstract	XI
1 Introduksjon	1
1.1 Bakgrunn	1
1.2 Målsetting	2
1.3 Metode	2
1.4 Oppbygging av oppgaven	3
1.5 Tidsbruk og omfang	4
2 Bakgrunnsmateriale	5
2.1 Geografi	6
2.2 Klima	9
2.3 Fauna og miljø	10
2.4 Bølger	12
2.5 Tidevann	13
2.6 Tidevannsstrøm i Sveasundet	13
2.7 Sedimentasjon	15
2.8 Vannføring i Kjelströmelva	18
2.9 Isforhold	20
2.10 Permafrost	21
2.11 Vanndybde	24
2.12 Tidligere antatte grunnforhold	26

2.13	Byggemateriale	29
2.14	Tilbakeregning av brudd i prøvetrylling	30
3	Forsøksmetoder	31
3.1	Utførelse av dreiesonderinger	31
3.2	Utførelse av prøvetaking	33
3.2.1	Prøve av fyllingsmateriale	36
3.3	Utførelse av laboratorieforsøk	36
4	Modellering	37
4.1	Plaxis	37
4.2	Jordmodell	39
4.3	Geometri og lagdeling	41
4.4	Parametere	41
4.5	Byggeprosess	42
4.6	Laster	42
5	Resultater	43
5.1	Feltundersøkelser	43
5.1.1	Dreiesonderinger	43
5.2	Laboratorieundersøkelser	46
5.2.1	Rutineundersøkelser	46
5.2.2	Treaksialresultater	46
5.2.3	Ødometerresultater	46
5.2.4	Permeabilitet av fyllingsmateriale	47
5.3	Modellresultater	51
5.3.1	Snitt1	52
5.3.2	Snitt2	54
6	Diskusjon	57
6.1	Vurdering av dreiesonderinger	57
6.1.1	Lagdeling D1-D6	57

6.1.2	Hardt øverste lag ved D7-D9	57
6.1.3	Mektighet av øverste lag ved D10	59
6.1.4	Fastere masser ved D11-D14	60
6.2	Vurdering av laboratorieundersøkelser	63
6.2.1	Prøveforstyrrelse	63
6.2.2	Kornfordeling	63
6.2.3	Rutineundersøkelser	64
6.2.4	Sensitivitet	67
6.2.5	Treaksialresultater	67
6.2.6	Ødometerresultater	69
6.2.7	Permeabilitet av fyllingsmateriale	69
6.3	Vurdering av modelleringsresultater	70
6.3.1	Valg av parametere	70
6.3.2	Dilatansvinkel	70
6.3.3	Geometri og lagdeling	71
6.3.4	Drenert eller udrenert materialoppførsel	72
6.3.5	Permeabilitet og konsolideringstid	72
6.3.6	Byggeprosess	73
6.3.7	Lastsituasjoner	73
6.3.8	Bruddmekanismer	75
6.3.9	Lokalt brudd	75
6.4	Masseberegning	76
6.5	Vurdering av tidligere antatte forhold	77
6.5.1	Dybder	77
6.5.2	Grunnforhold	77
6.6	Generelle betraktninger	78
6.6.1	Tverrgående geometri	78
6.6.2	Fyllingens bestandighet	78
6.6.3	Sensitiviteten	80
6.6.4	Massefortregning	80

6.6.5	Vannhåndtering	81
6.6.6	Is og iserosjon	82
6.6.7	Sedimentasjon	82
6.6.8	Miljøkonsekvenser	83
7	Konklusjon	85
8	Ubesvarte problemstillinger og fremtidig arbeid	87
9	Konsekvenser av feil i kalibrering av treaksialapparat	91
A	Oppgavetekst	113
B	Feltundersøkelser	115
B.1	Borplan	115
B.2	Lengdeprofiler	117
B.3	Dreiesonderingsresultater enkeltvis	121
C	Utførelse av laboratorieforsøk	135
C.1	Utskyving av prøven og visuell beskrivelse	135
C.2	Korngradering	135
C.3	Densitet	136
C.4	Vanninnhold	137
C.5	Plastisitet	137
C.6	Konusforsøk	139
C.7	Enaksiell trykkprøving	139
C.8	Korndensitet	140
C.9	Porøsitet, Poretall og Metningsgrad	140
C.10	Saltinnhold	141
C.11	Ødometerforsøk	141
C.12	Treaksialforsøk	142
C.13	Permeabilitet av fyllingsmateriale	144

D	Laboratorieresultater	145
D.1	Rutineresultater enkeltvis	145
D.2	Treaksialresultater	153
D.3	Ødometerresultater	164
D.4	Permeabilitet Fyllingsmateriale	173
E	Modellresultater	175
E.1	Snitt 1: Udrenert stabilitetsanalyse med 365 dagers konsolidering	175
E.2	Snitt 2: Drenert Stabilitetsanalyse	186
E.3	Snitt 2: Udrenert stabilitetsanalyse med 30 dagers konsolideringer	190
E.4	Snitt 2: Udrenert stabilitetsanalyse med 100 dagers konsolideringer	198
E.5	Snitt 2: Udrenert stabilitetsanalyse med $S_u=20+1z$ kPa og 30 dagers konsolidering	206
F	Masseberegning	207
G	Tidligere utførte felt og laboratorieforsøk fra Sveasundet	209
G.1	Labforsøk på fyllingsmaterialet	209
G.2	Grunnundersøkelser utført i 2002	214



Kapittel 1

Introduksjon

1.1 Bakgrunn

Gruvedriften på Svalbard startet så tidlig som i 1906, i Longyearbyen. I dag foregår mesteparten av denne driften i Svea, 60 km sør for Longyearbyen. Kullgruvene i Svea har over flere år produsert millioner av tonn med kull årlig. Dagens kulldrift drives i gruva Svea Nord og Lunckefjell. Derfra fraktes kullet gjennom en tunnel til et utskillingsbasseng og videre derfra på lastebiler ut til havneanlegget ved Kapp Amsterdam, hvor kullet lastes over på skip i sommer- og høstsesongen, når isen har forlatt fjorden. Store Norske Spitsbergen Kulkompani (SNSK) har planer om å opprettholde driften i Svea ved å åpne nye gruver i området når de gamle går tomme. En av disse kullforekomstene finnes i Ispallen, et fjell på sørsiden av Sveasundet. For å benytte seg av infrastrukturen rundt det eksisterende havneanlegget i Svea må kullet fra Ispallen fraktes over sundet. SNSK ønsker derfor å finne den mest gunstige måten for kryssing av Sveasundet. Prosjektet inneholder mange spennende problemstillinger som undertegnede diskuterte i sin prosjektoppgave høsten 2013. Blant annet gjelder dette håndtering av tidevannsstrømmer, flomvann, massetransport, sedimentering, isforhold, permafrost og krevende geotekniske forhold.

1.2 Målsetting

Fullstendig oppgavetekst er gitt i vedlegg A.

Hovedformålet med oppgaven er å bedre grunnlaget for valg og utforming av kryssningsmetode over Sveasundet.

Fokuset vil ligge på de rent geotekniske delene ved prosjektet og respektive delmål er:

- Forbedre kartleggingen av de geotekniske forholdene i Sveasundet.
- Finne svar på noen av de geotekniske problemstillingene knyttet til prosjektet.

1.3 Metode

Målene skal nås gjennom både praktisk og analytisk arbeid. Tidligere informasjon om prosjektet skal vurderes for å sette en ramme for arbeidet. Det skal utføres grunnundersøkelser i Sveasundet. Før feltarbeidet starter skal det lages en plan for arbeidet for å sikre relevant bruk av tid og ressurser. Alle prøver tas med tilbake til NTNU og analyseres i geoteknisk laboratorium. Parametere fra laboratorieforsøk skal benyttes i modellberegninger. Beregningene skal danne grunnlaget for geotekniske vurderinger og diskusjon.

1.4 Oppbygging av oppgaven

Kapittel 1: Introduksjon til oppgaven med bakgrunn og målsetting.

Kapittel 2: Relevant bakgrunnsmateriale for prosjektet. Kapitlet er basert på tidligere utført arbeid av undertegnede i sammenheng med emnet TBA4510 Geoteknikk Fordypningsprosjekt høsten 2013.

Kapittel 3: Inneholder beskrivelser av forsøksmetodene som ble benyttet i feltarbeidet utført i Svea. Beskrivelser av laboratorieforsøkene er plassert i vedlegg C.

Kapittel 4: Det gis her en kortfattet beskrivelse av FEM programmet Plaxis og Mohr-Coulomb modellen. Deretter beskrives modelleringen med valg av parametere, geometri og byggeprosess.

Kapittel 5: Her legges resultatene frem i rekkefølgen, feltarbeid, laboratorieforsøk og modellberegninger.

Kapittel 6: Kapitlet inneholder vurdering og diskusjon av resultater fra de tre ulike delene, samt generelle betraktninger ved relevante problemstillinger knyttet til prosjektet.

Kapittel 7: Konklusjon og kort oppsummering av de viktigste resultatene.

Kapittel 8: Her kommenteres ubesvarte spørsmål og det gis anbefalinger for fremtidig arbeid.

Kapittel 9: Det ble oppdaget en alvorlig feil ved kalibrering av treaksialapparatet få dager før oppgaven skulle leveres. I dette kapitlet forklares feilen og konsekvenser for oppgaven. Leseren bes lese denne delen før resten av oppgaven gjennomgås. Oppgaven forøvrig er utformet i uvitenhet om feilen.

Vedlegg: Vedleggene er sortert fra A - G

1.5 Tidsbruk og omfang

Arbeidet med oppgaven har foregått våren 2014. Oppgaven teller 30 studiepoeng og hatt en varighet på 20 uker. Mesteparten av arbeidet har foregått selvstendig og tidsbruken har vært preget av at mye gjøres enten for første gang, eller med begrenset med erfaring. Dette gjelder både feltforsøk, laboratoriearbeid og modellering i Plaxis. Under den første perioden av arbeidet var det uavklart om feltarbeidet skulle utføres med borerigg eller med håndholdt utstyr. Isen måtte bli tykkere og de økonomiske rammene måtte komme på plass. Denne perioden ble brukt til å studere geoteknikk i arktiske strøk gjennom litteratur fra biblioteket. Mye av arbeidet ble ikke direkte benyttet i oppgaven, men har gitt et stort læringsutbytte. Det ble også utført testberegninger i Plaxis 2D for å bli kjent med nyeste versjon av programmet.

Oppholdet på Svalbard ble kort og intensivt med lange dager på isen med tungt fysisk arbeid. I påfølgende laboratoriearbeid ble det lagt vekt på å få utnyttet hver prøve på best mulig måte. Dermed ble det kanskje utført noen overflødige forsøk med resultater som ikke er benyttet. I begynnelsen gikk labarbeidet sakte, men etterhvert gikk arbeidet med hver prøve noe lettere. Plaxis er et avansert dataprogram med mange valgmuligheter og mye tid er brukt for å finne feilkilder og utføre små endinger i modellberegningene. Mange av modelleringene er utført flere ganger for å gi anvendbare resultater.

Kapittel 2

Bakgrunnsmateriale

Dette kapitlet gir et grunnlag for å sette seg inn i forholdene i Sveaområdet. Beskrivelser av dybder og grunnforhold i Sveasundet fremlegges slik forholdene ble tolket før arbeidet med denne oppgaven begynte. I del 6.5.2 er det kommentert endringer fra tidligere antatte forhold.

2.1 Geografi

Svalbard er et landområde med begrensede kartdata. Alle kart og figurer markert med koordinater er hentet fra Norsk Polarinstitutt's interaktive kart (Polarinstitutt, 2014).

Sveaområdet befinner seg på Svalbard, 5 mil sør for Longyearbyen, innerst i Van Mijenfjorden. Sveasundet forbinder Van Mijenfjorden med Braganzavågen, en tidevannsslette utenfor elvedeltaet fra Kjellströmelva som kommer ned Kjellströmdalen fra øst. Sveasundet ligger mellom Barryneset i nord og Littrowneset i sør, en halvøy på Crednermorenen. På det smaleste er sundet 690 m bredt, se figur 2.4.

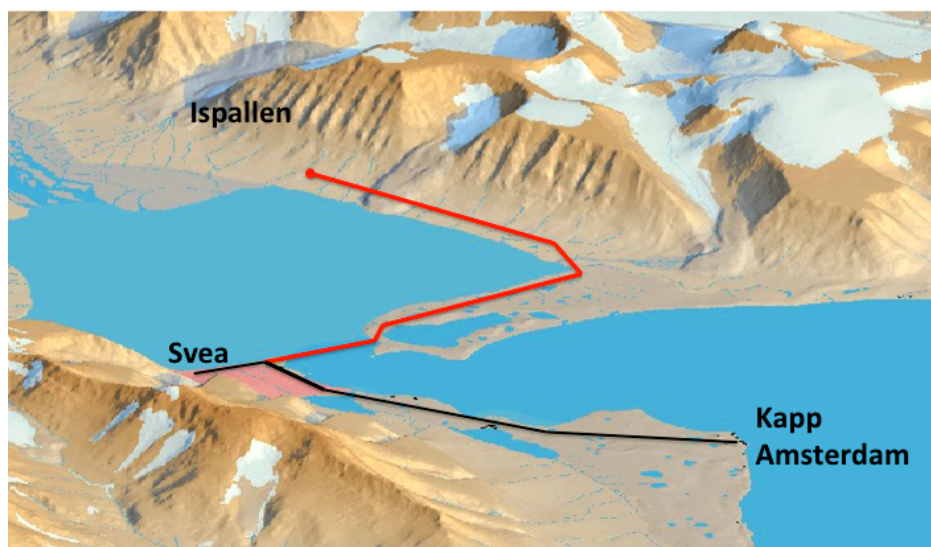


Figur 2.1: Kart over Svalbard.

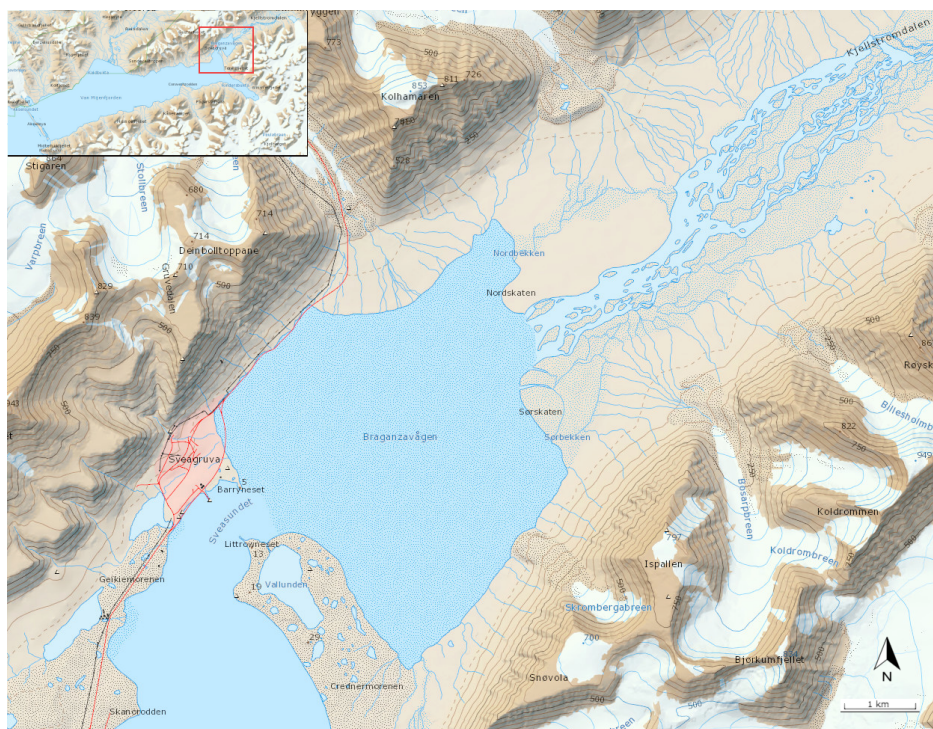
KAPITTEL 2. BAKGRUNNSMATERIALE



Figur 2.2: Kart over Van Mijenfjorden.



Figur 2.3: 3D tegning av prosjektområdet.



Figur 2.4: Kart over prosjektområdet.

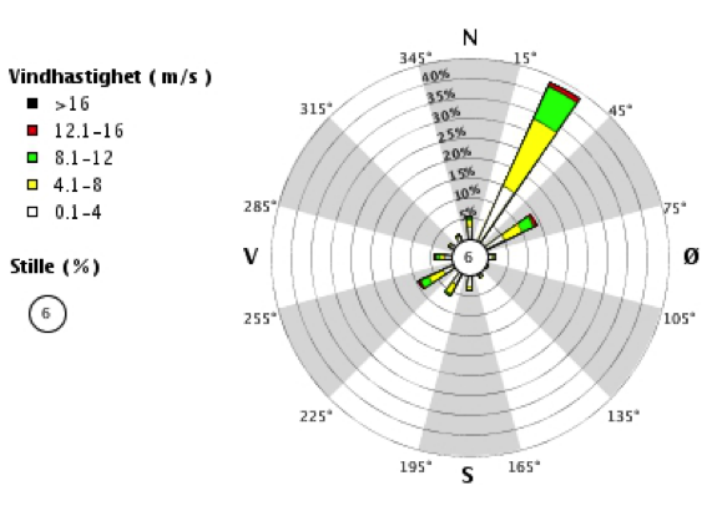
2.2 Klima

Svea ligger i høyarktisk klima på $77^{\circ}55'N$. Mørketiden varer fra 26. oktober til 16. februar. Karakteristiske klimadata er vist i Tabell 2.1.

Vindforholdene ved Svea er vist i vindrosen i Figur 2.5. Hovedvindretningen kommer fra nordøst ned Kjellströmdalen. 40 % av tiden blåser vinden fra en sektor mellom $15-45^{\circ}$. Vindhastigheten kommer sjelden over 12 m/s.

Tabell 2.1: Karakteristiske klimadata fra Svea. Data er hentet fra Rike (2003).

KLIMADATA SVEA	
Gjennomsnittlig årsnedbør	266 mm
Vinternedbør	175 mm
Sommernedbør	91 mm
Maksimal snødybde	106 cm
Gjennomsnittlig lufttemperatur	$-5,9^{\circ}C$
Høyeste lufttemperatur	$+15,5^{\circ}C$
Laveste lufttemperatur	$-43,5^{\circ}C$
Største timelige gjennomsnittlig vindhastighet	22,1 m/s



Figur 2.5: Vindrose, frekvensfordeling av vind. Vindretningen deles inn i sektorer på 30°. Frekvensfordelingen er gitt i %. Verdier er hentet fra Norsk Metrologisk Institutt sin nettsjeneste eklima.met.no. Målerverdiene stammer fra 1978-2012.

2.3 Fauna og miljø

Sigmund Spjelkavik foretok i 2005 en botanisk befarings i prosjektområdet på oppdrag fra SNSK. Under feltarbeidet ble det ikke registrert plantearter eller forekomster av arter som regnes som rødlistearter på Svalbard, men de store flateområdene sørøst for Braganzavågen bør unngås så langt det lar seg gjøre, da vegetasjonen her er spesiell. Spjelkavik foreslår å vurdere ferdselsforbud på leir- og siltflatene i perioder hvor det kan settes spor, det vil si om våren og tidlig på sommeren (Spjelkavik, 2005).

Under befaringsen ble det observert smålom på flere av dammene i området og på Vallunden, se Figur 2.4. Gås ble også sett svømmende på flere av vannene. Det er ellers observert lite fugl i Svea-området, siden det trolig er dårlig næringsgrunnlag (SNSK, 2009).

Det finnes isbjørn over hele Svalbard, og Svea er intet unntak. Observasjoner av isbjørn forekommer med ujevnt mellomrom og personer som ferdes i området må ta sikkerhetsmessige hensyn. I 2012 ble fotografiet vist i Figur 2.6 tatt i nærheten av Svea. Bildet viser at det i tillegg til isbjørn også ferdes hvalross i området.



Figur 2.6: Foto av isbjørn i nærkontakt med hvalross. Bildet ble tatt i nærheten av Svea i 2012. Foto: Jon Sandmo (NRK Nordnytt, 2012).

Når det gjelder det marinbiologiske miljøet fører trolig høy sedimentasjonsrate til næringsfattige bunnsforhold, som gir lite bunndyr og næringsgrunnlag for fisk. I følge oversikter fra miljøforvaltningen, Miljøstatus Norge, er det ikke svalbardrøye i Braganzavågen eller Vallunden. Men flere informanter bekrefter at det fiskes i sjøen ved Svea og at det skal gå fisk inn i Vallunden. Ubekreftede rykter vil ha det til at det også går fisk innover Kjellströmdalen (Spjelkavik, 2005).

Myndighetene har høye miljømål for Svalbard. To sentrale begreper i miljødebatten i dag er knyttet til begreper som biologisk mangfold og inngrepsfrie naturområder (INON). Det bør derfor legges vekt på å dokumentere det biologiske mangfoldet og å beskrive graden av inngrep, før, under og etter drift i Ispallen (Spjelkavik, 2005).

2.4 Bølger

Van Mijenfjorden er helt ytterst avsperrret av Akseløya som ligger som en bølgebryter for de store dønningene fra Grønlandshavet, se figur 2.2. Bølgene i Sveasundet er derfor hovedsakelig vindgenerert lokalt i Van Mijenfjorden. Figur 2.7 viser kritiske vindretninger.

Beregninger gjort av Fabrice Caline ga verdier som vist i tabell 2.1. I beregningene er det brukt vindhastigheter for et helt år selv om fjorden er fri for is kun fra midten av juni til slutten av desember.

Tabell 2.2: Signifikante bølgehøyder og returperiode. Hentet fra Caline (2010).

BØLGEBEREGNINGER SVEA		
Returperiode	Signifikant bølgehøyde	Periode
10år	0,70 m	3,4 s
50år	0,79 m	3,5 s



Figur 2.7: Kritiske vindretninger og avstander for bølgeoppbygging. Figur er hentet fra Caline (2006).

2.5 Tidevann

Tidevannet i Van Mijenfjorden ligger ca. 1 time etter Longyearbyen og Akseløya forsinker tidevannet med en halv time i forhold til havet utenfor. Forsinkelse i tidevannet vil trolig dempe toppverdiene på tidevannet. Tidevannsforskjellene er størst i den isfrie perioden (Marchenko et al., 2011).

Tabell 2.3: Karakteristiske tidevannsverdier fra Svea, basert på data fra oktober 2006 til oktober 2008 (Caline, 2010). Alle verdier er i gitt i meter.

TIDEVANNSVERDIER FRA SVEA	
Middelvannstand	-0,28
Minimum tidevannsforskjell	0,3
Maksimal tidevannsforskjell	1,96
Middel tidevannsforskjell	1,13
Middels høyvannstand	0,29
Middel lavvannstand	-0,84
Høyeste observerte vannstand	1,13
Laveste observerte vannstand	1,55
95% intervall	-1,04 til 0,48 = 1,52
90% intervall	-0,95 til 0,39 = 1,34
85% intervall	-0,83 til 0,27 = 1,10

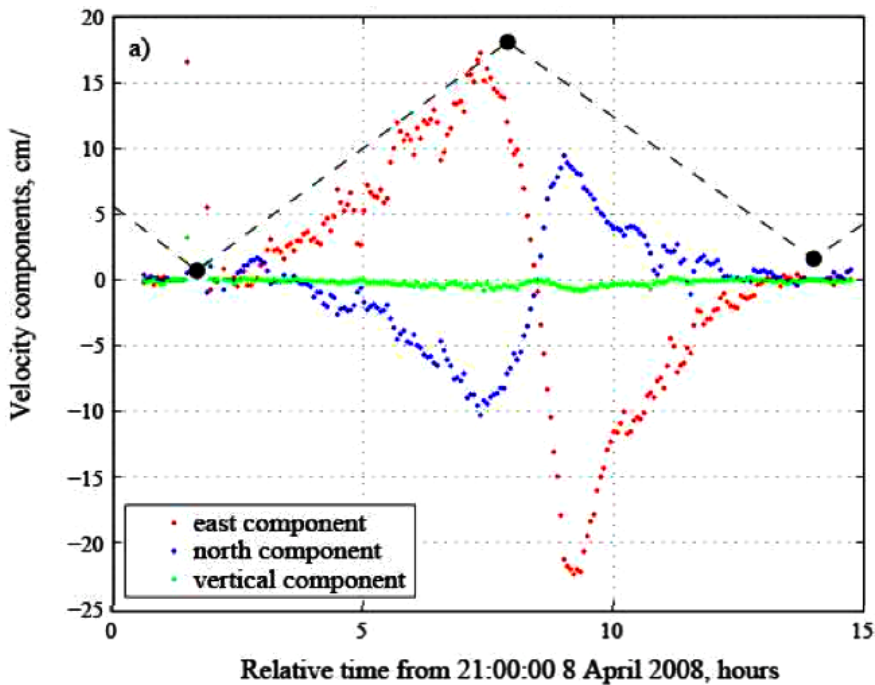
2.6 Tidevannsstrøm i Sveasundet

En viktig del av prosjektet er håndteringen av tidevannet som passerer gjennom Sveasundet. Et overslag på vannføringen gjennom Sveasundet ble gjort av Caline (2010). Overslaget ga en vannføring på 560 m³/s og en gjennomsnittlig strømningshastighet på 0,5 m/s. Verdiene er sammenlignbare med det Marchenko (2007) målte med Doppler Current Profiler.

Målte verdier var maksimalt opp mot 1 m/s, og middelveier mellom 0,2 - 0,4 m/s, varierende med lokasjon i sundet.

Variierende vanddybder i fjordens tverrsnitt, se figur 2.20, gjør at strømmen ikke er lik i hele sundet. Hastighetene vil øke der det er større dybde på grunn av relativ mindre friksjon mot sjøbunnen og isen. Isen i Sveasundet vil ved noen punkter legge seg på bunnen ved lavvann. Endret tverrsnitt fører til at strømningsbildet endres i perioden da isen ligger tykk over fjorden (Marchenko et al., 2007).

Figur 2.8 viser at strømningshastigheten er størst ved høyvann og ligger rundt et nullpunkt ved lavvann. Dette tyder på at tidevannet inne i Branzavågen er i ca. samme fase som fjorden utenfor.



Figur 2.8: Strømningshastigheter i Sveasundet 14.-15. februar 2008. Figur er hentet fra Marchenko et al. (2007).

2.7 Sedimentasjon

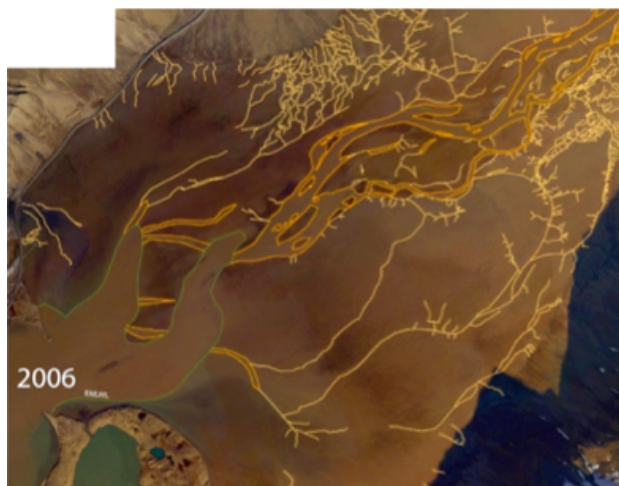
Sedimenteringen i Braganzavågen kommer først og fremst fra massetransport i Kjellströmelva og omliggende bekker. Trolig kommer også en stor mengde finstoffer fra de omliggende isbreene, som over lengre tid har erodert landskapet for så å frakte med seg finstoffene i smeltevannet som hvert år renner ut i fjorden. Mengden sedimenter som fraktes ut hvert år er vanskelig å bedømme, men at det er en betydelig mengde er det ingen tvil om. Figur 2.9 viser at tidlig på 1900-tallet kunne større skip seile inn i Braganzavågen. I dag er det kun mindre båter som har mulighet til å ferdes innenfor Sveasundet. Ut fra tidligere målte vanndybder gjorde Eriksen (2013) et grovt overslag på sedimentasjonsraten i sundet, som gav en gjennomsnittlig rate på 200 mm/år siden 1917. Dette ble beskrevet som en absolutt maksimal sedimentasjonsrate og trolig mye høyere enn i virkeligheten. Sedimentasjonen vil også variere med lokasjon i fjorden.



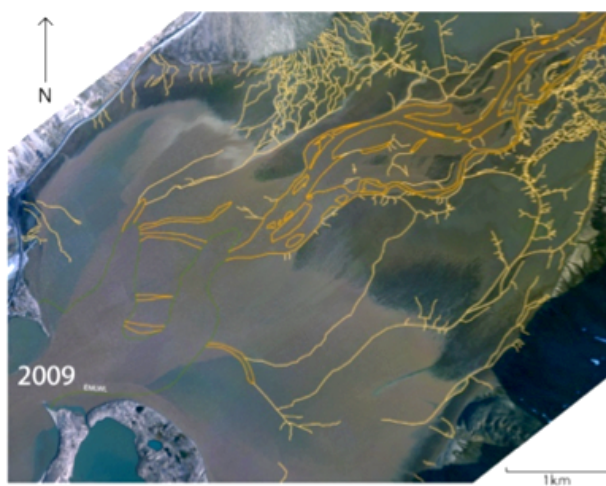
Figur 2.9: Bilde av Dampskipet D/S Amsterdam i Braganzavågen i august 1917. Bilde er tatt av A. Reuterkiöld under en svensk ekspedisjon til Svea i forbindelse med anleggelsen av den første kullgruven i Svea. I bakgrunnen ser vi Ispallen. (Humlum, 2007).

Figur 2.10 viser to flyfoto av Braganzavågen tatt med tre års mellomrom. Bildene viser at på bare tre år endres elve- og tidevannsløpene mye. Selv om elvedeltaet fortsatt endres mye for hvert år tyder forsøk gjort med et ITRAX apparat at det har vært en nedgang i sedimentasjonsraten siden kulldriften startet i Svea i 1917 (Faucherre, 2011). Forsøkene viste en sedimentasjonsrate på 59 mm/år. Prøven fra Faucherre (2011) er gjort i ett punkt og gir ingen beskrivelse av hvordan sedimentasjonsraten er ellers i Braganzavågen, men det gir en pekepinn på hvilke mengder det her er snakk om.

Tidevannsstrømmen gjennom Sveasundet er med på å frakte sedimentene ut fra Braganzavågen og videre ut i Van Mijenfjorden. Utenfor havneanlegget ved Kapp Amsterdam må det regelmessig mudres for å holde havnen seilbar for lasteskip (Caline, 2010).



Figur 2.10: Flyfoto med innmarkert elve- og tidevannsløp i Braganzavågen i 2006. Figur er hentet fra Faucherre (2011).

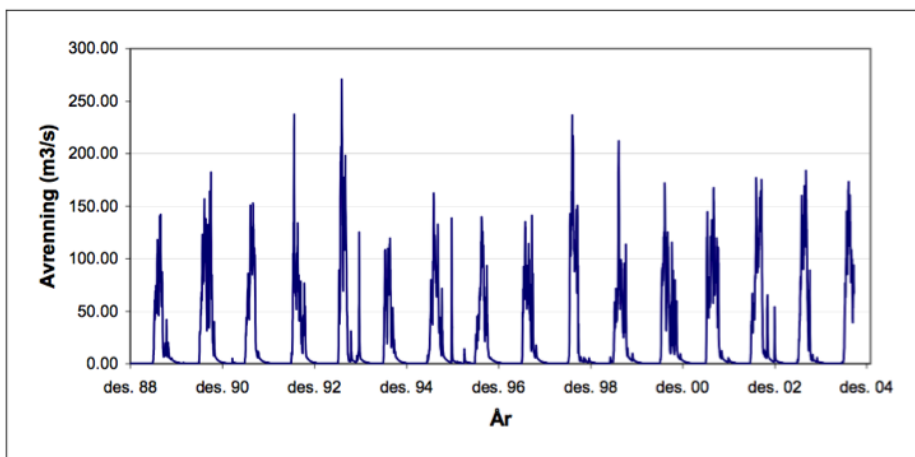


Figur 2.11: Flyfoto med innmarkert elve- og tidevannsløp i Braganzavågen i 2009. De påtegnede linjene er tegnet ut fra flyfoto fra 2006 og vi legger merke til at de påtegnede linjene ikke stemmer overens med de virkelige elve- og tidevannsløpene. Figur er hentet fra Faucherre (2011).

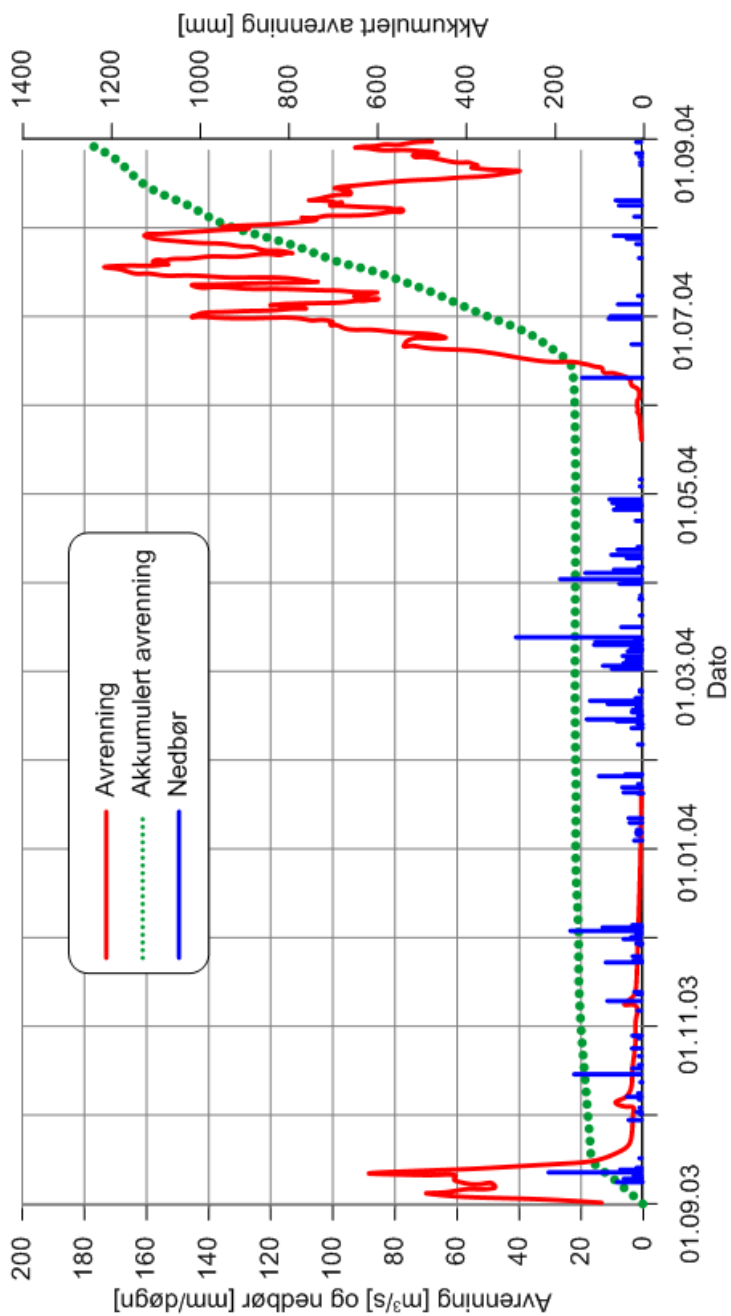
2.8 Vannføring i Kjelströmelva

På sommeren fører smeltevann til periodevis høy vannføring i Kjelströmelva. Alf Kristian Lund utførte i 2005 beregninger av vannføringen basert på HBV-modellen (Hydrologiska Byråns Vattenbalanssektions modell). En modell som tidligere har blitt brukt med hell i andre områder på Svalbard. Modellen ble justert etter målinger av snømengder forskjellige steder i nedslagsfeltet til Kjelströmelva.

Flomtoppene varierer mellom $120 \text{ m}^3/\text{s}$ og $270 \text{ m}^3/\text{s}$ med en middelvei på $150 \text{ m}^3/\text{s}$ (Lund, 2005). HBV-modellen benytter en temperaturindeksmodell som er kjent for å underestimere flomintensitetene. Figur 2.13 viser at det er vannføring i elva fra begynnelsen av juni til slutten av september. Resten av året er alt vannet frosset og det forekommer ingen snøsmelting.



Figur 2.12: Beregnet avrenning i Kjelströmelva 1989-2004. Figur er hentet fra Lund (2005).



Figur 2.13: Beregnet avrenning for hydrologisk år 2004, maksimalverdi på 173 m³/s. Avrenning er vist som heltrukken linje, akkumulert avrenning er vist som stiplet linje og nedbør er vist som stolper. Data er hentet fra Lund (2005).

2.9 Isforhold

Isen i Braganzavågen legger seg i slutten av desember og blir liggende til juni/juli. Maksimal tykkelse i Sveasundet mellom 1998 og 2006 varierte mellom 0,72 og 1,28 meter og ble målt i midten av mai (Høyland, 2009).

Både ved tilfrysing og oppsprekking fraktes store mengder is med tidevannstrømmene ut av Braganzavågen, gjennom Sveasundet.



Figur 2.14: Isflak på vei ut fra Braganzavågen 14. juni 2006. Bildene er tatt med en times intervall. Bildene er hentet fra Caline (2010).

Før fjorden islegges dannes det som kan kalles en isfot. En isfot skapes ved at sjøvann sprutes opp med bølger og fryser fast. En slik isfot dannes i mer eller mindre grad i hele området. Samtidig med dannelsen av isfoten danner det seg flak av is på overflaten. Disse fraktes av vinden og skurer langs med land, og forårsaker erosjon i strandsonen. Isfoten kan også forsterkes ved at isflakene skylles opp på land og fryser til. Erosjon fra skuring minkes etter hvert som isfoten legger seg som ett beskyttende lag langs med land (Caline, 2010).

Skuring i perioden da fjorden er islagt kan neglisjeres da de horisontale bevegelsene i isen er meget små. Tidevannsvariasjoner og termisk utvidelse skaper heller ikke nevneverdige krefter langs strandsonen (Caline, 2010).

I slutten av sesongen forekommer også skuring fra løse isflak ettersom isfoten gradvis smelter bort. På denne tiden av året er sjøisen rått og

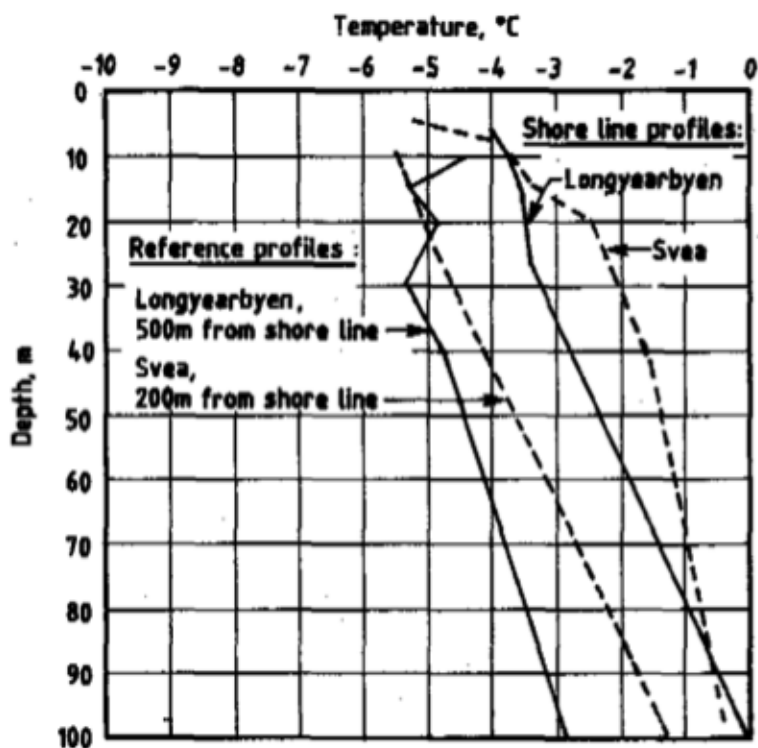
påfører omgivelsene mindre krefter, noe som fører til mindre erosjon. Helt i slutten av isløsningen får vi oppstabling av is blant annet på østre hjørne av Barryneset. Oppsamlingen består av råttet våris (Caline, 2010). Hvor slike oppsamlinger dannes må analyseres hvis man endrer forholdene i sundet.



Figur 2.15: Oppstabling av is. Til venstre: Barryneset 14. juni 2006. Til høyre: Damensbukta vest for Kapp Amsterdam 15. juni 2006. Bildene er hentet fra Caline (2010).

2.10 Permafrost

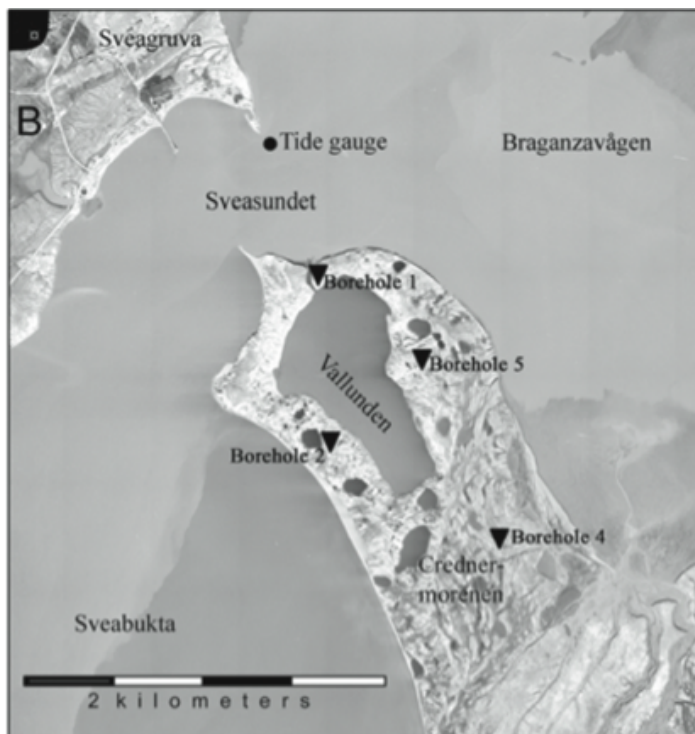
Permafrosten i lavlandet ved Svea har høyere temperaturer enn flere andre steder på Svalbard. Årsaken er at et kraftig brefremstøt av Paulabreen, på andre siden av Van Mijenfjorden, presset store mengder marine sedimenter opp til platået ved Svea. Fremstøtet fant sted mellom 600 og 250 år tilbake (Haga, 1978). I 1988 ble det registrert en nedgang i temperaturen i permafrosten, noe som tyder på at de termiske forholdene enda ikke har stabilisert seg etter brefremstøtet (Gregersen and Eidsmoen, 1988).



Figur 2.16: Målte temperaturprofiler i Longyearbyen og Svea. Figur er hentet fra Gregersen og Eidsmoen (1988).

Ved Kapp Amsterdam er det gjort registreringer av permafrost ned til 100 m dyp, helt nede ved strandlinjen. Vi ser av Figur 2.16 at permafrosten har høyere temperaturer nær fjorden enn lenger inn i landet. Dette tyder på det ikke er permafrost under fjorden, noe som stemmer overens med det Finseth et al. (2002) beskriver i sin vurdering av permafrost under Sveasundet.

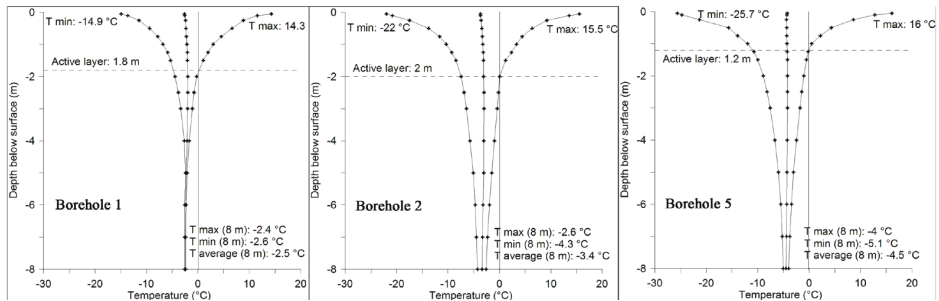
I forbindelse med sin doktorgrad utførte Lene Kristensen i 2006 målinger av permafrost i Crednermorenen. Resultatene hun kom frem til varierer noe fra det som Finseth et al. (2002) beskriver.



Figur 2.17: Plassering av termistorstrengene. Figur er hentet fra Kristensen et al. (2008).

Figur 2.18 viser et aktivt lag på mellom 1,2 og 2 meter, og en gjennomsnittstemperatur for de øverste 8 m på $-2,5^{\circ}\text{C}$ til $-4,5^{\circ}\text{C}$, økende nærmere fjorden. Ut fra disse målingene utformet Kristensen flere modeller som alle viste at det fantes et tynt lag under sjøbunnen med temperaturer under 0°C . Selv om temperaturen skulle være under 0°C , vil saltinnholdet i sedimentene kunne være så høyt at frysepunktet faller til under aktuell temperatur. Frysepunktet til saltvann ligger på ca. -1.9°C .

Uansett om det finnes permafrost under sundet eller ikke, er de forholdsvis høye temperatuorene i permafrostområdene langs kysten sensitive for termiske endringer fra overliggende konstruksjoner.



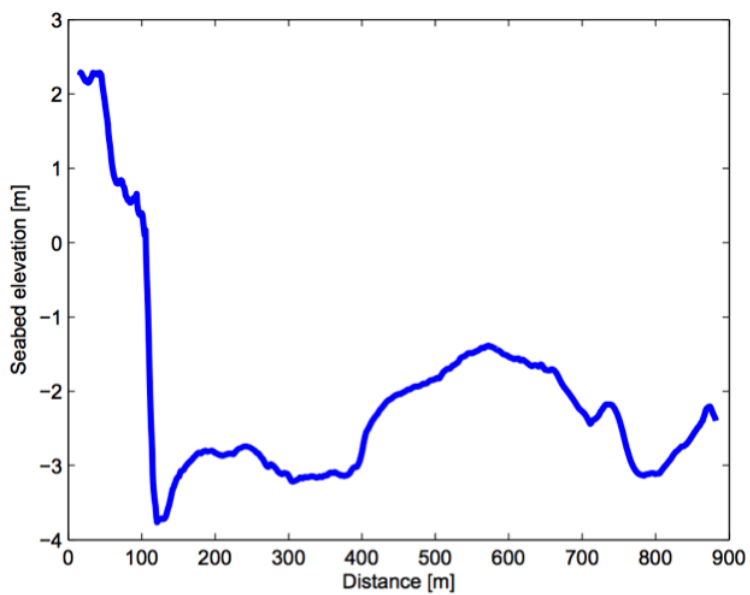
Figur 2.18: Resultater fra termistormålingene. Figur er hentet fra Kristensen et al. (2008).

2.11 Vanndybde

Vanndybden i Sveasundet ble 25. juli 2006 målt av Norges Geologiske Undersøkelser (NGU) i forbindelse med undersøkelser i indre Van Mijenfjorden. Dybden ved normalvannstand varierer mellom 0 - 3,7 m med et snitt på ca. 2 m. Resultatene fra undersøkelsen er vist i Figur 2.19 og Figur 2.20.



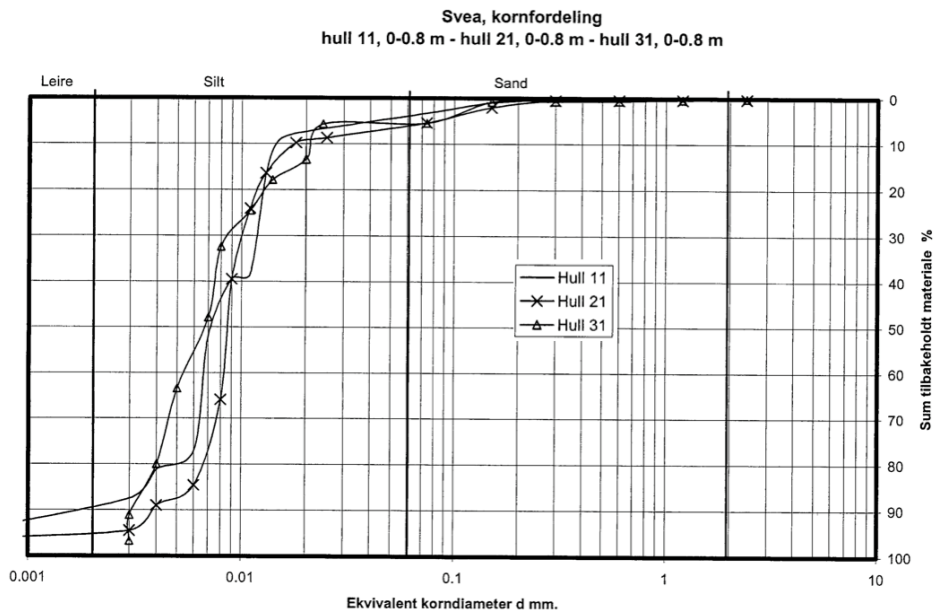
Figur 2.19: Dybdekart over Sveasundet 25. juli 2006. Figur er hentet fra Caline (2010).



Figur 2.20: Dybdeprofil over Sveasundet 25. juli 2006 med Barryneset til venstre. Figur er hentet fra Caline (2010).

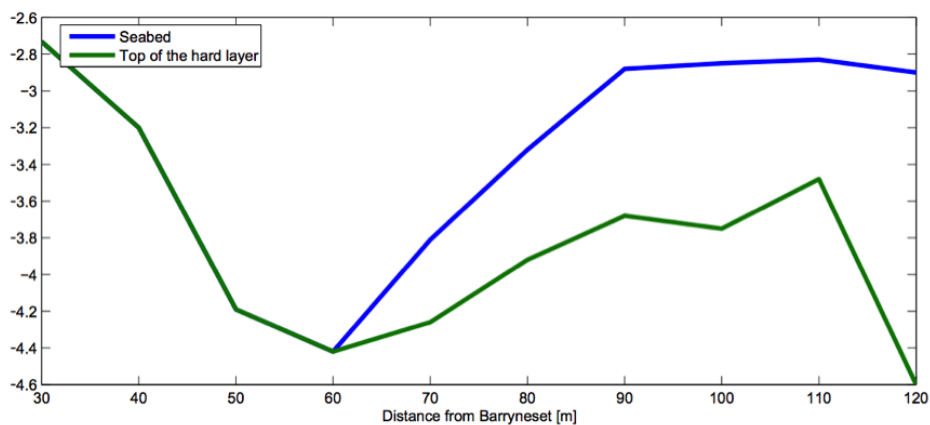
2.12 Tidligere antatte grunnforhold

Ut fra tidligere undersøkelser har det vært grunn til å anta at grunnen i Sveasundet hovedsakelig er delt i to lag. På toppen ligger et bløtt lag bestående av leirig silt med innslag av sand og gruskorn, kornfordeling er vist i Figur 2.21. Mektigheten på laget varierer fra 1,5 - 3,5 meter og økende styrke med dybden. Under finnes et fastere lag det på grunn av fastheten ikke har lyktes å ta opp prøver fra. Det er uenighet om det her finnes undersjøisk permafrost eller ikke, som diskutert i avsnitt 2.10.

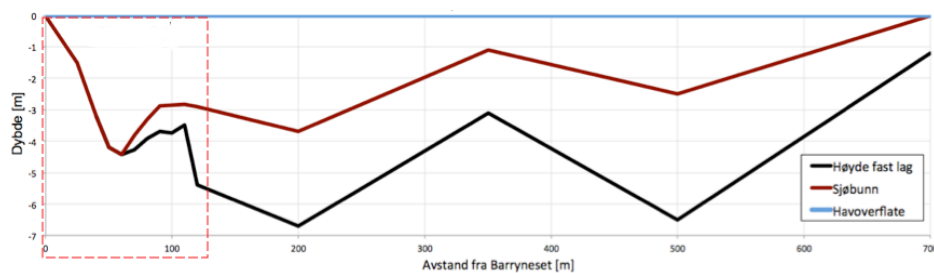


Figur 2.21: Kornfordeling fra tre prøver tatt i toppen av det bløte laget. Figur er hentet fra Finseth et al. (2002).

Mektigheten av de bløte laget er godt kartlagt nær Barryneset der Fabrice Caline gjorde undersøkelser i 2006. Lenger ut i sundet er det lenger mellom prøveboringene. Tidligere antatt grunnprofil basert på boringene utført i 2002 og 2006 er vist i Figur 2.23.

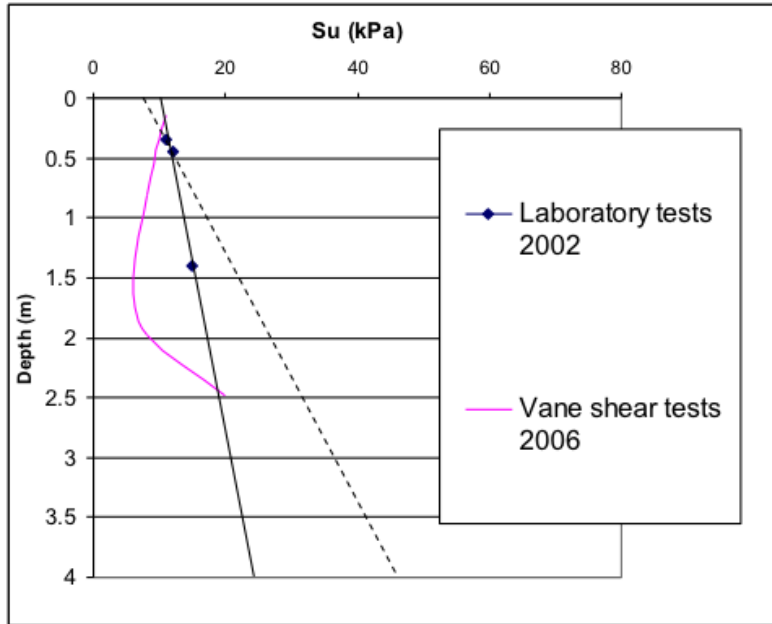


Figur 2.22: Grunnprofil over Sveasundet opp til 120 meter ut fra Barryneset. Profilet er orientert i 160° himmelretning. Figuren er hentet fra Caline (2010).



Figur 2.23: Tidligere antatt grunnprofil over Sveasundet. Profilet er orientert i 160° himmelretning.

I mai 2006 utførte Fabrice Caline og Lars Grande vingebortester rett utenfor Barryneset i forbindelse med utlegging av prøvefylling. Resultatene av disse er vist i figur 2.24, sammen med resultater fra laboratorieprøvene (Finseth et al., 2002).



Figur 2.24: Plot av udrenert skjærstyrke. Figur er hentet fra Bæverfjord og Thakur (2006) .

Samlede resultater fra tidligere undersøkelser og vurderinger er vist i Tabell 2.4. Verdiene har blitt vurdert ulikt i forskjellige rapporter og tabellen viser de mest representative parameterverdiene vurdert ut fra laboratorieforskene utført på det bløte laget. Tidligere utførte felt og laboratoriearbeider er vist i vedlegg G.

Tabell 2.4: Geotekniske parametere for bløtt lag etter Bæverfjord og Thakur (2006) og Aasland (2009).

GEOTEKNISKE PARAMETERE FOR BLØTT LAG		
Parameter	Verdi	Enhet
Tyngdetetthet (γ)	18	kN/m ³
Isotrop permeabilitet (k)	$7,5 \times 10^{-5}$	m/day
Youngs modul (E_{soft}) ^(a)	2500 ^(b)	kN/m ²
Ødometer Youngs modul (E_{oed})	8670	kN/m ²
Attraksjon (a)	10	kPa
Friksjonsvinkel (ϕ)	26	°
Poisson-tall (ν)	0.25	-
Type	Udrenert	-
Skjærmodul (G)	500	kPa
Ligning for udrenert skjærstyrke (S_u)	$10 + 4.0 z$ ^(c)	kPa

^a Hvis analysene blir gjort basert på økende stivhet med dybden, burde Esoft bli sett på som stivheten i toppen av sjøbunnen med en økende stivhet ned til E_{oed} ved bunnen av sjøbunnen. (Omtrent 2 m)

^b Brukt i de numeriske analysene

^c z=dybde

2.13 Byggemateriale

En vei over Sveasundet vil mest hensiktsmessig bygges av stedlige masser som hovedsakelig kan komme fra tunnelvirksomhet ved den nye gruva (Hi-graff, 2013). Ut fra geologiske kart er det grunn til å tro at dette tilsvarer massene som ble tatt ut fra tunnelen ved graven Svea Nord. Disse massene ble brukt i prøvefyllingen som ble bygd på Barryneset i 2006 (Caline, 2010). Kort tid etter bygging ble det observert et skråningsbrudd på vestre side av fyllingen, der 500-800 m³ skled ut (Aasland, 2009).

Aasland utførte en tilbakeregning på bruddet og det ble gjort et treaksialforsøk, kornfordeling og standard proctor test på materialet, se vedlegg G.1.

Tabell 2.5: Materialparametere for fyllmassene brukt i beregningen til Aasland (2009).

MATERIALPARAMETRE FOR FYLLMASSENE		
Parameter	Verdi	Enhet
Tyngdetetthet (γ)	20,5	kN/m ³
Isotrop permeabilitet (k)	10 ⁻³	m/day
Ødometer modul (E_{oed})	13333	kN/m ²
Attraksjon (a)	5	kPa
Friksjonsvinkel (ϕ)	40	°
Poisson-tall (ν)	0.2	-
Skjærmodul (G)	5000	kPa

2.14 Tilbakeregning av brudd i prøvefylling

Ut fra tilbakeregning av skråningsbruddet i prøvefyllingen med FEM programmet Plaxis fant Aasland en sikkerhetsfaktor på 1,02. Stabiliteten er sensitiv for endringer i parameterene innenfor sannsynlige verdier, og bruddet som ble funnet i beregningene er trolig representativt for det virkelige bruddet. Trolig skyldtes bruddet for rask pålasting av fyllmasser. Konsolidering av den bløte sjøbunnen førte til raskt økende sikkerhetsfaktor.

Kapittel 3

Forsøksmetoder

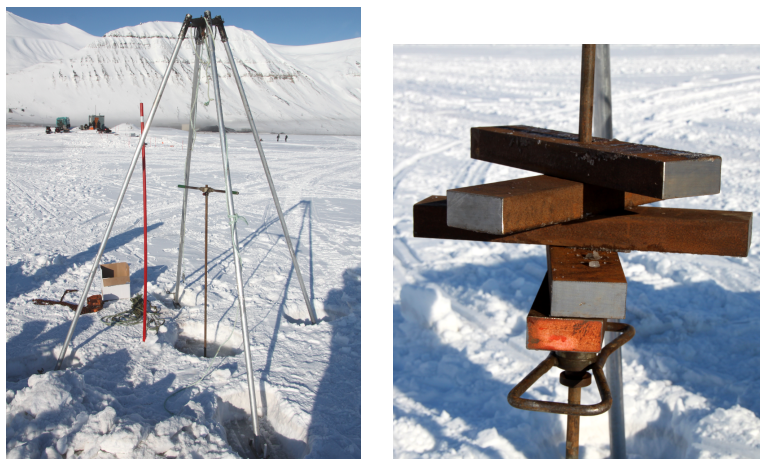
Det ble utført 14 dreiesonderinger, tatt opp en prøveserie av masser fra sjøbunnen, utført laboratoriearbeid på prøvene, samt tatt en poseprøve av fyllmasser. Kapitlet beskriver metodene benyttet for de ulike forsøkene.

3.1 Utførelse av dreiesonderinger

Dreiesondering utføres for bestemmelse av lagdeling og dybder til faste lag. Resultatene er ment for utvelgelse av andre grunnundersøkelser, lokalisering av prøvetakning og måling av dybder. Dreiesondering er en billig og enkel sonderingsmetode og kan utføres med relativt lett håndholdt utstyr. Sonderingen utføres normalt ved at motstanden mot nedtrengning registreres ved trinnvis belastning (opp til 100kg) som gir jevn synk. Deretter registreres antall halve rotasjoner per 20 cm nedpressing (Norsk Geoteknisk Forening, 1989).

Dreiesonderingene i Hull D1-D14 ble utført på en noe annerledes metode på grunn av de bløte forholdene. Hullene ble valgt lagt i et profil over sundet der det er mest trolig at en veifylling vil legges. Hullene ble lagt med 50 meter mellomrom. Plassering ble målt inn med håndholdt GPS og merket med stikker. Senere ble nøyaktig posisjon målt inn med differensiell GPS (DGPS) av landmåler ansatt ved SNSK. Hull i isen ble boret med hånddrill

og bor på \varnothing 50mm. Denne borstørrelsen gav bedre støtte til borstengene enn et større hull fra vanlig isbor. Istykkelsen og vanddybden ble målt med et målebånd med lodd i enden. Tidspunkt for dybdemålingene ble registrert for justering av tidevannsvariasjoner.



Figur 3.1: Oppsett av dreiesonderingsutstyr ved Hull D1. Til venstre: Firpod og borstenger med dreiestag. I bakgrunnen sees hytta på Barryneset. Til høyre: Borstang med lodd av flatstål holdt oppe av kuleklemme.

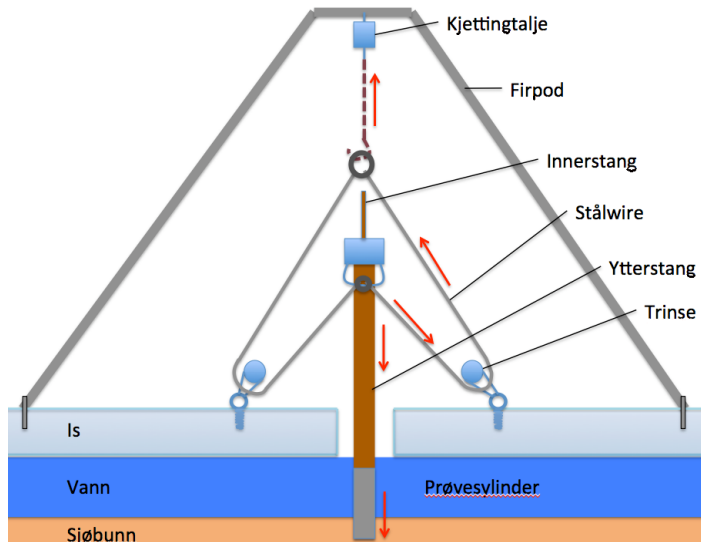
Standard utstyr med \varnothing 22 mm stenger ble brukt. Til lodd ble det benyttet fem deler flatstål med hull i midten av 20 kg hver, se figur 3.1. Over hullet ble det plassert en firpod festet til isen med isskruer. Fra toppen ble det festet en kjettingtalje ned til borstengene for opptrekk når håndkraft ikke strakk til.

Forskjellen fra standard metode gjelder rotasjon og påsetting av lodd. Rotasjon av borstengene ble begynt allerede ved 0 kg belastning. Når videre rotasjon ikke gav noen nedpressing ble det lagt på mer vekt og registrering av halve rotasjoner fortsatte. Dette gjør resultatene noe vanskeligere å tolke og sammenligne med tidligere resultater. Samtidig gir det mer nyanserte resultater og styrkeforskjeller innad i det bløte laget vil kunne vises bedre

enn ved standard metode. Avviket fra standard metode setter også større krav til tolkning av figurene. Det er derfor blitt lagt stor vekt på å vise egen tolkning i profilene vist i figur B.2 - B.4.

3.2 Utførelse av prøvetaking

Prøvetakingen ble valgt lagt ved Hull D9 ut fra resultatene fra dreiesonderingene. Prøvehullet ble lagt to meter bortenfor D9 for å unngå forstyrrelse fra dreiesonderingen. Hullet i isen ble boret med vanlig isbor for å få plass til de tykkere ytterrørene. Prøvetakingen ble gjort med en manuell $\varnothing 54\text{mm}$ stempelprøvetaker. Prøvetakingen startet helt i toppen av sjøbunnen. Det ble tatt opp 7 prøver av 80 cm for hver meter ned i sjøbunnen med start på toppen av sjøbunnen. Underveis ble det gjort referansemålinger av vann- dybden for å justere dybder for tidevannsvariasjonene.



Figur 3.2: Prinsippkisse for oppsettet benyttet for nedpressing av prøvetaker.

Nedpressingen ble gjort ved hjelp av et trinsesystem med firpod, kjettingtalje, wire, isskruer og tau. Oppsettet er vist i figur 3.2. Kjettingtaljen ble festet med wire ned til to trinser som var skrudd fast i isen. Fra trinsene gikk wiren opp til toppen av ytterrøret. Når kjettingtaljen så trekkes opp presses prøvetakeren nedover. Ved tilfellet på figur 3.3 holdes innerstanga tilbake for hånd ved hjelp av et ytterrør og en rørtang. Ved opptrekk ble prøven først satt under strekk før den fikk stå i ca 5 min så spenningene i prøven fikk tid til å utlignes. Prøvene ble så trukket sakte opp samtidig som rør og stenger ble tatt av ettersom de kom opp.

Når prøvene kom opp ble det målt temperaturer i enden med et lite termometer før prøvetakeren ble koblet fra prøverøret. For at prøvene skulle unngå å fryse ble de kjørt med snøscooter inn til bua på Barryneset for oppbevaring. Den siste prøven kunne ikke presses ned ved hjelp av taljesystemet på grunn av mangel på ytterrør. Prøven ble presset ned ved å legge på vektene fra dreiesonderingen samtidig som fire personer stod på vektene og gynget prøvetakeren nedover, se figur 3.4. Alle prøverør ble pakket inn i tilpasset kasse med varme og støtdempende materiale og sendt med småfly fra Svea til Longyearbyen og derfra med fly til Trondheim. På NTNU ble prøvene oppbevart stående i kjølerom før utpressing.



Figur 3.3: Oppsett av prøvetakningsutstyr. Til venstre: Nedpressing av prøvetaker. Fra venstre, Martin Dons, Vetle K. Stene og Jomar Finseth. Til høyre: Forsiktig opptrekk av prøvetaker.



Figur 3.4: Utførelse av prøvetaking. Til venstre: Nedpressing av prøvetaker ved siste prøve. Til høyre: Frakobling av prøvesylinder fra prøvetaker.

3.2.1 Prøve av fyllingsmateriale

Ca 20 kg fyllingsmateriale ble plukket for hånd av gamle tunellmasser fra tunnelene ved graven Svea Nord. På grunn av frost i materialene, og begrenset med gravemuligheter ble det kun tatt masser fra det øverste laget av fyllmassene. Et representativt utvalg av større stein og finere masser ble forsøkt plukket. Fyllmassene ble pakket i plast og sendt med fly til Trondheim.

3.3 Utførelse av laboratorieforsøk

Utførte laboratorieforsøk består av rutineforsøk, kornfordeling og hydro-meter, treaksialforsøk, ødometerforsøk og permeabilitetsforsøk. Forsøksmetoder står beskrevet i vedlegg C. Alle forsøk ble utført i henhold til standardiserte metoder. For fullstendige rutineskjema se vedlegg D.1.

Kapittel 4

Modellering

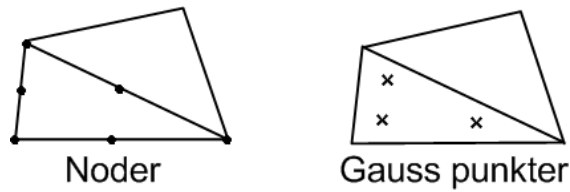
4.1 Plaxis

Elementanalyse er en metode for å løse problemer bygget opp av kontinuerlige differensiallikninger (Cook et al., 2002). Problemene løses ved å dele en større geometri inn i mindre elementer, som mellom seg er knyttet sammen med noder. Hvert element har gitte egenskaper. I fasthetslæren innebærer dette blant annet stivhetsegenskaper for hvert element. Denne kraft-forskyvnings relasjonen uttrykkes som vist i ligning 4.1.

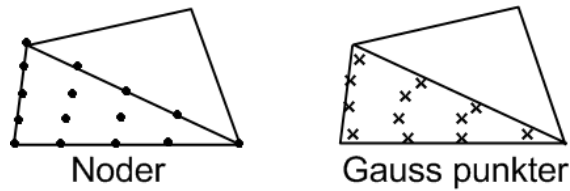
$$[k]_e \{\delta\}_e = \{F\}_e \quad (4.1)$$

Hvor $[k]_e$ er elementets stivhet matrise, $\{\delta\}_e$ er forskyvningsvektor og $\{F\}_e$ er kraftvektor (Cook et al., 2002).

Plaxis er et avansert elementanalyseprogram konstruert for å utføre geotekniske analyser på blant annet stabilitet, setninger, strømming og bæreevne. Plaxis 2D utfører analyser ut fra antagelse om plan tøyningstilstand eller aksesymetri, med elementer med 6 eller 15 noder som vist i figur 4.1 og 4.2 (Plaxis, 2014).



Figur 4.1: Element med 6 noder.



Figur 4.2: Element med 15 noder.

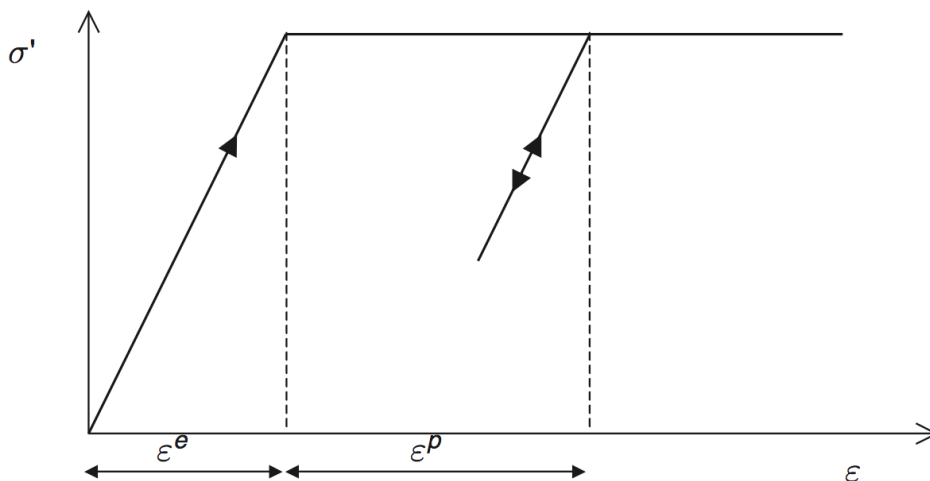
Et integrasjonspunkt er et punkt innenfor et element der integraler blir løst numerisk. Plaxis og de fleste andre analyseprogram benytter seg av det vi kaller Gauss approksimasjon for å bestemme elementets stivhetsmatrise. Gauss kvadrregel velger ut utvalgspunkter (Gauss punkter) slik at feilen ved den numeriske integrasjonen blir minst mulig (Cook et al., 2002), (Plaxis, 2014).

Plaxis 2D består av tre delprogrammer, *Input*, *Calculations* og *Output*. I *Input* velges geometri, laster, jordmodell og parametere. I *Calculations* bestemmes hvilke utregninger som skal gjøres. Her kan hele byggeprosessen regnes ut i valgt rekkefølge med for eksempel utgraving, drenering, fylling, konsolidering og lastpåvirkning. I *Output* presenteres resultatene av beregningene. Resultatene kan vises som figurer, grafer eller tabeller.

4.2 Jordmodell

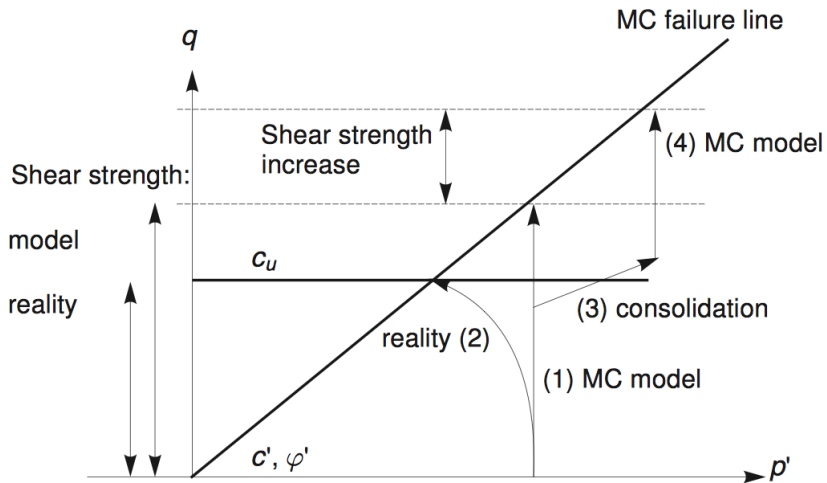
I stabilitetsanalysene ble det benyttet en lineær elastisk perfekt plastisk modell, Mohr-Coulomb Modellen. Dette er en forholdsvis enkel jordmodell, men gir en god tilnærming til virkeligheten for en del analyser. Modellen blir ofte brukt som en første modell som utgangspunkt for videre valg av mer avanserte jordmodeller, særlig ved avanserte setningsberegninger. For bæreevneberegninger eller stabilitetsanalyser gir Mohr Coulomb modellen tilstrekkelige gode resultater (Nordal, 2013).

Lineær elastisk perfekt plastisk betyr at i det elastiske området er det en lineær sammenheng mellom tøyning og spenning. I det plastiske området er det ingen endring i materialets styrke ved endret tøyning. Prinsippet er vist i figur 4.3. Hvert lag i modellen blir gitt en konstant stivhet eller en stivhet som øker lineært med dybden.



Figur 4.3: Prinsippskisse for en lineær elastisk perfekt plastisk jordmodell. Figur er hentet fra Plaxis (2014).

Ved bruk av dreneringstypen *Undrained A* følger MC- modellen en effektiv-spenningssti opp til bruddtaket. Denne kan avvike fra den virkelige spenningsstien og kan gjøre seg gjeldene ved konsolidering. Dette gjelder særlig for bløte masser. Se figur 4.4.



Figur 4.4: Illustrasjon av spenningsstier, virkelig og MC-modell. Figur er hentet fra Plaxis (2014).

I Mohr-Coulomb modellen trengs det fem parametere som er gjengitt i tabell 4.1.

Tabell 4.1: Parametre til bruk i Mohr-Coulomb modellen (Plaxis, 2014).

PARAMETRE I MOHR COULOMB MODELLEN		
E	Youngs modulltall	[kN/m ²]
ν	Tverrkontraksjonstall	[-]
c	kohesjon	[kN/m ²]
ϕ	Friksjonsvinkel	[°]
ψ	Dilatansvinkel	[°]

4.3 Geometri og lagdeling

Ut fra resultatene fra felt og laboratorieundersøkelser er det valgt å gjøre beregninger på to ulike tverrsnitt. Tverrsnittene som er valgt er ment å representere forholdene ved 200 og 500 meter fra Barryneset, ved henholdsvis dreiesondering D4 og D10. En oppsummering av karakteristikkk fra tverrsnittene er vist i tabell 4.2. Figurer av tverrsnittene er vist i figur 5.3.1 og 5.3.2. Begrunnelse for valg av geometri og lagdeling er forklart i avsnitt 6.3.3. Vanndybder og mektighet er vurdert til å være lik over hele tverrsnittets bredde.

Tabell 4.2: Geometri og lagdeling fra de to tverrsnittene.

TVERRSNITTSGEOMETRI		
Geometri	Snitt 1	Snitt 2
Vanndybde [m]	3	3
Fyllingshøyde [m]	7	7
Hellningsvinkel på fylling	1:3	1:3
Bredde på topp av fylling [m]	8	8
Øverste sjøbunn [materiale]	Leirig silt	Siltig sand
Dybde øverste sjøbunnslag [m]	3,5	10
Dybde fast underliggende sjøbunn [m]	10	10

4.4 Parametere

Tabell 4.3 viser valgte materialparametere for de forskjellige materialene. Vurdering og begrunnelse for valg av materialparametere er forklart i del 6.3.

Tabell 4.3: Valgte materialparametere.

MATERIALPARAMETERE				
Parameter	Leirig silt	Siltig sand	Fyllingsmateriale	Fast sjøbunn
Tyngdetetthet γ_{unsat} [kN/m ³]	18	19	20,5	20
Tyngdetetthet γ_{sat} [kN/m ³]	18	19	20,5	20
Youngs modulltall E [kPa]	-	1 200+800z	12 000	15 000
Tverrkontraksjonstall ν [-]	0,25	0,34	0,2	0,3
Skjærmodul G_{ref} [kPa]	500	447,8	5 000	5 769
Ødometermodul E_{oed} [kPa]	1 500	1 847	13 333	20 190
Kohesjon c [kPa]	5	4,5	5	5
Friksjonsvinkel ϕ [°]	26	20	40	35
Dilatansvinkel ψ [°]	0	5	0	0
Permabilitet $k_x=k_y$ [m/dag]	$7,5 \times 10^{-5}$	82×10^{-5}	100	5×10^{-5}
Udrenert skjærstyrke S_u [kPa]	12	-	-	-

4.5 Byggeprosess

Utlegging av fyllingen er i hovedsak tenkt utført i to omganger. Første del er ment å dekke hele fyllingens bredde og opp til en meter over middelvannstand. Andre del er fullføring av utfyllingen opp til 4 m over middelvannstand. Mellom utleggingene og etter siste utlegging og pålasting er det planlagt konsolideringsfaser. Beregninger er utført med varierte konsolideringstider. Byggeprosessen gjør seg synlig i de trinnvise beregningene gjort i Plaxis.

4.6 Laster

Beregninger med gravitasjonslaster og trafikklast på 30 kPa over en bredde på 6 m er utført. Valg av lastsituasjoner er forklart i avsnitt 6.3.7.

Kapittel 5

Resultater

5.1 Feltundersøkelser

5.1.1 Dreiesonderinger

Borprofil for Hull D1-D14 er å finne i vedlegg B.3. Dybdeprofiler er å finne i Vedlegg B.2. Dreiesonderingene er ikke utført etter standard metode og det er derfor spesielt viktig å se på hvor mye vekt som ligger på ved dreining når resultatene skal vurderes. Det er også viktig å se på dybden resultatene er registrert ved, da det oppstår en betydelig friksjonsmotstand fra overstående stenger. En oppsummering av resultatene fra dreiesonderingene er vist i tabell 5.1. Under kommenteres generelle betraktninger ved resultatene fra noen av hullene.

Hull D1-D6, 0-300m fra Barryneset

Øverst har vi ett lag med lav penetrasjonsmotstand og varierende mektighet. Alle hull startet med synk av egenvekten fra borstengene. Under det bløte laget finner vi et hardt lag med merkbare stein og grus. I D3 og D4 lyktes det å penetrere dette harde laget noe.

Hull D7-D9, 300-450 m fra Barryneset

Dette området er det grunneste i Sveasundet og sjøisen ligger her ned mot sjøbunnen ved lavvann. Det ble ikke registrert noe synk fra egenvekt i begynnelsen av sonderingene. Derimot ble det registrert en betydelig motstand ca. den første halve meteren ned i sjøbunnen. Videre ned viser resultatene liten motstand. Under det bløte laget finner vi også her et hardt lag med merkbare stein og grus. Ved D9 var borstengene merkbart renere når de ble trukket opp enn ved noe annet borhull.

Hull D10 500m fra Barryneset

Det ble her ikke registrert noe hardt lag de øverste meterne av sjøbunnen, og heller ingen betydningsfulle lagdelinger helt ned til 10,0 m dyp. Ved 10 m gikk vi tom for stenger og måtte avbryte videre nedboring.

Hull D11-D14

Bortsett fra de øverste 3 meterne i D11 viser resultatene her betydelig større penetrasjonsmotstand enn ved de andre hullene. Alle sonderingene ble stoppet før man kom til noe tydelig lagdeling i frykt for ikke å få opp borstengene igjen. Ingen merkbare stein eller grus ble registrert.

Tabell 5.1: Oppsummering av dreiesonderingsresultater fra Sveasundet 02.04.2014 - 04.04.2014.

OPPSUMMERING DREIESONDERING						
Hull nr	Vamdybde [m]	Sonderingsdybde [m]	Istykkelse [cm]	Mektighet bløtt lag [m]	Stoppårsak	Merknader
D1	1,8	0,8	62	0,8	Fast lag	
D2	2,3	2,6	60	2,6	Fast lag	
D3	2,6	3,3	53	2,5	Fast lag	Noe gjennomregning i fast lag, merkbare grus og stein.
D4	2,5	3,7	58	3,1	Fast lag	
D5	1,8	3,4	60	3,3	Fast lag	Noe gjennomregning i fast lag, merkbare grus og stein.
D6	0,9	4,8	53	4,8	Fast lag	Merkbare grus og stein ved fast lag.
D7	0,5	3,9	60	3,8	Fast lag	Merkbare grus og stein ved fast lag.
D8	0,5	6,6	54	4,8	Fast lag	
D9	0,4	9,8	63	9,8	Fast lag	Merkbare grus og stein ved fast lag.
D10	1,8	9,1	68	9,1	Tom for borstenger	
D11	2,7	4,9	58	(4,3)	Sikkerhet for å få opp stengene	Fastere masser.
D12	1,1	4,6	58	(4,2)	Sikkerhet for å få opp stengene	Fastere masser.
D13	0,5	4,0	56	(3,4)	Sikkerhet for å få opp stengene	Fastere masser.
D14	0,2	1,3	58	(1,0)	Sikkerhet for å få opp stengene	Fastere masser.

5.2 Laboratorieundersøkelser

Denne delen viser resultater fra laboratorieundersøkelsene. I avsnitt 6.2 kommenteres resultatene og eventuelle avvik og forklaringer.

5.2.1 Rutineundersøkelser

En oppsummering av alle rutineundersøkelsene er vist i figur 5.1. I vedlegg D.1 finnes rutineskjema for hver enkelt prøve.

Kornfordelingskurver er vist i figur 5.2. Kornfordelingskurvene viser at sjøbunnen hovedsakelig består av siltig sand, med noen lag av sandig silt/leire.

5.2.2 Treksialresultater

Figur 5.3 viser et samlet plot for treksialforsøkene og grunnlaget for beregning av styrkeparametere. En sammenstilling av elastisk stivhet hentet fra treksialforsøk og ødometerforsøk er vist i tabell 5.3. Treksialresultatene er i sin helhet vist i vedlegg D.2. Viktig informasjon om feil ved treksialresultatene er gitt i kapittel 9.

5.2.3 Ødometerresultater

Ødometerresultatene er vist i vedlegg D.3. En oppsummering er vist i tabell 5.2. I tabell 5.3 er det vist en sammenstilling av resultatene for stivhet fra treksialforsøkene og ødometerforsøkene. E_{50} fra treksialforsøkene er gjennomsnittlig elastisk stivhet fra skjærforsøkene. Stivheten fra ødometerforsøkene er vist som Youngs Modul E utregnet fra ødometermodulen $E_{oed}=M$.

Tabell 5.2: Oppsummering av ødometerresultater.

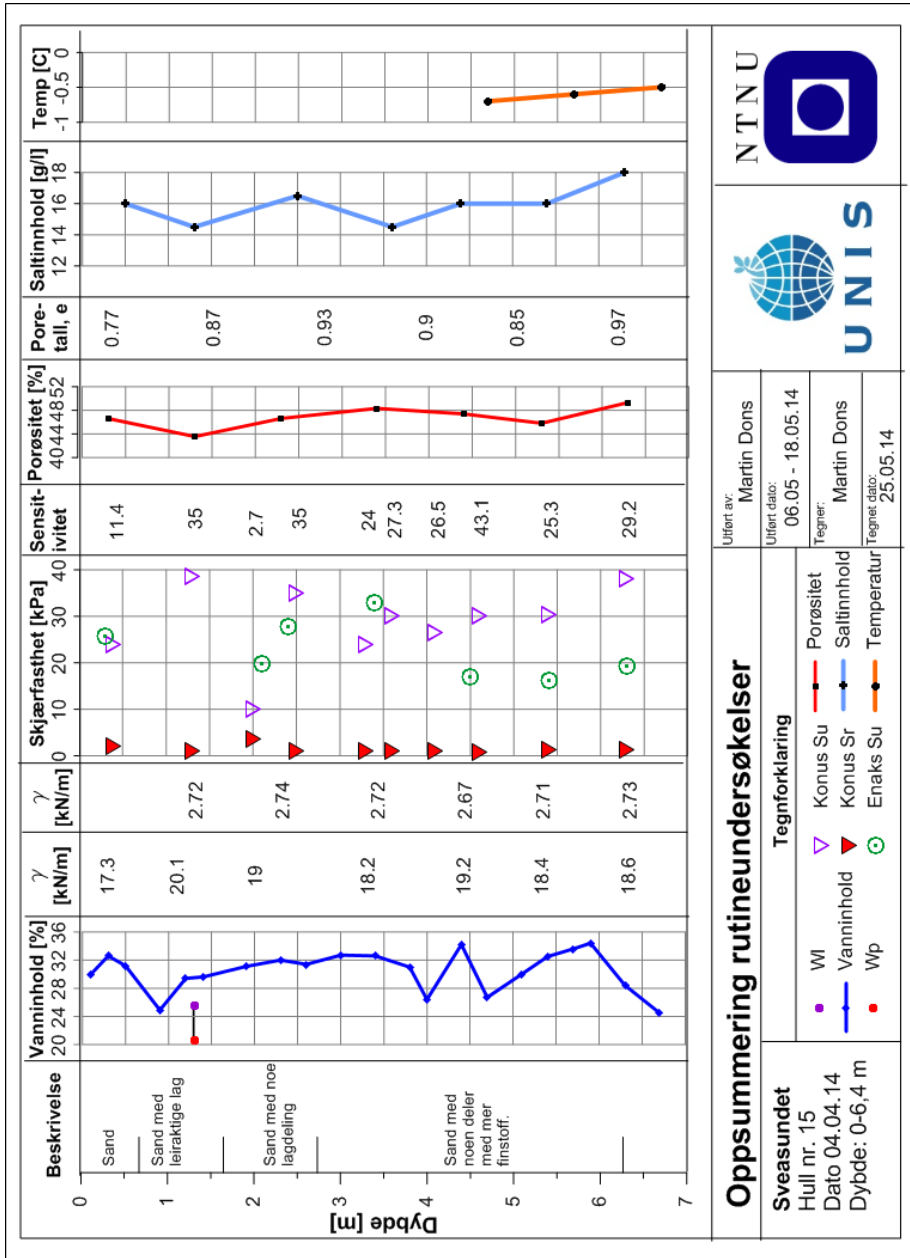
OPPSUMMERING ØDOMETERRESULTATER						
Dybde [m]	σ_{v0} [kPa]	w [%]	γ [kN/m ³]	$M = E_{oed}$ [MPa]	m [-]	k [m/år]
1,3	11	30	19,5	1,3	20	0,3
2,4	20	31	18,5	2,3	28	-
4,1	35	31	19,0	4,3	50	-
5,4	47	31	18,4	4,0	35	-

Tabell 5.3: Elastisk stivhet fra treaksialforsøk og ødometerforsøk.

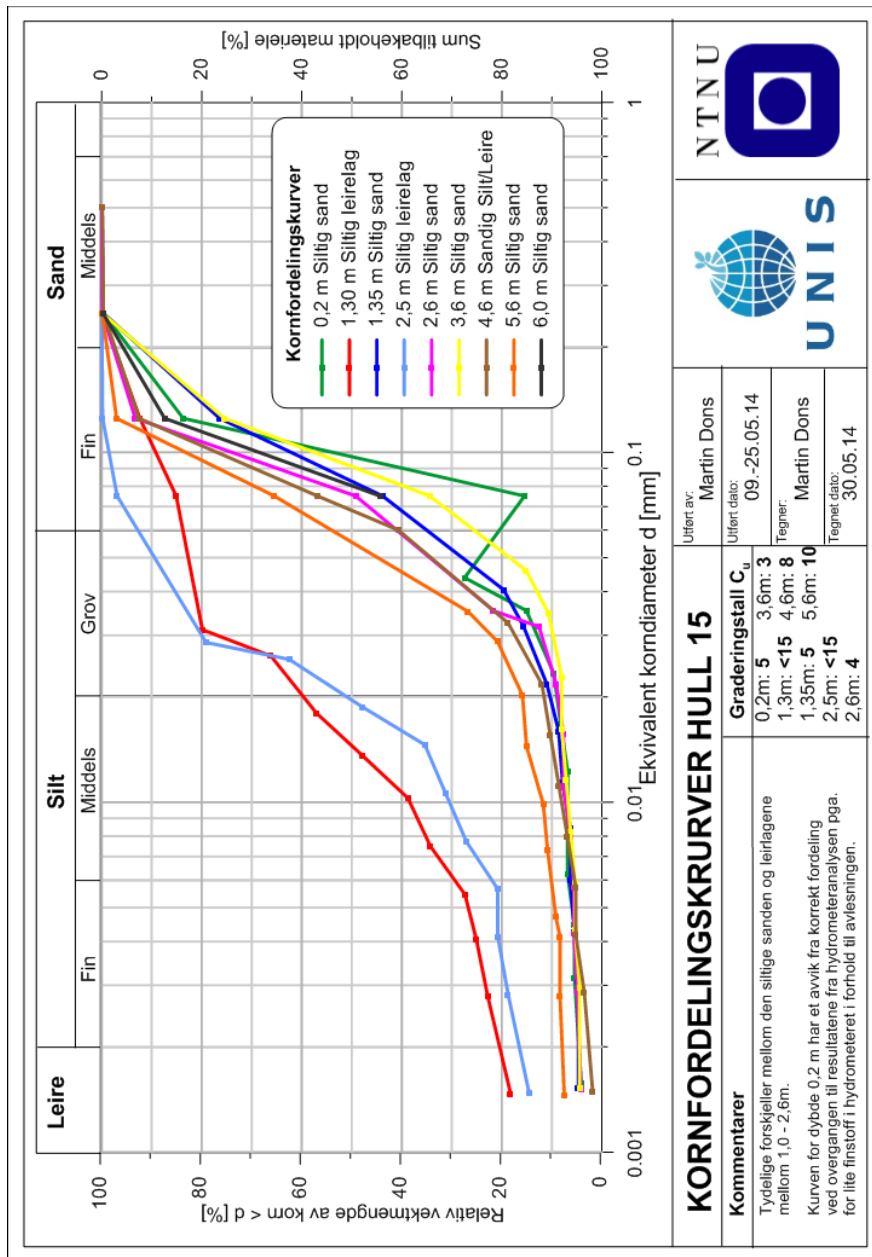
ELASTISK STIVHET		
Dybde [m]	Treaksialforsøk E_{50} [MPa]	Ødometerforsøk $E=2/3E_{oed}=2/3M$ [MPa]
1,3	-	0,9
2,4	-	1,5
4,1	-	2,9
5,4	8,4	2,7
6,3	16,4	-

5.2.4 Permeabilitet av fyllingsmateriale

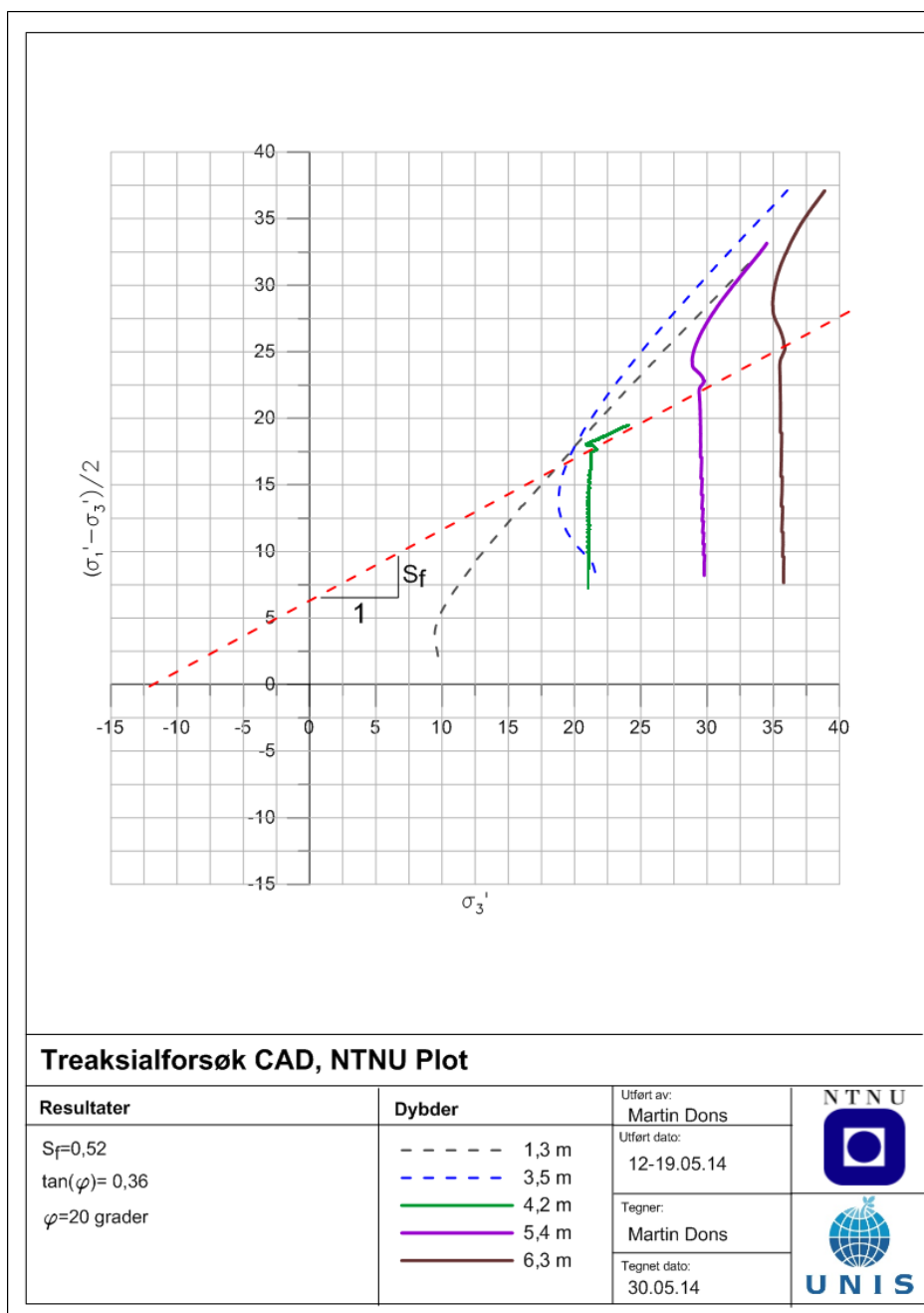
Permeabiliteten, k , til prøven av fyllingsmaterialet ble målt til ca. 100 m/dag. Utregning er vist i vedlegg D.4.



Figur 5.1: Oppsummering av rutineundersøkelser fra Hull D15.



Figur 5.2: Kornfordelingskrurver fra Hull D15.



Figur 5.3: Treksialforsøk plottet sammen i et NTNU plot for bestemmelse av styrkeparametre.

5.3 Modellresultater

Fra *Output* i Plaxis kan det hentes ut verdier for utallige parametere. I fremstillingen av resultatene er det fokusert på sikkerhetsfaktoren for de ulike modelleringsfasene og de ulike modellene som er benyttet. Forskjellen mellom variantene ligger i materialoppførsel ved øverstliggende sjøbunn samt konsolideringstider.

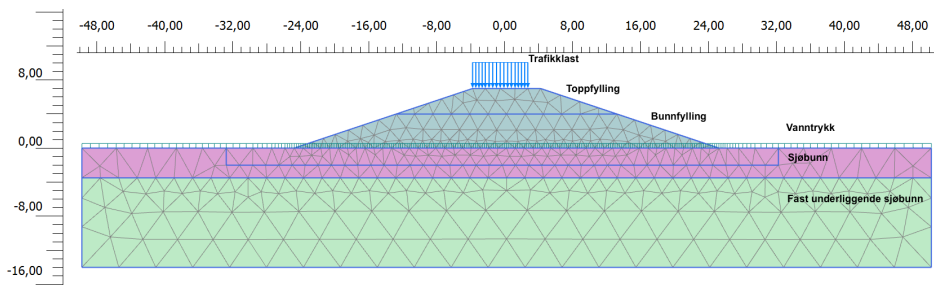
I vedlegg E er det vist figurer av ulike bruddsirkler, deformasjonsmønster og oppbygd poretrykk før og etter konsolideringsfaser. Resultater fra mange ulike modeller er vist, men det er fokusert på fire ulike modeller, en for Snitt 1 og tre for Snitt 2. For Snitt 1 er det kun utført udrenerte beregninger. Det er blitt lagt vekt på modellen med 365 dagers konsolidering etter både utlegging av bunnfylling og toppfylling. For Snitt 2 er det sett nøyere på tre ulike modelleringer. Drenert modell, drenert med 30+30 dager konsolidering og udrenert med 365+365 dager konsolidering. For alle modeller er det regnet en siste fase med langtidskonsolidering, 365 dager, med trafikklast.

5.3.1 Snitt1

Geometri og elementnett for Snitt 1 er vist i figur 5.4. Trafikklasten er delt i to deler, en 6m bred og plassert på fyllingen og en tilsvarende last plassert ytterst på venstresiden av fyllingen.

Tabell 5.4 viser en betydelig økning i styrke ved konsolidering. Med både 30 og 100 dager konsolidering av bunnfyllingen gikk konstruksjonen til brudd ved pålasting av toppfyllingen. Bruddsirkler og poretrykksoppbygging for modellen med 365 dager konsolidering er vist i vedlegg E.1.

Tabell 5.5 viser deformasjoner beregnet ut fra toppunktet av fyllingen. Ved de to første fasene vil det si toppen av bunnfyllingen og ved de resterende, toppen av hele fyllingen. Deformasjonene bygges opp både ved pålasting og konsolidering.



Figur 5.4: Geometri og elementinndeling av modellen benyttet for Snitt 1.

Tabell 5.4: Sikkerhetsfaktorer fra modelleringer av Snitt 1.

SIKKERHETSFAKTORER SNITT 1 [CM].			
Modelleringsfase	30+30 dager konsolidering	100+100 dager konsolidering	365+365 dager konsolidering
Utlegging av bunnfylling	1,51	1,51	1,51
Etter konsolidering av bunnfylling	1,64	1,75	1,96
Utlegging av toppfylling	Brudd	Brudd	1,18
Etter konsolidering av toppfylling	-	-	1,45
Pålasting av trafikklast	-	-	1,33
Pålasting av skjev trafikklast	-	-	1,28
Etter 1 års konsolidering med trafikklast	-	-	1,45

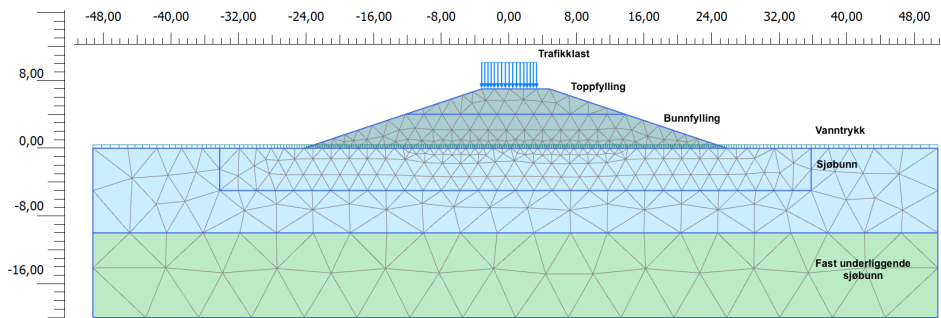
Tabell 5.5: Deformasjon av fyllingstopp fra modelleringer av Snitt 1.

DEFORMASJON AV FYLLINGSTOPP SNITT 1 [CM]			
Modelleringsfase	30+30 dager konsolidering	100+100 dager konsolidering	365+365 dager konsolidering
Utlegging av bunnfylling	5,1	5,1	5,1
Etter konsolidering av bunnfylling	6,3	7,6	10,4
Utlegging av toppfylling	Brudd	Brudd	24,4
Etter konsolidering av toppfylling	-	-	33,4
Pålasting av trafikklast	-	-	37,0
Pålasting av skjev trafikklast	-	-	36,7
Etter 1 års konsolidering med trafikklast	-	-	41,6

5.3.2 Snitt2

Geometri og elementnett for Snitt 2 er vist i figur 5.5. Modelleringsfasene og laster benyttet er de samme som ved Snitt 1. Beregningene fra Snitt 2 viser flere av de samme tendensene som Snitt 1. Også her er det en forholdsvis raskt økende styrke ved konsolidering for de udrenerte beregningene.

Bruddsirklener og poretrykksoppbygging for drenert modell, udrenert med 30+30 dager konsolidering samt udrenert med 100+100 dager konsolidering er vist i vedlegg E.2, E.3 og E.4.



Figur 5.5: Geometri og elementinndeling av modellen benyttet for Snitt 2

Tabell 5.6: Sikkerhetsfaktorer for ulike lasttrimn og materialer fra modelleringer av Snitt 2.

SIKKERHETSFAKTORER SNITT 2									
Modelleringsfase	Drenert sjøbunn	Drenert sjøbunn	Utdrenert sjøbunn	Utdrenert sjøbunn	Utdrenert sjøbunn	Utdrenert sjøbunn, Undrained B	Utdrenert sjøbunn, Undrained B	Utdrenert sjøbunn, Undrained B	Utdrenert sjøbunn, Undrained B
		$\phi = 0$	30+30 dager konsolidering	100+100 dager konsolidering	uten konsolidering	30+30 dager konsolidering med $S_u=20+1z$ [kPa]	30+30 dager konsolidering med $S_u=20$ [kPa]	30+30 dager konsolidering	30+30 dager konsolidering
Utlekking av bunnfylling	2,32	2,30	1,4	1,4	1,4	2,66	2,66	2,15	2,15
Etter konsolidering av bunnfylling	-	-	1,88	2,01	-	2,66	2,66	2,15	2,15
Utlekking av toppfylling	1,76	1,73	1,08	1,22	Brudd	1,38	1,38	1,11	1,11
Etter konsolidering av toppfylling	-	-	1,38	1,55	-	1,38	1,38	1,11	1,11
Pålasting av trafikklast	1,66	1,6	1,22	1,38	-	1,23	1,23	1,005	1,005
Pålasting av skjev trafikklast	1,62	1,58	1,22	1,37	-	1,23	1,23	Brudd	Brudd
Etter 1 års konsolidering med trafikklast	-	-	1,49	1,48	-	1,23	1,23	1,005	1,005

Tabell 5.7: Deformasjon av fyllingstopp for ulike lastrinn og materialer fra modelleringer av Snitt 2.

DEFORMASJON AV FYLINGSTOPP SNITT 2 [CM]									
Modelleringsfase	Dreneret sjøbunn	$\phi = 0$ Dreneret sjøbunn	Utdreneret sjøbunn 30+30 dager konsolidering	Utdreneret sjøbunn 100+100 dager konsolidering	Utdreneret sjøbunn uten konsolidering	Utdreneret sjøbunn, <i>Undrained B</i> med $S_u=20+1z$ [kPa]		Utdreneret sjøbunn, <i>Undrained B</i> med $S_u=20$ [kPa]	
						30+30 dager konsolidering	30+30 dager konsolidering	30+30 dager konsolidering	30+30 dager konsolidering
Utlekking av bunnfylling	12,7	10	5,4	5,4	5,4	3,5	3,5	5,4	5,4
Etter konsolidering av bunnfylling	-	-	8,8	10,4	-	8,7	8,7	8,9	8,9
Utlekking av toppfylling	28,5	24,0	29,5	26,9	Brudd	24,6	24,6	38,1	38,1
Etter konsolidering av toppfylling	-	-	34,6	33,2	-	33,8	33,8	51,2	51,2
Pålasting av trafikklast	34,6	31,0	37,4	35,8	-	43,0	43,0	1,03 (Brudd)	1,03 (Brudd)
Pålasting av skjev trafikklast	34,4	31,0	37,2	35,7	-	42,5	42,5	0,99 (Brudd)	0,99 (Brudd)
Etter 1 års konsolidering med trafikklast	-	-	42,9	38,5	-	59,6	59,6	1,79 (Brudd)	1,79 (Brudd)

Kapittel 6

Diskusjon

6.1 Vurdering av dreiesonderinger

6.1.1 Lagdeling D1-D6

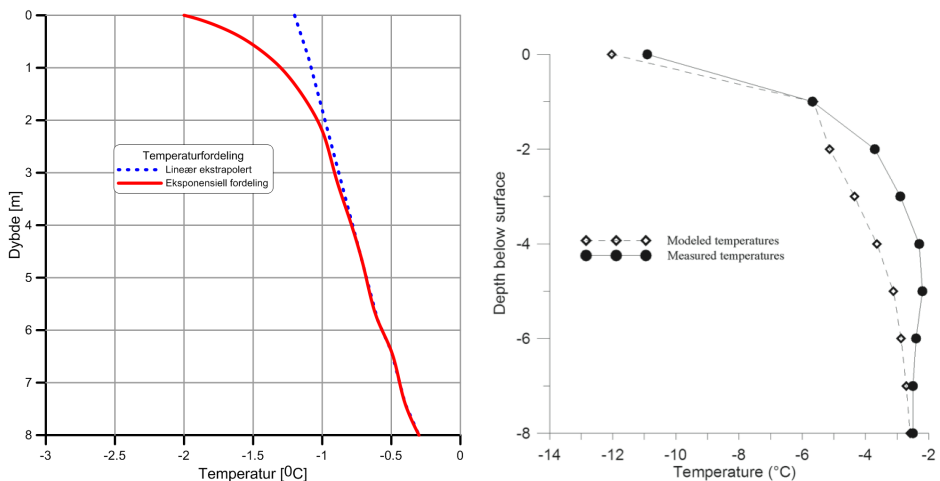
I delen nærmest Barryneset viser resultatene det samme som ved tidligere undersøkelser. De øverste massene er svært bløte ned til ett markant fastere lag med grus og stein. Mektigheten av det bløte laget avtar tydelig inn mot land ved Barryneset. Da det ikke finnes noen prøver fra det faste laget har det heller ikke lyktes å bestemme hva laget består av. Mektigheten av laget er heller ikke kartlagt. Ved borhull 12, utført mai 2002, se vedlegg G, er det til nå utført den dypeste sonderingen i det faste laget utført, da det ble ramsondert 6 m ned i det faste laget. Om det finnes et annet lag under er det vanskelig å si noe om. Brefremstøtet beskrevet i avsnitt 2.10 kan ha skapt lagdelinger utover en mer naturlig sedimentasjon og erosjonsprosess.

6.1.2 Hardt øverste lag ved D7-D9

Mellom 350-450 meter fra Barryneset finner vi en grunne der isen legger seg ned mot sjøbunnen ved lavvann, som skaper en kuldebro mellom luft

og sjøbunn. Derfor vil det øverste laget muligens kunne fryse uten at det oppstår permanent permafrost.

Temperaturmålingene i prøvene fra Hull 15 viser at det er synkende temperatur opp mot sjøbunnen. Ved 4,8 m dyp har vi en temperaturgradient på $-0,1$ °C per meter nærmere overflaten. Med en temperatur på $-0,7$ °C ved 4,8 m, vil en lineært synkende temperatur gi ca $-1,2$ °C ved sjøbunnen. Sjøbunnens saltinnhold vil kunne føre jordas frysepunkt mot frysepunktet til saltvannet, som ligger på ca $-1,9$ °C. Dette er altså kaldere enn en lineær tilnærming viser fra resultatene. Mer trolig er det at temperaturene følger en mer eksponentiell fordeling mot toppen. Mulig temperaturprofil er vist i figur 6.1. Til høyre ser vi en sammenligning med profil fra Borehole 1 vist i figur 2.17. Temperaturene ved Borhole 1 er målt 7 april 2007 og lavere enn ved D15 muligens på grunn av den landliggende posisjonen.



Figur 6.1: Temperaturprofiler. Til venstre: Mulig eksponensiell temperaturfordeling beregnet ut fra temperaturmålinger i prøver fra Hull 15. Til høyre: Målte og modellerte temperaturfordelinger fra Borehole1 figur 2.17. Figur er hentet fra Kristensen et al. (2008).

Det øverste laget på sjøbunnen vil kunne fryse til på grunn av kulden transportert gjennom sjøisen ved lavvann. Det hardere laget som ble funnet ved borhull D7, D8 og D9 kan bestå av slik fryst sjøbunn. Disse er de eneste punktene sammen med D13 og D14 der vi har nevneverdig motstand i det aller øverste laget. At borstengene ved opptrekk fra D9 var renere enn ved de andre borhullene er noe som tyder på et fast lag helt øverst der massene ble skrapet av borstengene.

Prøveresultatene fra D9 tyder også på at massene fra det øverste laget består av de samme massene som under, noe som bekrefter at det er andre årsaker til at massene her gir større motstand. Hvis massene viser seg å være frosset vil den noe høyere motstanden ikke kunne bli utnyttet ved dimensjonering av veifyllingen. Etter utlegging vil massene tine og trolig få egenskaper som ved tilsvarende områder ellers i sundet. Mest trolig vil utleggingen skje i den isfrie periden da materialet eventuelt vil være tint og problemet vil da ikke oppstå.

6.1.3 Mektighet av øverste lag ved D10

Ved borhull D10 ble det boret 9,1 m ned i sjøbunnen før det var tomt for borstenger. Ved hull D9, 50 m nærmere Barryneset ble det boret 9,8 meter før det stoppet opp i et fastere lag. Dette er betydelig dypere enn resultatene fra tidligere undersøkelser. Videre mot Crednermorenen ble det aldri boret ned til noe markant lagskille. Resultatene fra D7-D10 tyder på at det øverste laget øker i mektighet og at det faste laget under heller nedover. Om dette er en trend som fortsetter bort mot Crednermorenen eller om mektigheten igjen minker mot land er vanskelig å si noe om. Mest nærliggende er det å tro at mektigheten av det øverste laget minker mot land slik som tilfellet er på andre siden av sundet. Trolig vil det øverste laget stå for store deler av setningene på veifyllingen sammenlignet med de faste massene under. Økt mektighet av det øverste laget vil dermed føre

til økte setningner på fyllingen.

6.1.4 Fastere masser ved D11-D14

I borhullene D11-D14 ble det funnet fastere masser. Det var ingen markante lagdelinger ved noen av hullene og stans av sondering var ved alle hullene på grunn av sikkerheten for å få opp borstengene igjen. Firpoden og kjettingtaljen som ble brukt hadde begrenset kapasitet og frykt for å ødelegge utstyret og sette fast borstengene satte en stopper for videre sondering. Det hadde vært veldig ønskelig å bore seg dypere for å finne ut om vi i dette området også fant igjen det faste laget med grus og stein som vi fant i D1-D9.

Massene kan gi større motstand av flere årsaker. Endringen kan skyldes materialets sammensetning eller struktur.

Inn- og utstrømningene fra Vallunden kan tenkes å påvirke bunnforholdene. Fra flyfoto over området, figur 6.2 ser vi at strømningene ser ut til å gå vestover langs med Crednermorenen ut av Sveasundet. Strømningen vil derfor trolig ikke påvirke bunnforholdene i vårt profil. Ved opptrekk av borstengene var materialet som ble med opp på stengene visuelt sett likt som ved de andre hullene.

Fastere masser ved D10-D14 kan blant annet skyldes kaldere temperaturer og frost i materialet. Som diskutert i avsnitt 2.10 er det muligheter for at det i Sveasundet finnes undersjøisk permafrost. I figur 6.3 ser vi modellresultatene fra analyser av Sveasundet (Kristensen et al., 2008). I figur 6.4 har modellresultatene blitt forsøkt overført til profilet fra dreiesonderingene. Temperaturfordelingen er tenkt vinterstid da sjøisen ligger ned mot sjøbunnen i den innerste delen av sundet mot Crednermorenen. Frosten vil da kunne krype lenger utover i sundet enn ved sommertid. Derfor er temperaturlinjene flyttet noe lenger ut under sjøen enn det modellresultatene

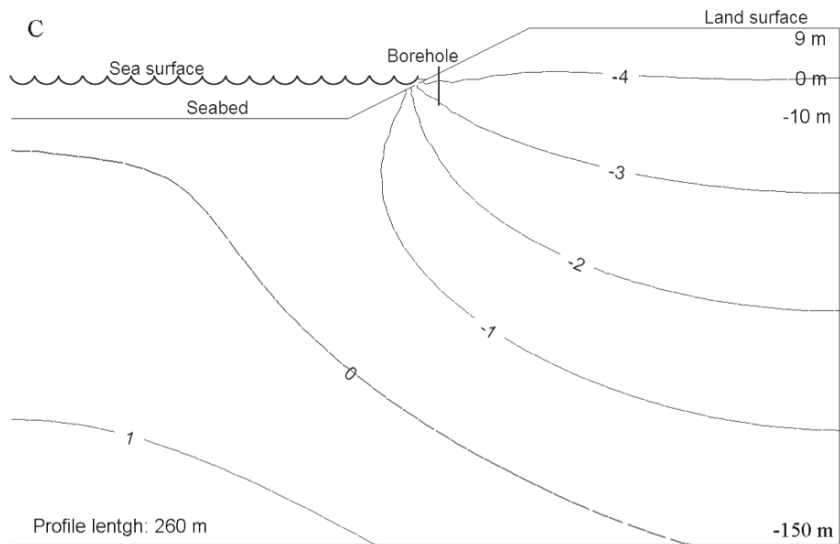
viser. Bakgrunnen for den tenkte temperaturfordelingen er ingen nøyaktig beregning, men mer et eksempel på hvordan det kan se ut. I alle hullene var borstengene dekket med materiale når de ble trukket opp. Dette tyder på at materialet ikke var fullstendig frosset.



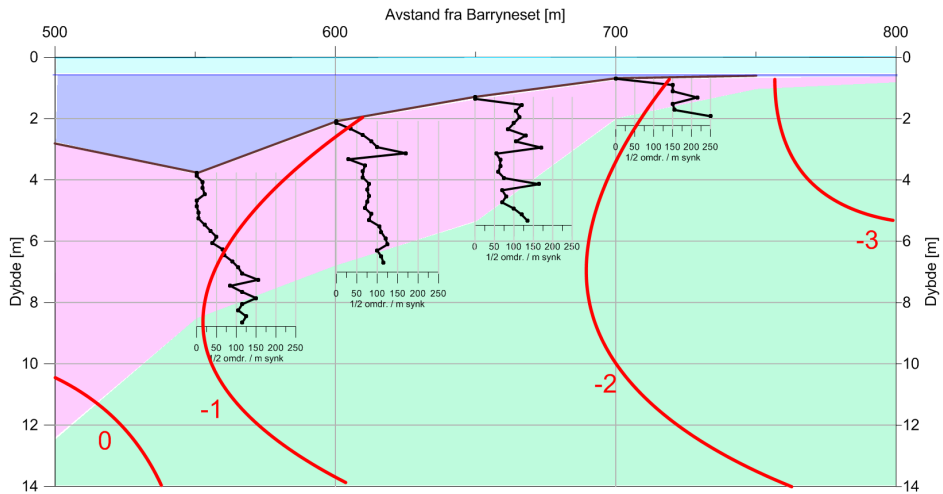
Figur 6.2: Flyfoto av Sveasundet. Bildet er hentet fra toposvalbard.npolar.no 25.05.14

En veifylling vil endre de termiske forholdene i bakken under. Dersom materialet er delvis eller helt fryst vil det ha økt styrke i forhold til resterende materiale. Ved pålasting vil det dermed oppføre seg fast og sterkt for så å bli bløtere ved tining. Annet materiale vil kunne ha noe motsatt endring ved konsolidering. Etter utfylling vil derfor setninger kunne oppstå i større ulik størrelse og tempo enn det ville gjort uten frost i bakken.

6.1. VURDERING AV DREIESONDERINGER



Figur 6.3: Modellresultater av undersjøisk permafrost. Hentet fra Kristensen et al. (2008).



Figur 6.4: Mulig temperaturfordeling i området nær Crednermorenen.

6.2 Vurdering av laboratorieundersøkelser

6.2.1 Prøveforstyrrelse

Lang transport og tid mellom prøvene ble tatt opp og skjøvet ut vil kunne skape prøveforstyrrelser. I hvilken grad prøvene har blitt forstyrret er vanskelig å si noe om. Ved åpning av prøvene var det vått i sylindere utenfor pakningen i toppen, og en betydelig mengde vann rant ut fra prøvene de første sekundene etter utskyvning. Temperaturforskjellene mellom de virkelige forholdene og temperaturen i laboratoriet er også betydelige og vil kunne gi utslag på resultatene.

6.2.2 Kornfordeling

Kornfordelingskurvene vist i figur 5.2 viser tydelig at grunnen hovedsakelig består av siltig sand. De mer leirige lagene ved 1,3 og 2,5 meter dybde skiller seg tydelig ut fra de andre kurvene. Den grønne kurven fra 0,2m gjør et hopp rundt skillet mellom sand og silt, dette kommet trolig av unøyaktigheter i hydrometermålingene som følger av for lite prøvemateriale.

Sammenlignet med kornfordelingene fra tidligere undersøkelser vist i figur 2.21 ser vi at materialet nærmere Barryneset inneholder en betydelig høyere andel finstoff enn hva som er tilfellet ved Hull 15.

6.2.3 Rutineundersøkelser

Vanninnhold

Vanninnholdet, w [%], ble beregnet fra tre prøvestykker fra hver prøve. Ved utskyvning kunne det ved flere av prøvene virke som om bunnen av prøven inneholdt mer vann enn toppen, noe som kan skyldes stående lagring av prøvene. Hvis det har forekommet en lekkasje i tettingen vil noe av vannet kunne dreneres nedover i prøven. Resultatene viser også en tendens til økende vanninnhold med dybden.

Tyngdetetthet

Tyngdetettheten, γ [kN/m³], er beregnet som et gjennomsnitt mellom densiteten funnet fra vekt av total prøve og densitet funnet ved densitetsring. Med unntak fra to prøver viser resultatene fra total vekt en høyere γ enn ved densitetsring. Avviket kan komme av avrenning av vann ved utskyvning.

Korndensitet

Korndensitetene funnet ved pyknometermålingene er meget like og gir uttrykk for at en generell korndensitet for materialet kan settes lik 2,7 g/cm³. Porøsitet og poretall er regnet ut med spesifikke verdier for korndensitet fra den respektive prøven.

Porøsitet

Porøsiteten er forholdsvis konstant med dybden og varierer mellom 44-48% og et tilsvarende poretall, e , på 0,77-0,93. Disse verdiene er i den høyeste

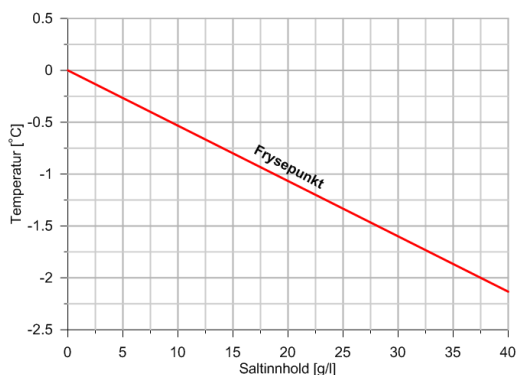
delen av normalverdier for siltig sand (Das, 2008, s. 35). Det at vi i tillegg ikke har ren siltig sand, men også noe leirinnhold gjør at porøsiteten må anses som høy for en slik materialsammensetning. Høy porøsitet vil gi stort potensiale for sammenpakning

Mettningsgrad

Siden alle prøver er hentet fra undersjøisk materiale antas alle prøvene å ha en virkelig mettningsgrad $S_r=100\%$. Avvik fra dette i resultatene kan skyldes utrenning av porevann ved utskyvning og unøyaktigheter i laboratorieforsøkene. For detaljerte resultater se vedlegg D.1.

Saltinnhold

Saltinnholdet i porevannet varierer mellom 14-16 g/l. Noe som er betydelig lavere enn normalt saltvann, 35 g/l. I sammenheng med temperaturer og frost i bakken er dette interessant da lavere saltinnhold gir høyere frysepunkt som vist i figur 6.5. Vi ser av grafen at et saltinnhold på 16 g/l gir et frysepunkt på ca $-0,8$ °C.

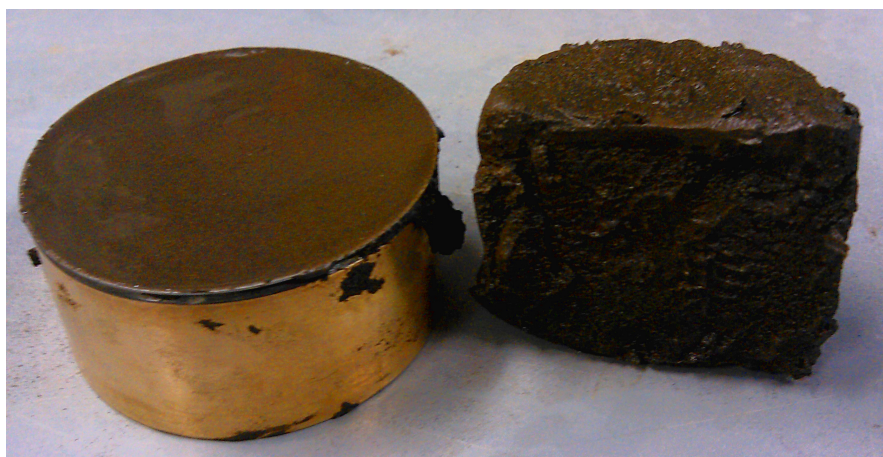


Figur 6.5: Frysepunkt til saltvann ved gitt saltinnhold. Data er hetet fra Fujino et al. (1974).

Udrenert skjærstyrke

Verdiene funnet for udrenert skjærstyrke, S_u , er funnet fra konusforsøk og enaksiell trykkforsøk. Konusforsøk utføres normalt kun for leire og fin silt. På grunn av en betydelig andel finstoff og de forholdsvis faste prøvene ble det allikevel utført konusforsøk på alle prøvene. Forsøkene gir et overslag på udrenert skjærstyrke, omrørt skjærstyrke og sensitivitet.

Enaksialforsøkene viser en kraft-deformasjonskurve uten noe knekk ved bruddlast. Dette tyder på at prøvene er forstyrret (Sandven, 2012a). Forsøket kjøres med høy tøyingsrate slik at beregningene kan ta utgangspunkt i at porevannet ikke rekker og dreneres ut av prøven. Dette er trolig ikke helt tilfellet med materialet fra disse prøvene. Trolig er udrenert skjærstyrke som ble funnet noe lavere enn den virkelige.



Figur 6.6: Prøvestykke for udrenert og omrørt skjærstyrke.

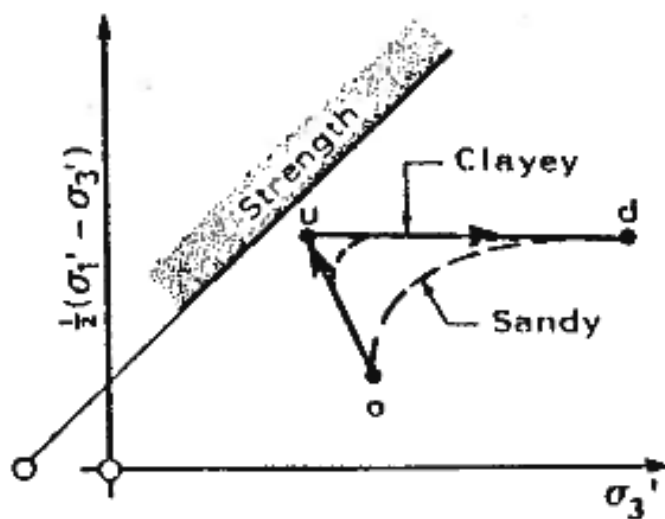
6.2.4 Sensitivitet

Ved omrøring endrer materialet seg betraktelig. Spesielt ved resting av prøveskålen begynte materialet å oppføre seg mer som en væske enn fast stoff. Vi ser den blanke overflaten i prøveskålen etter omrøring i figur 6.6. Slik oppførsel typisk for siltige materialer. Her er det tydelig at siltfraksjonen overstyrer for sandens materialoppførsel. Noe som også viser seg på verdiene for omrørt skjærstyrke. Sandkornene mister friksjonen med hverandre når det er mye vann tilstede og de vil flyte i en form for silt-suspensjon. Nevnes bør også at omrørt skjærstyrke og sensitivitet normalt ikke beregnes ut fra konusforsøk på siltig sand. Et leirmateriale ville ha blitt karakterisert som middels til høy sensitivt. Til sammenligning viser noen av prøvene resultater med en omrørt skjærstyrke ned mot grensen for kvikkleire på 0,5 kPa. Ved utlegging av en veifylling vil dette ha betydning hvis utlegging og bruk fører til omrøring av materialet.

6.2.5 Treksialresultater

Alle plot fra treksialforsøkene er å finne i vedlegg D.2.

Forsøket fra 1,3 m dybde ble kjørt udrenert for å få et sammenligningsgrunnlag mot tidligere utførte treksialforsøk. Under konsolideringen ble ingen volumendring registrert. Dette tyder på at prøvene ikke var tilstrekkelig mett for å kjøre et udrenert forsøk. Under bygningsarbeider vil materialet muligens være delvis drenert noe som gjør at den virkelige spenningstien ikke følger spenningsstien fra ideell udrenert tilstand. Verdier fra udrenerte forsøk på drenerende masser vil derfor kunne gi en underestimert av materialets styrke som vist i figur 6.7. Av denne grunn er det ikke tatt hensyn til de udrenerte forsøkene ved valg av styrkeparametere.



Figur 6.7: Spenningstier og påvirkning av drenerasje. Figur er hetet fra Sandven (2012a) .

Styrkeparametere ble valgt ut fra resultatene fra de tre drenererte forsøkene. Spesiell vekt ble lagt på forsøkene fra 5,4 og 6,3 m. Prøven fra 4,2 m inneholdt mer finstoff enn de to andre, noe som kan forklare et ulikt bruddmønster som vist i figur 5.3. Beregnet friksjonsvinkel $\tan(\phi) = 0,36$ er meget lavt sammenlignet med normalverdier for norske jordarter (Sandven, 2012b).

Volumendringene under skjærforsøkene ble registrert med en vektskål som målte utpresset porevann. Volumøkning som følge av dilaterende materiale var derfor ikke mulig å måle. Derfor er ikke beregninger av dilatansvinkel utført.

6.2.6 Ødometerresultater

Ødometerresultatene og metode for uthenting av verdier er vist i vedlegg D.3.

Alle forsøkene med unntak av forsøk fra 1,3 m dybde viste et poretrykk nærmest lik 0. Dette gir store utslag i beregningene av konsolideringskoeffisienten C_v og permeabiliteten k . C_v er derfor ikke vurdert ved noen av forsøkene.

Ødometerforsøket fra 1,3 m viser noe oppbyggende poretrykk. Ut fra dette er det funnet en permeabilitet på $k=0,3$ m/år. Erfaringsverdier viser at det er under verdiene for homogen silt og i nedre sjikt av permeabilitet i morenemasser (Sandven, 2012a).

Ødometerforsøkene viser i helhet en betydelig lavere stivhet enn treaksialforsøkene. For høye konsolideringsspenninger vil kunne gi en unaturlig høy stivhet i treaksialforsøkene. Stivheten for ødometerforsøkene er hentet fra en $\sigma'-M$ graf og lest av ved beregnet overlagingsspenning. Er det i dette tilfellet beregnet feil overlagingstrykk vil stivheten funnet kunne avvike fra de virkelige verdiene.

6.2.7 Permeabilitet av fyllingsmateriale

Permeabilitetsforsøk utført på masser med så ulik kornstørrelse som i dette tilfellet, vil kunne gi veldig ulik permeabilitet ut fra pakningen av hver enkelt av de større steinene i prøven. Trolig vil fyllingsmaterialet pakke seg sammen noe bedre i virkeligheten enn det som ble gjort i laboratoriet. En permeabilitet på ca. 100 m/dag er i øverste sjikt av permeabilitet for homogen sand (Sandven, 2012a). Fyllingsmaterialet vil derfor oppføre seg drenert ved både pålasting og konsolidering av underliggende masser.

6.3 Vurdering av modelleringsresultater

6.3.1 Valg av parametere

For de bløte massene ved Snitt 1 bestående av leirig silt er det valgt parametere fra det beskrevet i Aasland (2009). Ut fra tidligere undersøkelser ble de funnet fornuftige og godt vurdert. Med unntak av dreiesonderinger det ikke utført noen nye forsøk som skulle tilsi at parameterne burde vært endret.

Det samme gjelder i hovedsak for fyllingsmaterialet, med unntak av permeabiliteten. Permeabiliteten er valgt ut fra enkle permeabilitetsforsøk og er gitt en betydelig høyere verdi enn det Aasland benyttet i sine beregninger.

Parameterne for den siltige sanden ved Snitt 2 er valgt ut fra laboratorieforsøkene. Tverrkontraksjonstall ν , kohesjon c og friksjonsvinkel ϕ er hentet fra de udrenerte treaksialforsøkene. Youngs modul E er bestemt ut fra ødometerforsøkene. Ødometerforsøkene og treaksialforsøkene gav ulike resultater. Ødometerforsøkene viste innad de mest samsvarende resultatene. Verdiene var også de mest konservative og en økende stivhet med dybden korrelerende med resultatet fra ødometerforsøkene ble valgt. Permeabilitet og dilatansvinkel blir kommentert i avsnitt 6.3.5 og 6.3.2.

6.3.2 Dilatansvinkel

Den siltige sanden fra Hull 15 viser en tydelig dilaterende oppførsel. Laboratorieforsøket gav ingen måte å måle dilatansvinkelen på. Normalt for sand er dilatansvinkelen ca lik friksjonsvinkelen minus 30° . For vårt tilfelle ville dette gitt en dilatansvinkel på -10° , noe som ikke er riktig. Vinkelen er satt til 5° i den drenerte modellen.

For alle de udrenerte forsøkene er det fulgt anbefalingene fra Plaxis og

satt en dilatansvinkel lik 0° . Med positiv dilatans vil ikke materialet gå til brudd med mindre det settes en grense for strekkreftene i materialet (Plaxis, 2014).

6.3.3 Geometri og lagdeling

Snittene som er valgt er plassert på de to mest kritiske delene av sundet. En endring av materialet fra området rundt Snitt 1 til Snitt 2 gjør det interessant å se på Snitt 1 selv om det øverste sjøbunnslaget her går betydelig dypere. Det er også usikkert hvorvidt det faste underliggende laget befinner seg maksimalt 10 meter under det øverste laget. Valgt lagdeling tar utgangspunkt i den betraktning at det faste laget stiger opp mot Crednermorenen og ha en maksimal dybde ved Snitt 2.

Det er valgt en forholdsvis slak helning på 1:3, som er gunstig med tanke på stabiliteten. Slak helning gjør også fyllingen mindre følsom for erosjon fra is og bølger. Høyden på 4 m over middelvannstand er valgt for å hindre problemer med bølger, is og snøansamling. På høsten vil sjøsprøyt lett kunne fryse til på veibanen og gjøre kjøreforholdene meget krevende. Valget bygger også på tidligere rapporter (Bæverfjord and Thakur, 2006).

Bredden på toppen av fyllingen er valgt ut fra kjøretøyene som skal kjøre på veien. Dumperne som benyttes er ca fem meter brede. For rask transport av kull er det et behov for å holde en tilstrekkelig høy hastighet over sundet, og derfor krav til bredden på veien. Uten planer for sikkerhetskonstruksjoner som vil være tilstrekkelig for å holde tilbake en dumper langs sidene, vil det av sikkerhetsmessige hensyn være behov for en bred kjørebane. Behovet for møteplass på stekningen over sundet må vurderes av SNSK.

6.3.4 Drenert eller udrenert materialoppførsel

Ved Snitt 1 er sjøbunnen modellert som leirig silt med lav permeabilitet. Materialet vil tydelig oppføre seg udrenert og pålasting vil hovedsakelig føre til økt poretrykk.

Permeabiliteten til den siltige sanden ved Snitt 1 er ca. 10 ganger så stor som den leirige silten ved Snitt 1. Dette er fortsatt en forholdsvis lav permeabilitet og det er mer usikkert hvordan materialet vil oppføre seg. En homogen sand vil ved normale pakningsforhold oppføre seg drenert, men sanden i dette snittet inneholder en betydelig mengde finstoff og vil derfor trolig oppføre seg mer udrenert. Som vi ser av figur E.50 og E.52 er det etter 100 dagers konsolidering et gjenværende oppbygd poretrykk i den siltige sanden på ca 10 - 20 kPa. Det oppbygde poretrykket er avgjørende for materialets styrke siden den bestemmes ut fra effektivspenninger.

6.3.5 Permeabilitet og konsolideringstid

Alle de udrenerte beregningene viser en økt sikkerhet etter konsolidering. Konsolideringstiden blir i stor grad påvirket av permeabiliteten til materialene og drenasjeveier. Permeabilitetene valgt for de forskjellige materialene er basert på begrenset informasjon. Permeabiliteten funnet for siltig sand er kun hentet fra ett ødometerforsøk og ikke målt ved andre metoder. Den faste underliggende sjøbunnen er satt til å ha en lav permeabilitet. Viser dette seg å være drenerende masser vil dreneringsveien fra det øverste laget halveres. Tiden det tar for poretrykket å dreneres ut vil dermed kortes inn med en faktor på fire. Viser det seg derimot at materialet er frosset vil permeabiliteten trolig være tilnærmet lik null. For Snitt 2 er det ikke tatt hensyn til leirlagene funnet ved 1,3 og 2,5 meter. Dette er lag som trolig er mindre permeable enn den siltige sanden og vil forsinke konsolideringsprosessen.

6.3.6 Byggeprosess

Byggeprosessen beskrevet i avsnitt 4.5 gjør det praktisk mulig å dele prosessen i to deler for å kunne benytte seg av fordelene ved konsolidering. En fylling opp til en meter over middelvannstand gjør det enkelt for anleggsmaskiner å legge ut fyllingen fra den ene enden og fortsette utover. I beregningene ble det forutsatt at hele bredden ble lagt ut i en omgang. En noe mer forsiktig metode vil være å legge ut en smalere kjerne og la denne konsolidere før man fyller ut i hele bredden, noe som også kan gjøres ved andre del av fyllingen.

Med en helning på 1:3 og høyde på maksimalt 4 meter vil bunnfyllingen kunne få en bredde på 12 meter fra sjøbunnen og opp til toppen. Om gravemaskinene klarer å legge ut fyllingen med en helning på 1:3 hele veien er noe usikkert. Hvis ikke maskinene har stor nok rekkevidde kan helningen øke mot enden av fyllingen. Problemet kan eventuelt løses med en gravemaskin plassert på en lekter løse problemet.

I beregningene er det ikke tatt hensyn til laster fra anleggsmaskiner i byggeperioden.

6.3.7 Lastsituasjoner

Beregninger er gjort på to ulike lastsituasjoner. Lastene er ment å simulere trafikklast fra dumpere med kull. Normalt for veifyllinger benyttes en trafikklast på 20 kPa for veifyllinger (Vegdirektoratet, 2009). Dumpere fulle av kull må ansees for ikke å være standard anleggstrafikk. De veier rundt 150 tonn og er ca 10 meter lange og 5 meter brede, tilsvarende en last på 30 kPa med en jevn fordeling. Lasten vil i virkeligheten bli fordelt på to akslinger. Et bilde som viser hvor store dumperne er vist i 6.8.



Figur 6.8: En av dumperene benyttet i Svea. Foto: Martin Dons.

Andre laster og situasjoner som vil kunne påvirke fyllingen er blant andre bølgelast, tidevannsendringer, isoppsamling og flombelastning. Med tanke på stabilitet vil bølgelast ha liten betydning sammenlignet med trafikklassene. Det samme gjelder tidevannsendringer. En rask beregning med en nivåforskjell på en meter på hver side av fyllingen førte til en gjennomsnittlig nedgang i sikkerhetsfaktor på 0,01.

Problemer med isoppsamling vil kunne håndteres ved å fjerne isen hvis problemet oppstår. Ved en situasjon der flomvann fra Kjellstrømelva ikke blir håndtert riktig, og man får kraftig økning av vannivå innenfor fyllingen, vil det være mulig å stanse trafikken på fyllingen og slik ikke sette personer i fare. Det er selvfølgelig viktig å finne en god løsning for håndtering av flomvannet så en slik situasjon ikke oppstår. For å begrense antall beregninger er det ikke tatt hensyn til alle disse lastsituasjonene.

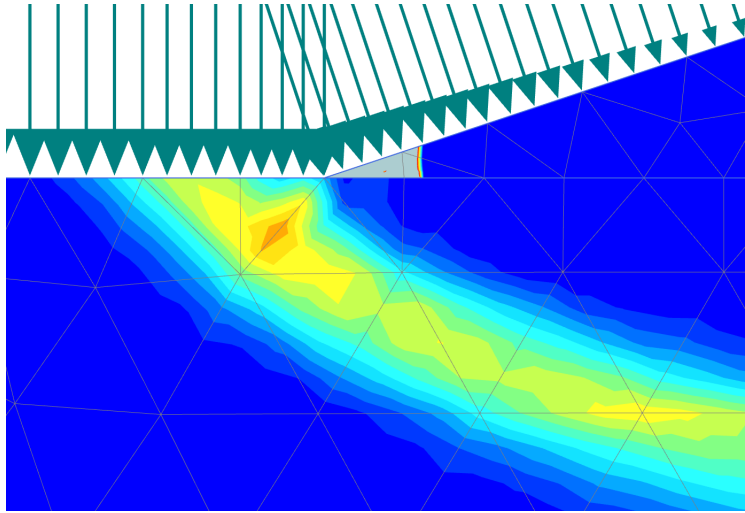
6.3.8 Bruddmekanismer

Beregningene fra Snitt 1 viser tåsirkelbrudd som ved utlegging av toppfylling og pålasting av trafikklaster trekker helt ned mot den faste underliggende sjøbunnen. Her brytes sirkelen og det oppstår en glideflate mellom lagene.

Bruddmekanismene for Snitt 2 er forholdsvis like for alle beregningene. Ved utlegging av bunnfyllingen vil det kunne oppstå et grunt tåsirkelbrudd på en av sidene av fyllingen. Etter konsolidering øker styrken og bruddflaten går dypere ned i sjøbunnen. Bruddflatene ved utlegging av toppfylling begynner midt på fyllingen og går noe dypere enn ved utlegging av bunnfyllingen. Ved pålasting av trafikklaster får vi to bruddsirkler som skjærer hverandre i overgangen mellom topp- og bunnfylling. Bruddtypen kjennes igjen fra klassiske symmetriske bæreevnebetragtninger.

6.3.9 Lokalt brudd

Etter flere av sikkerhetsanalysene, spesielt ved de beregnet etter en konsolideringsfase, oppstod det et lokalt brudd i hjørnet ved overgangen mellom fylling og sjøbunn. Bruddet skyldes en numerisk feil i modellen og ble forsøkt endret ved å lage en finere elementfordeling rundt hjørnet, men dette endret ikke resultatet. Tøyningene i det lokale bruddet var ved flere av beregningene mye større enn tøyningene i den virkelige bruddflaten. Plaxis fortsatte beregningene etter at det lokale bruddet fant sted. Trolig vil ikke den numeriske feilen påvirke bruddmekanismen og sikkerhetsfaktorene i særlig grad, men ved flere av beregningene er det mulig å se at bruddsirkelene har en liten avstikker mot tåpunktet. Et eksempel på dette er vist i figur 6.9.



Figur 6.9: Numerisk feil ved overgang mellom fylling og sjøbunn. Bruddflaten blir får en "utstikker" mot det lokale bruddet. Utsnittet er hentet fra Udrenert beregning av Snitt 2 med 100 dager konsolideringstid.

6.4 Masseberegning

Fyllingen vil som tidligere nevnt bli bygget av masser fra tunelldriften ved den nye gruva. Masseberegning for kryssing av Sveasundet er nødvendig for å anslå hvor mye masser som trengs til veibyggingen. Beregningen tar utgangspunkt i dybden funnet ved dreiesonderinger, en fylling med 8 m bred topp 4 m over middelvannstand og en helingsvinkel på 1:3. Ut fra modellberegningene er det beregnet forholdsvis store setninger. Setningene og massefortregning av underliggende sjøbunn er ikke tatt med i masseberegningene, men det vil kunne føre til etterfyllings- og vedlikeholdsbehov. Massebehovet er beregnet til ca 96 700 m³. En gjennomsnittlig setning av hele fyllingen på 20 cm gir et ekstra massebehov på ca 6 300 m³. Beregning er vist i vedlegg F.

6.5 Vurdering av tidligere antatte forhold

6.5.1 Dybder

Dybdene funnet ved dreiesonderingene avviker noe fra det som ble funnet av Finseth i 2002. Disse dybdene er ikke justert etter tidevannet og derfor usikre. Punktene det er målt dybder i ligger heller ikke akkurat samme sted og det er vanskelig å trekke noen konklusjoner på om sundet har sedimentert noe igjen eller om strømningene har endret bunnforholdene de siste 12 årene.

6.5.2 Grunnforhold

Tidligere er grunnforholdene i grove trekk antatt som like over hele sundets bredde, med et bløtt lag med varierende mektighet bestående av leirig silt over fastere masser. Disse massene er antatt å enten være morenemasser eller undersjøisk permafrost. De foretatte undersøkelser gir ingen konklusjon på hva det faste materialet består av. Man kan med sikkerhet si at grunnforholdene endrer seg over sundet. Materiale fra prøvene ved Hull 15 er et annet enn det som er funnet andre steder i sundet. Det er ikke tatt opp prøver fra denne delen av sundet før og på den måten naturlig at en slik endring i grunnforhold ikke har blitt vurdert før nåværende tidspunkt. Det øverste laget har betydelig større mektighet i deler av sundet enn det som tidligere er antatt.

6.6 Generelle betraktninger

6.6.1 Tverrgående geometri

Geometrien over sundet er blitt kartlagt for hver 50 m. Det er derimot ikke utført noen sonderinger motsatt retning, gjennom sundet. Ut fra forespeilet geometri vil fyllingen på sitt bredeste være opp mot 60 m i bunnen. Over en slik bredde vil det kunne forekomme betydelige endringer i både dybde og lagdeling. Trolig vil strømningsretningen gjennom sundet føre til mer stabile dybder i denne retningen, men lagdelingen under er mer usikker. En endring fra flat geometri vil kunne ha stor betydning for stabilitet av fyllingen. Ved valgt trassé vil det ikke bli noen marbakkeproblematikk. Antatt marbakke ligger betydelig lenger ut i fjorden (Finseth og Sandven, 2002).

6.6.2 Fyllingens bestandighet

En gruve ved Ispallen vil ha en brukstid på 5-7 år (Higraff, 2013), og veien en maksimal brukstid på rundt 10 år. Det er ikke spesielt lenge, men lenge nok til at det er meget nødvendig å gjøre vurderinger på fyllingens bestandighet. Massene fra tunnelvirksomhet vil være av dårlig kvalitet med tanke på veibygging. Massene består kun av sammenpressede løsmasser og det er vanskelig å få ut store fraksjoner. Disse knuses fort til mindre biter. Knyttnevestore biter av materialet krever liten håndkraft for å smuldres opp til mindre deler. Et eksempel er vist i figur 6.10. Her er steinen delt i to med en hånd, og indikerer hvor lite solide disse massene er.

Ved bruk av lokale fyllmasser er nedknusing av korn med lav mekanisk styrke et problem generelt på Svalbard. Erfaring fra andre veier i Svea viser at det innledningsvis blir tildels store setninger, men at veien etter hvert



Figur 6.10: Fraksjon av fyllingsmaterialet knust med en hånd. Foto: Martin Dons.

setter seg (Finseth, 2014). Kornfordelingen vil endre seg i det øverste laget og bli mer siltig/sandig. Ser man på de uasfalterte veiene rundt omkring på Svalbard, så er det i stor grad gode, harde overflater, som kun er bløte kort tid i teleløsningen.

Fyllingsmaterialet har høy permeabilitet og det vil oppstå strømminger gjennom fyllingen som vil kunne føre til utvasking av finstoffer og svekket styrke i konstruksjonen. I utgangspunktet er det ingen fare å etterfylle med masser der problemene oppstår, men det er lite ønskelig å måtte drive kontinuerlig vedlikehold. Løsningen er både kostbart og gir stans i transporten.

Frysing og tining vil kunne være med å bryte ned materialet til mer fin-kornet. Frostsprengning av materialet vil kunne være et særlig problem i tidevannsonen. Her vil tidevannet sørge for at materialet i perioder blir utsatt for en kontinuerlig fryse- og tineprosess. Problemer med telehiv på veibanen vil kunne føre til ytterligere vedlikeholdsbehov.

6.6.3 Sensitiviteten

Den siltige sanden viser fra konusforsøkene høy sensitivitet. Hvilke konsekvenser dette vil få for en veifylling kommer an på hvilken grad en utlegging vil forstyrre materialet. Konsekvensene vil også være avhengige av potensielle for pakkbarhet eller kollaps. Den relative pakningsgraden er et mål på hvor godt materialet er pakket sammen i forhold til maksimalt sammenpakket materiale og vil være relevant under slike forhold. Ved pålasting kan det oppstå en situasjon der pålastingen skaper et trykkøkning som fører til en omrøring og omdannelse til en siltsuspensjon som forklart i 6.2.4, eller om massene tåler pålastingen og vil øke i styrke etterhvert som poretrykket utjevnes og materialet pakkes bedre sammen. Ut fra treaksialforsøkene som viser en dilatant oppførsel og økende styrke ved pålasting er det siste alternativet mest trolig. Vibrasjoner og varierende trykk fra anleggsmaskiner og dumpertrafikk vil kunne påvirke underliggende materiale og det kan derfor være gunstig å ha en tilstrekkelig lang konsolideringsfase av fyllingen før regelmessig bruk.

6.6.4 Massefortregning

Ved utlegging av fyllingsmasser må det forventes noe massefortregning både ved Snitt 1 og Snitt 2. I den bløte leirige silten ved Snitt 1 vil massene synke direkte ned ved dumping samt mulig presses ut på sidene som vist i Bæverfjord og Thakur (2006). Det øverste laget av den siltige sanden ved Snitt 2 vil i byggeprosessen bli noe omrørt og massene vil sige noe ned i sjøbunnen.

6.6.5 Vannhåndtering

En av de største utfordringene i hele prosjektet ligger i håndteringen av tidevannet. Store mengder vann skal to ganger i døgnet fraktes ut og inn gjennom Sveasundet. Hvis man skal slippe vannet gjennom, hvordan kan dette gjøres og hvilke konsekvenser får det? En mulig løsning er å legge kulverter gjennom fyllingen som vannet kan strømme gjennom. Avhengig av dimensjonene vil dette føre til svingninger i vannstanden i Braganzavågen som før, men med en viss økt forsinkelse. Bruk av kulverter fører også med seg nye utfordringer som gjentetting med is i vårløsningen, endrede strømningsmønster og erosjon og utvasking av veifyllingen rundt kulvertene.

Et alternativ til å føre tidevannet gjennom fyllingen, er å sperre av sundet totalt. Tidevannsstrømmen vil da forsvinne og vannivået i Braganzavågen vil trolig stille seg inn rundt middelvannstand i fjorden. Dette vil kunne føre til større laster fra nivåforskjellen i vannstand, men større problemer vil trolig komme fra is, sedimentering og flomvannshåndtering på innsiden av fyllingen.

Sent på våren begynner vannet å strømme i Kjellströmelva, og det tar ikke lang tid før flomtoppen er nådd. På denne tiden er ikke isen brutt opp i Braganzavågen og flomvannet strømmer oppå isen. Dette kan føre til problemer med en kulvertløsning dersom det ikke er åpent vann ved åpningen til kulverten. Vannet vil bygge seg opp over isen og presse den ned mot bunnen og tette igjen kulvertene. En mulig løsning er å lage et overløp for flomvannshåndtering. Spørsmålet blir da hvordan trafikken skal håndteres forbi overløpet i denne perioden.

6.6.6 Is og iserosjon

Braganzavågen vil ved en veifylling over Sveasundet få betydelig endrede isforhold. Slik situasjonen er i dag fraktes store mengder is ut av sundet både når fjorden fryser til og i vårløsningen. Isen vil bli sperret inne i Braganzavågen og den vil legge seg tidligere og bryte opp senere enn tilfellet er i dag. Skal tidevannsstrømmen fraktes gjennom fyllingen kan noe av isen fraktes ut med strømmen, i vårløsningen føre til at store isflak trekkes ned i eventuelle kulverter og tetter disse.

Ved å stoppe vannstrømmene vil trolig vannet på innsiden av fyllingen bli mer brakt, samt bli stillestående. Dette fører til økte istykkelser og hele Braganzavågen vil kunne bunnfryse. Større deler av vannmassene og sedimenter fra Kjellströmelva vil da fraktes ut oppå isen om våren.

Erosjon er i dag en vesentlig faktor ved Barryneset. En del av erosjonen kommer fra iserosjon ved tilfrysing og oppbrytning, og kraftige strømmer rundt neset. Med et endret strømningsforhold vil vi få mindre skuring fra is langs sidene av Sveasundet. Lokal erosjon ved eventuelle kulverter eller overløp vil kunne oppstå. Oppstabling av is vil kunne oppstå på begge sider av veifyllingen og gi økte laster på konstruksjonen.

6.6.7 Sedimentasjon

Ved å endre strømningsforholdene i fjorden vil man også endre sedimentasjonen i fjorden. Ved å føre tidevannet gjennom fyllingen vil også sedimenter bli fraktet gjennom og videre ut i Van Mijenfjorden, men trolig vil større deler av finstoffene bli sedimentert på innsiden av sundet og Braganzavågen bli fylt opp. Over tid vil elveløpet endres og vi vil kunne få undersjøiske elveløp mer direkte fra utløpet av Kjellströmelva ut til kulvertåpningene i veifyllingen. Over tid vil mulig mer og mer finstoff bli

fraktet ut gjennom fyllingen ettersom elva justerer seg inn etter de nye forholdene.

Ved å tette igjen sundet vil alt sedimenteres på innsiden og vi vil få en forholdsvis rask gjennfylling av Braganzavågen. Hvor raskt fjorden vil sedimentere igjen er vanskelig å estimere, men at det er en høy sedimentasjonsrate i dag er det ingen tvil om. Betydning for veifyllingen er liten, men vil ha stor påvirkning på Braganzavågen.

6.6.8 Miljøkonsekvenser

En veifylling over Sveasundet vil være et stort miljømessig inngrep. Elvedeltaet vil trolig endres drastisk og sedimentene vil som nevnt tidligere kunne tette igjen hele Braganzavågen hvis de ikke fraktes ut. Det er knyttet usikkerhet til om man i det hele tatt får lov til å bygge veg over sundet og eventuelt hvilke miljømessige hensyn man må forholde seg til. Myndighetene har satt høye miljømål for Svalbard. Det biologiske mangfoldet må dokumenteres før, under og etter drift i Ispallen. Graden av inngrep må beskrives. Det er viktig å tenke på hvilke konsekvenser de forskjellige alternativene gir for konstruksjonen og driftstiden, og hvilke varige endringer man vil få i nærmiljøet etter at alt er ryddet bort.

Ved en gjentetting av Sveasundet vil Braganzavågen kunne sedimenteres igjen og trolig vil elveutløpet ved fjerning av veifyllingen bli forskjøvet ut til Sveasundet. Slike endringer er definitivt store naturinngrep, men det er også noe som ut fra de naturlige endringene i Braganzavågen trolig vil skje uansett. Kanskje inngrepet kun er en fremskynding av en naturlig utvikling av området.

Kapittel 7

Konklusjon

Dreiesonderingsresultatene har gitt god oversikt over lagdelingen på tvers av sundet. Dette har gitt et godt vurderingsgrunnlag for valg av kritiske snitt i profilet. Dreiesonderingene ble utført etter en noe utradisjonell metode, som ved noen borpunkter gir et mer detaljert bilde av forholdene. Ved andre borppunkter settes det større krav til tolkning av resultatene, og en tradisjonell metode kunne vært å foretrekke for enklere sammenligning med tidligere resultater og erfaringer.

Prøveserien ble valgt i et område med høy mektighet av det øverste sjøbunnslaget, og i et område hvor det aldri tidligere har blitt tatt opp prøver. Laboratorieforsøk viser en endring i sjøbunnen mot sørlig side av sundet. I området nærmest Crednermorenen består sjøbunnen av siltig sand med innslag av et par tynne lag med mer leirig materiale. Ut fra rutineforsøk, treaksialtester og ødometerforsøk har materialegenskapene blitt testet og dette har gitt grunnlag for valg av parametere til modellberegningene.

I modelleringen er det benyttet lagdeling funnet ved dreiesonderingene og parametere funnet fra nye laboratorieundersøkelser og tidligere utført modellering. Ut fra en trinnvis byggeprosess og gitte drenerings- og konsolideringsforhold, viser resultatene at sjøbunnen tåler belastningene fra veifylling og trafikklaster. Bruddmekanismene og sikkerhetsfaktorer som er funnet er antatt å stemme for valgte parametere. Området nærmest

Barryneset, ved Snitt1 er det mest kritiske med tanke på stabilitet av fyllingen ut fra beregnede sikkerhetsfaktorer. Ved Snitt 2 oppfører den siltige sanden seg mer som et friksjonsmateriale der økte spenninger fører til økt styrke i materialet.

Vurdering og diskusjon av resultater fra feltarbeid, laboratorieundersøkelser og modellberegninger viser at sjøbunnen vil tåle belastningene ved etablering av fyllingsvei over Sveasundet. Kryssing av Sveasundet vil etter gitte forutsetninger geoteknisk sett være mulig. Det vil trolig oppstå betydelige setninger både i sjøbunnen og sammenpressing og knusing av fyllingsmaterialet. Setningene vil variere i størrelse og det vil være behov for etterfylling og vedlikehold.

Det finnes fortsatt flere ubesvarte spørsmål og usikkerheter i vurderingene. Før en endelig beslutning tas bør et mer omfattende arbeid utføres. Fremtidig arbeid og ubesvarte problemstillinger er diskutert i kapittel 8.

Kapittel 8

Ubesvarte problemstillinger og fremtidig arbeid

Tidligere erfaringer fra Svalbard tilsier at bruk av stedlige masser i veikonstruksjoner fungerer bra. De øverste delene av massene knuses og komprimeres og danner en fast og plan overflate for kjøretøy. Hvilken betydning dette har når veien er plassert med sjø på begge sider er usikkert. Finstoffet vil kunne bli vasket ut etterhvert som materialet blir brutt ned. Trolig vil dette problemet kunne løses ved å bygge fyllingen høy nok. Det knyttes allikevel usikkerhet rundt hvordan massene tåler kombinasjon av frysing og tining i tidevannssonen sammen med vanngjennomstrømning. I fremtidige arbeider bør mekanisk styrke til fyllingsmaterialet og frostsprengingsproblematikk undersøkes nærmere. Dette kan gjøres gjennom tester i laboratoriet.

I starten av arbeidet med denne oppgaven var det ønskelig å utføre grunnundersøkelser med borerigg og utføre CPTU (Cone Penetration Testing Undrained) forsøk fra isen. Slike forsøk ble ikke mulig da isen i Sveasundet i 2014 aldri ble tykk nok i forhold til sikkerhetsreglene for borerigg på sjøis. Det ble heller ikke bevilget penger til dette fra SNSK i år. Kort fortalt er CPTU-forsøk en konisk sonde med sideskjørt og poretrykksmålere som presses ned gjennom grunnen. Det måles spissmotstand, sidefriksjon

og poretrykk. CPTU-forsøk gir ofte gode resultater og vil være et godt verktøy for bedre bestemmelse av styrkeparametre (Sandven, 2012a). En CPTU sonde vil også kunne bli brukt til å måle temperatur. Temperaturprofiler over sundet vil kunne være med å fastslå om materialene er frosset eller om motstandsforskjeller i sjøbunnen kommer av andre årsaker. Ved å penetrere ned i den faste underliggende sjøbunnen vil man kunne måle temperatur og undersøke om massene består av undersjøisk permafrost eller fastere morenemasser. For videre geotekniske undersøkelser anbefales det derfor å utføre CPTU-forsøk. For ikke å havne i en situasjon som nå i 2014, bør dette, om mulig, gjøres fra flåte om sommeren.

Lagdelingen på tverrs av traseen bør undersøkes i en bredde på ca 50m ut fra planlagt midtlinje av fyllingen. Dette kan enklest gjøres ved å utføre flere manuelle dreiesonderinger fra isen vinterstid og vil gi tilstrekkelig sikre resultater.

Dersom det gjennom temperaturmålinger med CPTU finnes frost i sjøbunnen vil det være nyttig å installere termistorstrenger for å overvåke den termiske utviklingen under og etter utlegging av fyllingen. Det må bli tatt høyde for sesongvariasjoner ved målingene. Setninger på fyllingen vil i høy grad være avhengig av tining av underliggende materiale.

Undersøkelsene har vist et behov for en oppdelt byggeprosess og konsolidering av sjøbunnen. Konsolideringstiden er i stor grad avhengig av permeabiliteten til de forskjellige materialene. Grunnlaget for valg av permeabiliteter er lite og bør bedres i senere arbeider. Dette vil kunne gi et mer nøyaktig bestemmelse av nødvendige konsolideringstider. Poretrykksmålere bør installeres i kritiske områder for å overvåke konsolideringsprosessen under anleggsperioden.

Utførte modelleringer bygger på en noe forenklet byggeprosess og begrenset med lastsituasjoner. Nye beregninger på en mulig byggeprosess der fyllingen legges ut som en midtre kjerne for så å fylles utover på sidene

etter konsolidering bør også vurderes. Anleggslast i byggeperioden må også vurderes. Trafikklasten som er benyttet i beregningen er basert på anslagsverdier fra vekt og størrelse på kjøretøy. Med bakgrunn i at trafikken på kullinjen i Svea er spesiell med svært tung last, dynamiske virkninger og sjelden stopp av kjøretøy på fyllingen, anbefales det at denne lastvirkningen utredes videre for å gi et mer representativt design av fyllingen.

De geotekniske forholdene er en av mange tema ved prosjektering av veien og noe det er viktig finne svar på uansett hvilket design man ender opp med. Det mest interessante spørsmålet er kanskje knyttet til håndteringen av tidevannet og konsekvenser ved forskjellige løsninger. Dette må det helt klart jobbes mye med før prosjektering av fyllingsvei kan begynne. Sedimentasjon av Braganzavågen og flomvann fra Kjellstrømdalen er også viktige faktorer som må diskuteres nærmere.



Kapittel 9

Konsekvenser av feil i kalibrering av treaksialapparat

4 dager før innlevering av oppgaven ble det fra laboratoriet oppdaget en feilkalibrering av treaksialopparatet som ble brukt ved alle fem treaksialforsøkene. Feilen bestod i at poretrykket og radialspenningene ble forhøyet med en faktor på to. Dette betyr store endringer for noen av parameterne fra treaksialforsøkene.

Det har ikke vært mulig på denne korte tiden å få rettet opp feilen og utføre nye modellberegninger eller skrive om på diskusjon eller konklusjon. Bortsett fra dette kapitlet er resten av oppgaven skrevet i uvitenhet om kalibreringsfeilen. Dette er meget beklagelig, men dessverre lite å gjøre med. Betydningen av å sjekke kalibrering ble hvertfall lært på den harde måten.

Videre i dette kapitlet er det kommentert hvilke påvirkninger endringene vil ha for resultatene. Treaksialforsøket er i figur 9.1 vist med riktige verdier og nye tolkninger av parametere. Plott for konsolideringsfase, bestemmelse av G_{50} og E_{50} i vedlegg D.2 har ingen endringer og viser riktige verdier.

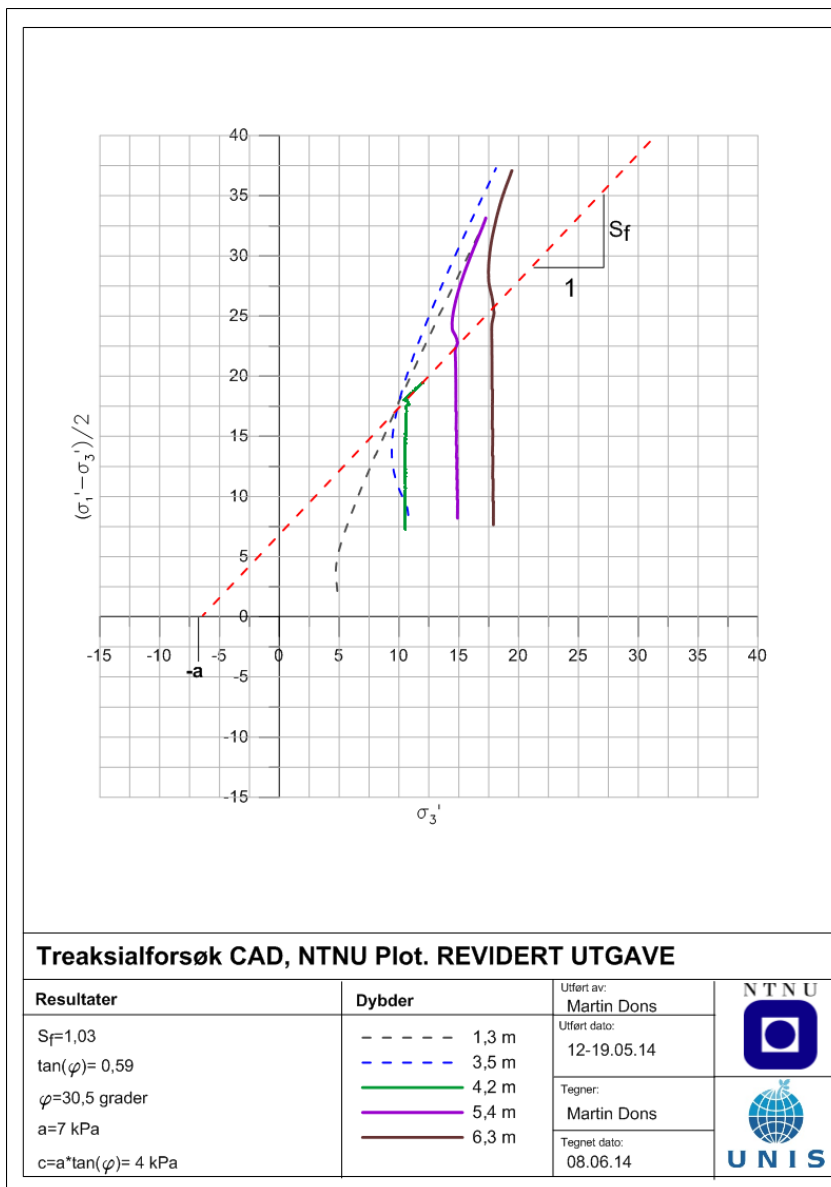
Feilkalibreringen fører til et underestimat av styrken. Materialet har i virkeligheten en større friksjonsvinkel enn først antatt. Dette fører til en di-

rekte endring i friksjonsvinkel ϕ og attraksjonen a . Drenerte og udrenerte beregninger med bruk av *Undrained A* utført på Snitt 2 gir dermed feil resultater. Utførte modellberegninger gir trolig for lave sikkerhetsfaktorer og for store setninger. Et grovt overslag med håndregning ved bruk av Janbus direktemetode gir en økning i sikkerhetsfaktor på 0,6 - 0,8 sammenlignet med beregningene utført i Plaxis. Tallene er ikke direkte sammenlignbare, men gir en indikasjon på hvilken økning det er å forvente. Utrekningene er vist i figur 9.2 og i beregningene er det benyttet antatte snittverdier for fylling og sjøbunn.

Det at feilen har ført til en underestimert styrke gir ingen stor endring i hovedtrekkene ved konklusjonen, nemlig at med gitte forutsetninger vil sjøbunnen tåle belastningene og kryssing av Sveasundet med fyllingsvei er fullt mulig. Trolig fører feilen til at kritisk snitt for profilet helt klart befinner seg i området ved Snitt 1, der massene er mer leirige og bløtere enn ved Snitt 2. Diskusjonen og vurderinger ville dreid seg noe mer om Snitt 1. Fokuset for videre arbeid vil dreie seg mer om dette området enn området nærmere Crednermorenen.

For videre arbeid med prosjektet blir alle filer arkivert og undertegnede eller NTNU kan kontaktes for tilgang på de elektroniske arbeidsdokumentene.

KAPITTEL 9. KONSEKVENSER AV FEIL I KALIBRERING AV TREAKSIALAPPARAT



Figur 9.1: Treksialforsøk plottet sammen i et NTNU plot for bestemmelse av styrkeparametre. Revidert utgave med riktige verdier for effektiv radialspenning.

a-e analyse etter Janbu 1968

① Bunnfylling

$$a = 5 \text{ kPa} \quad \tan(\alpha) = 0,7$$

$$\alpha = 35^\circ \quad b = 3$$

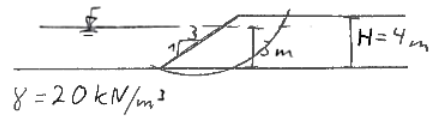
$$H_w = H_w' = 3 \text{ m} \quad H = 4 \text{ m}$$

$$P_d = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H_w}{\mu_g \cdot \mu_w \cdot \mu_e} = \frac{20 \cdot 4 + 0 - 3 \cdot 10}{0,98} = \underline{51}$$

$$P_c = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H_w'}{\mu_g \cdot \mu_w'} = \frac{20 \cdot 4 - 30}{1} = \underline{50}$$

$$\lambda_{ca} = \frac{P_c}{a} = \underline{10} \Rightarrow N_{cf} = 45$$

$$F = N_{cf} \cdot \frac{a \tan \alpha}{P_d} = 45 \cdot \frac{5 \cdot 0,7}{51} = \underline{3,1}$$



② Toppfylling

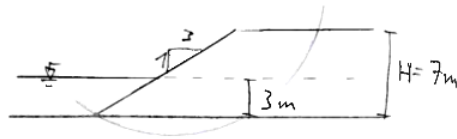
$$a = 5 \quad \tan \alpha = 0,7$$

$$\alpha = 35^\circ \quad b = 3 \quad H = 7 \text{ m}$$

$$H_w = H_w' = 3 \text{ m}$$

$$P_d = \frac{20 \cdot 7 - 3 \cdot 10}{0,96} = \underline{114} \quad P_c = \frac{20 \cdot 7 - 3 \cdot 10}{1} = \underline{110}$$

$$\lambda = \frac{110}{5} = 22 \Rightarrow N_{cf} = 80 \quad F = 80 \cdot \frac{5 \cdot 0,7}{114} = \underline{2,4}$$



③ Trafikklast

$$a = 5 \quad \tan \alpha = 0,7$$

$$\alpha = 35^\circ \quad b = 3 \quad H = 7 \text{ m}$$

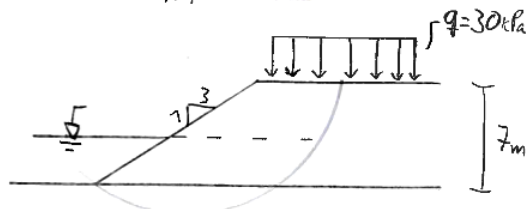
$$q = 30 \text{ kPa} \quad H_w = H_w' = 3 \text{ m}$$

$$P_d = \frac{20 \cdot 7 + 30 - 10 \cdot 3}{0,98 \cdot 0,96} = \underline{149}$$

$$\lambda_{ca} = \frac{143}{5} = 29 \Rightarrow N_{cf} = 100$$

$$P_c = \frac{20 \cdot 7 + 30 - 10 \cdot 3}{0,98} = \underline{143}$$

$$F = 100 \cdot \frac{5 \cdot 0,7}{149} = \underline{2,3}$$



Figur 9.2: Overslagsberegninger for tre lastsituasjoner utført etter direktemetoden fra Janbu 1968.

Bibliografi

- Aasland, R. (2009). Back-calculation of a slope failure in a test embankment built on soft seabed soil in Svea, Svalbard. Prosjektoppgave, NTNU.
- Bæverfjord, M. G. G. and Thakur, V. (2006). A geotechnical evaluation of embankment construction in the Braganza bay, Svalbard. Technical report, Sintef.
- Caline, F. (2006). Waves in the Svea Sound (Sveasundet). Notat.
- Caline, F. (2010). *Coastal-sea-ice action on a breakwater in a microtidal inlet in Svalbard*. Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet.
- Cook, R. D., Malkus, D. S., Plesha, M. E., and Witt, R. J. (2002). *Concepts and Applications of Finite Element Analysis*. John Wiley Sons Inc, fourth edition.
- Das, B. M. (2008). *Advanced Soil Mechanics*. Taylor and Francis, third edition.
- Emdal, A. (2011). *Introduksjon til geoteknikk*. Institutt for bygg, anlegg og transport.
- Eriksen, T. (2013). Tidal flat sedimentation in an arctic environment – a field study from Braganzavågen, Spitsbergen. Master's thesis, University of Oslo.
- Faucherre, S. (2011). Fluvial and tidal interaction in Braganzavågen,

- western Svalbard, an ITRAX study. Master's thesis, UNIS and University of Bordeaux.
- Finseth, J. (2014). Personlig mailkorrespondanse.
- Finseth, J. and Sandven, R. (2002). Måling av permafrost i strandsone, braganzavågen og sveasundet. Technical report, NTNU.
- Finseth, J., Sandven, R., and Moslet, P. O. (2002). Grunnundersøkelser for ny vegfylling, Braganzavågen, Svea. Technical report, NTNU.
- Fujino, K., Lewis, E. L., and Perkin, R. G. (1974). The freezing point of seawater at pressures up to 100 bars. *Journal of Geophysical Research*.
- Gregersen, O. and Eidsmoen, T. (1988). Permafrost conditions in the shore area at Svalbard. In *Proceedings of the 5th International Conference on Permafrost*, pages 933–936, Trondheim, Norway. Tapir Publishers, Trondheim.
- Gylland, A. S., Christensen, S. O., Wold, M., and Tangen, H. (2013). Ny kullinje, Svea. Grunnundersøkelser og stabilitetsberegning. Notat.
- Haga, Ø. (1978). Morenemasser i dødis etter et breframstøt i Van Mijenfjorden, Spitsbergen: Noen undersøkelser av den innvirkning Paulabrens store framstøt har hatt på løsmassene i de indre deler av Van Mijenfjorden. Master's thesis, Universitetet i Oslo.
- Higraff, H. (2013). Telefonmøte med Harry Higraff og Kolbjørn Karlsen.
- Høyland, K. V. (2009). Ice thickness, growth and salinity in the Van Mijenfjord on Svalbard, Norway. *Polar Research*.
- Humlum, O. (2007). Climate History, Year 1900-1949 AD. <http://www.climate4you.com>.
- Kartverket (2013). Tidevann i Norge. *Tidevann.no*.

- Kristensen, L. (2009). *Glacier surges and landforms in a permafrost environment at the tidewater glacier Paulabreen, inner Van Mijenfjorden, Svalbard*. PhD thesis, University of Oslo, Oslo.
- Kristensen, L., Christiansen, H. H., and Caline, F. (2008). Temperatures in costal permafrost in the Svea area, Svalbard. *Ninth International Conference on Permafrost*.
- Lund, A. K. (2005). Estimering av vannføring i Kjellstrømelva på Svalbard.
- Marchenko, A., Langen, I., and Shestov, A. (2007). Hydrological Characteristics of a Narrow and Shallow Part of Van Mijen Fjord on Spitsbergen.
- Marchenko, A., Shestov, A., Karulin, E., Morozov, E., Karulina, M., Bogordsky, P., Muzylev, S., Onishchenko, D., and Makshtas, A. (2011). Field studies of sea water and ice properties in Svalbard fjords. In *Proceedings of the 21st International Conference on Port and Ocean Engineering under Arctic Conditions July 10-14, 2011 Montréal, Canada*.
- Mølmann, T. and Jonson, J. V. (2004). Forprosjekt, vei til Ispallen. Rapport, Barlindhaug Consult.
- Nordal, S. (2013). On ch 6 elasto-plasticity. Forelesning i faget TBA 4116 Geoteknikk VK.
- Norsk Geoteknisk Forening (1989). *Melding nr 3. Veiledning for utførelse av dreiesondering*.
- NRK Nordnytt (2012). Nyhetsartikkel. <http://www.nrk.no/nordnytt/se-isbjorn-og-hvalrossen-krangle-1.8124051>.
- Plaxis (2014). *Material Models Manual*. Plaxis.

- Polarinstitutt, N. (2014). Toposvalbard. <http://toposvalbard.npolar.no>. Interaktive topografiske kartportal for Svalbard.
- Rike, A. G. (2003). Permafrost response to environmental and industrial loads. Technical report, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Norway.
- Sandven, R. (2012a). Lecture notes: Part 1, Geotechnics Field and Laboratory Investigations . Kompendium i faget TBA4110 Geoteknikk Felt og Lab ved NTNU.
- Sandven, R. (2012b). Lecture notes: Part 2, Geotechnics Field and Laboratory Investigations . Kompendium i faget TBA4110 Geoteknikk Felt og Lab ved NTNU.
- SNSK (2009). Deponering av stein fra oppredningsverk i Svea. Forhåndsmelding- utredningsprogram. Technical report, Store Norske Spitsbergen Grubekompani.
- Spjelkavik, S. (2005). Konsekvenser av gruvedrift i Ispallen. Technical report.
- Standard Norge (1982a). *NS 8001- Geoteknisk prøving - Laboratoriemetoder - Støtflytegrensen.*
- Standard Norge (1982b). *NS 8003 - Geoteknisk prøving - Laboratoriemetoder - Plastisitetsgrensen.*
- Standard Norge (1982c). *NS 8011 - Geoteknisk prøving Laboratoriemetoder Densitet.*
- Standard Norge (1982d). *NS 8013 - Geoteknisk prøving Laboratoriemetoder Vanninnhold.*
- Standard Norge (1988a). *NS 8015 - Geoteknisk prøving - Laboratoriemetoder - Bestemmelse av udrenert skjærstyrke ved konusprøving.*

BIBLIOGRAFI

Standard Norge (1988b). *NS 8016 - Geoteknisk prøving - Laboratoriemetoder - Bestemmelse av udrenert skjærstyrke ved enaksial trykkprøving.*

Standard Norge (1990). *NS 8005 - Geoteknisk prøving - Laboratoriemetoder - Kornfordelingsanalyse av jordprøver.*

Statens Vegvesen (2005). Håndbok 014 - laboratorieundersøkelser.

Vegdirektoratet (2009). *Håndbok N400 Bruprosjektering.* Statens Vegvesen.

Vegdirektoratet (2010). Håndbok 016 - geoteknikk i vegbygging.

Symbolliste

A	Areal	S_r	Mettningsgrad
a	Attraksjon	S_u	Udrenert skjærstyrke
C_u	Korngraderingstall	q	Deviatorspenning
C_v	Konsolideringskoeffisient	T	Temperatur
c	Kohesjon	u	Forskyvning
d	Diameter	V	Volum
E	Young's modul	w	Vanninnhold
E_{oed}	Ødometermodul	w_l	Flytgrense
e	Poretall	w_p	Plastisitetsgrense
G	Skjærmodul	γ	Tyngdetetthet
k	Permeabilitet	γ_{unsat}	Tørrdensitet
k_x	Horisontal permeabilitet	γ_{unsat}	Tørrdensitet
k_y	Vertikal Permeabilitet	γ_{sat}	Mettet densitet
K_0	Spenningsforhold	γ_s	Korndensitet
K'	Drenert spenningsforhold	ε	Tøyning
L	Lengde	ν	Tverrkontraksjonstall
m	Modultall	ν	Tverrkontraksjonstall
n	Porøsitet	ΣM_{sf}	Sikkerhetsfaktor
p	Mean stress	σ	Spenning
p_{excess}	Oppbygd poretrykk	σ_{vo}	Overlagringstrykk
p_w	Poretrykk	ϕ	Friksjonsvinkel
		ψ	Dilatansvinkel
FEM	Finite Element Method		
MC	Mohr Coulomb		
SNSK	Store Norske Spitsbergen Kulkompani		

Figurer

2.1	Kart over Svalbard.	6
2.2	Kart over Van Mijenfjorden.	7
2.3	3D tegning av prosjektområdet.	7
2.4	Kart over prosjektområdet.	8
2.5	Vindrose, frekvensfordeling av vind.	10
2.6	Foto av isbjørn i nærkontakt med hvalross.	11
2.7	Kritiske vindretninger og avstander for bølgeoppbygging. . .	12
2.8	Strømningshastigheter i Sveasundet 14.-15. februar 2008. . .	14
2.9	Bilde av Dampskipet D/S Amsterdam i Braganzavågen i august 1917	15
2.10	Flyfoto med innmarkert elve- og tidevannsløp i Braganzavågen i 2006	17
2.11	Flyfoto med innmarkert elve- og tidevannsløp i Braganzavågen i 2009.	17
2.12	Beregnet avrenning i Kjelströmelva 1989-2004.	18
2.13	Beregnet avrenning for hydrologisk år 2004.	19
2.14	Isflak på vei ut fra Braganzavågen	20
2.15	Oppstabling av is.	21
2.16	Målte temperaturprofiler i Longyearbyen og Svea.	22
2.17	Plassering av termistorstrenger.	23
2.18	Resultater fra termistormålingene.	24
2.19	Dybdekart over Sveasundet 25. juli 2006.	25
2.20	Dybdeprofil over Sveasundet 25. juli 2006	25
2.21	Kornfordeling fra tre prøver tatt i toppen av det bløte laget. .	26

2.22	Grunnprofil over Sveasundet opp til 120 meter ut fra Bar-ryneset.	27
2.23	Tidligere antatt grunnprofil over Sveasundet. Profilet er orientert i 160° himmelretning.	27
2.24	Plot av udrenert skjærstyrke	28
3.1	Oppsett av dreiesonderingsutstyr ved Hull D1	32
3.2	Prinsippskisse for oppsettet benyttet for nedpressing av prøvetaker.	33
3.3	Oppsett av prøvetakningsutstyr	35
3.4	Utførelse av prøvetaking ved Hull 15	35
4.1	Element med 6 noder.	38
4.2	Element med 15 noder.	38
4.3	Prinsippskisse for en lineær elastisk perfekt plastisk jordmodell.	39
4.4	Illustrasjon av spenningstier, virkelig og MC-modell	40
5.1	Oppsummering av rutineundersøkelser.	48
5.2	Kornfordelingskruver fra Hull D15.	49
5.3	Treaksialforsøk plottet sammen i et NTNU plot for bestemmelse av styrkeparametre.	50
5.4	Geometri og elementinndeling av modellen benyttet for Snitt 1.	52
5.5	Geometri og elementinndeling av modellen benyttet for Snitt 2	54
6.1	Temperaturprofiler	58
6.2	Flyfoto av Sveasundet.	61
6.3	Modellresultater av undersjøisk permafrost. Hentet fra Kristensen et al. (2008).	62
6.4	Mulig temperaturfordeling i området nær Crednermorenen.	62

6.5	Frysepunkt til saltvann plottet mot saltinnhold	65
6.6	Prøvestykke for udrenert og omrørt skjærstyrke.	66
6.7	Spenningstier og påvirkning av drenasje	68
6.8	Bilde av dumper fra Svea	74
6.9	Numerisk feil ved overgang mellom fylling og sjøbunn	76
6.10	Knust fyllingsstein	79
9.1	Treksialforsøk plottet sammen i et NTNU plot. REVIDERT	93
9.2	Overslagsberegninger for tre lastsituasjoner utført etter di- rektemetoden fra Janbu 1968.	94
B.1	Borplan Sveasundet.	116
B.2	Dybdeprofil D1-D5	118
B.3	Dybdeprofil D6-D10	119
B.4	Dybdeprofil D11-D14	120
C.1	Konsistensgrenser med økende vanninnhold.	138
C.2	Oppsett av ødometerforsøk.	142
C.3	Oppsett av Treksialforsøk.	143
C.4	Oppsett av Permeabilitetsforsøk	144
D.1	Rutineundersøkelser Prøve 1.	146
D.2	Rutineundersøkelser Prøve 2.	147
D.3	Rutineundersøkelser Prøve 3.	148
D.4	Rutineundersøkelser Prøve 4.	149
D.5	Rutineundersøkelser Prøve 5.	150
D.6	Rutineundersøkelser Prøve 6.	151
D.7	Rutineundersøkelser Prøve 7.	152
D.8	Treksialforsøk i NTNU plot for bestemmelse av styrkepa- rametre.	153
D.9	Samlet plot fra konsolideringsfasene.	154
D.10	Treksialforsøk CAU dybde 1,3 m.	155

D.11 Treksialforsøk CAU dybde 3,5 m.	156
D.12 Treksialforsøk CAD dybde 4,2 m.	157
D.13 Treksialforsøk CAD dybde 5,4 m.	158
D.14 Treksialforsøk CAD dybde 6,3 m.	159
D.15 Utregning av E_{50} fra CAD fra 5,4 m.	160
D.16 Utregning av E_{50} fra CAD fra 6,3 m.	161
D.17 Utregning av G_{50} fra CAD fra 5,4 m.	162
D.18 Utregning av G_{50} fra CAD fra 6,3 m.	163
D.19 Ødometerresultater fra dybde 1,3 m.	164
D.20 Ødometerresultater fra dybde 2,4 m.	165
D.21 Ødometerresultater fra dybde 4,1 m.	166
D.22 Ødometerresultater fra dybde 5,4 m.	167
D.23 Bestemmelse av E_{oed} fra 1,3 m.	168
D.24 Bestemmelse av E_{oed} fra 2,4 m.	169
D.25 Bestemmelse av E_{oed} fra 4,1 m.	170
D.26 Bestemmelse av E_{oed} fra 5,4 m.	171
D.27 Bestemmelse av permeabiliteten k fra 1,3 m.	172
E.1 Sikkerhetsfaktorer for udrenert beregning med 365 dagers konsolideringer.	176
E.2 Bruddmønster etter utlegging av bunnfylling.	177
E.3 Bruddmønster etter 365 dagers konsolidering av bunnfyllingen.	177
E.4 Bruddmønster etter utlegging av toppfylling.	178
E.5 Bruddmønster etter 365 dagers konsolidering av toppfyllingen.	178
E.6 Bruddmønster etter pålasting av trafikklast.	179
E.7 Bruddmønster etter 365 dagers konsolidering med trafikklast.	179
E.8 Bruddmønster etter pålasting av skjev trafikklast.	180
E.9 Deformasjonsmønster etter 1 års konsolidering med trafikklast.	180
E.10 Oppbygd poretrykk etter utlegging av bunnfylling.	181

E.11 Oppbygd poretrykk etter 365 dagers konsolidering av bunnfyllingen.	181
E.12 Oppbygd poretrykk etter utlegging av toppfylling.	182
E.13 Oppbygd poretrykk etter 365 dagers konsolidering av toppfyllingen.	182
E.14 Oppbygd poretrykk etter pålasting av trafikklast.	183
E.15 Oppbygd poretrykk etter 365 dagers konsolidering etter pålasting av trafikklast.	184
E.16 Spenningsfordeling deviatorspenning q ved 1 års konsolidering etter pålasting av trafikklast.	185
E.17 Plastiske punkter ved 1 års konsolidering etter pålasting av trafikklast	185
E.18 Snitt 2 Drenert beregning. Sikkerhetsfaktorer.	186
E.19 Snitt 2 Drenert beregning. Resultat av sikkerhetsanalyse. Bruddsirkel etter utlegging av bunnfylling.	187
E.20 Snitt 2 Drenert beregning. Resultat av sikkerhetsanalyse. Bruddsirkel etter utlegging av toppfylling.	187
E.21 Snitt 2 Drenert beregning. Resultat av sikkerhetsanalyse. Bruddsirkel trafikklast.	188
E.22 Snitt 2 Drenert beregning. Resultat av sikkerhetsanalyse. Bruddsirkel sjev trafikklast.	188
E.23 Snitt 2 Drenert beregning. Deformasjonsmønster etter pålasting av trafikklast.	189
E.24 Snitt 2 Drenert beregning. Spenningsfordeling deviatorspenning q	189
E.25 Sikkerhetsfaktorer for udrenert beregning med 30 dagers konsolidering av snitt 2.	190
E.26 Bruddsirkel etter utlegging av bunnfylling.	191
E.27 Bruddsirkel etter 30 dagers konsolidering av bunnfylling. . .	191
E.28 Bruddsirkel etter utlegging av toppfylling.	192

E.29 Bruddsirkele etter 30 dagers konsolidering av toppfylling. . .	192
E.30 Bruddsirkele etter pålasting av trafikklaste.	193
E.31 Bruddsirkele etter 1 års konsolidering av trafikklaste.	193
E.32 Bruddsirkele etter pålasting av skjev trafikklaste.	194
E.33 Deformasjonsmønster etter langtidskonsolidering av trafikklaste.	194
E.34 Oppbygd poretrykk etter utlegging av bunnfylling.	195
E.35 Oppbygd poretrykk etter 30 dagers konsolidering av bunn- fylling.	195
E.36 Oppbygd poretrykk etter utlegging av toppfylling.	196
E.37 Oppbygd poretrykk etter 30 dagers konsolidering av topp- fylling.	196
E.38 Oppbygd poretrykk etter pålasting av trafikklaste.	197
E.39 Oppbygd poretrykk etter 1 års konsolidering med trafikklaste.	197
E.40 Sikkerhetsfaktorer for udrenert beregning med 100 dagers konsolidering av snitt 2.	198
E.41 Bruddsirkele etter utlegging av bunnfylling.	199
E.42 Bruddsirkele etter 100 dagers konsolidering av bunnfylling. .	199
E.43 Bruddsirkele etter utlegging av toppfylling.	200
E.44 Bruddsirkele etter 100 dagers konsolidering av toppfylling. .	200
E.45 Bruddsirkele etter pålasting av trafikklaste.	201
E.46 Bruddsirkele etter 1 års konsolidering med trafikklaste.	201
E.47 Bruddsirkele etter pålasting av skjev trafikklaste.	202
E.48 Deformasjonsmønster etter 1 års konsolidering med trafikklaste.	202
E.49 Oppbygd poretrykk etter utlegging av bunnfylling.	203
E.50 Oppbygd poretrykk etter 100 dagers konsolidering av bunn- fylling.	203
E.51 Oppbygd poretrykk etter utlegging av toppfylling.	204
E.52 Oppbygd poretrykk etter 100 dagers konsolidering av topp- fylling.	204
E.53 Oppbygd poretrykk etter pålasting av trafikklaste.	205

E.54	Oppbygd poretrykk etter 1 års konsolidering med trafikklast.	205
E.55	Dypere bruddsirkel etter pålasting trafikklast for dreneringsmodell <i>Undrained B</i> og $S_u=20+1z$.	206
F.1	Masseberegninger utført i excel.	208
G.1	Treaksialforsøk av rekonstruert fyllingsmateriale (Aasland, 2009).	210
G.2	Konsolideringsfase av treaksialforsøk av rekonstruert fyllingsmateriale (Aasland, 2009).	211
G.3	Kornfordeling av fyllingsmaterialet (Aasland, 2009).	212
G.4	Standard Proctor test av fyllingsmateriale (Aasland, 2009).	213
G.5	Borplan for ytre profil og koordinater for indre og ytre profil (Finseth et al., 2002).	214
G.6	Borplan for indre profil. (Finseth et al., 2002).	215
G.7	Sammendrag av sonderinger i Sveasundet fra (Finseth et al., 2002).	216
G.8	Ramsondeiring indre profil 2002 (Finseth et al., 2002).	217
G.9	Ramsondeiring ytre profil 2002 (Finseth et al., 2002).	218
G.10	Utførte laboratorieforsøk 2002 (Finseth et al., 2002).	219
G.11	Treaksialforsøk CIU skjærfase Hull 11 0,35m (Finseth et al., 2002).	220
G.12	Treaksialforsøk CIU konsolideringsfase Hull 11 0,35m (Finseth et al., 2002).	221
G.13	Treaksialforsøk CIU skjærfase Hull 11 0,45m (Finseth et al., 2002).	222
G.14	Treaksialforsøk CIU konsolideringsfase Hull 11 0,45m (Finseth et al., 2002).	223
G.15	Treaksialforsøk CIU skjærfase Hull 11 1,4m (Finseth et al., 2002).	224

G.16 Treaksialforsøk CIU konsolideringsfase Hull 11 1,4m (Finseth et al., 2002). 225

Tabeller

2.1	Karakteristiske klimadata fra Svea.	9
2.2	Signifikante bølgehøyder og returperiode.	12
2.3	Karakteristiske tidevannsverdier fra Svea	13
2.4	Geotekniske parametere for bløtt lag etter Bæverfjord og Thakur (2006) og Aasland (2009).	29
2.5	Materialparametere for fyllmassene brukt i beregningen til Aasland (2009).	30
4.1	Parametre til bruk i Mohr-Coulomb modellen (Plaxis, 2014).	40
4.2	<i>Geometri og lagdeling fra de to tverrsnittene.</i>	41
4.3	<i>Valgte materialparametere.</i>	42
5.1	<i>Oppsummering av dreiesonderingsresultater fra Sveasundet 02.04.2014 - 04.04.2014.</i>	45
5.2	<i>Oppsummering av ødometerresultater.</i>	47
5.3	<i>Elastisk stivhet fra treaksialforsøk og ødometerforsøk.</i>	47
5.4	<i>Sikkerhetsfaktorer fra modelleringer av Snitt 1.</i>	53
5.5	<i>Deformasjon av fyllingstopp fra modelleringer av Snitt 1.</i>	53
5.6	<i>Sikkerhetsfaktorer for ulike lasttrinn og materialer fra modelleringer av Snitt 2.</i>	55
5.7	<i>Deformasjon av fyllingstopp for ulike lasttrinn og materialer fra modelleringer av Snitt 2.</i>	56
C.1	Klassifisering av leirtype etter plastisitet (Vegdirektoratet, 2010).	138

Tillegg A

Oppgavetekst



TBA4900 Geoteknikk, Masteroppgave

VÅREN 2014
for
Martin Dons

Vurdering av geotekniske forhold for vegfylling i Sveasundet, Svalbard

BAKGRUNN

Store Norske Spitsbergen Kulkompani (SNSK) ønsker å fortsette gruvedriften i Sveaområdet når nåværende gruver går tom. Et av alternativene er å etablere en gruve ved Ispallen, et fjell på sørøstre side av fjorden. For å benytte seg av eksisterende havneanlegg er det behov for å frakte kullet fra gruva ved Ispallen over fjorden. Dette er tenkt utført ved å anlegge en fyllingsveg over Sveasundet.

OPPGAVE

Oppgaven har som hovedmål å bedre beslutningsgrunnlaget for valg av løsning for transport av kull fra Ispallen til Svea. Målet skal oppnås ved vurdering av geotekniske forhold i Sveasundet.

Oppgaven forutsetter et opphold i Svea med utførelse av praktisk arbeid i felt og i lab. Arbeidet skal dokumenteres og resultatene fra både felt og laboratoriet skal bearbeides og presenteres på en ryddig og oversiktlig måte for videre bruk.

Ut fra resultatene funnet i felt og i laboratoriet skal det utføres stabilitetsberegninger på antatt kritiske snitt.

Det skal gis en vurdering av oppnådde resultater og anbefaling til videre arbeid.

Innleveringsfrist:

10.06.2014

Faglærer ved instituttet: Arnfinn Emdal

Institutt for bygg, anlegg og transport, NTNU

Dato: 10.06.2014

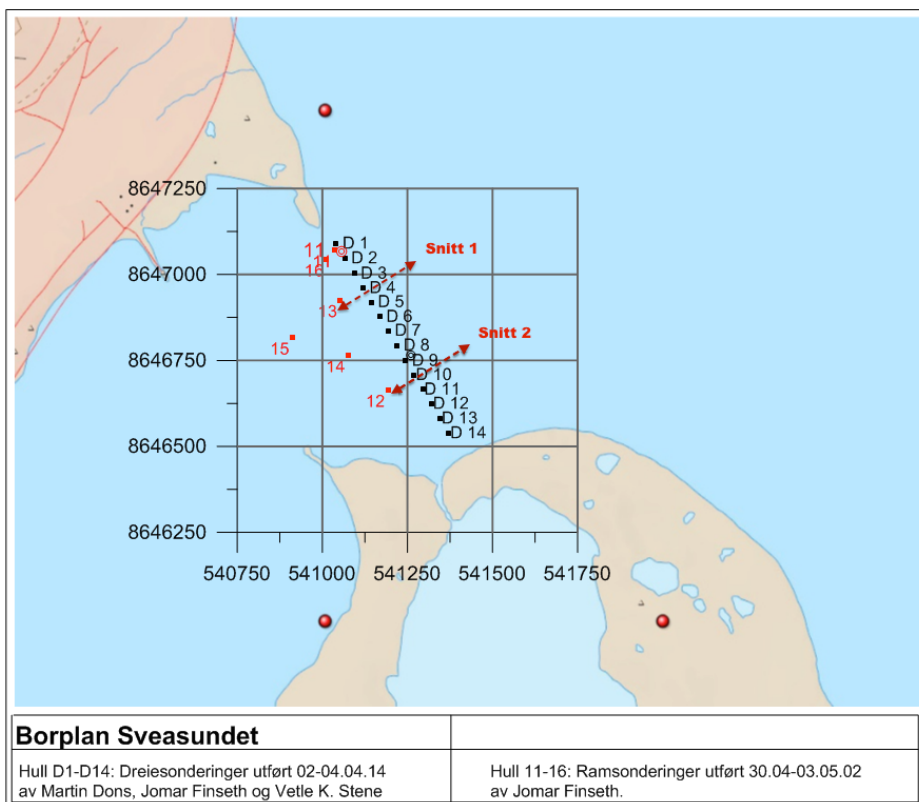
Arnfinn Emdal
Amanuensis

Tillegg B

Feltundersøkelser

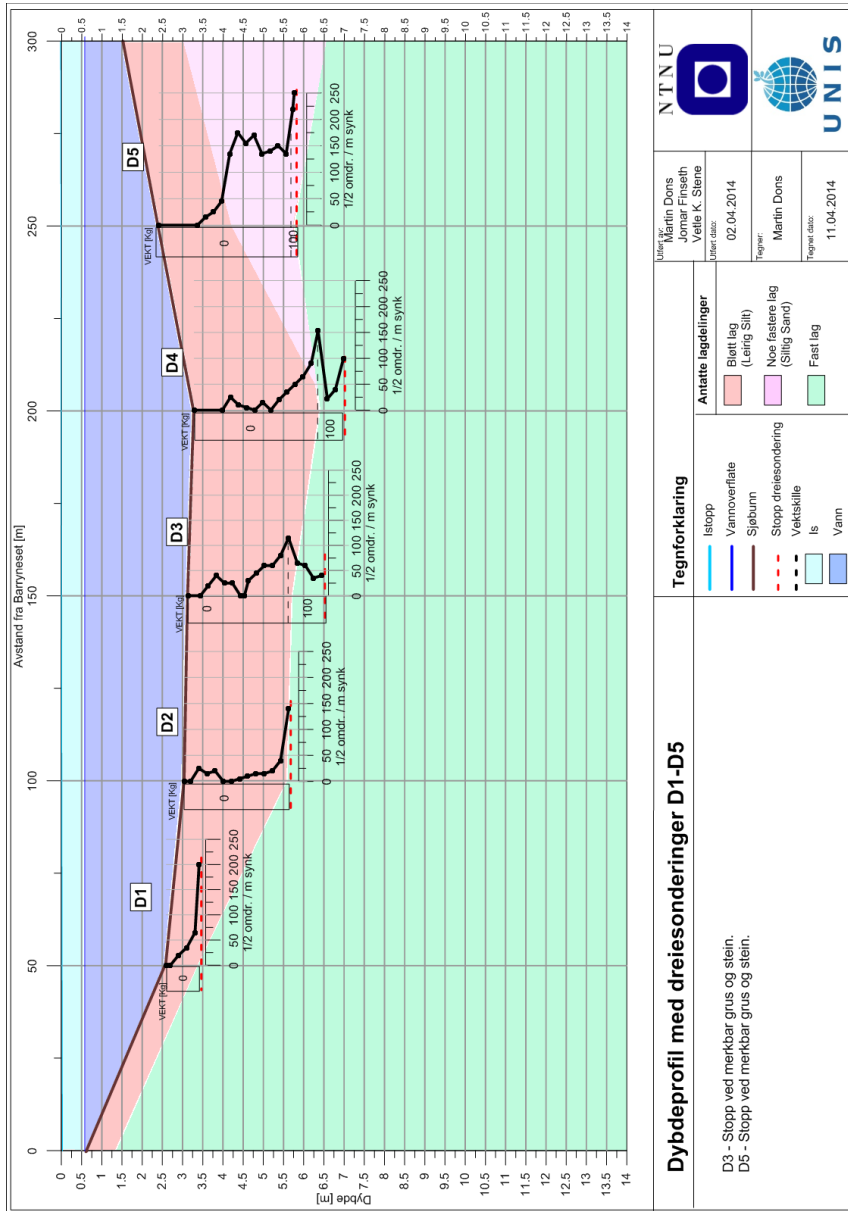
B.1 Borplan

Figur B.1: Borplan Sveasundet. Røde punkter er tidligere utførte sonderinger.



B.2 Lengdeprofiler

Figur B.2: Dybdeprofil D1-D5

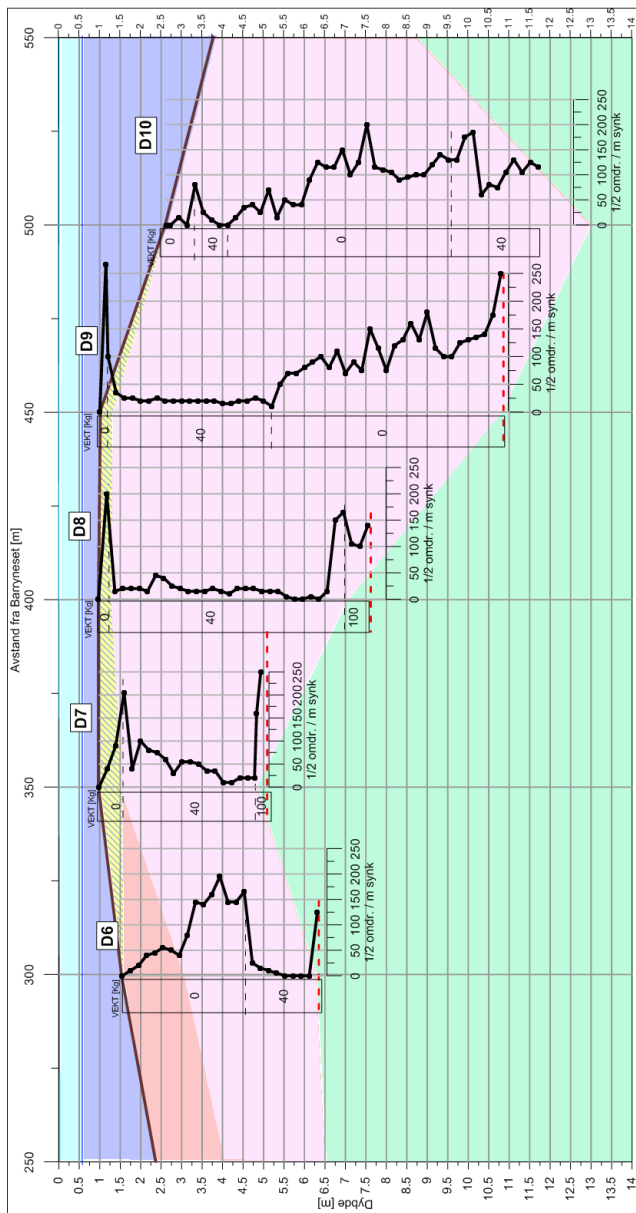


Dybdeprofil med dreiesoner D1-D5

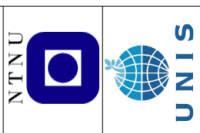
D3 - Stopp ved merkbart grus og stein.
 D5 - Stopp ved merkbart grus og stein.

Utøvert av: Martin Døns
 Jomar Finseth
 Velle K. Stene
 Utøvert dato: 02.04.2014
 Tegnet av: Martin Døns
 Tegnet dato: 11.04.2014

Figur B.3: Dybdeprofil D6-D10

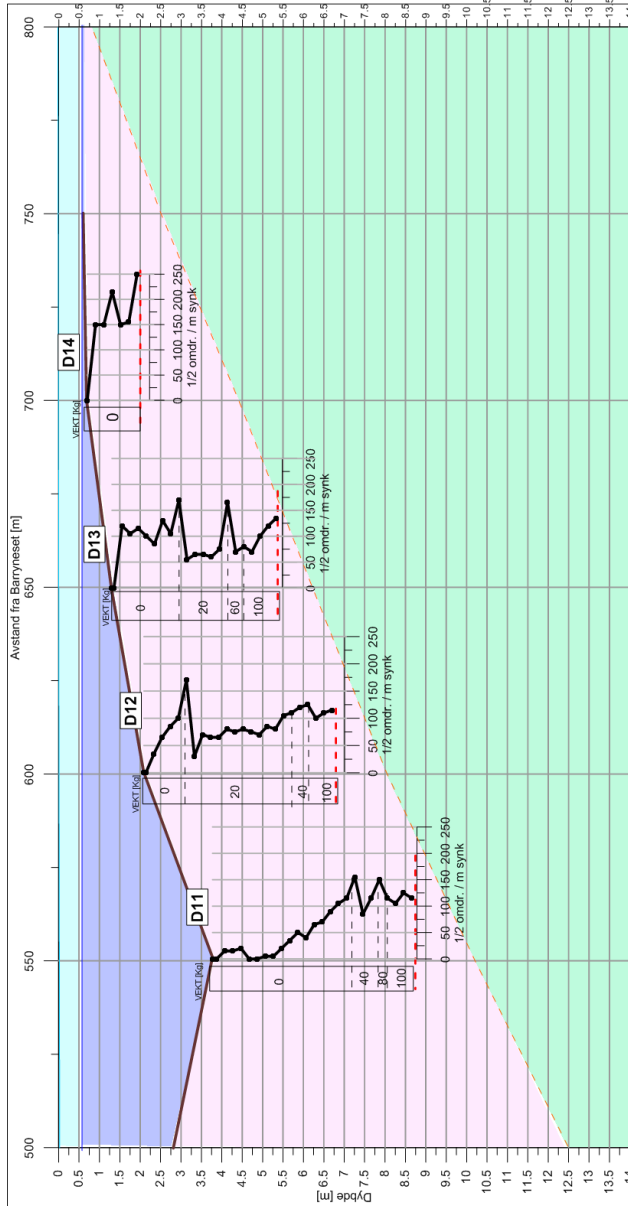


Dybdeprofil med dreiesonderinger D6-D10		Tegnforklaring		Antatte lagdelinger	
D6 - Stopp i fast lag med stein og grus. D7 - Stopp i fast lag med stein og grus. D8 - Stopp i fast lag med stein og grus. D9 - Stopp i fast lag med stein og grus. D10 - Stopp pga. tomt for stenger.	—	Isstopp	—	—	Frost
	—	Vannoverflate	—	—	Bløtt lag (Leire/Silt)
	—	Sjøbunn	—	—	Noe fastere lag (Stilig Sand)
	—	Stopp dreiesondering	—	—	Fast lag
	—	Vekstskille IS	—	—	
	—	Vann	—	—	



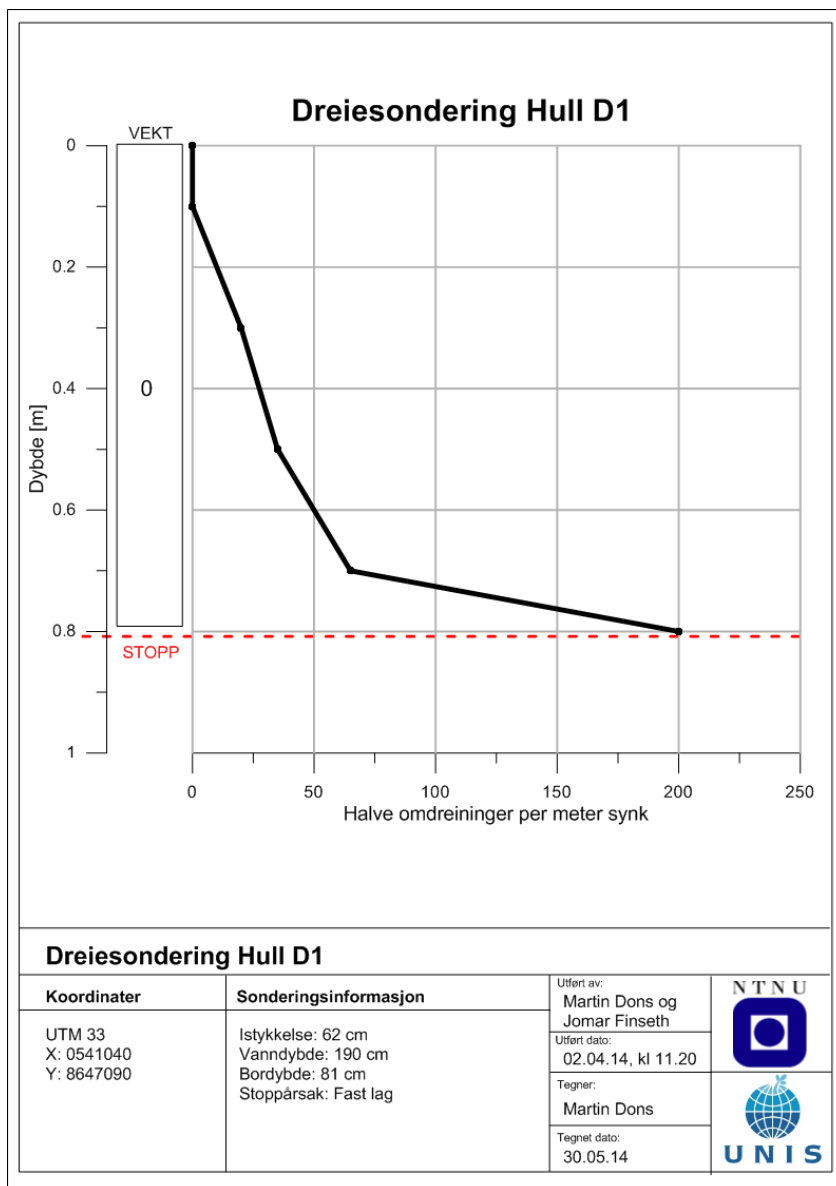
Utarbejdet av: Martin Dons, Jomar Finseth, Velle K. Stene
 Utarbejdet dato: 03.04.2014
 Tegner: Martin Dons
 Tegnet dato: 11.04.2014

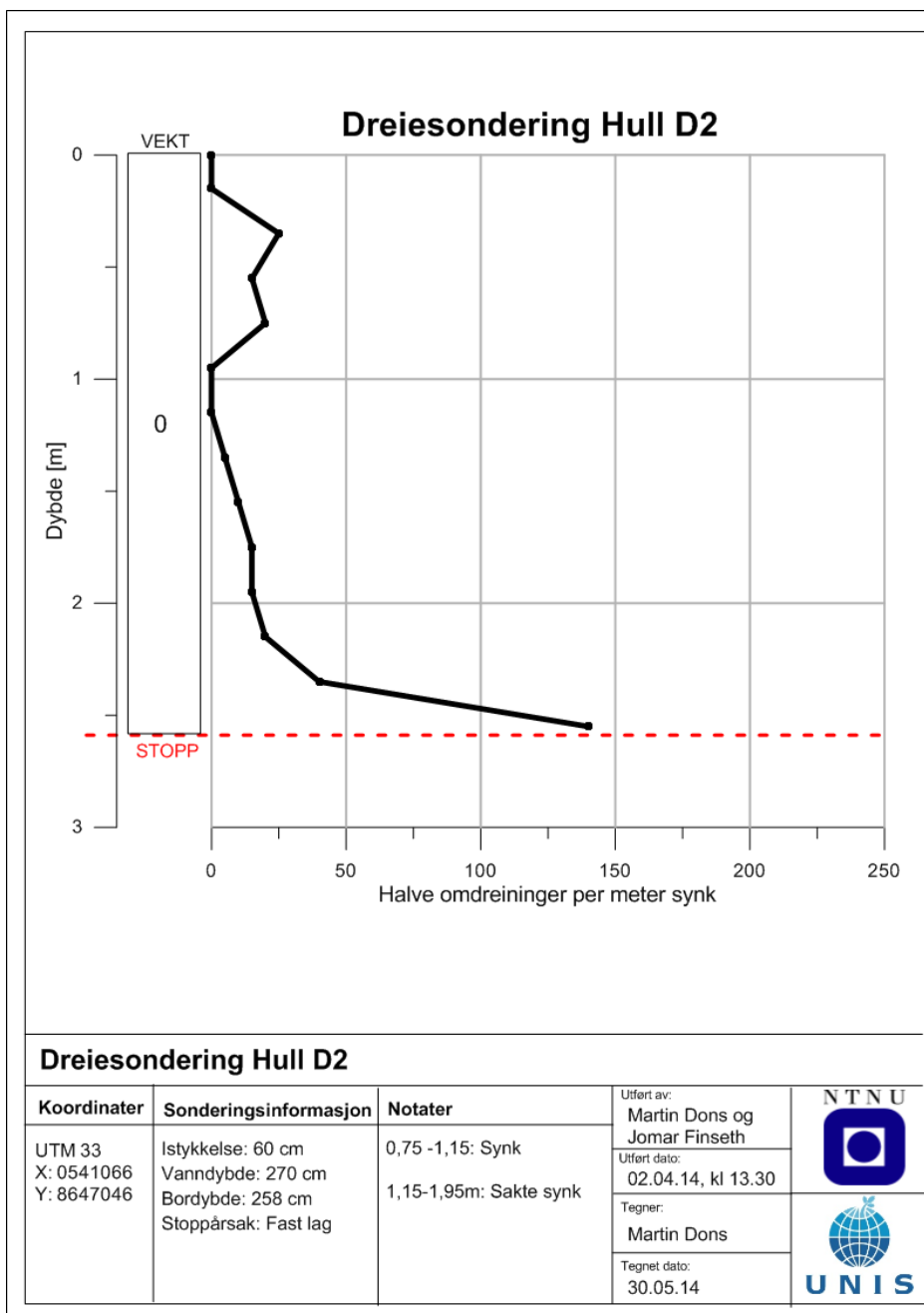
Figur B.4: Dybdeprofil D11-D14

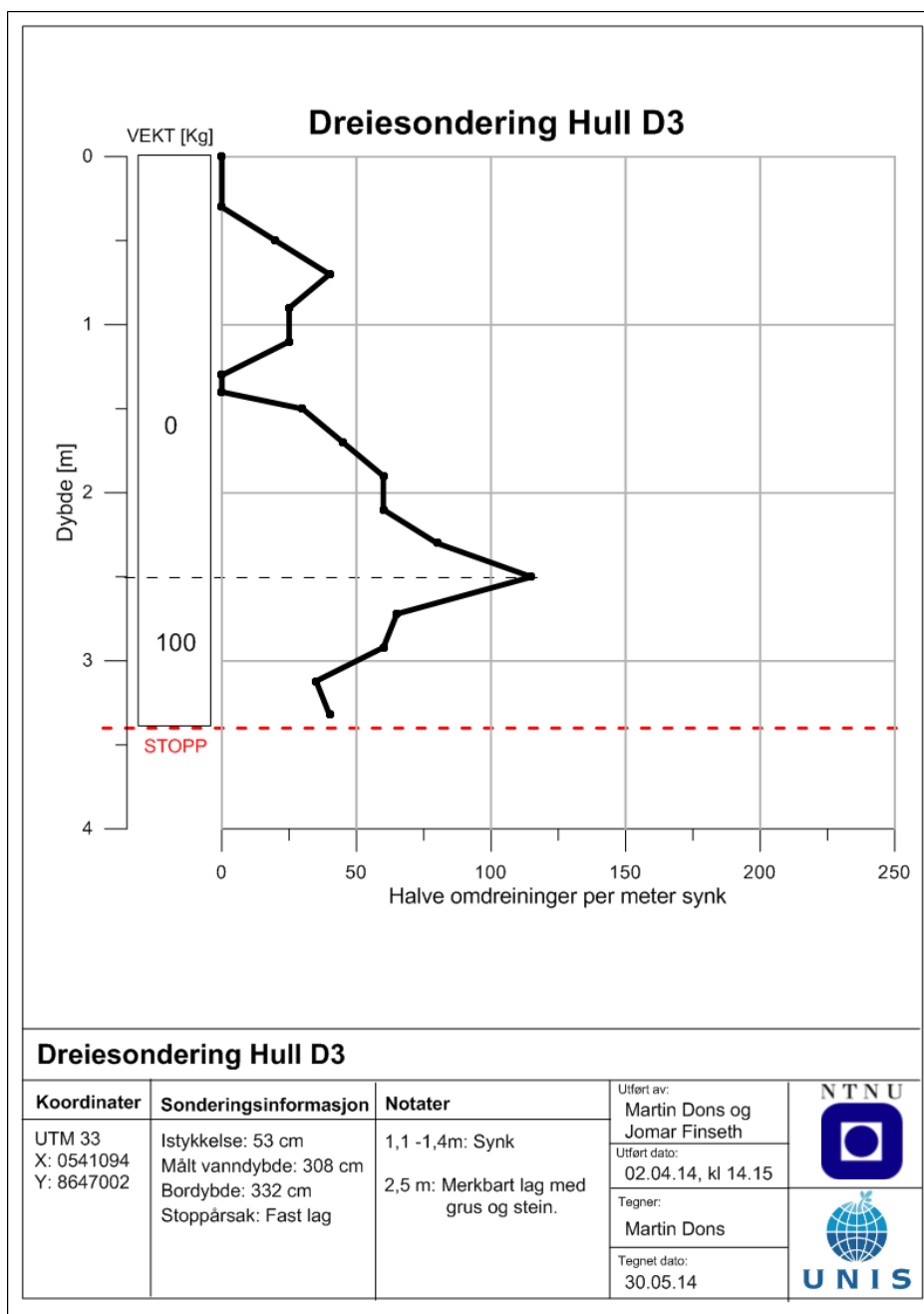


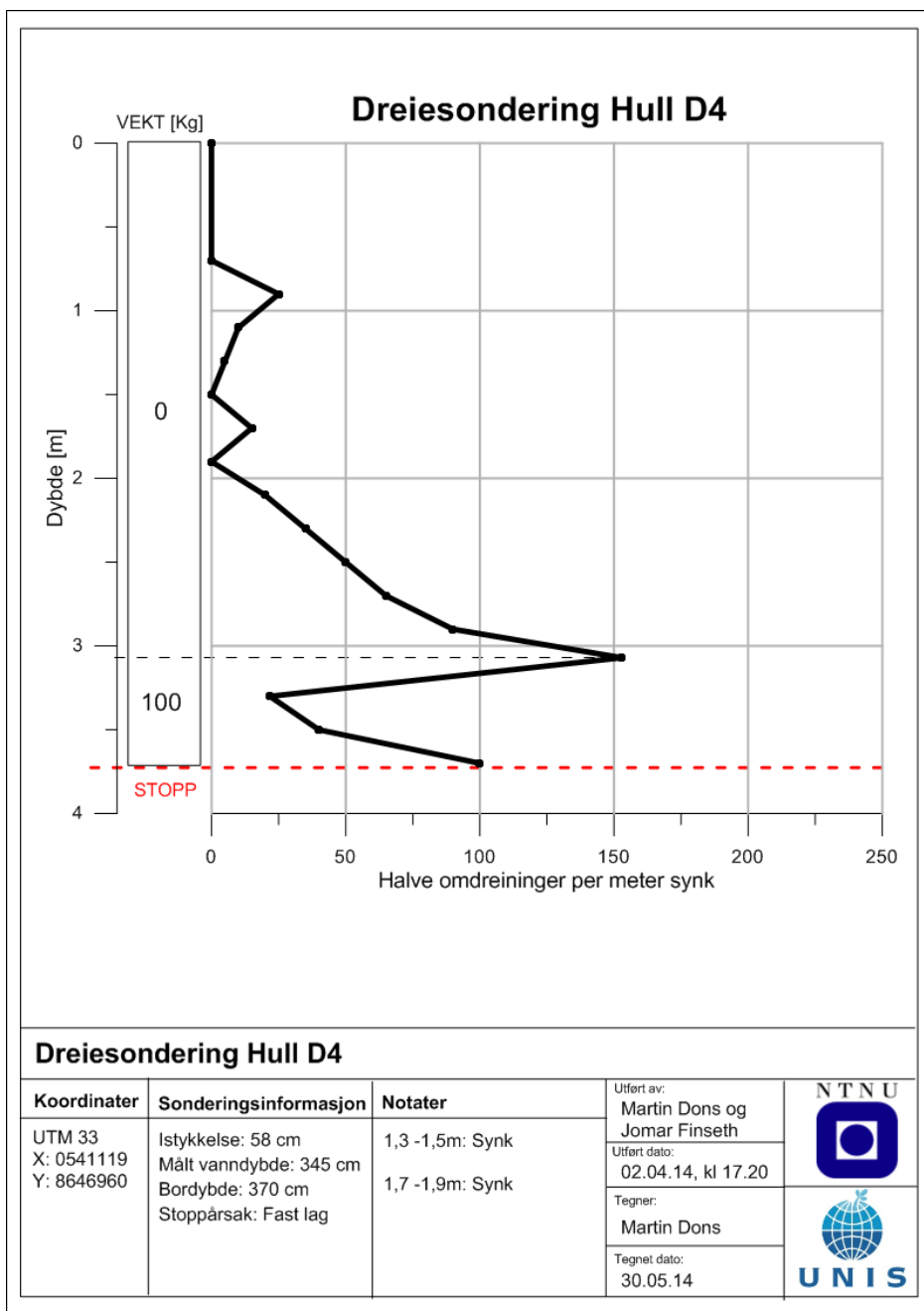
Dybdeprofil med dreiesonderinger D11-D14 D10-D13: Stoppet pga sikkerheten for å få opp stengene igjen. Tungt å vri rundt men ingen merkbare stein eller grus. D14: Bra stopp uten merkbare stein eller grus.		Tegnforklaring		Antatte lagdeleinger		NTNU
		Istopp Vannoverflate Sjøbunn Stopp dreiesondering Vektskille Is Vann	Bløtt lag Noe fastere lag (Siltig Sand) Fast lag	Utarbejdet av: Martin Dons Jomar Finseth Velle K. Stene	Utløst dato: 03.04.2014 - 04.04.2014	

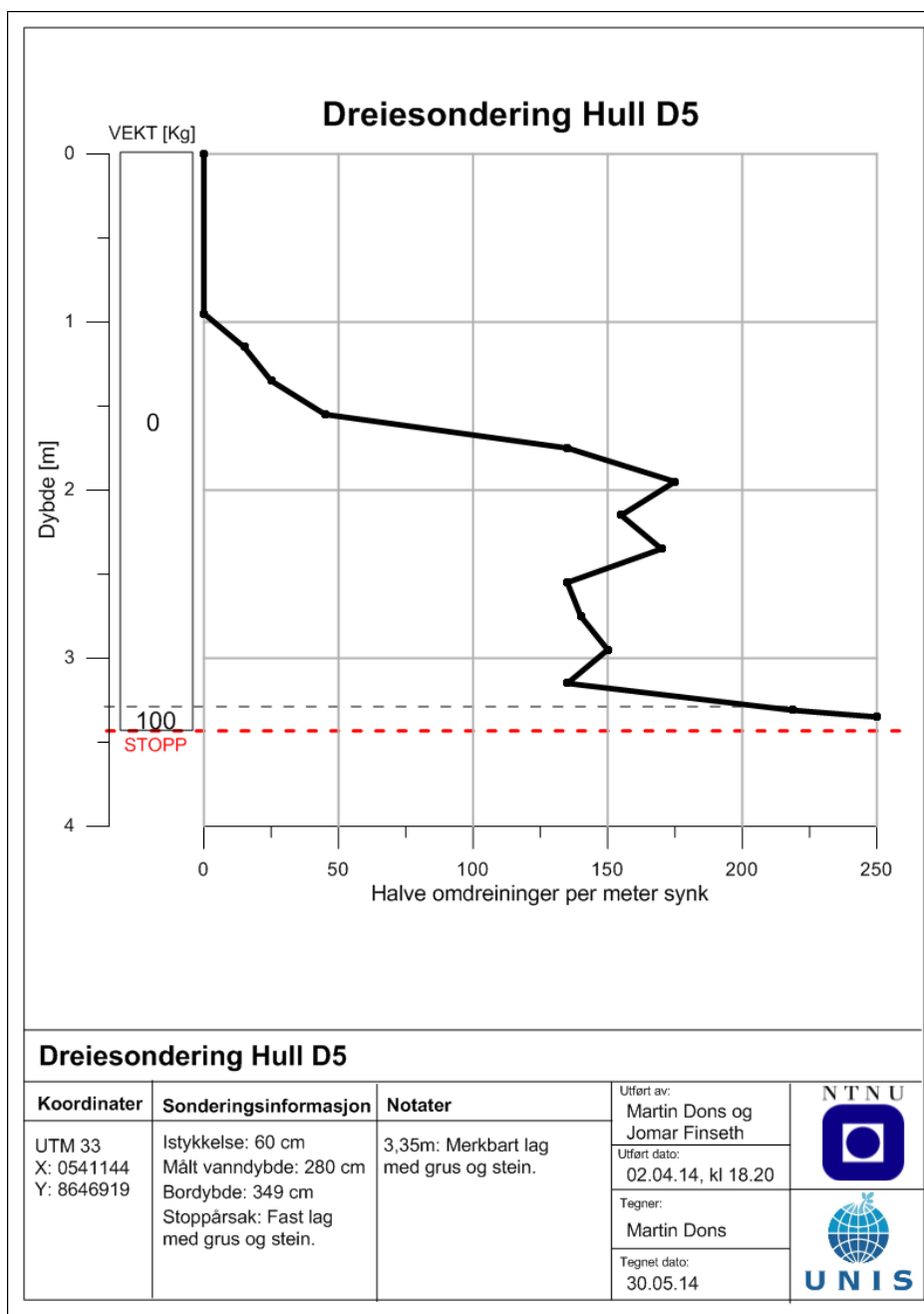
B.3 Dreiesonderingsresultater enkeltvis







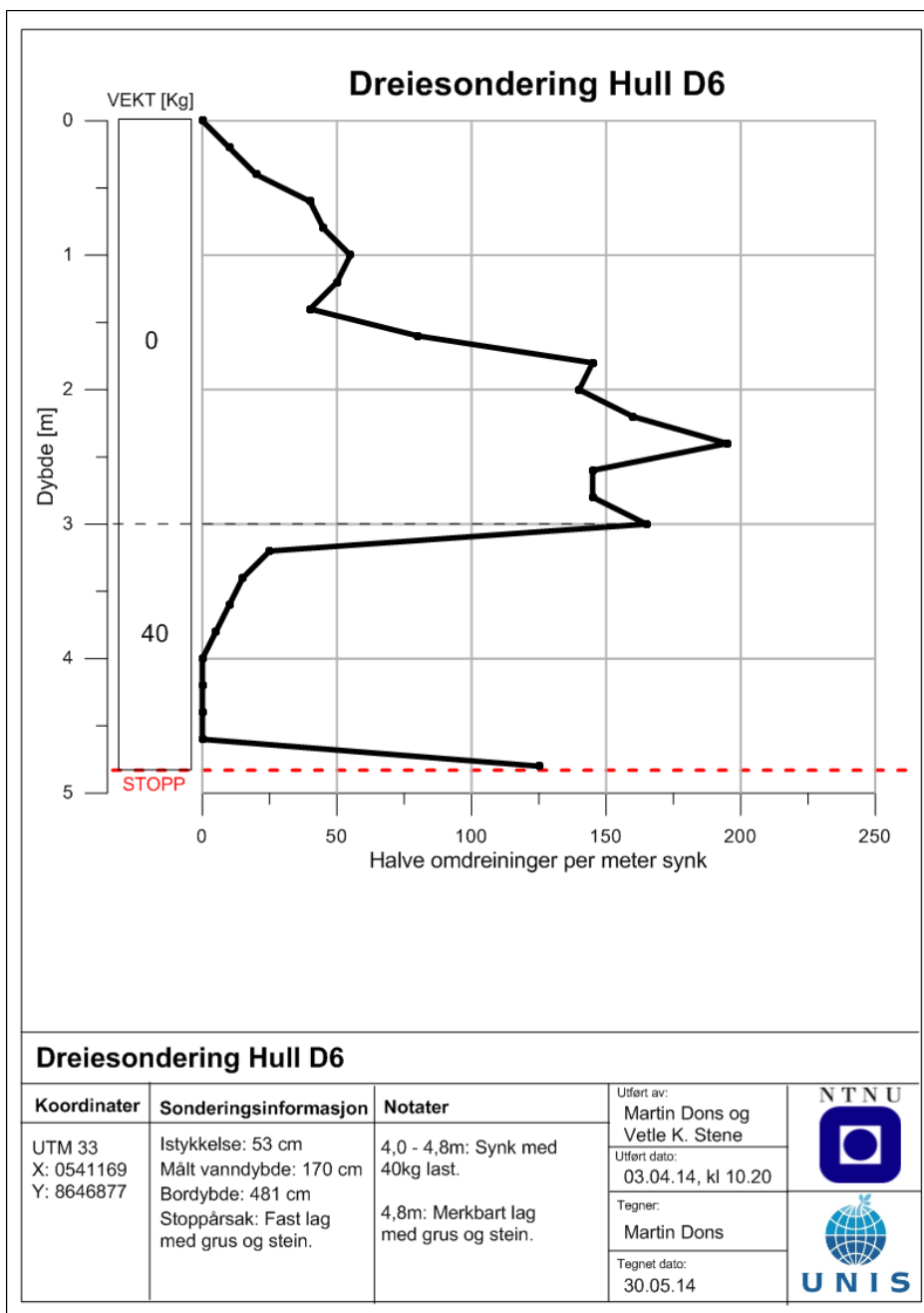


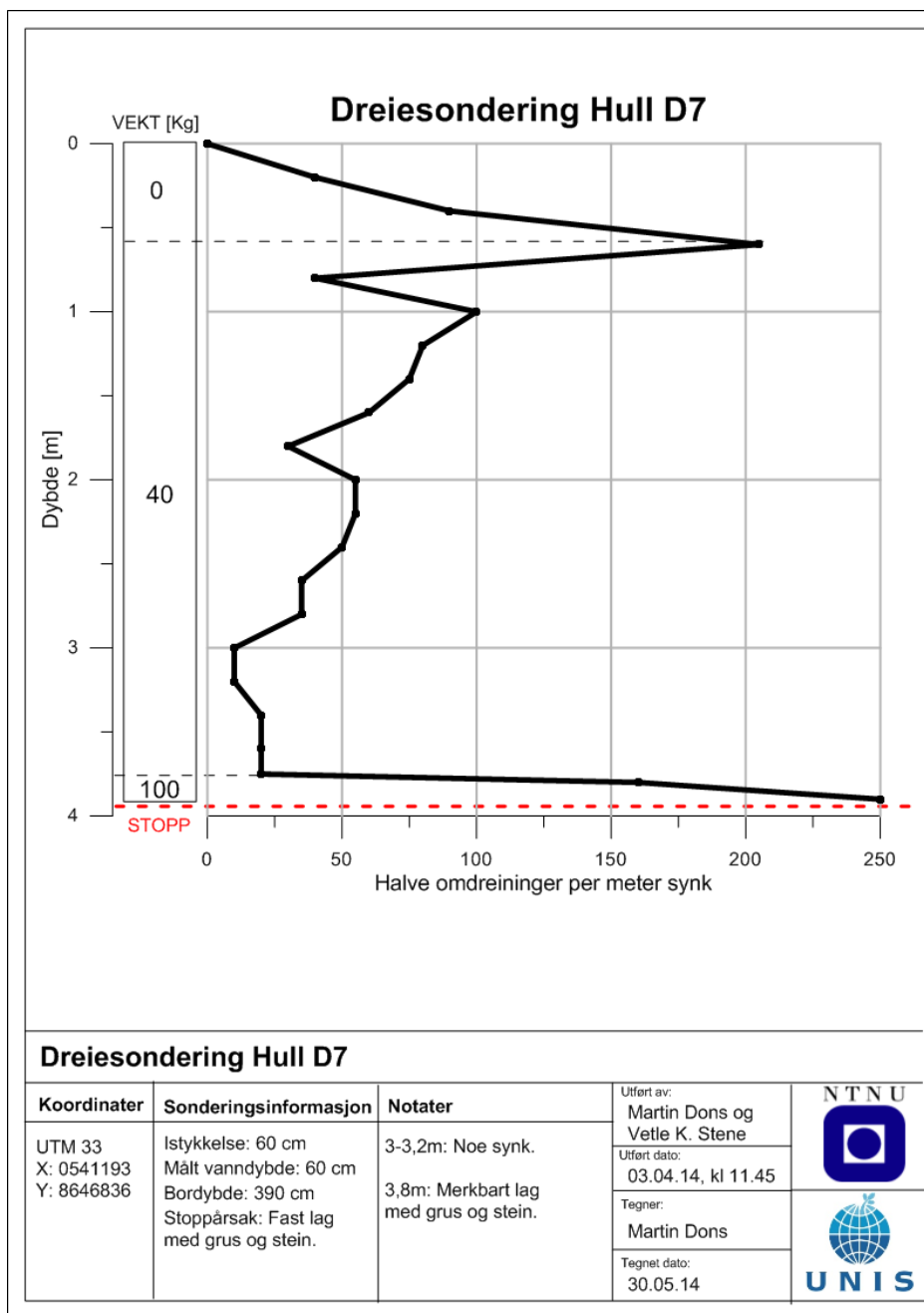






Dreiesondering Hull D5

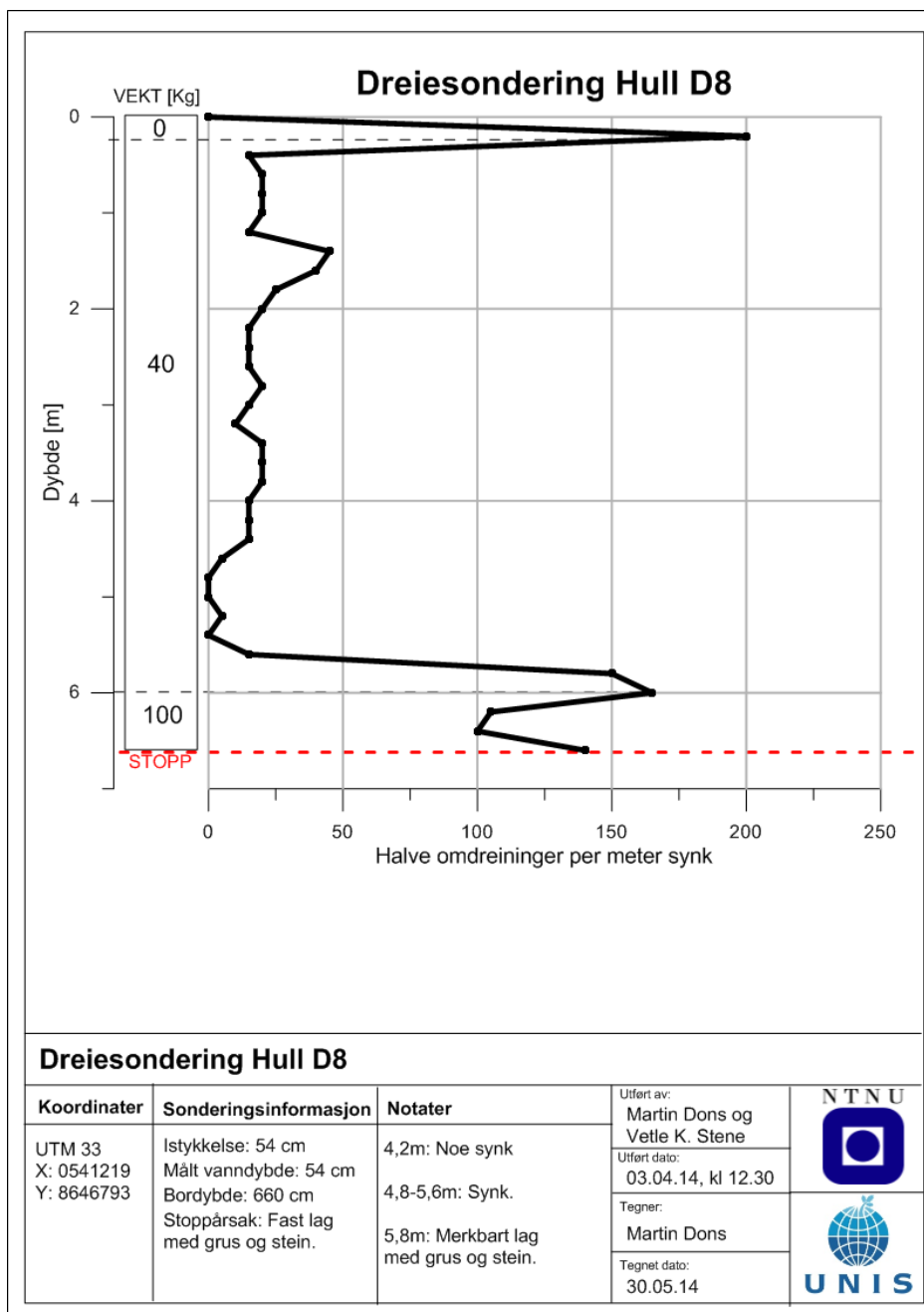
Koordinater	Sonderingsinformasjon	Notater	Utført av:	NTNU
UTM 33 X: 0541144 Y: 8646919	Istykkelse: 60 cm Målt vanndybde: 280 cm Borddybde: 349 cm Stoppårsak: Fast lag med grus og stein.	3,35m: Merkbart lag med grus og stein.	Martin Dons og Jomar Finseth	
			Utført dato: 02.04.14, kl 18.20	
			Tegner: Martin Dons	
			Tegnet dato: 30.05.14	

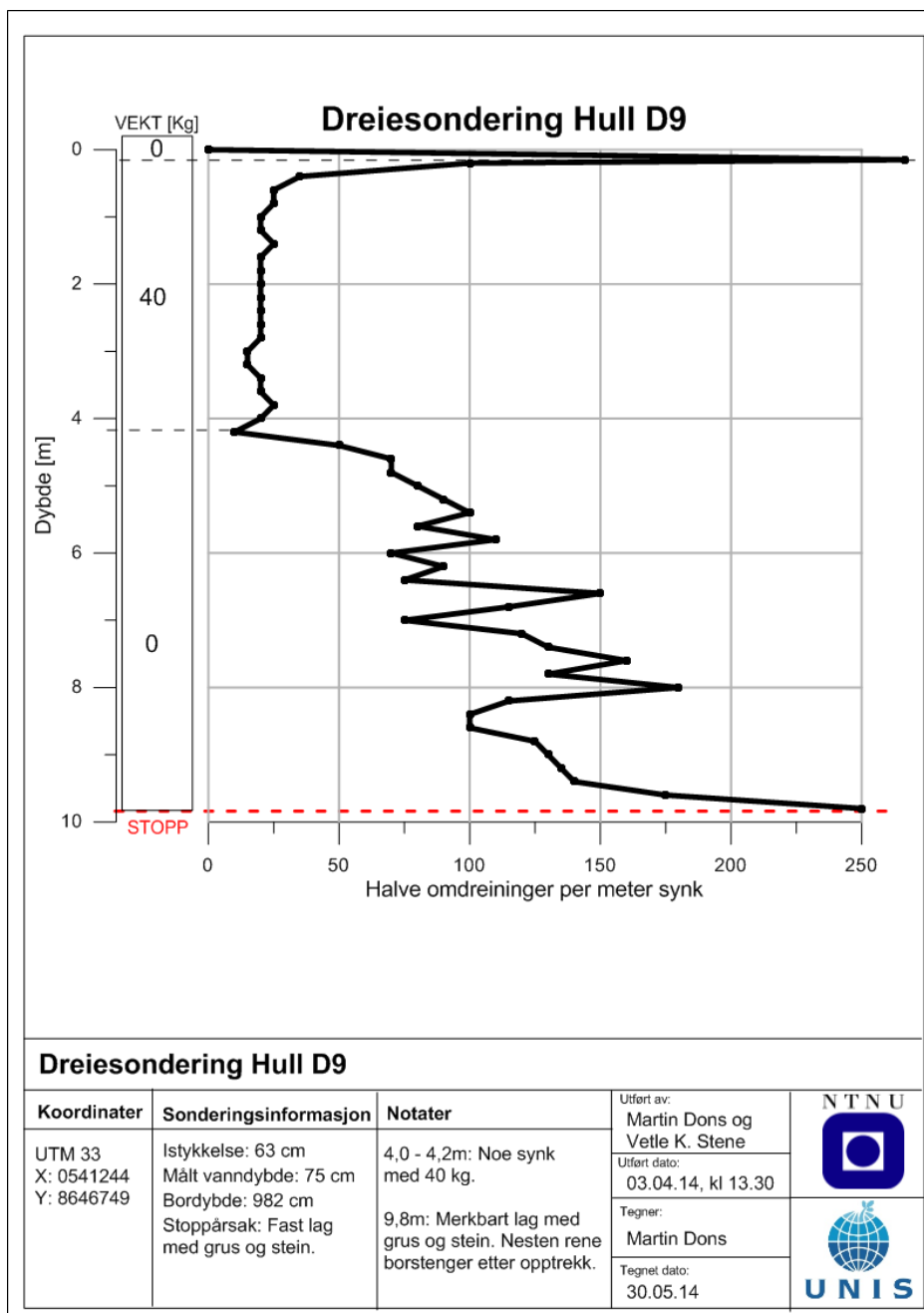


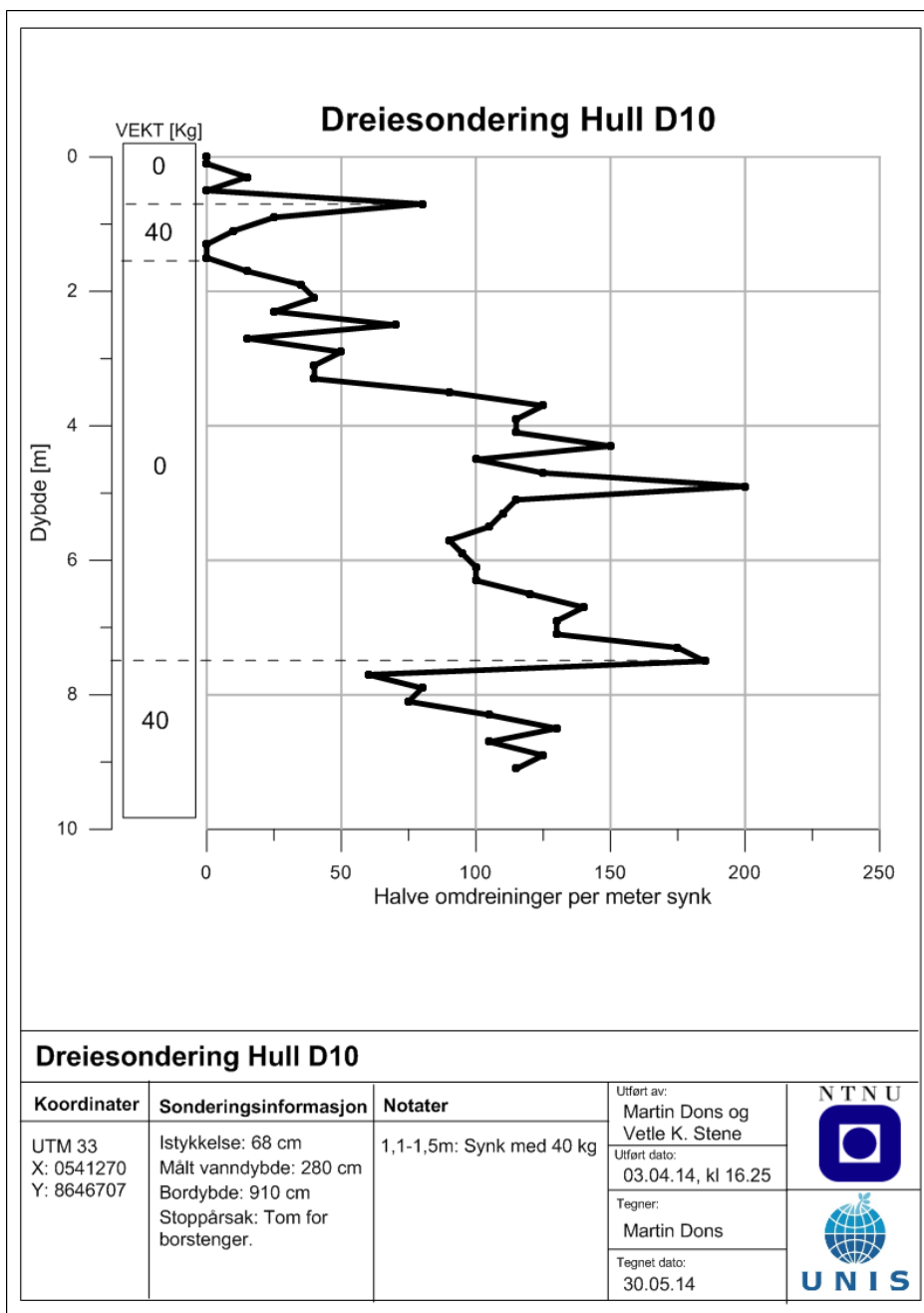


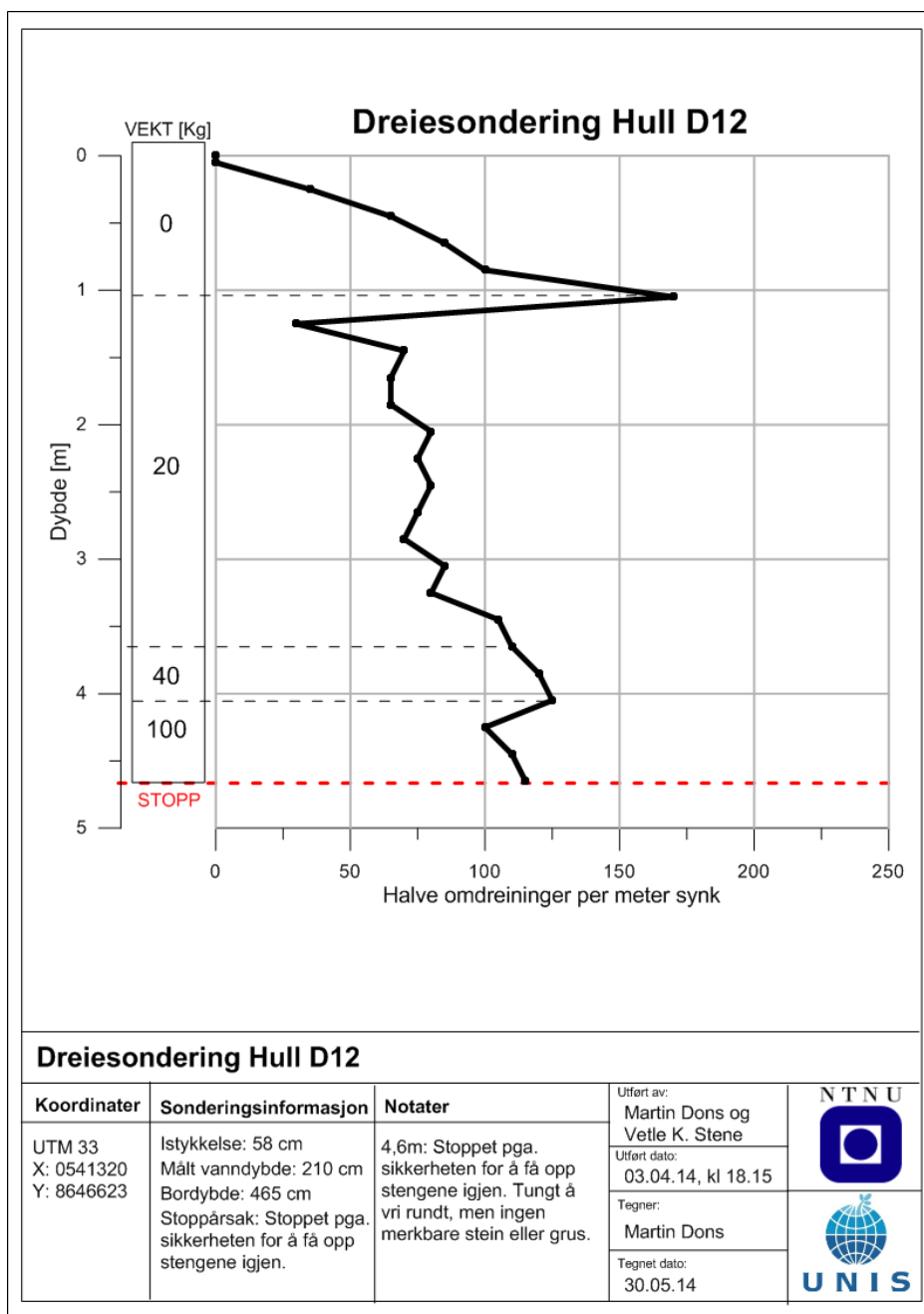
Dreiesondering Hull D7

Koordinater	Sonderingsinformasjon	Notater	Utført av:	NTNU
UTM 33 X: 0541193 Y: 8646836	Istykkelse: 60 cm Målt vanddybde: 60 cm Borddybde: 390 cm Stoppårsak: Fast lag med grus og stein.	3-3,2m: Noe synk. 3,8m: Merkbart lag med grus og stein.	Martin Dons og Vetle K. Stene	
			Utført dato: 03.04.14, kl 11.45	
			Tegner: Martin Dons	
			Tegnet dato: 30.05.14	

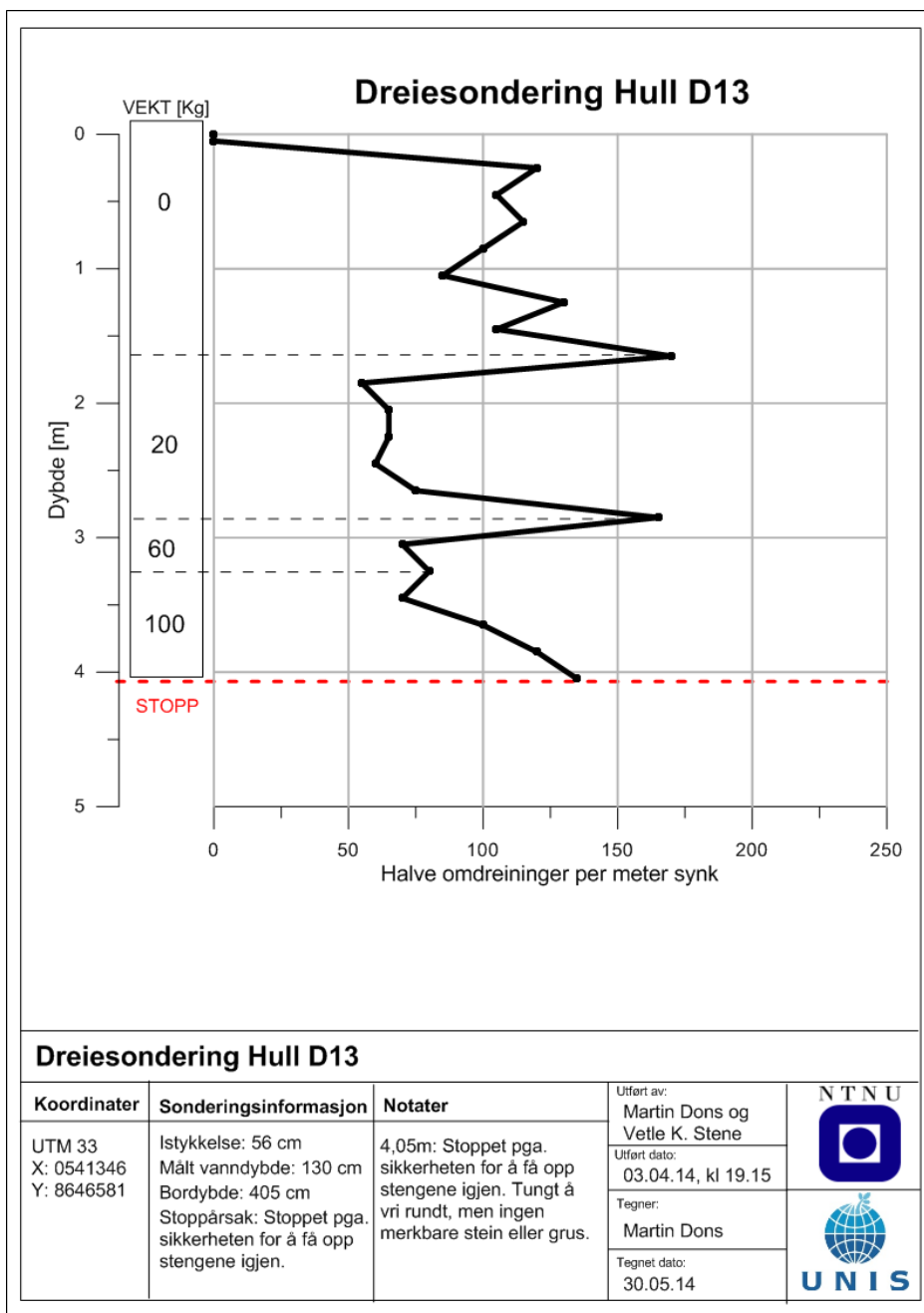


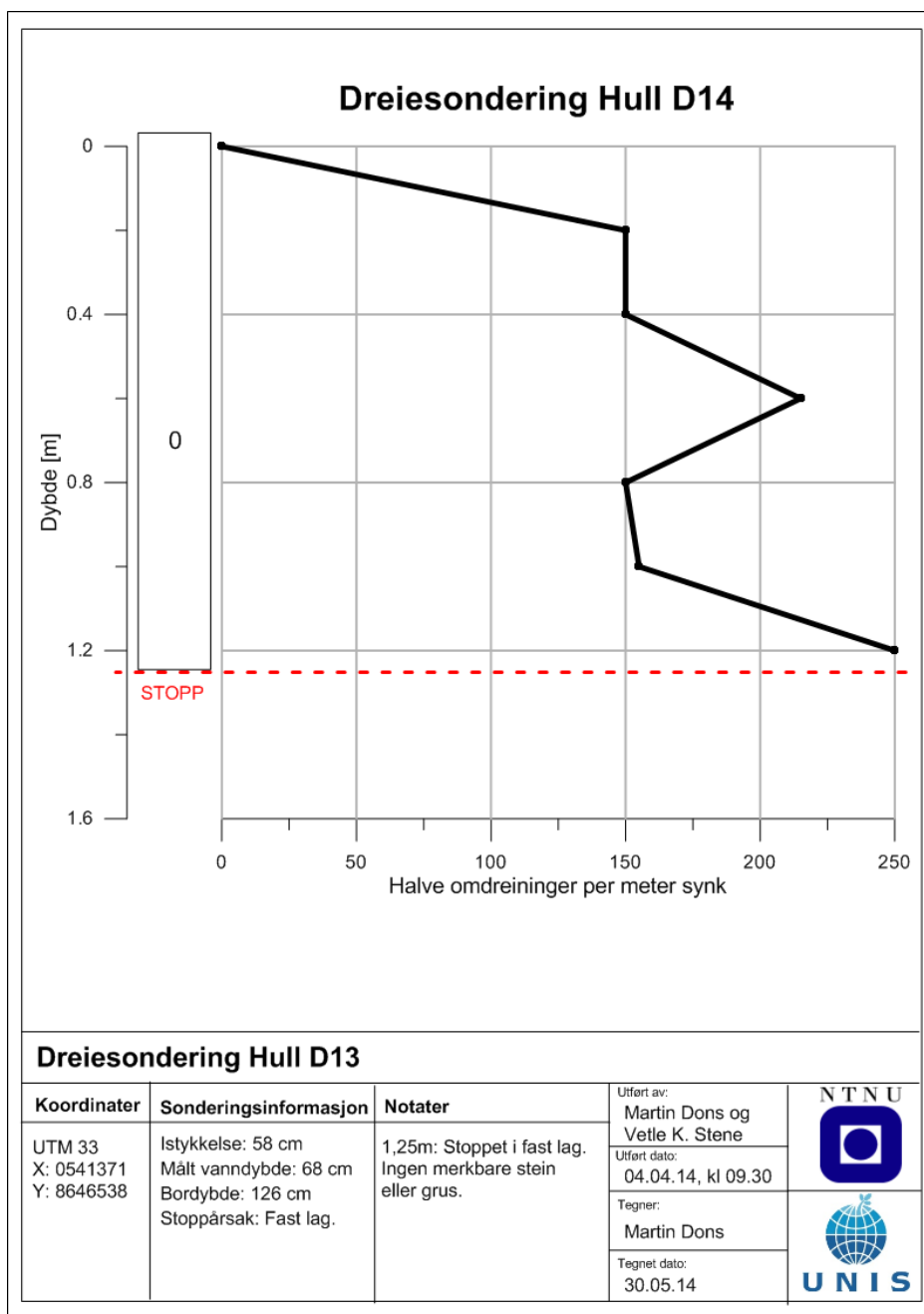






B.3. DREIESONDERINGSRESULTATER ENKELTVIS





Tillegg C

Utførelse av laboratorieforsøk

C.1 Utskyving av prøven og visuell beskrivelse

Prøven åpnes forsiktig og lokkene i begge ender blir tatt av før lengde og vekt blir målt. Prøven blir så skjøvet ut av prøverøret i en jevn bevegelse ved hjelp av en hydraulisk stempelpresse. Det er viktig at dette gjøres med forsiktighet for å unngå forstyrrelser i prøven. Noe sammenpressing av prøven vil alltid oppstå.

En visuell beskrivelse av prøven kan forklare eventuelle avvik i senere undersøkelser. Her ser man etter sprekker, forstyrrelser, lagdeling, biologisk materiale, skjellfraksjoner, lukt og eventuelle større steiner. Er prøven hel og homogen deles forsøkene opp etter en standard inndeling. Er derimot prøven lagdelt eller forstyrret er det viktig å dele prøven slik at forsøkene blir tatt av deler det er mest hensiktsmessig å få testet. Det skal også gjøres en grov klassifisering av prøvematerialet (Vegdirektoratet, 2010).

C.2 Korngradering

Et ca 5 cm langt stykke av prøven ble våtsiktes gjennom sikt med maskevidde $d=0,075\text{mm}$. Tilbakeholdt materiale ble tørket for tørrsiktig gjennom

sikter med maskevidder på 0,5 mm, 0,25 mm, 0,125 mm og 0,075 mm. For hver sikt veies tilbakeholdt materiale og relativ vektmengde av korn plottes mot ekvivalent korndiameter. Materialet med $d < 0,075\text{mm}$ blir tørket, veid og beholdt til hydrometeranalyse (Statens Vegvesen, 2005).

Hydrometeranalyse benyttes for å finne kornfordelingen i finkornet materiale. Metoden er basert på Stokes lov om sedimentering i væske eller gass. Ca 30-50g av materialet med $d < 0,075\text{mm}$ blir løst opp i destillert vann og helt over i en hydrometersylinder. Det finkornete materialet tilsettes dispersjonsmiddel for å hindre flokkulering. Prøven blandes så ut til en liter vann og settes i et vannbad med konstant temperatur. Over tid bestemmes tettheten av vannet med prøvematerialet ved hjelp av et kalibrert hydrometer og fra dette bestemmes sedimenteringshastigheten. Ved hjelp av Stokes lov bestemmes så ekvivalent korndiameter og relativ vektmengde. Forsøket utføres i henhold til NS 8005 (Standard Norge, 1990).

C.3 Densitet

Densiteten til prøven bestemmes både for hele sylinderprøven og for en liten prøve. Hele sylinderprøven gir en gjennomsnittsverdi for densiteten. Etter at prøven er tatt ut, veies sylinderen og gjennomsnittlig densitet og romvekt beregnes. Densiteten for en liten prøve finnes ved at en ring med kjent vekt og volum presses inn i en sylindrisk prøve. Prøven veies og densiteten beregnes. Tørr densitet finnes etter 24 timers tørking i ovn på 105°C . Bestemmelsen er utført i henhold til NS 8011 (Standard Norge, 1982c).

C.4 Vanninnhold

Fra sylinderprøven tas tre prøver for bestemmelse av vanninnhold. Prøvene veies raskt etter utstøting fra sylindere for mest mulig nøyaktig mål av våt masse. Etter tørking i ovn på 110 °C i 24 timer, måles den tørre vekten av prøvene. Differansen mellom våt og tørr vekt gir vekt av vann i prøven og vanninnholdet bestemmes fra ligning C.1 (Standard Norge, 1982d).

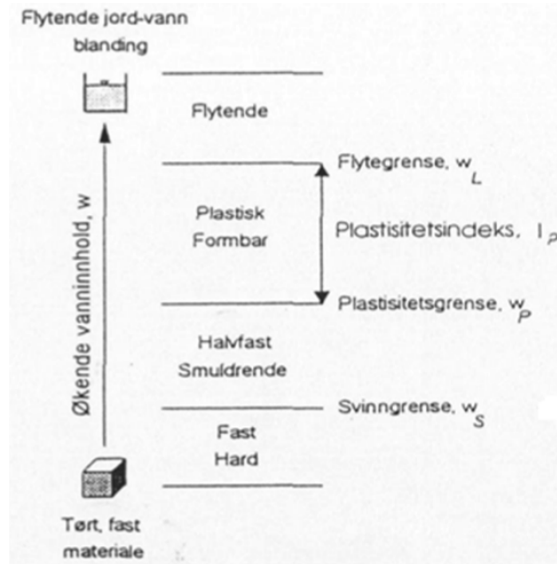
$$w = \frac{m_e - m_s}{m_s} * 100\% \quad (\text{C.1})$$

C.5 Plastisitet

Konsistensen til leire er delt inn i fire faser avhengig av vanninnhold, fast, halvfast, plastisk og flytende. Plastisitetsgrensen, w_p er overgangen mellom halvfast og plastisk fase og flytegrensen, w_l , er overgangen mellom plastisk og flytende fase. Disse grensene finnes for bestemmelse av plastisitetsindeks, I_p , og flyteindeks I_l .

Flytegrensen, w_l , finnes ved hjelp av et Casagrandeapparat. Prøven blandes og tilsettes vann eller tørkes avhengig av vanninnholdet og smøres ut i skålen til apparatet. Med en standardisert skrape lages et v-formet spor i prøven. Skålen dunkes 25 ganger. Flytegrensen er nådd når konsistensen er slik at v-spolet flyter sammen over en lengde på 12,5 mm. Flytegrensen er gitt som vanninnholdet for denne konsistensen (Standard Norge, 1982a).

Plastisitetsgrensen, w_p ved å rulle ut en prøve på ca 20 g til en pølse med diameter på ca. 3,2 mm. Dette gjentas til prøven smuldrer opp når den rulles ut og har en tykkelse på 3,2mm. Plastisitetsgrensen er gitt som vanninnholdet for denne konsistensen (Standard Norge, 1982b).



Figur C.1: Konsistensgrenser med økende vanninnhold. Figur er hentet fra Em-dal (2011).

Plastisitetsindeksen angir størrelsen av det plastiske området i prosent vanninnhold.

$$I_p = w_l - w_p \quad [\%] \quad (\text{C.2})$$

Tabell C.1: Klassifisering av leirtype etter plastisitet (Vegdirektoratet, 2010).

KLASSIFISERING ETTER PLASTISITET		
Leirtype	Plastisitet	I_p [%]
Lite plastisk	Lav plastisitet	<10 s
Middels plastisk	Middels plastisitet	10 - 20
Meget plastisk	Høy plastisitet	>20 s

Flyteindeksen er et mål på hvor nær flytegrensen in situ vanninnhold er. I_l blir regnet ut som vist i ligning C.3.

$$I_l = \frac{w - w_p}{w_l - w_p} \quad (\text{C.3})$$

C.6 Konusforsøk

Konusforsøket benyttes for å bestemme udrenert skjærstyrke i finkornet materiale som leire og fin silt. Det blir benyttet et konusapparat og konuser med forskjellig vekt og vinkler. Konusen stilles i posisjon slik at spissen akkurat berører overflaten til prøven. Konusen løses fra apparatet og vil da trenge inn i prøven. Inntrengingen i mm leses av fra en skala på apparatet. Forsøket blir først utført på et uforstyrret prøvestykke som deretter blir rørt om i en skål for nye målinger. For de uforstyrrede prøvene måles tre inntrenginger før middelveiden av disse bestemmes. For de omrørte prøvene måles to inntrenginger før prøven omrøres for andre gang og to nye inntrenginger måles. Fra dette finnes to middelveider, hvor den laveste brukes til å bestemme skjærstyrken. Skjærstyrken leses av fra en kalibrert tabell for den aktuelle konusvekten (Standard Norge, 1988a).

Fra udrenert skjærstyrke, S_u , og omrørt skjærstyrke, S_r , finnes sensitiviteten, S_t som vist i ligning C.4.

$$S_t = \frac{S_u}{S_r} \quad (\text{C.4})$$

C.7 Enaksiell trykkprøving

Ved enaksial trykkprøving blir en sylindrisk prøve utsatt for trykk til brudd oppstår. Påført aksiallast og prøveareal gir spenningen i prøven ved aktuell deformasjon. Tøyningshastigheten holdes konstant under testing, vanligvis mellom 3,5 og 4,5 % per time. Det er antatt at denne hastigheten er høy

nok til å hindre at vann går ut av prøven. I hver ende av prøven legges aluminiumsfolie for å hindre friksjon mellom prøve og apparatur.

Under testing blir last- og deformasjonsverdier registrert og tegnet i en kurve. Testen stoppes når trykklasten begynner å falle. Last-deformasjonskurven tolkes direkte ved bruk av et standardisert diagram som legges over kurven. Ut ifra dette finnes bruddlast, P_f , og tilhørende bruddeformasjon, δ_f . Til slutt finnes skjærstyrken ved formel C.5 der ϵ_f er bruddtøyning og A_0 er prøvearealet ved start av forsøket (Standard Norge, 1988b).

$$S_u = \frac{P_f(1 - \epsilon_f)}{2A_0} \quad [kPa] \quad (C.5)$$

C.8 Korndensitet

For å bestemme prøvens korndensitet, ρ_s , benyttes det et pyknometer med kjent masse og volum. Vekten av pyknometer fylt med destillert og luftfritt vann veies før forsøket starter. Deler av prøven has i pyknometeret og destillert vann tilsettes forsiktig. Pyknometeret plasseres i en vakuumeleksikator for evakuering av luft i prøven. Fullt pyknometer veies og helles så over i en skål for tørking, slik at tørr densitet kan bestemmes. Korndensiteten beregnes så ut fra forskjellen i vekt av pyknometer med og uten prøvemateriale.

C.9 Porøsitet, Poretall og Metningsgrad

Porøsiteten, n , angir hvor stor del av totalvolumet som er porer. For å beregne n brukes resultatene funnet fra pyknometerforsøk og fra densitetsforsøket utført på liten prøve med volum, $34,4 \text{ cm}^3$. Porevolumet bestemmes ved masse/volum-betraktning av den lille prøven. Massen av $34,4 \text{ cm}^3$

fast stoff, $m_{faststoff}$, beregnes fra korndensitet, ρ_s . Den faktiske massen, $m_{porer+faststoff}$, beregnes fra tørr densitet, ρ_{torr} . Porevolumet bestemmes ut fra formel C.6.

$$V_p = \frac{m_{porer+faststoff} - m_{faststoff}}{\rho_s} \quad (C.6)$$

Porøsiteten bestemmes fra formel C.7.

$$n = \frac{V_p}{V} \quad [\%] \quad (C.7)$$

Poretallet e angir forholdet mellom porevolum og volum av fast stoff.

$$e = \frac{V_p}{V_s} = \frac{n}{1 - n} \quad (C.8)$$

Metningsgraden, S_r , angir i hvor stor grad porene er fylt med vann.

$$S_r = \frac{V_w}{V_p} = \frac{n}{1 - n} \quad (C.9)$$

C.10 Saltinnhold

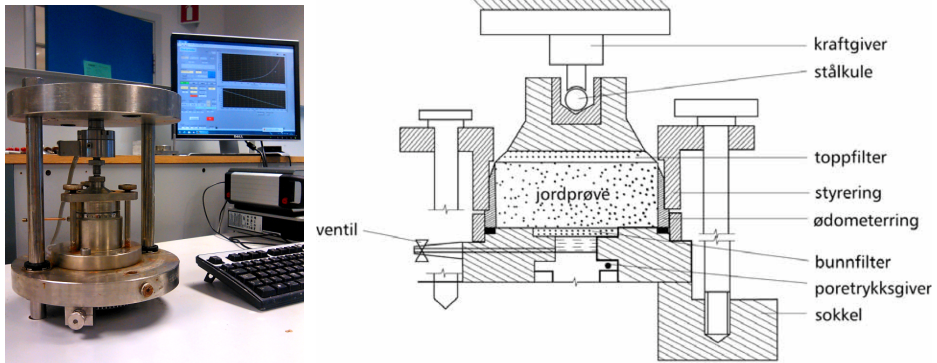
Bestemmelse av saltinnhold utføres ved å blåse porevann ut av en liten prøve ved hjelp av trykkluft. Ved å måle den elektriske konduktiviteten i porevannet kan innhold av saltioner, Na^+ og Cl^- , bestemmes.

C.11 Ødometerforsøk

Ødometerforsøk utføres for å bestemme jordas deformasjonsegenskaper. Forsøket gir en forenklet versjon av virkeligheten med en endimensjonal

deformasjonstilstand. Dette er godt tilpasset de vanligste beregningsmodeller for setninger.

Alle ødomterforsøkene ble utført som kontinuerlige ødometerforsøk, CRS-forsøk (Constant Rate of Strain). Prøven belastes med konstant deformasjonshastighet. Jordprøven skjæres inn i en ødometering ved høyde 20mm og prøveareal på 20 cm². Prøven plasseres som vist i figur C.2. Toppfilteret gir ensidig drenasje og bunnfilteret gir muligheter for måling av poretrykk. Pålasting skjer ved at sokkelen presses oppover mot kraftgiveren. Via en datamaskin blir vertikallast, poretrykk og deformasjon registrert mot tid (Vegdirektoratet, 2010).



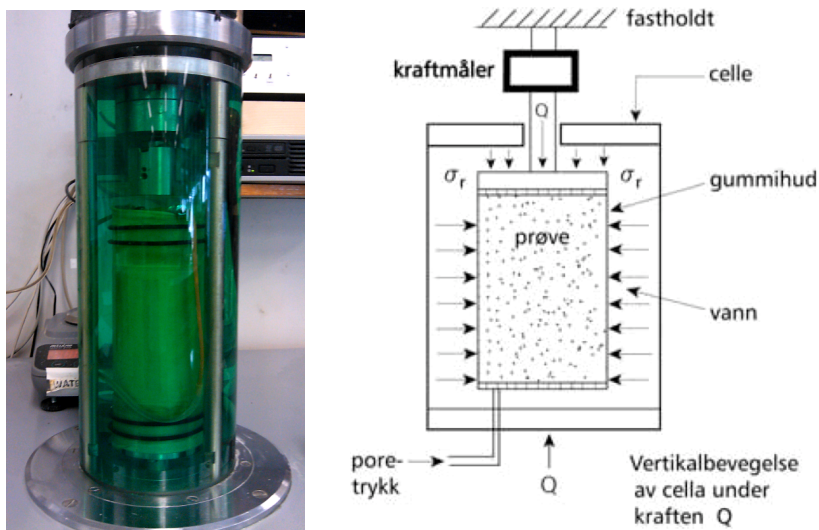
Figur C.2: Oppsett av ødometerforsøk. Til venstre: Ødometerapparat og datalogger. Til høyre: Prinsippkisse av ødometerforsøk.

C.12 Treksialforsøk

Treksialforsøk utføres for å bestemme spennings- og tøyingsutviklingen, samt skjærstyrken til et materiale. Målet er å oppnå en tredimensjonal spenningsstilstand lik den jorda virkelig opplever. Ved å måle spenninger og deformasjoner kan skjærstyrkeparametere og poretrykkparametere finnes.

Forsøket gjennomføres ved at jordprøven med høyde 100 mm og 54 cm^2 bygges inn i en gummimembran og plasseres i en trykkcelle. Oppsettet er vist i figur C.3. Cellen fylles med vann og væsketrykket kontrolleres. Poretrykk, vertikal kraft og vertikal deformasjon måles under hele forsøket.

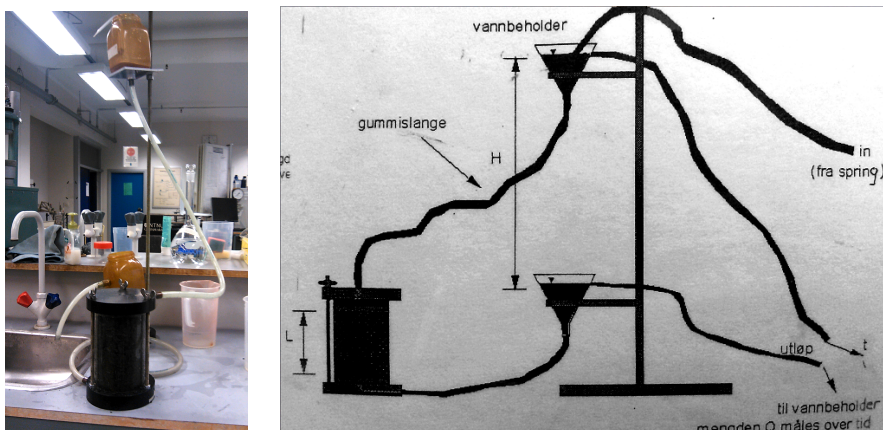
Forsøket består av to faser. Første fase er konsolideringen som kan skje isotropt eller anisotropt. Når avgitt vann fra prøven er tilnærmet lik null, er konsolideringsfasen over. Hensikten med konsolideringen er å oppnå in situ spenningstilstand. Volumet av utpresset porevann er også et mål på graden av prøveforstyrrelse. Under skjærforsøket belastes prøven med konstant deformasjonshastighet til en gitt tøyning. Det ble utført to anisotrope udrenerte forsøk og tre anisotrope drenerte forsøk (Statens Vegvesen, 2005).



Figur C.3: Oppsett av Treksialforsøk. Til venstre: Treksialapparat. Til høyre: Prinsippkisse av Treksialforsøk.

C.13 Permeabilitet av fyllingsmateriale

En plexiglassylinder fylles med materiale og mettes med vann. Gjennomstrømningen måles for en bestemt gradient og konstant vannføring. Dette ble gjort for to innbygginger av materialet. For hver av de to prøvene ble det gjort tre målinger. Prøvene ble pakket sammen av et vilkårlig utvalg av store og små fraksjoner av materialet. Oppsett av forsøket er vist i C.4.



Figur C.4: Til venstre: Oppsett av permeabilitetsforsøk. Til høyre: Prinsippskisse av permeabilitetsforsøk.

Tillegg D

Laboratorieresultater

D.1 Rutineresultater enkeltvis

D.1. RUTINERESULTATER ENKELTVIS

Rutineundersøkelser						
Prosjekt:	Svea	Densitet liten prøve				
Borsted:	Svea		Ring	Skål		
Dato prøvetaking:	04.04.14	Ring/skål nr	2	231		
Dato prøveåpning:	06.05.14	Total masse våt	122,9	122,9		
		Masse tørr (skål + prøve)	-	76,8		
Hull nr:	15	Masse ring/skål	34,45	27,06		
Prøve nr:	650	Masse våt prøve	61,39	-		
Dybde:	0-0,7 m	Masse tørr prøve	-	49,74		
		Volum	34,4	- cm ³		
Lengde av prøve	55,7 cm	Densitet p	1,78	- g/cm ³		
Volum av prøve	1292,24 cm	Tyngdetetthet	17,5	- kN/m ³		
Masse av sylinder m/prøve	4033,5 g					
Masse tom sylinder	1789,3 g					
Masse av prøve	2244,2 g	Konusforsøk				
Midlere densitet	1,74 g/cm ³	Prøve	Su [kPa]	Sr [kPa]	St	
Tyngdetetthet	17,0 kN/m ³		1	24	2,1	11,4
		Enaksforsøk				
Pyknometer		Areal av prøve	169,6			
Densitet vann	0,997 g/cm ³	Bruddtøyning ea [%]	3			
Masse pyknometer + vann:	148,73 g	Nepressingskraft	9			
Masse pyknometer + prøve + vann:	162,85 g	Su [kPa]	25,7			
Total masse tørr:	235,36 g					
Masse skål	213,05 g	Snittdensitet	17,3 kN/m ³			
Masse tørr	22,31 g					
Korndensitet	2,72 g/cm ³					
Rutineparametre						
Wl	%					
Wp	%					
Plastisitetsindeks Ip=Wl-Wp	%					
Flydeindeks Il=(W-Wp)/(Wl-Wp)	%					
Proøsitet n	46,76 %					
Poretall e	0,88					
Metningsgrad Sr	72,4					
Saltinnhold	16 g/l					
Vanninnhold		Prøve 1	Prøve 2	Prøve 3	Snitt	
Skål nr		161	160	157		
Total masse våt [g]		63,38	81,56	97,27		
Total masse tørr [g]		53,01	66,27	78,46		
Masse vann [g]		10,37	15,29	18,81		
Masse skål [g]		18,43	19,35	18,1		
Masse tørr prøve [g]		34,58	46,92	60,36		
Vanninnhold, w [%]		30,0	32,6	31,2	31,2	

Figur D.1: Rutineundersøkelser Prøve 1.

TILLEGG D. LABORATORIERESULTATER

Rutineundersøkelser			
Prosjekt:	Svea	Densitet liten prøve	
Borsted:	Svea	Ring	Skål
Dato prøvetaking:	04.04.14	Ring/skål nr	2 46
Dato prøveåpning:	08.05.14	Total masse våt	122,11 122,11
Hull nr:	15	Masse tørr (skål + prøve)	- 76,1
Prøve nr:	303	Masse ring/skål	31,4 23,35
Dybde:	0,9-1,4 m	Masse våt prøve	67,36 -
Lengde av prøve	53 cm	Masse tørr prøve	- 52,75
Volum av prøve	1229,6 cm	Volum	34,4 - cm ³
Masse av sylinder m/prøve	4429,1 g	Densitet p	1,96 - g/cm ³
Masse tom sylinder	1805,9 g	Tyngdetetthet	19,2 - kN/m ³
Masse av prøve	2623,2 g	Konusforsøk	
Midlere densitet	2,13 g/cm ³	Prøve	Su [kPa] Sr [kPa] St
Tyngdetetthet	20,9 kN/m ³		1 38,7 1,1 35
Pyknometer		Enaksforsøk	
Densitet vann	0,997 g/cm ³	Areal av prøve	169,6
Masse pyknometer + vann:	148,73 g	Bruddtøyning ea [%]	
Masse pyknometer + prøve + vann:	162,85 g	Nepressingskraft	
Total masse tørr:	235,36 g	Su [kPa]	0
Masse skål	213,05 g	Snittdensitet	20,1 kN/m ³
Masse tørr	22,31 g		
Korndensitet	2,72 g/cm ³		
Rutineparametre			
Wl	25,6 %		
Wp	20,6 %		
Plastisitetsindeks Ip=Wl-Wp	5 %		
Flydeindeks Il=(W-Wp)/(Wl-Wp)	1,5 %		
Proøsitet n	43,54 %		
Poretall e	0,77		
Metningsgrad Sr	97,5 %		
Saltinnhold	14,5 g/l		
Vanninnhold	Prøve 1	Prøve 2	Prøve 3 Snitt
Skål nr	244	226	205
Total masse våt [g]	77,49	99,35	98,91
Total masse tørr [g]	67,5	82,97	81,97
Masse vann [g]	9,99	16,38	16,94
Masse skål [g]	27,31	27,17	24,72
Masse tørr prøve [g]	40,19	55,8	57,25
Vanninnhold, w [%]	24,9	29,4	29,6 27,9

Figur D.2: Rutineundersøkelser Prøve 2.

D.1. RUTINERESULTATER ENKELTVIS

Rutineundersøkelser					
Prosjekt:	Svea	Densitet liten prøve			
Borsted:	Svea	Ring	Skål		
Dato prøvetaking:	02.04.14	Ring/skål nr	2	46	
Dato prøveåpning:	09.05.14	Total masse våt	120,61	120,61	
Hull nr:	15	Masse tørr (skål + prøve)	-	73,7	
Prøve nr:	258	Masse ring/skål	31,15	23,35	
Dybde:	1,9-2,6 m	Masse våt prøve	66,11	-	
Lengde av prøve	74,5 cm	Masse tørr prøve	-	50,35	
Volum av prøve	1728,4 cm	Volum	34,4	- cm ³	
Masse av sylinder m/prøve	5129,6 g	Densitet p	1,92	- g/cm ³	
Masse tom sylinder	1766,6 g	Tyngdetetthet	18,9	- kN/m ³	
Masse av prøve	3363	Konusforsøk			
Midlere densitet	1,95 g/cm ³	Prøve	Su [kPa]	Sr [kPa]	St
Tyngdetetthet	19,1 kN/m ³	1 (Leirelag)	10	3,7	2,7
Pyknometer		2 (sandlag)	35	1	35
Densitet vann	0,997 g/cm ³	Enaksforsøk			
Masse pyknometer + vann:	148,77 g	1	1	2	
Masse pyknometer + prøve + vann:	157,66 g	Areal av prøve	169,6	169,6	
Total masse tørr:	122,22 g	Bruddtøyning ea [%]	4	6	
Masse skål	108,25 g	Nepressingskraft			
Masse tørr	13,97 g	7	10		
Korndensitet	2,74175 g/cm ³	Su [kPa]	19,8	27,7	
Rutineparametre		Snittdensitet	19,0 kN/m³		
Wl	%				
Wp	%				
Plastisitetsindeks Ip=Wl-Wp	%				
Flydeindeks I=(W-Wp)/(Wl-Wp)	%				
Prøsitet n	46,62 %				
Poretall e	0,87				
Metningsgrad Sr	98,3 %				
Saltinnhold	16,5 g/l				
Vanninnhold		Prøve 1	Prøve 2	Prøve 3	Snitt
Skål nr		160	226	249	
Total masse våt [g]		100,62	90,07	85,07	
Total masse tørr [g]		81,34	74,81	71,13	
Masse vann [g]		19,28	15,26	13,94	
Masse skål [g]		19,35	27,17	26,69	
Masse tørr prøve [g]		61,99	47,64	44,44	
Vanninnhold, w [%]		31,1	32,0	31,4	31,5

Figur D.3: Rutineundersøkelser Prøve 3.

TILLEGG D. LABORATORIERESULTATER

Rutineundersøkelser			
Prosjekt:	Svea	Densitet liten prøve	
Borsted:	Svea	Ring	Skål
Dato prøvetaking:	04.04.14	Ring/skål nr	2 150
Dato prøveåpning:	06.05.14	Total masse våt	114,58 114,58
Hull nr:	15	Masse tørr (skål + prøve)	- 68,02
Prøve nr:	155	Masse ring/skål	31,12 19,67
Dybde:	3-3,8 m	Masse våt prøve	63,79 -
Lengde av prøve	74 cm	Masse tørr prøve	- 48,35
Volum av prøve	1716,8 cm	Volum	34,4 - cm ³
Masse av sylinder m/prøve	4737,3 g	Densitet p	1,85 - g/cm ³
Masse tom sylinder	1535 g	Tyngdetetthet	18,2 - kN/m ³
Masse av prøve	3202,3 g	Konusforsøk	
Midlere densitet	1,87 g/cm ³	Prøve	Su [kPa] Sr [kPa] St
Tyngdetetthet	18,3 kN/m³		1 24 1 24
Pyknometer			2 30 1,1 27,3
Densitet vann	0,997 g/cm ³	Enaksforsøk	
Masse pyknometer + vann:	150,62 g	Areal av prøve	169,6
Masse pyknometer + prøve + vann:	158,05 g	Bruddtøyning ea [%]	6
Total masse tørr:	314,54 g	Nepressingskraft	12
Masse skål	302,81 g	Su [kPa]	33
Masse tørr	11,73 g	Snittdensitet	
Korndensitet	2,72 g/cm ³	18,2 kN/m³	
Rutineparametre			
Wl	%		
Wp	%		
Plastisitetsindeks Ip=Wl-Wp	%		
Flydeindeks Il=(W-Wp)/(Wl-Wp)	%		
Proøisitet n	48,32 %		
Poretall e	0,94		
Metningsgrad Sr	92,9 %		
Saltinnhold	14,5 g/l		
Vanninnhold			
	Prøve 1	Prøve 2	Prøve 3 Snitt
Skål nr	244	168	157
Total masse våt [g]	93,19	126,22	87,88
Total masse tørr [g]	77,59	99,98	70,67
Masse vann [g]	17,21	26,24	15,6
Masse skål [g]	27,24	19,49	18,1
Masse tørr prøve [g]	52,57	80,49	50,35
Vanninnhold, w [%]	32,7	32,6	31,0 32,1

Figur D.4: Rutineundersøkelser Prøve 4.

D.1. RUTINERESULTATER ENKELTVIS

Rutineundersøkelser					
Prosjekt:	Svea	Densitet liten prøve			
Borsted:	Svea	Ring	Skål		
Dato prøvetaking:	04.04.14	Ring/skål nr	2	46	
Dato prøveåpning:	06.05.14	Total masse våt	88,39	88,39	
<hr/>					
Hull nr:	15	Masse tørr (skål + prøve)	-	71,7	
Prøve nr:	35	Masse ring/skål	0	23,35	
Dybde:	4,0-4,8 m	Masse våt prøve	65,04	-	
<hr/>					
Lengde av prøve	77,5 cm	Masse tørr prøve	-	48,35	
Volum av prøve	1798 cm	Volum	34,4	- cm ³	
Masse av sylinder m/prøve	5201,7 g	Densitet p	1,89	- g/cm ³	
Masse tom sylinder	1568,1 g	Tyngdetetthet	18,5	- kN/m ³	
Masse av prøve	3633,6	<hr/>			
Midlere densitet	2,02 g/cm ³	Konusforsøk			
Tyngdetetthet	19,8 kN/m³	Prøve	Su [kPa]	Sr [kPa]	St
<hr/>					
Pyknometer		1	26,5	1	26,5
Densitet vann	0,997 g/cm ³	2	30,2	0,7	43,1
Masse pyknometer + vann:	148,08 g	<hr/>			
Masse pyknometer + prøve + vann:	154,48 g	Enaksforsøk			
Total masse tørr:	313,02 g	Areal av prøve	169,6		
Masse skål	302,81 g	Bruddtøyning ea [%]	4		
Masse tørr	10,21 g	<hr/>			
Korndensitet	2,67 g/cm ³	Nepressingskraft	6		
<hr/>					
Rutineparametre		Su [kPa]	16,98		
Wl	%	<hr/>			
Wp	%	Snittdensitet 19,2 kN/m³			
Plastisitetsindeks Ip=Wl-Wp	%	<hr/>			
Flydeindeks Il=(W-Wp)/(Wl-Wp)	%	<hr/>			
Prøsitet n	47,39 %	<hr/>			
Poretall e	0,90	<hr/>			
Metningsgrad Sr	102,4 %	<hr/>			
Saltinnhold	16 g/l	<hr/>			
<hr/>					
Vanninnhold	Prøve 1	Prøve 2	Prøve 3	Snitt	
Skål nr	160	249	226		
Total masse våt [g]	97,53	135,97	103,66		
Total masse tørr [g]	81,2	108,13	87,54		
Masse vann [g]	16,33	27,84	16,12		
Masse skål [g]	19,35	26,69	27,17		
Masse tørr prøve [g]	61,85	81,44	60,37		
Vanninnhold, w [%]	26,4	34,2	26,7	29,09642235	

Figur D.5: Rutineundersøkelser Prøve 5.

TILLEGG D. LABORATORIERESULTATER

Rutineundersøkelser			
Prosjekt:	Svea		Densitet liten prøve
Borsted:	Svea		Ring Skål
Dato prøvetaking:	04.04.14		Ring/skål nr 2 237
Dato prøveåpning:	06.05.14		Total masse våt 124,11 124,11
			Masse tørr (skål + prøve) - 77,12
Hull nr:	15		Masse ring/skål 31,68 26,69
Prøve nr:	32		Masse våt prøve 65,74 -
Dybde:	5-5,8 m		Masse tørr prøve - 50,43
			Volum 34,4 - cm ³
Lengde av prøve	71,5 cm		Densitet p 1,91 - g/cm ³
Volum av prøve	1658,8 cm		Tyngdetetthet 18,7 - kN/m ³
Masse av sylinder m/prøve	4884,9 g		
Masse tom sylinder	1817,6 g		Konusforsøk
Masse av prøve	3067,3 g		Prøve Su [kPa] Sr [kPa] St
Midlere densitet	1,85 g/cm ³		1 30,4 1,2 25,3
Tyngdetetthet	18,1 kN/m³		
			Enaksforsøk
Pyknometer			Areal av prøve 169,6
Densitet vann	0,997 g/cm ³		Bruddtøyning ea [%] 8
Masse pyknometer + vann:	150,77 g		
Masse pyknometer + prøve + vann:	156,53 g		Nepressingskraft 6
Total masse tørr:	120 g		Su [kPa] 16,3
Masse skål	110,88 g		
Masse tørr	9,12 g		Snittedensitet 18,4
Korndensitet	2,71 g/cm ³		
Rutineparametre			
Wl			%
Wp			%
Plastisitetindeks Ip=Wl-Wp			%
Flydeindeks Il=(W-Wp)/(Wl-Wp)			%
Prøsitet n	45,83		%
Poretall e	0,85		
Metningsgrad Sr	97,1		%
Saltinnhold	16		g/l
Vanninnhold	Prøve 1	Prøve 2	Prøve 3 Snitt
Skål nr	219	55	241
Total masse våt [g]	121,57	105,33	126,44
Total masse tørr [g]	99,04	85,45	100,68
Masse vann [g]	22,53	19,88	25,76
Masse skål [g]	23,88	24,33	24,06
Masse tørr prøve [g]	75,16	61,12	76,62
Vanninnhold, w [%]	30,0	32,5	33,6 32,0

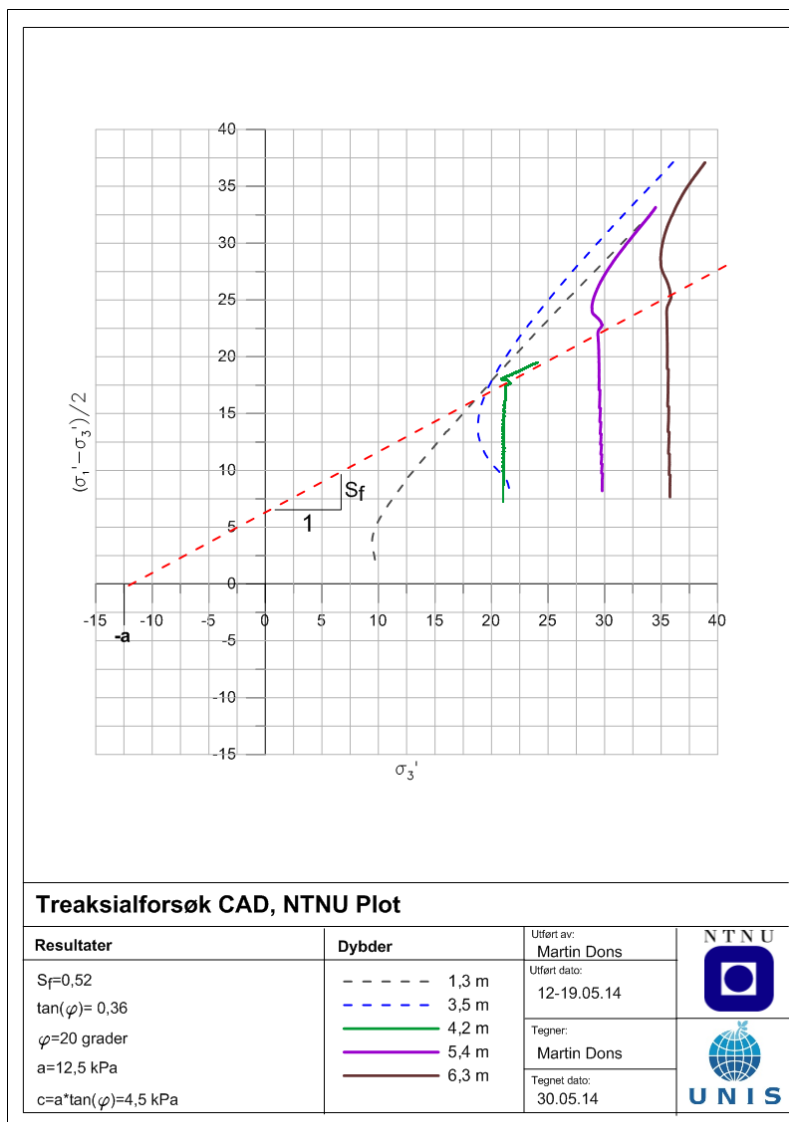
Figur D.6: Rutineundersøkelser Prøve 6.

D.1. RUTINERESULTATER ENKELTVIS

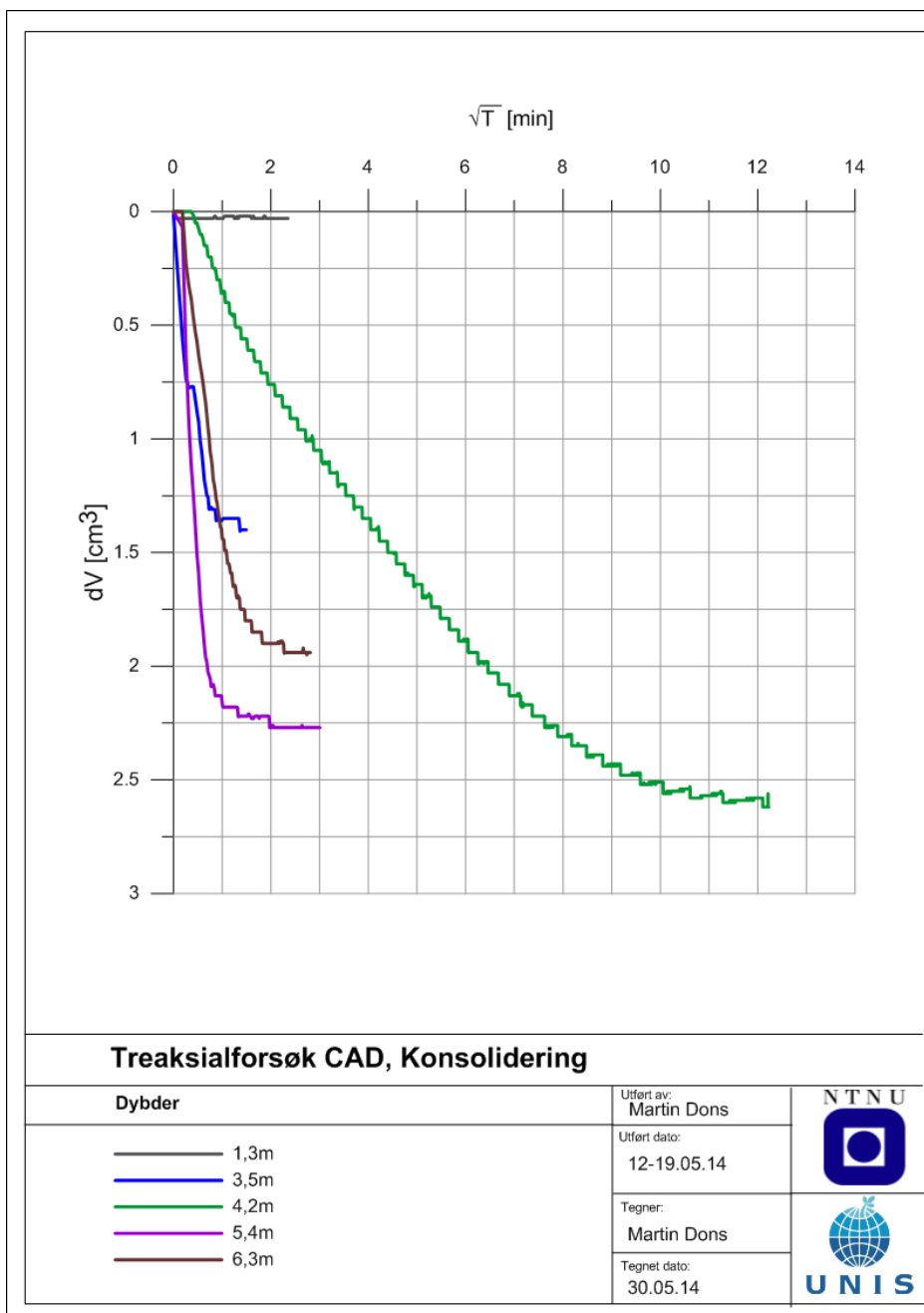
Rutineundersøkelser				
Prosjekt:	Svea		Densitet liten prøve	
Borsted:	Svea		Ring	Skål
Dato prøvetaking:	04.04.14		Ring/skål nr	2 66
Dato prøveåpning:	06.05.14		Total masse våt	117,15 117,15
Hull nr:	15		Masse tørr (skål + prøve)	- 70,33
Prøve nr:	31		Masse ring/skål	31,37 22,7
Dybde:	5,9-6,7	m	Masse våt prøve	63,08 -
Lengde av prøve	53	cm	Masse tørr prøve	- 47,63
Volum av prøve	1229,6	cm	Volum	34,4 - cm ³
Masse av sylinder m/prøve	3947,5	g	Densitet p	1,83 - g/cm ³
Masse tom sylinder	1545	g	Tyngdetetthet	18,0 - kN/m ³
Masse av prøve	2402,5	g		
Midlere densitet	1,95	g/cm ³	Konusforsøk	
Tyngdetetthet	19,2	kN/m³	Prøve	Su [kPa] Sr [kPa] St
				1 38 1,3 29,2
Pyknometer			Enaksforsøk	
Densitet vann	0,997	g/cm ³	Areal av prøve	169,6
Masse pyknometer + vann:	148,5	g	Bruddtøyning ea [%]	6
Masse pyknometer + prøve + vann:	153,86	g	Nepressingskraft	7
Total masse tørr:	311,25	g	Su [kPa]	19,4
Masse skål	302,81	g		
Masse tørr	8,44	g	Snittdensitet	18,6
Korndensitet	2,73	g/cm ³		
Rutineparametre				
Wl		%		
Wp		%		
Plastisitetsindeks Ip=Wl-Wp		%		
Flydeindeks Il=(W-Wp)/(Wl-Wp)		%		
Prøpsitet n	49,32	%		
Poretall e	0,97			
Metningsgrad Sr	91,1	%		
Saltinnhold	18	g/l		
Vanninnhold	Prøve 1	Prøve 2	Prøve 3	Snitt
Skål nr	160	212	249	
Total masse våt [g]	110,81	125,3	100,41	
Total masse tørr [g]	87,41	103,32	85,91	
Masse vann [g]	23,4	21,98	14,5	
Masse skål [g]	19,35	25,94	26,69	
Masse tørr prøve [g]	68,06	77,38	59,22	
Vanninnhold, w [%]	34,4	28,4	24,5	29,1

Figur D.7: Rutineundersøkelser Prøve 7.

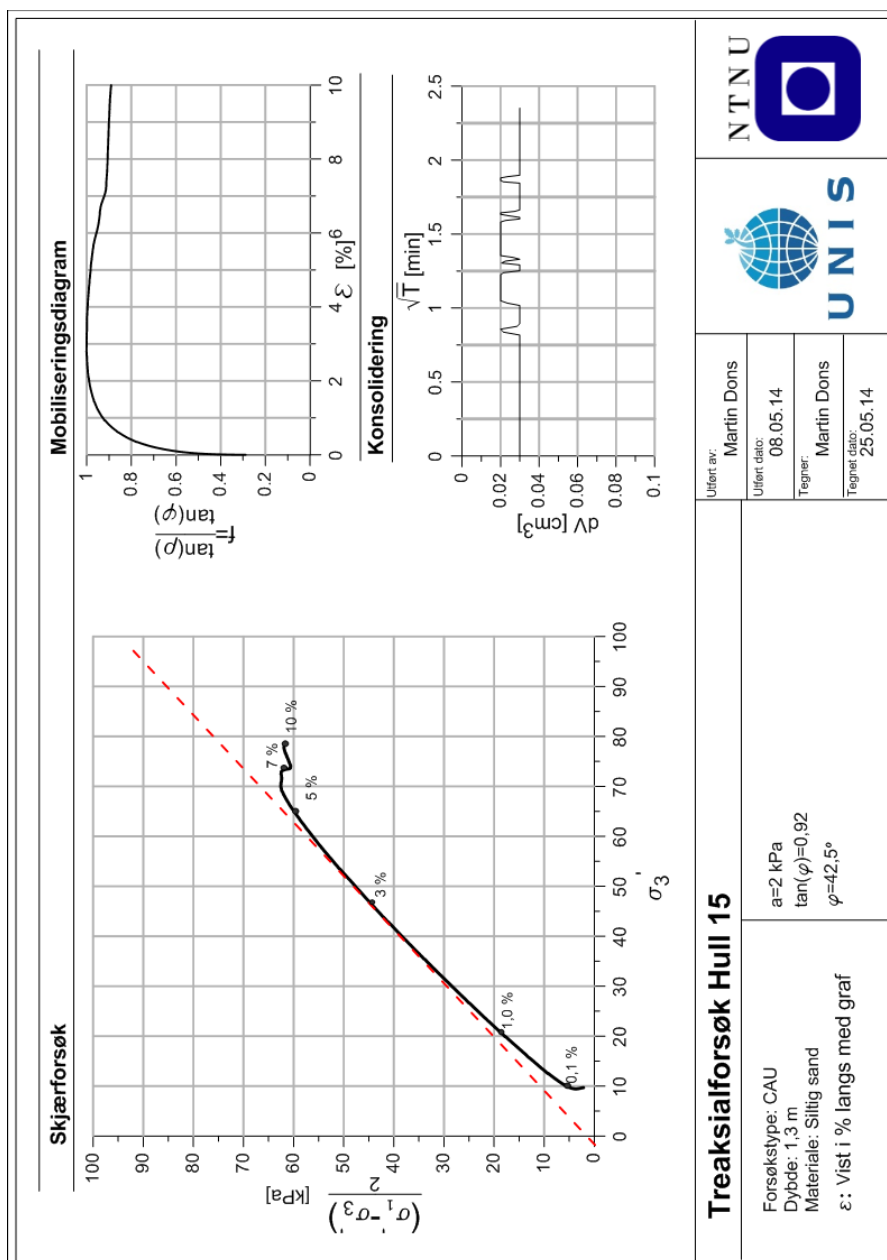
D.2 Treaksialresultater



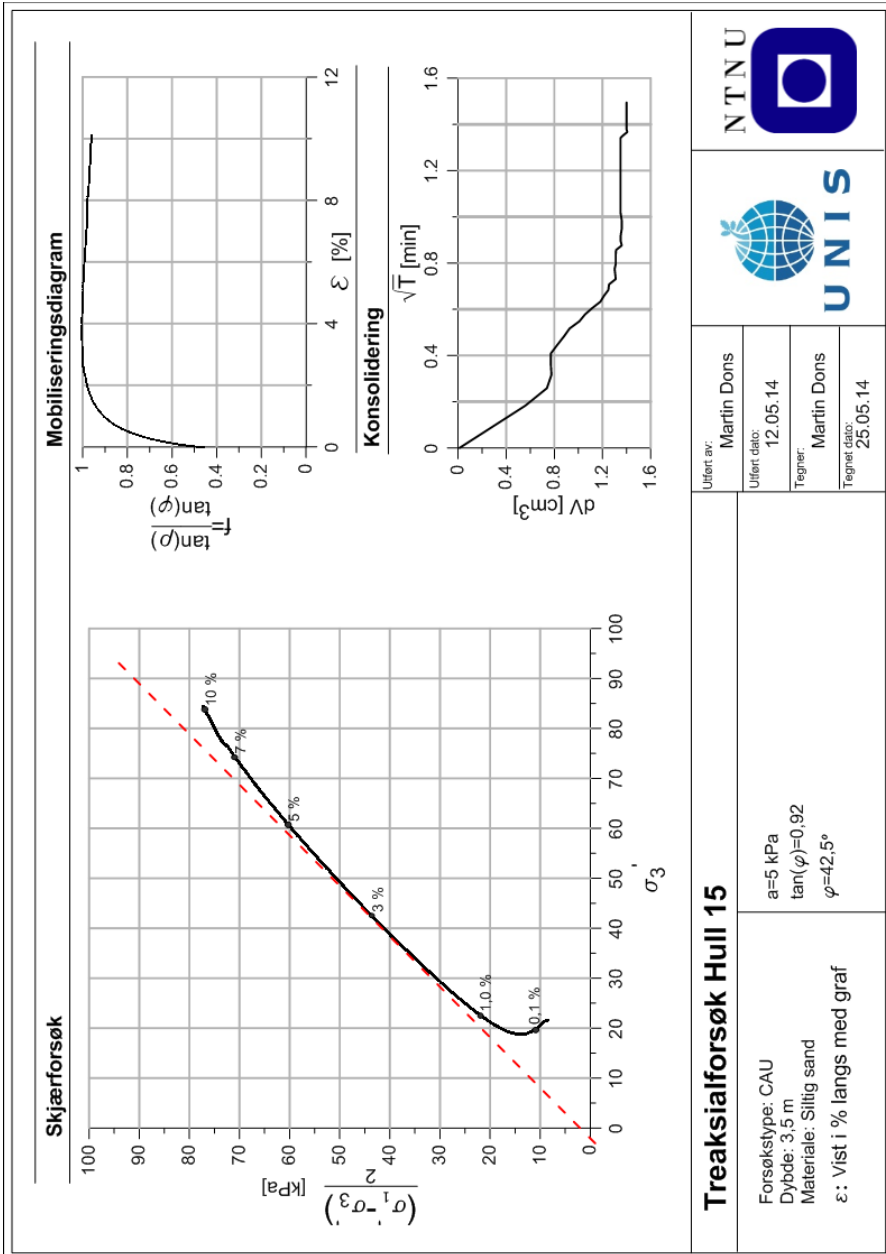
Figur D.8: Treaksialforsøk i NTNU plot for bestemmelse av styrkeparametre.



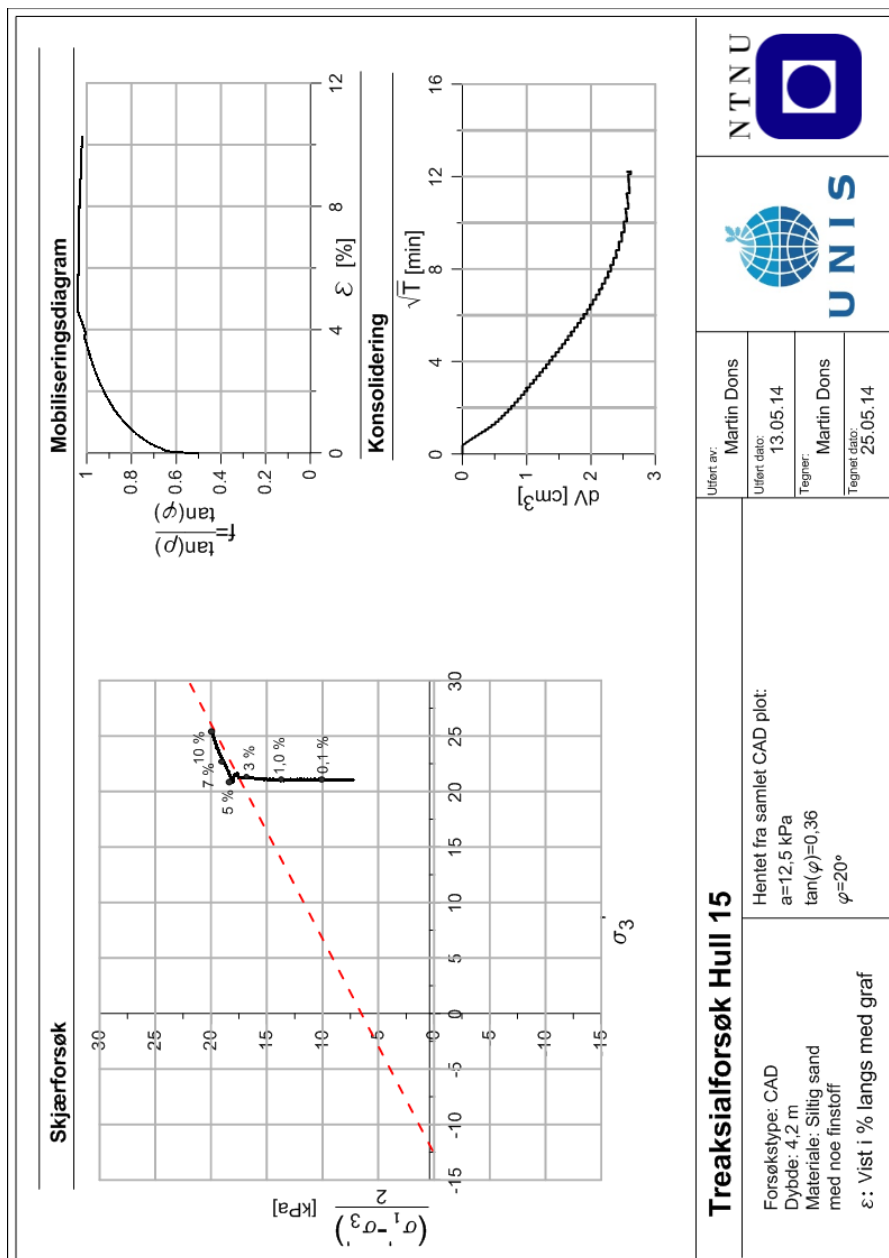
Figur D.9: Samlet plot fra konsolideringsfasene.



Figur D.10: Treaxialforsøk CAU dybde 1,3 m.



Figur D.11: Treaksialforsøk CAU dybde 3,5 m.



Treaksialforsøk Hull 15

Forsøksstype: CAD
 Dybde: 4.2 m
 Materiale: Siltig sand med noe finstoff
 ε: Vist i % langs med graf

Henret fra samlet CAD plot:
 a=12,5 kPa
 tan(φ)=0,36
 φ=20°

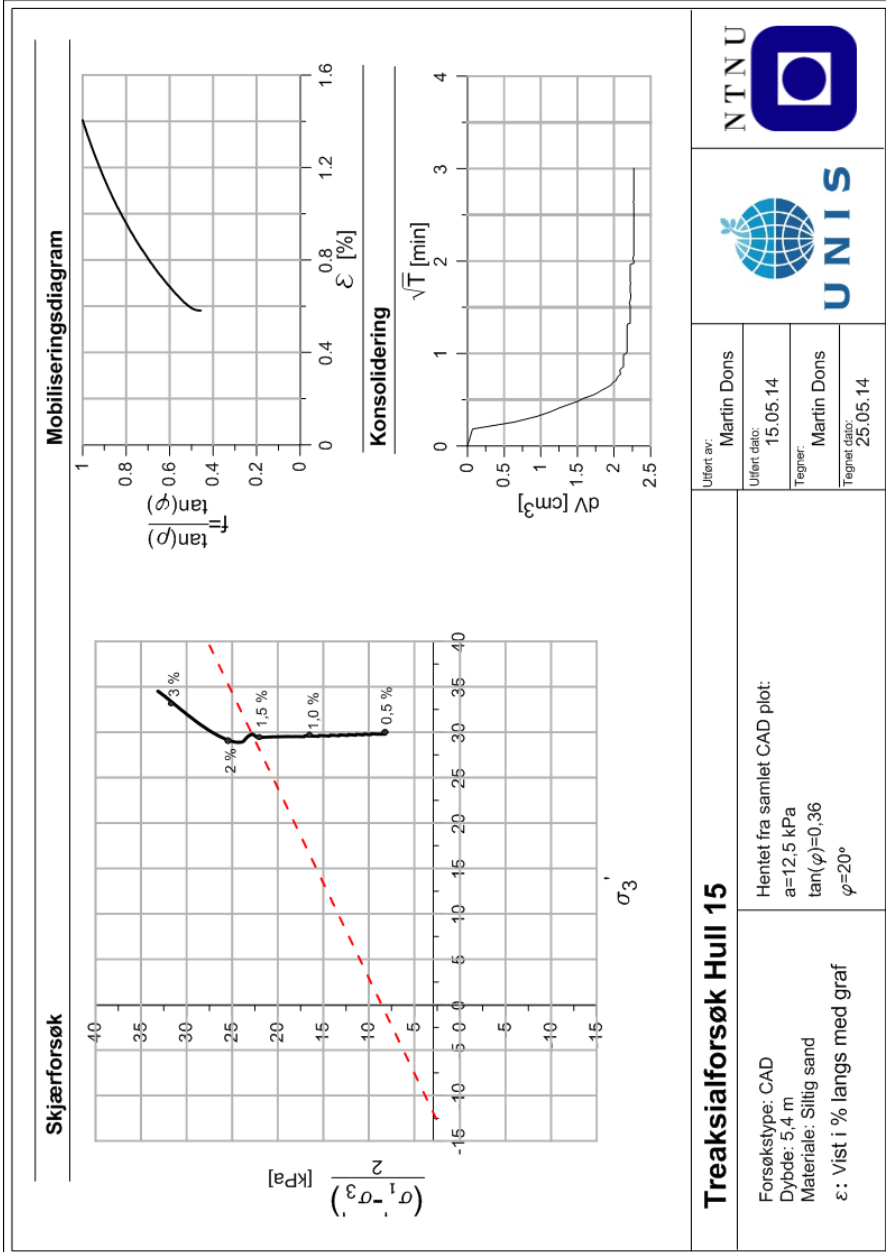
Utført av: Martin Dons

Utført dato: 13.05.14

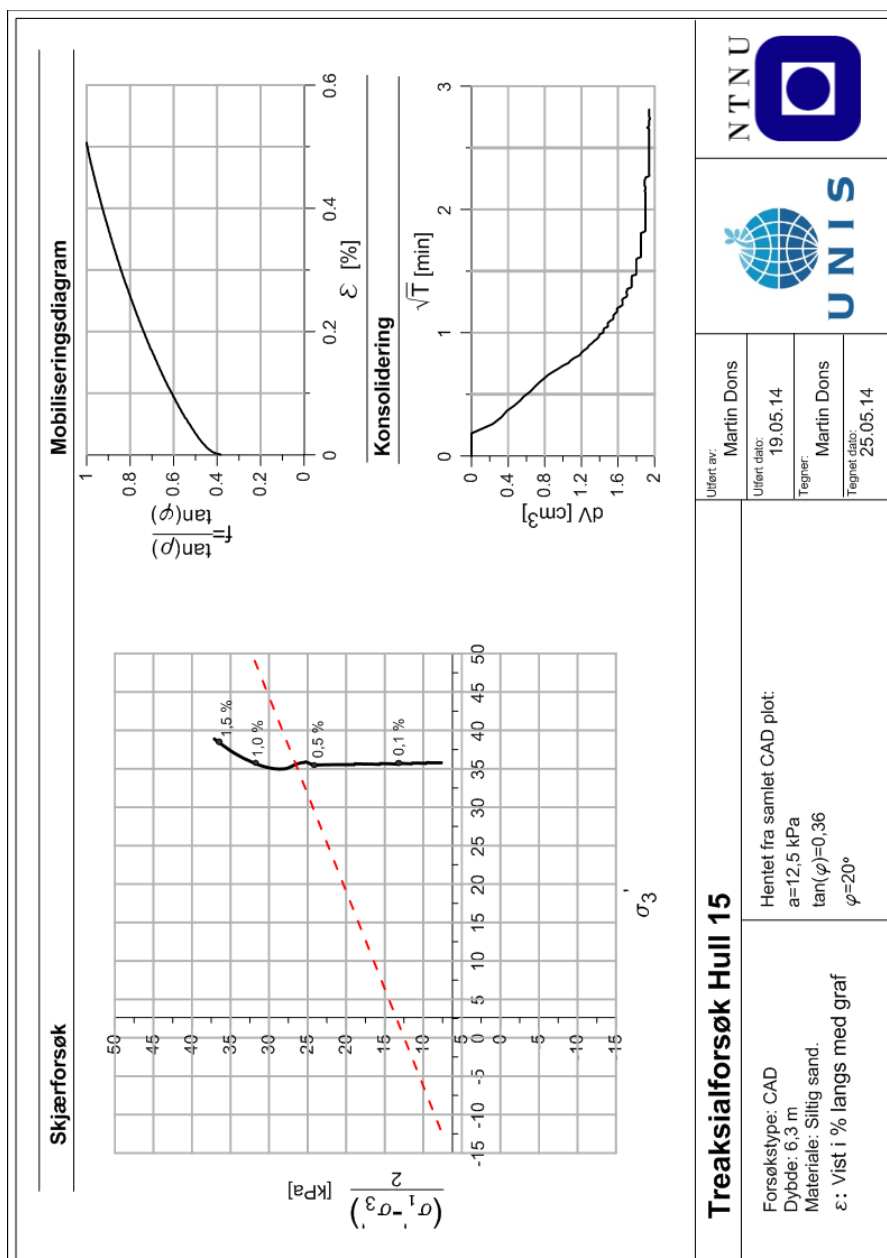
Tegner: Martin Dons

Tegnet dato: 25.05.14

Figur D.12: Treaksialforsøk CAD dybde 4,2 m.



Figur D.13: Treaksialforsøk CAD dybde 5,4 m.

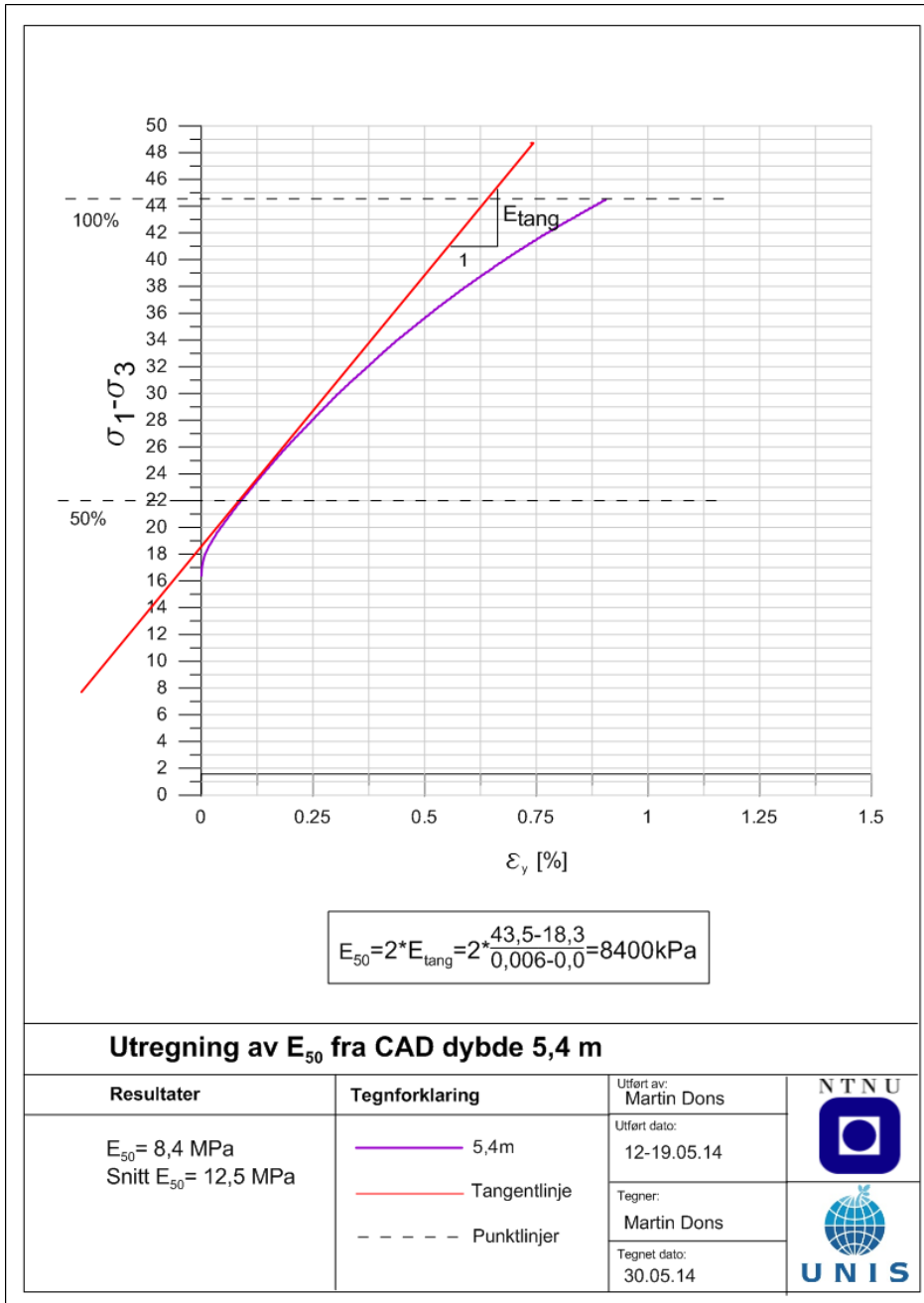


Treaksialforsøk Hull 15

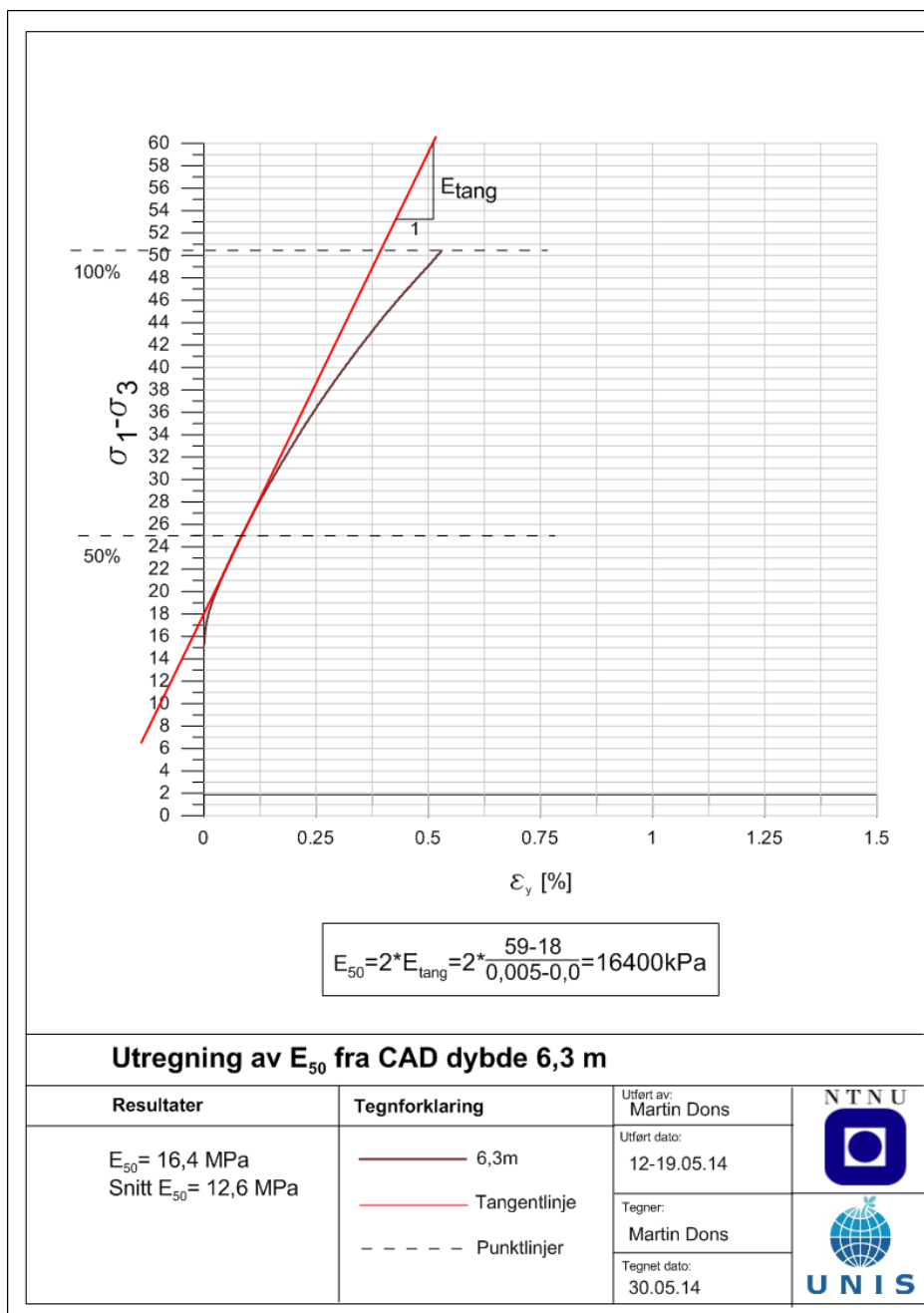
Forsøksstype: CAD Dybde: 6,3 m Materiale: Siltig sand. ε: Vist i % langs med graf	Hentet fra samlet CAD plot: a=12,5 kPa tan(φ)=0,36 φ=20°
--	---

Utløst av:	Martin Dons
Utløst dato:	19.05.14
Tegner:	Martin Dons
Tegnet dato:	25.05.14

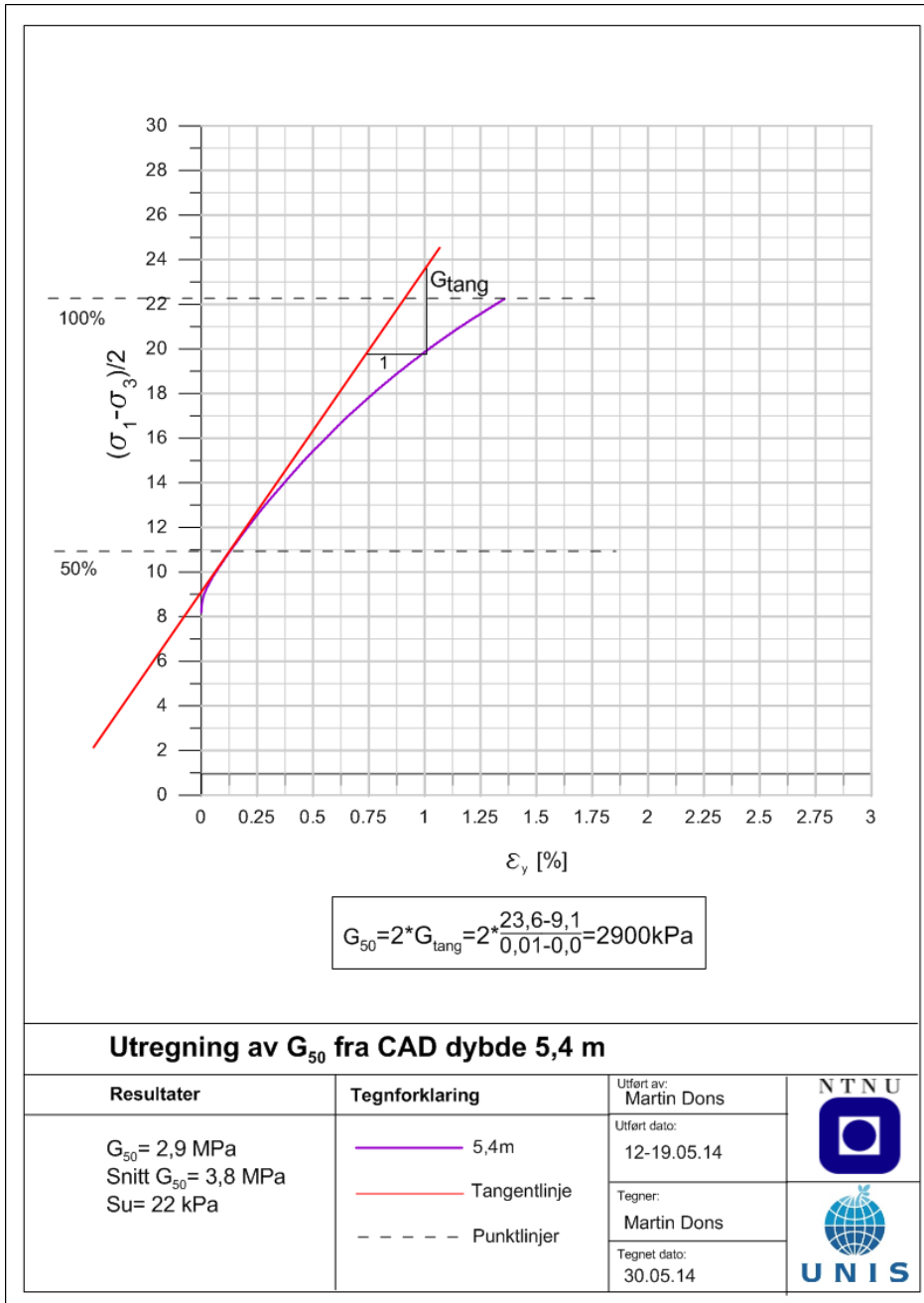
Figur D.14: Treaksialforsøk CAD dybde 6,3 m.



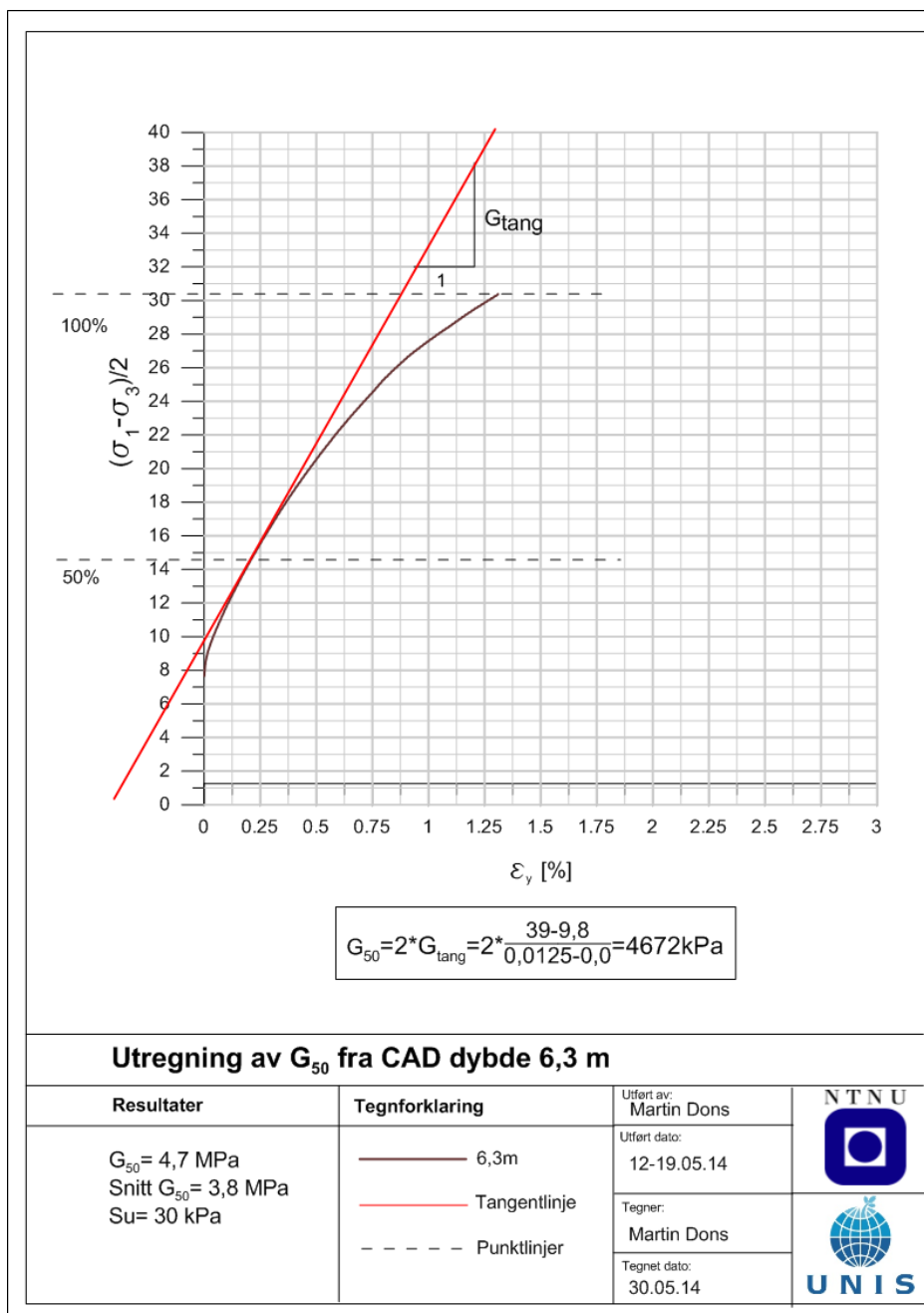
Figur D.15: Utregning av E_{50} fra CAD fra 5,4 m.



Figur D.16: Utrekning av E_{50} fra CAD fra 6,3 m.

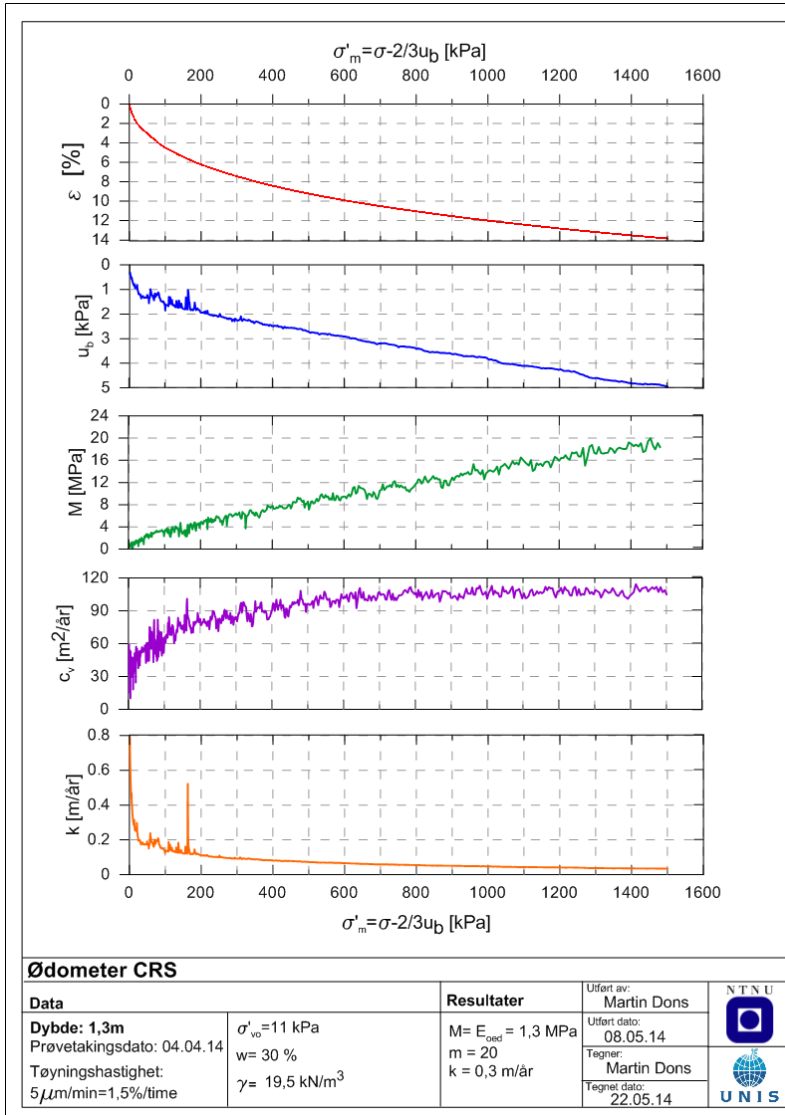


Figur D.17: Utregning av G_{50} fra CAD fra 5,4 m.

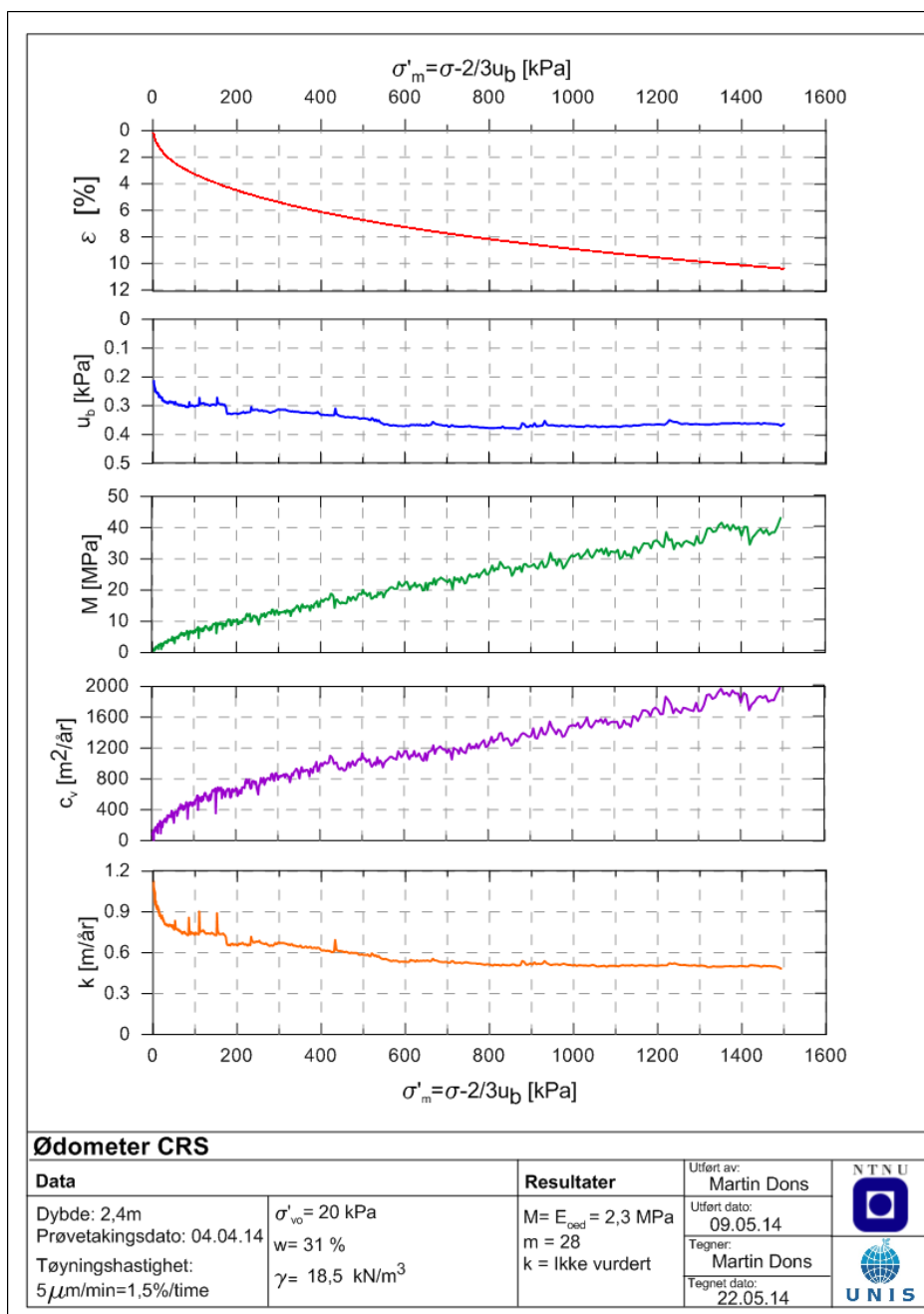


Figur D.18: Utrekning av G_{50} fra CAD fra 6,3 m.

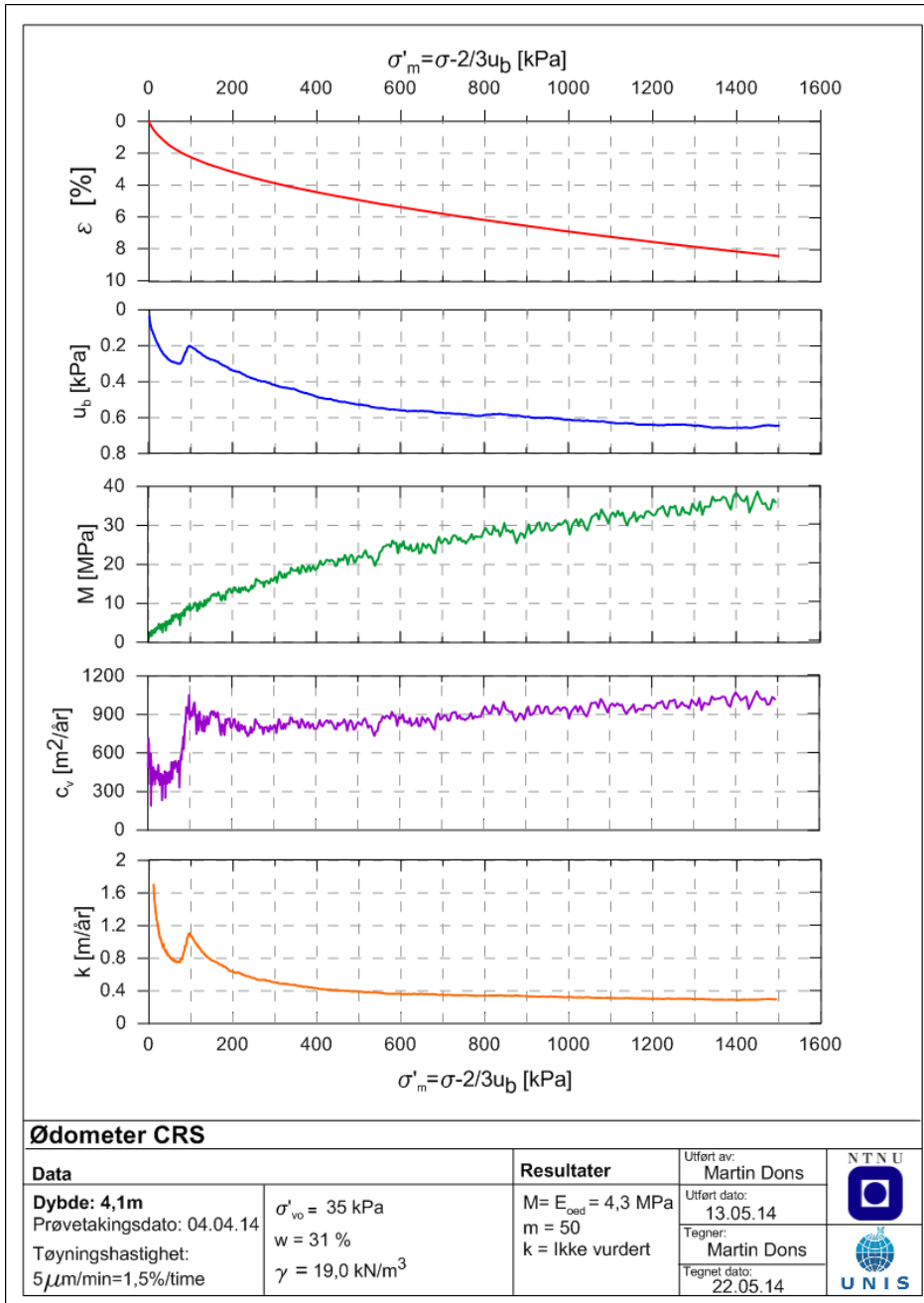
D.3 Ødometerresultater



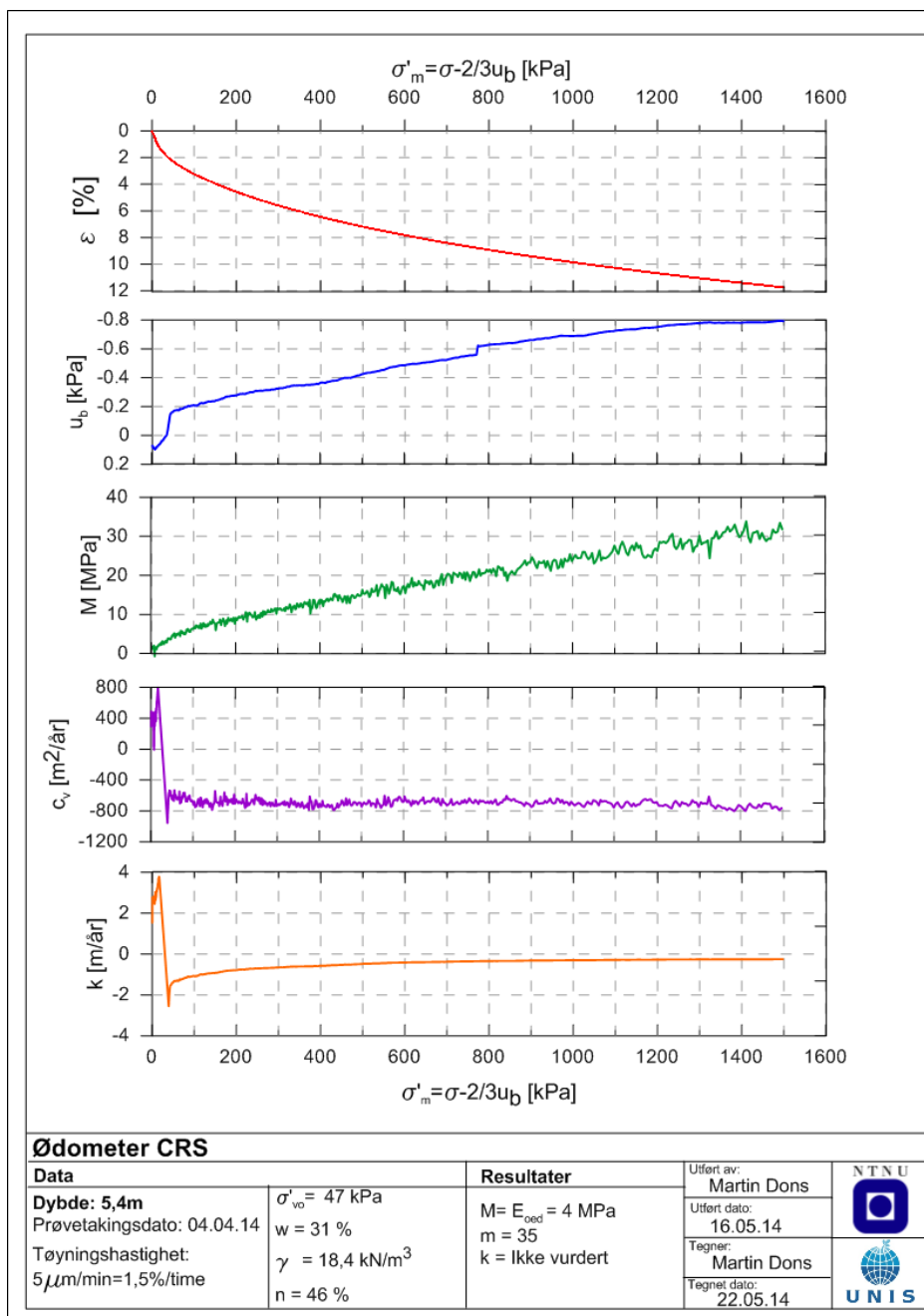
Figur D.19: Ødometerresultater fra dybde 1,3 m.



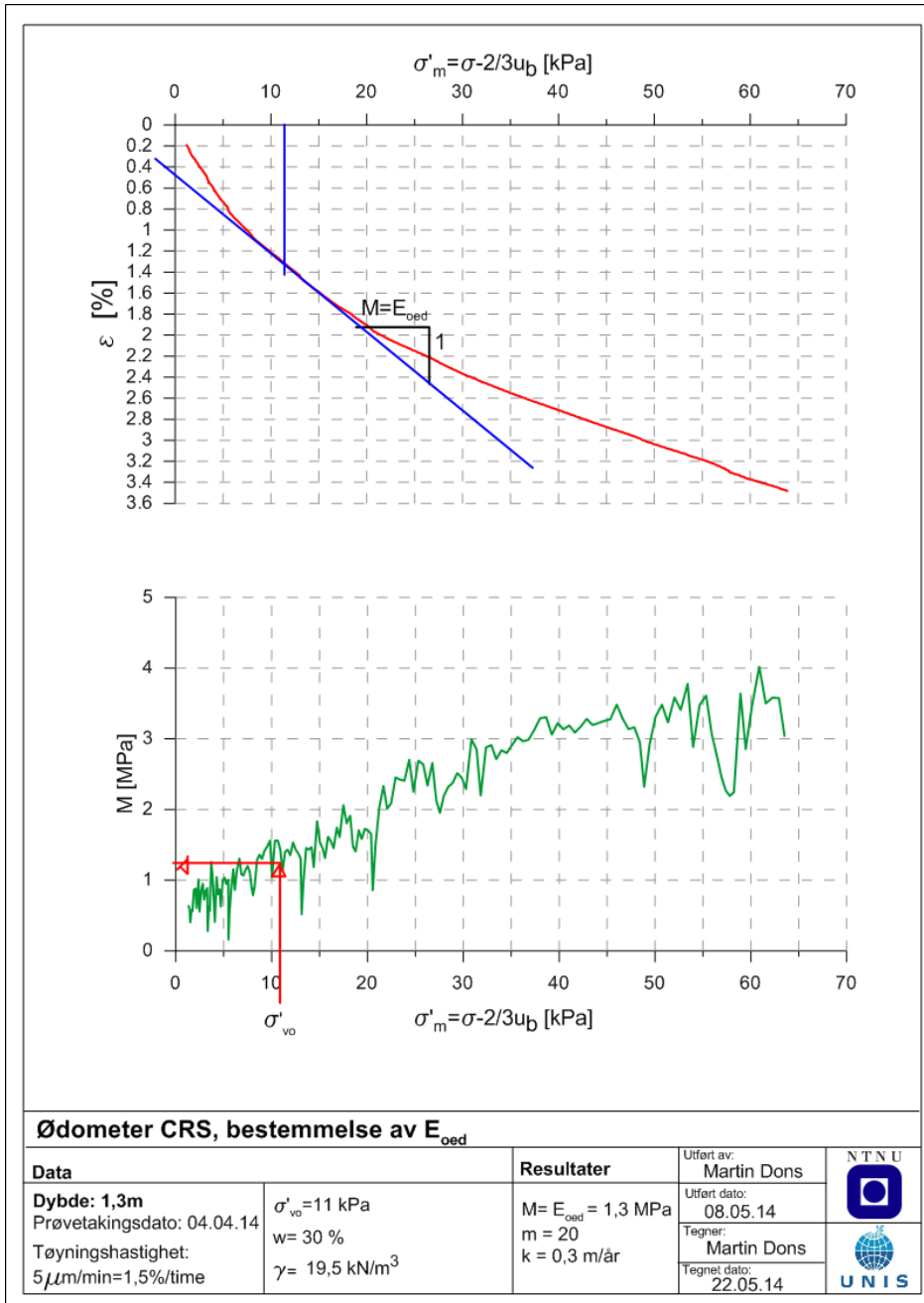
Figur D.20: Ødometerresultater fra dybde 2,4 m.



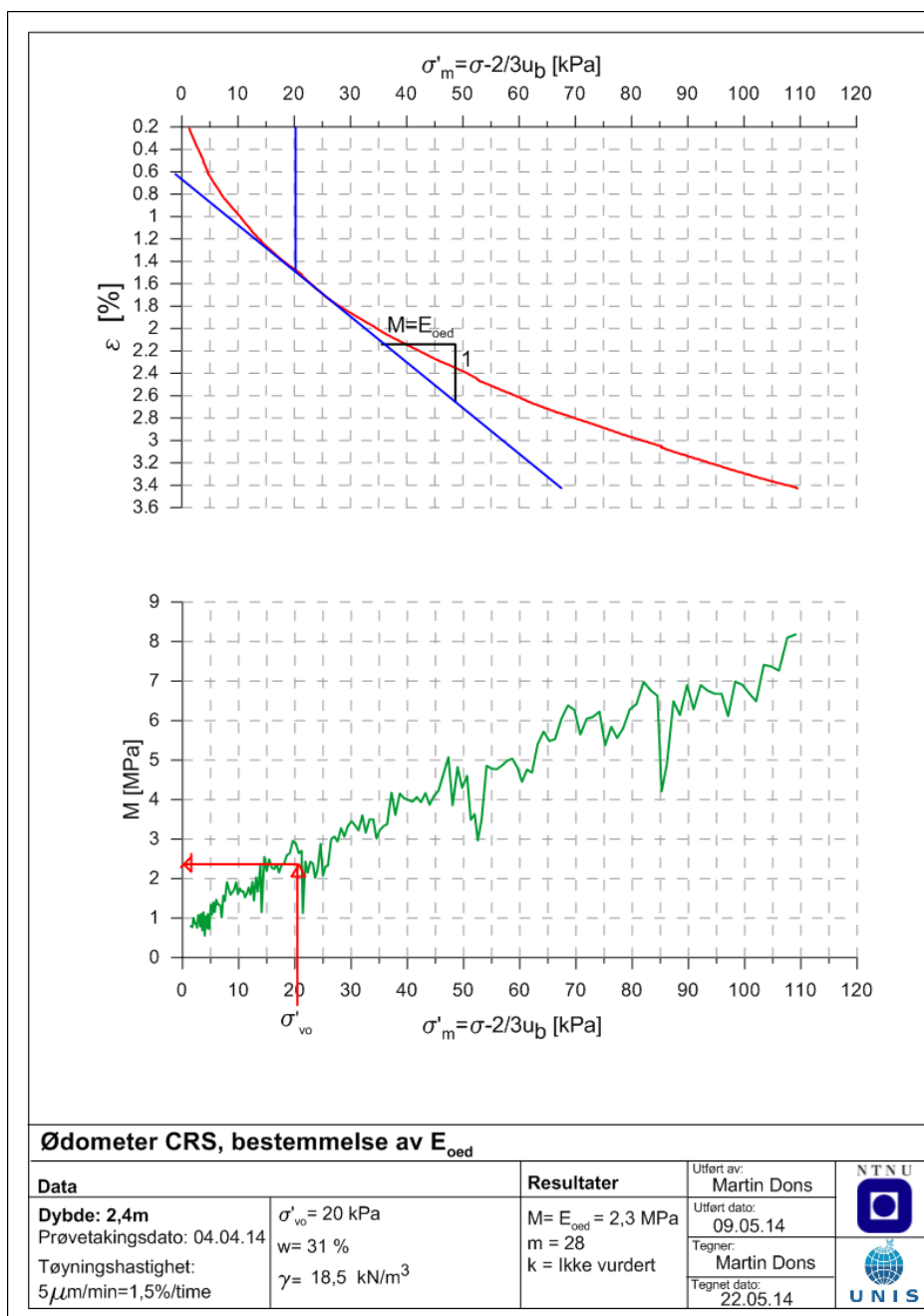
Figur D.21: Ødometerresultater fra dybde 4,1 m.



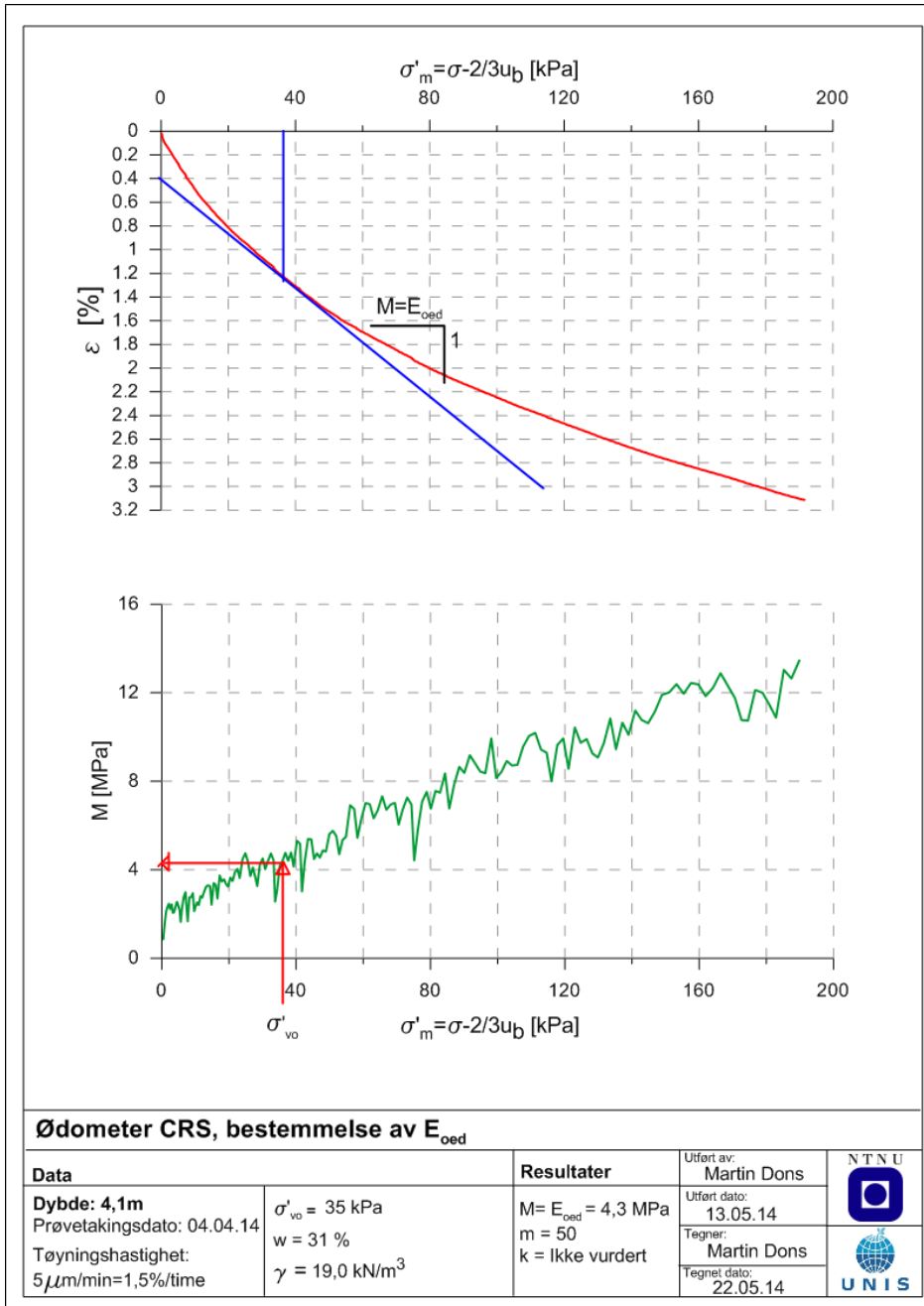
Figur D.22: Ødometerresultater fra dybde 5,4 m.



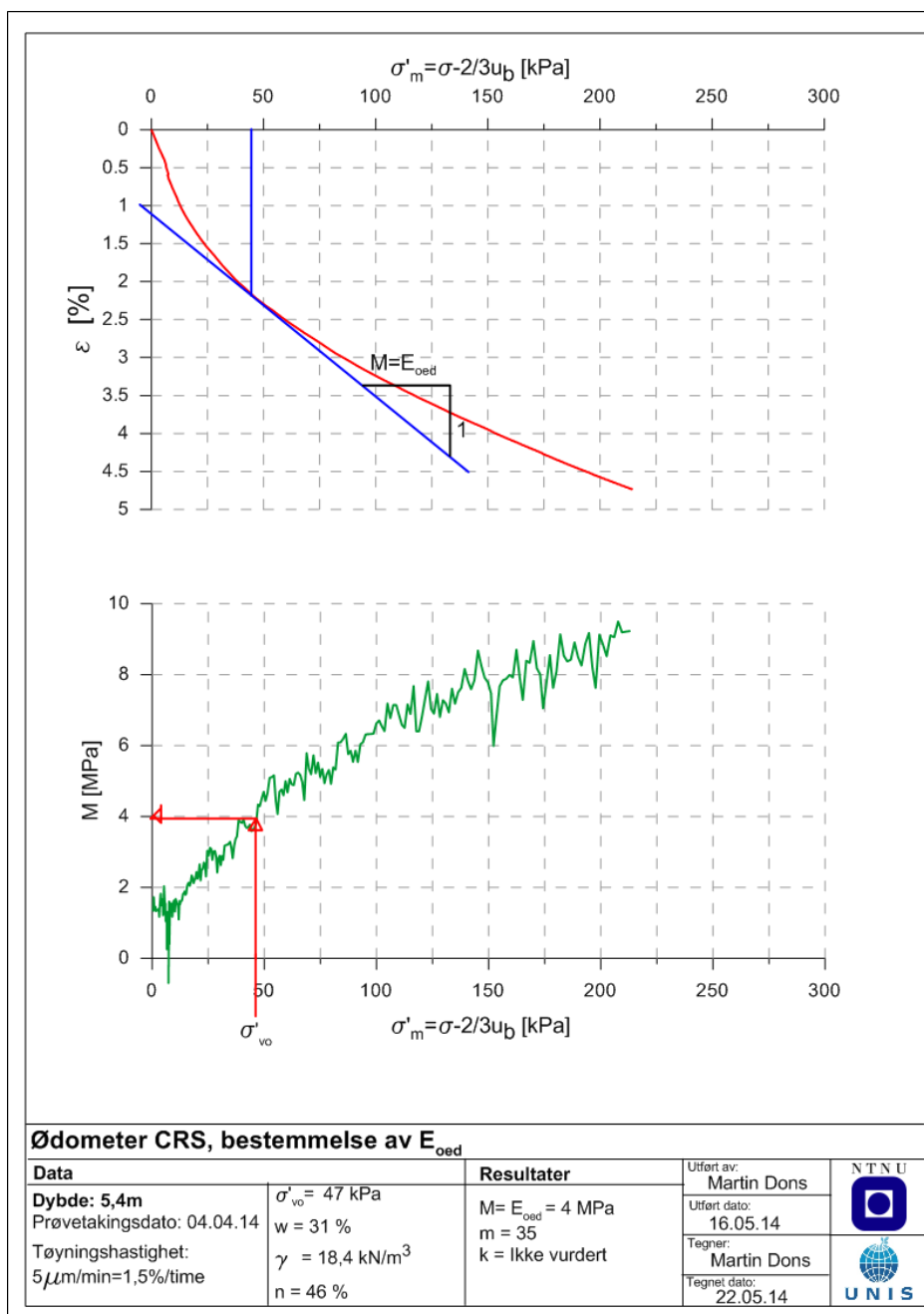
Figur D.23: Bestemmelse av E_{oed} fra 1,3 m.



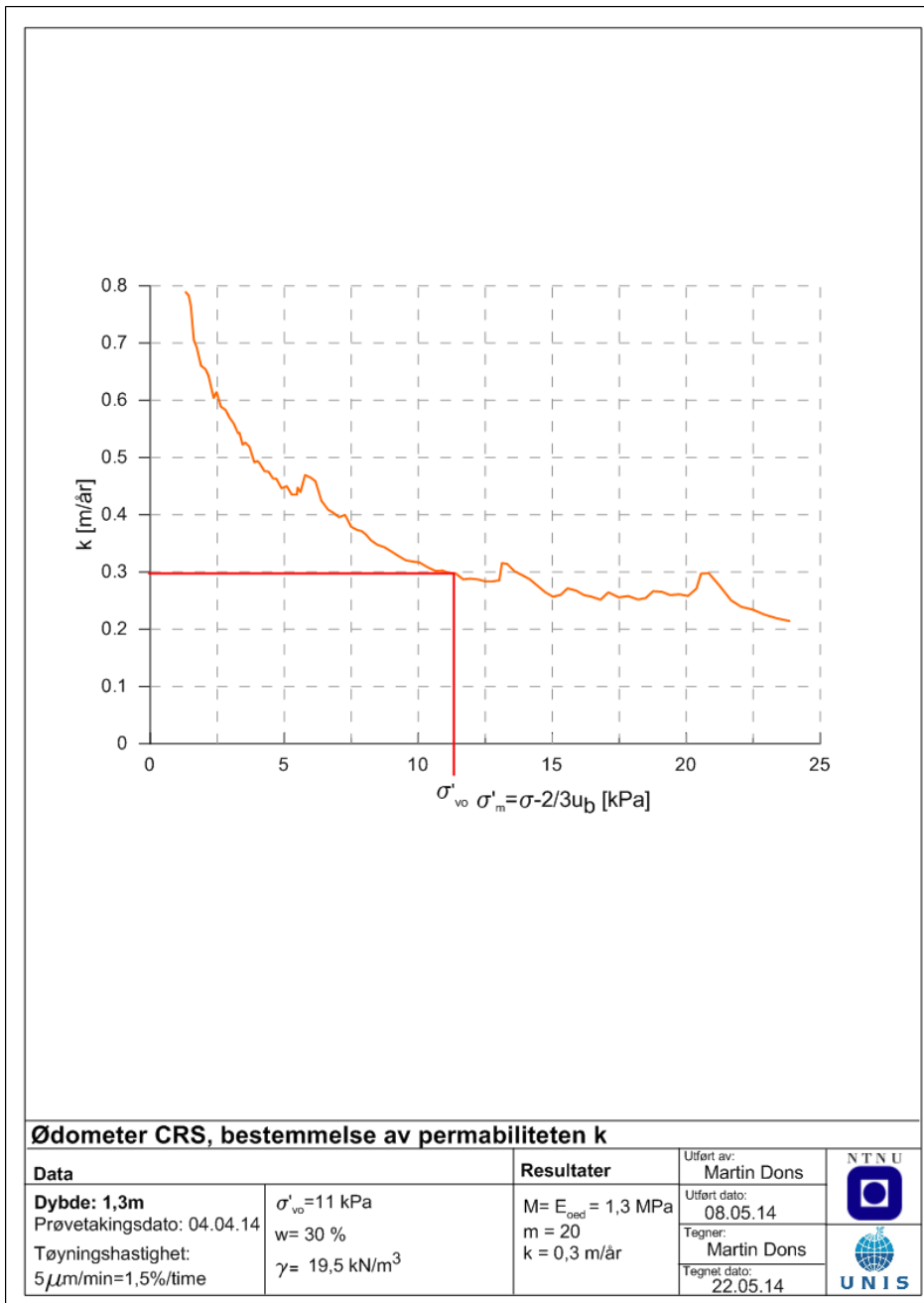
Figur D.24: Bestemmelse av E_{oed} fra 2,4 m.



Figur D.25: Bestemmelse av E_{oed} fra 4,1 m.



Figur D.26: Bestemmelse av E_{oad} fra 5,4 m.



Figur D.27: Bestemmelse av permeabiliteten k fra 1,3 m.

D.4 Permeabilitet Fyllingsmateriale

Permabilitet

H=	63
L1=	15,3
L2=	15
D=	10
A=	78,539816

Ksnitt=	97,2 [m/dag]
----------------	---------------------

Prøve 1

t [s]	q [cm ³]	v [cm/s]	i	k [cm/s]	k [m/dag]
24	730	0,387	4,118	0,094	81,3
26	700	0,343	4,118	0,083	71,9
15	450	0,382	4,118	0,093	80,1
Snitt	626,7	0,4	4,1	0,1	77,8

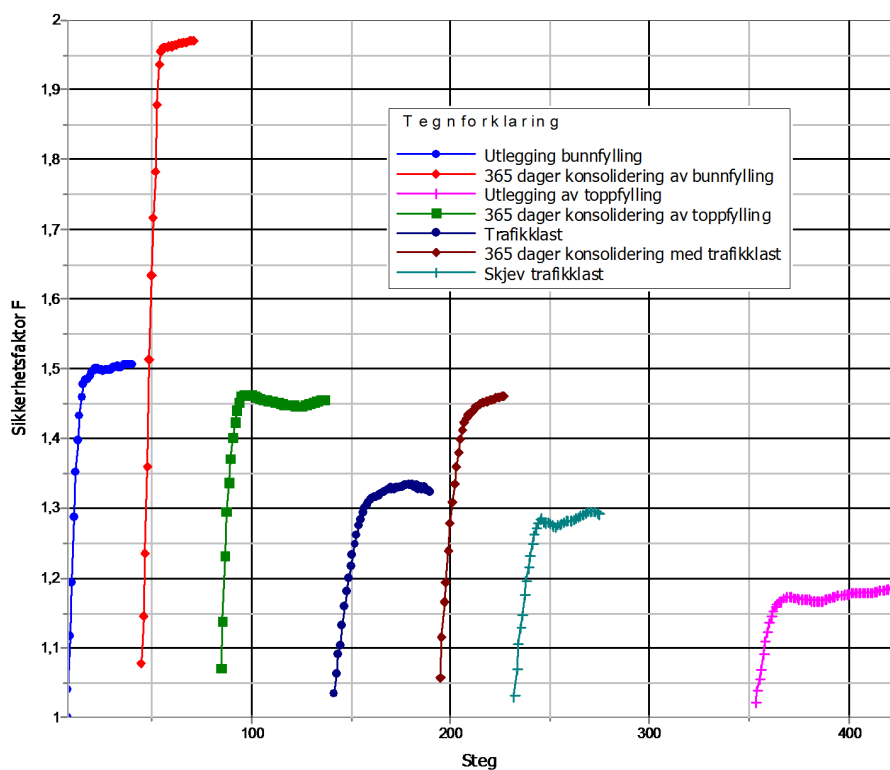
Prøve 2

t [s]	q [cm ³]	v [cm/s]	i	k [cm/s]	k [m/dag]
22	1000	0,579	4,2	0,138	119,1
18	760	0,538	4,2	0,128	110,6
19	870	0,583	4,2	0,139	119,9
Snitt	876,7	0,6	4,2	0,1	116,5

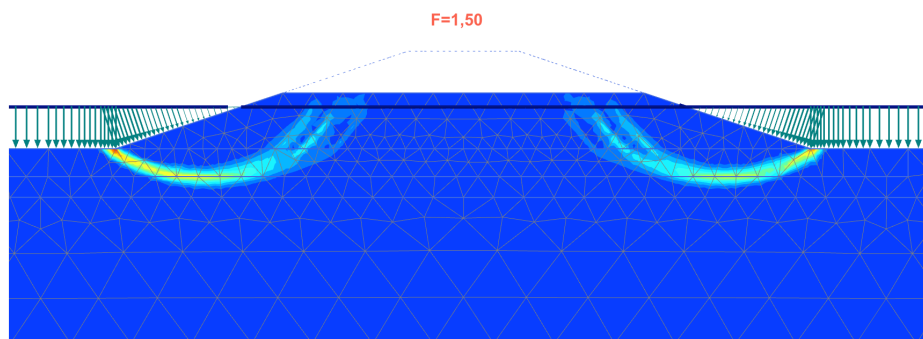
Tillegg E

Modellresultater

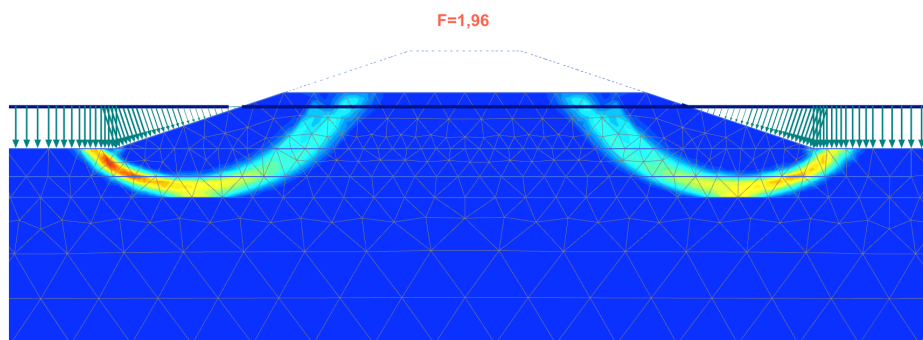
E.1 Snitt 1: Udrenert stabilitetsanalyse med 365 dagers konsolidering



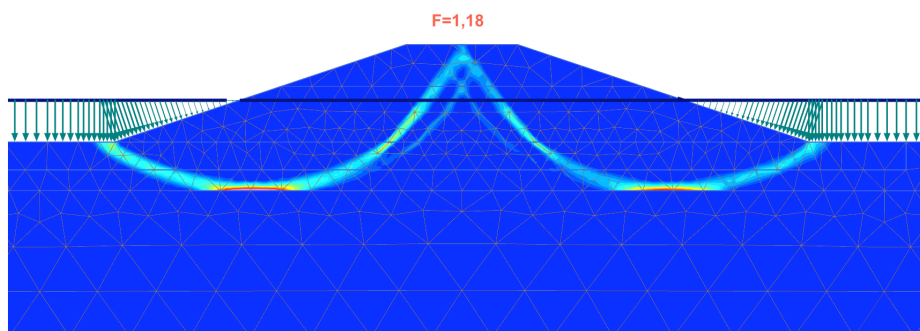
Figur E.1: Sikkerhetsfaktorer for udrenert beregning med 365 dagers konsolideringer.



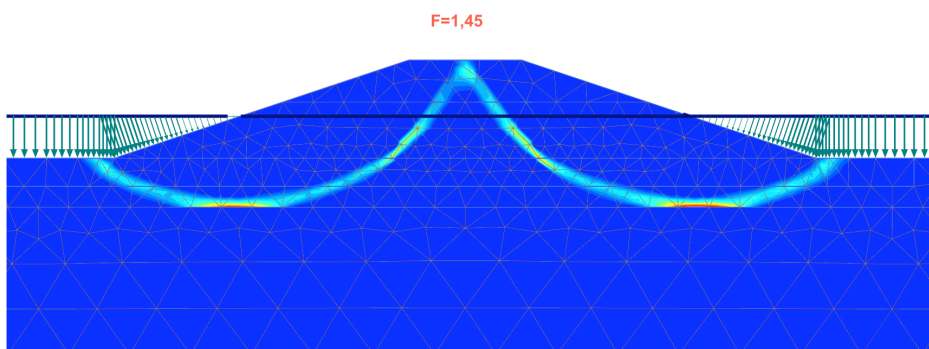
Figur E.2: Bruddmønster etter utlegging av bunnfylling.



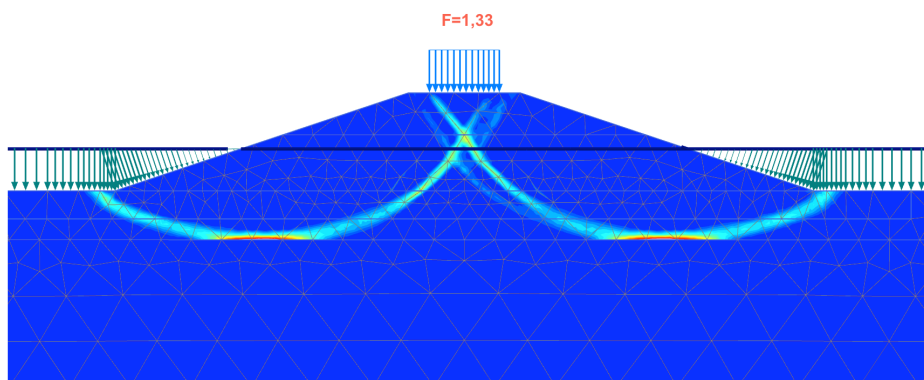
Figur E.3: Bruddmønster etter 365 dagers konsolidering av bunnfyllingen.



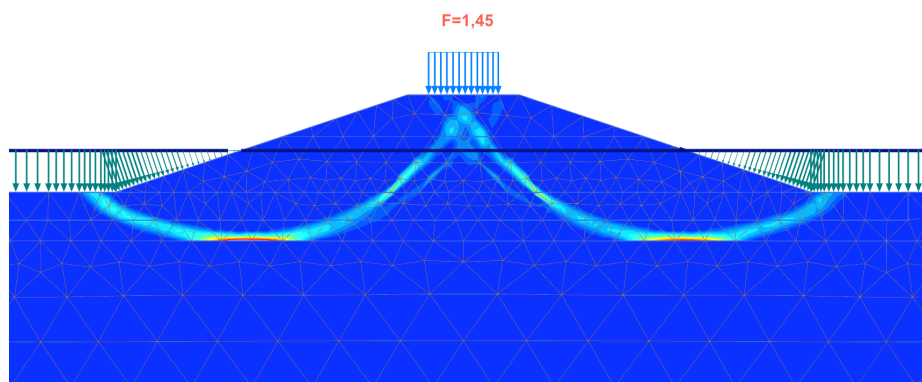
Figur E.4: Bruddmønster etter utlegging av toppfylling.



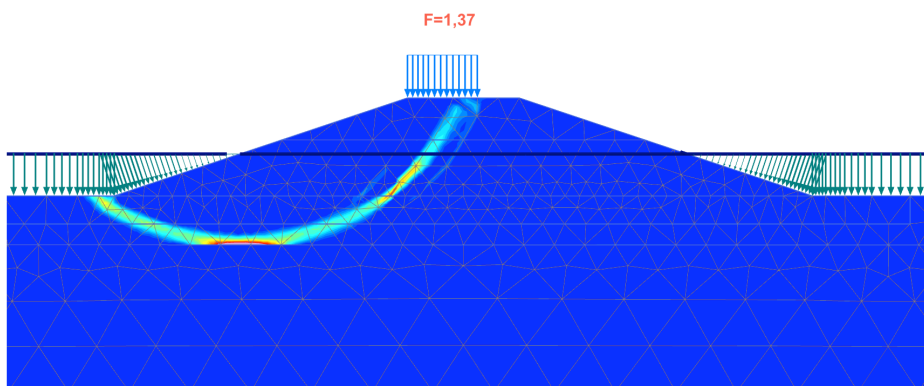
Figur E.5: Bruddmønster etter 365 dagers konsolidering av toppfyllingen.



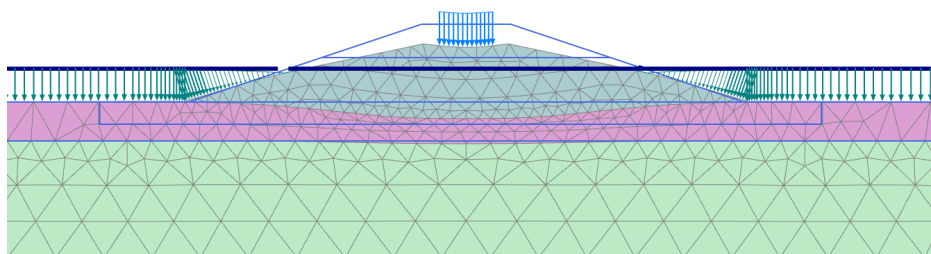
Figur E.6: Bruddmønster etter pålasting av trafikklast.



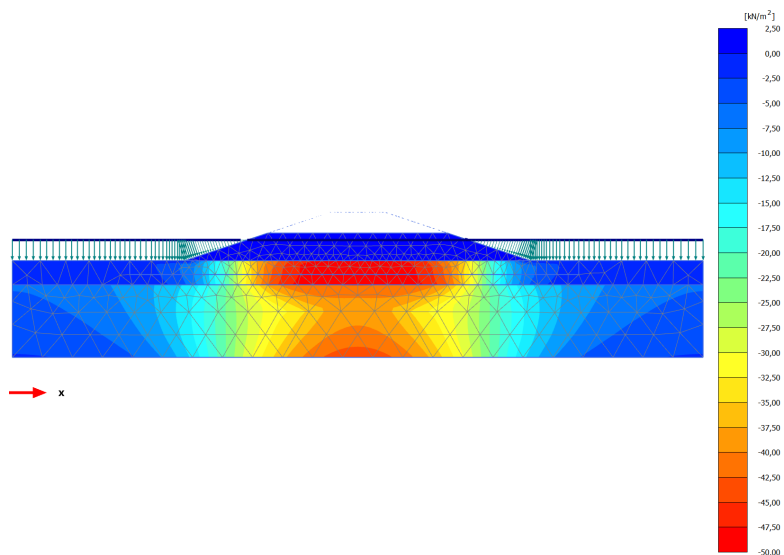
Figur E.7: Bruddmønster etter 365 dagers konsolidering med trafikklast.



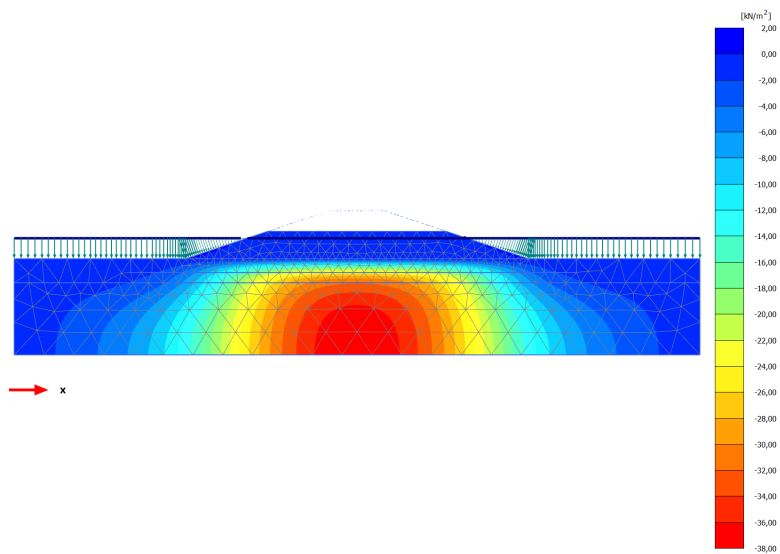
Figur E.8: Bruddmønster etter pålasting av skjev trafikklast.



Figur E.9: Deformasjonsmønster etter 1 års konsolidering med trafikklast.

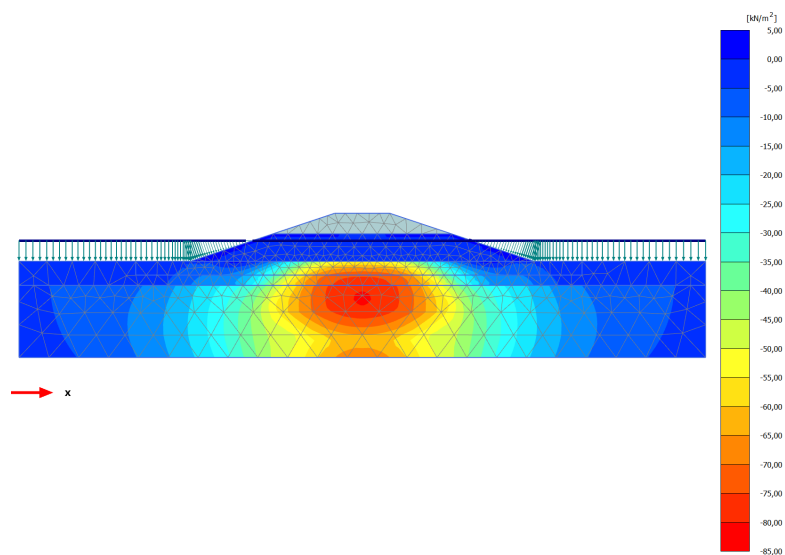


Figur E.10: Oppbygd poretrykk etter utlegging av bunnfylling.

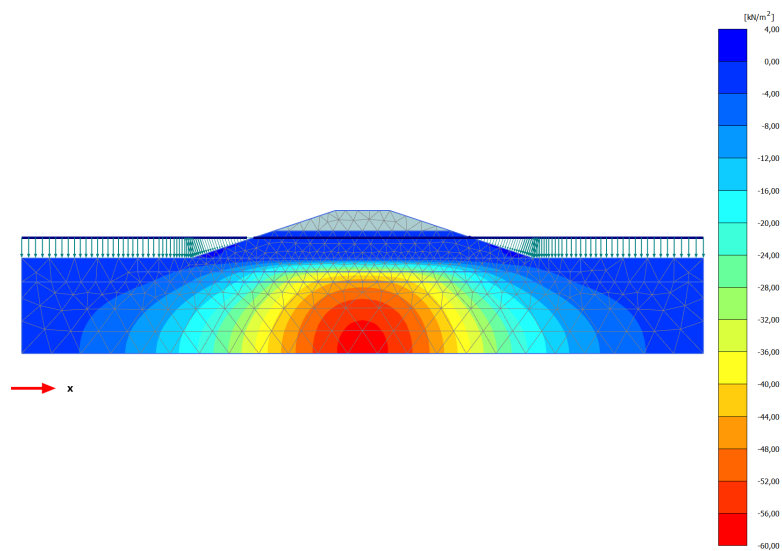


Figur E.11: Oppbygd poretrykk etter 365 dagers konsolidering av bunnfyllingen.

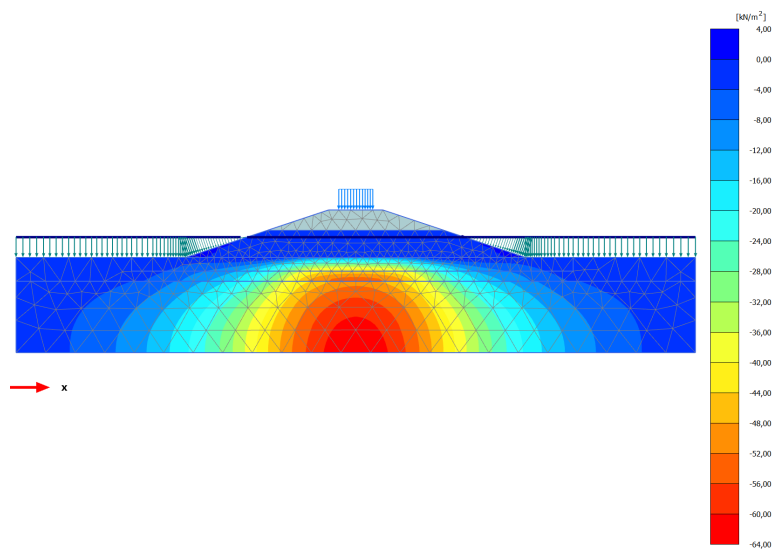
E.1. SNITT 1: UDRENERT STABILITETSANALYSE MED 365
DAGERS KONSOLIDERING



Figur E.12: Oppbygd poretrykk etter utlegging av toppfylling.

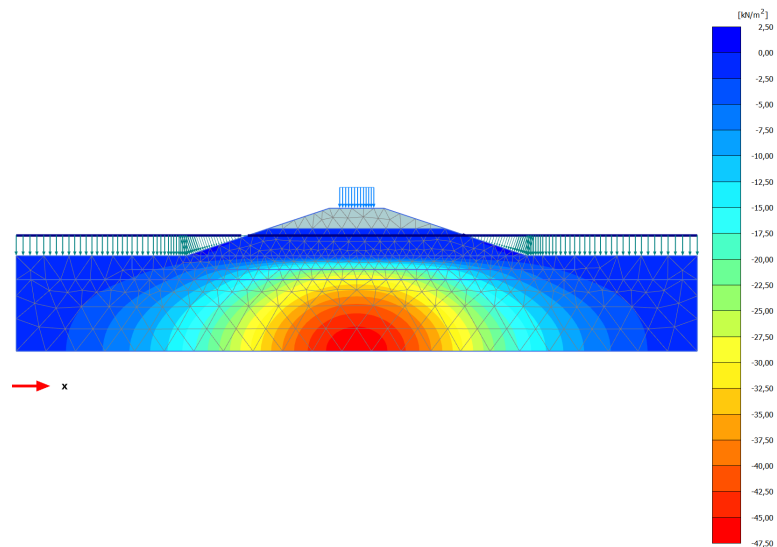


Figur E.13: Oppbygd poretrykk etter 365 dagers konsolidering av toppfyllingen.

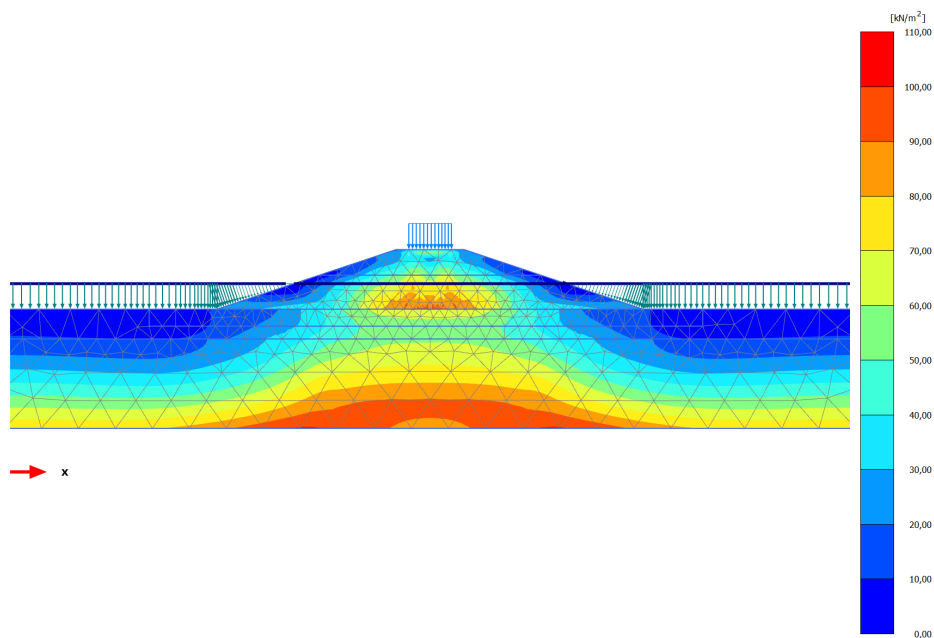


Figur E.14: Oppbygd poretrykk etter pålasting av trafikklast.

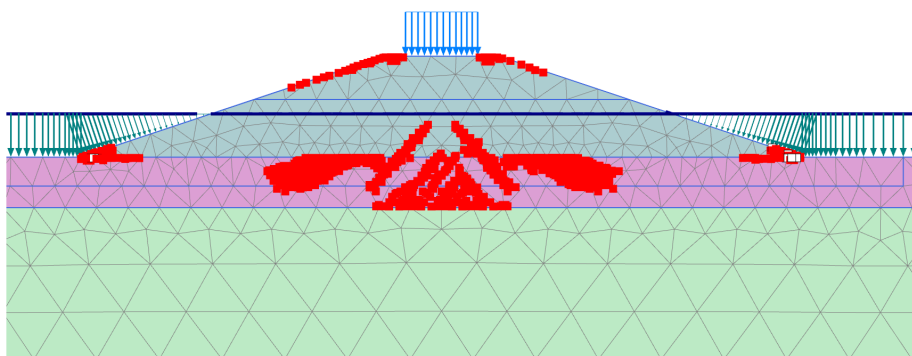
E.1. SNITT 1: UDRENERT STABILITETSANALYSE MED 365
DAGERS KONSOLIDERING



Figur E.15: Oppbygd poretrykk etter 365 dagers konsolidering etter pålasting av trafikklast.

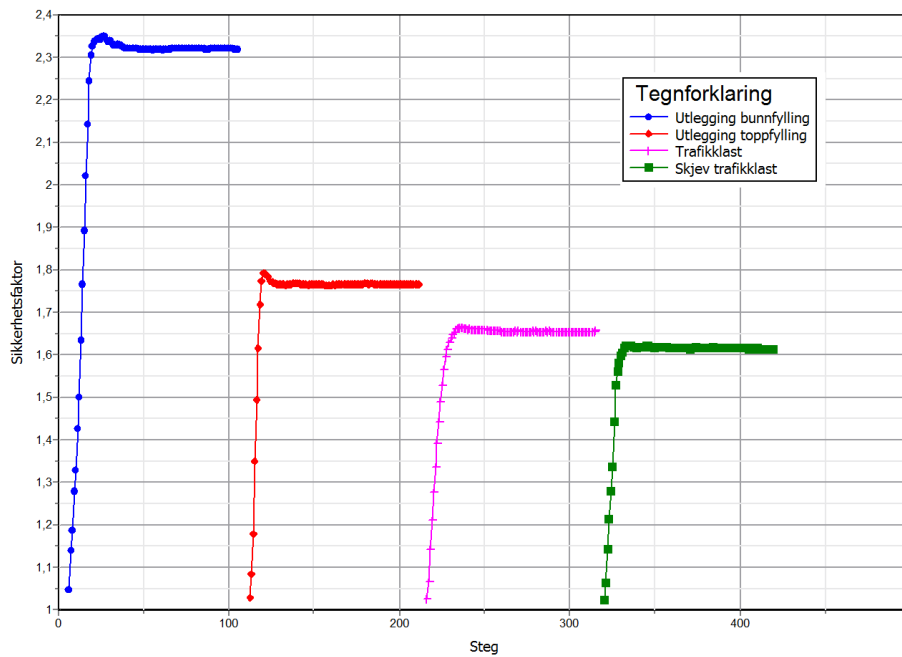


Figur E.16: Spenningsfordeling deviatorspenning q ved 1 års konsolidering etter pålasting av trafikklast.

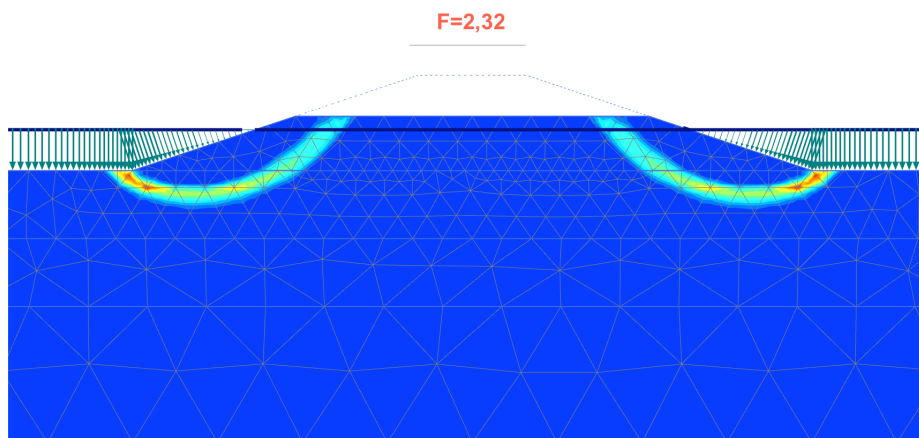


Figur E.17: Plastiske punkter ved 1 års konsolidering etter pålasting av trafikklast

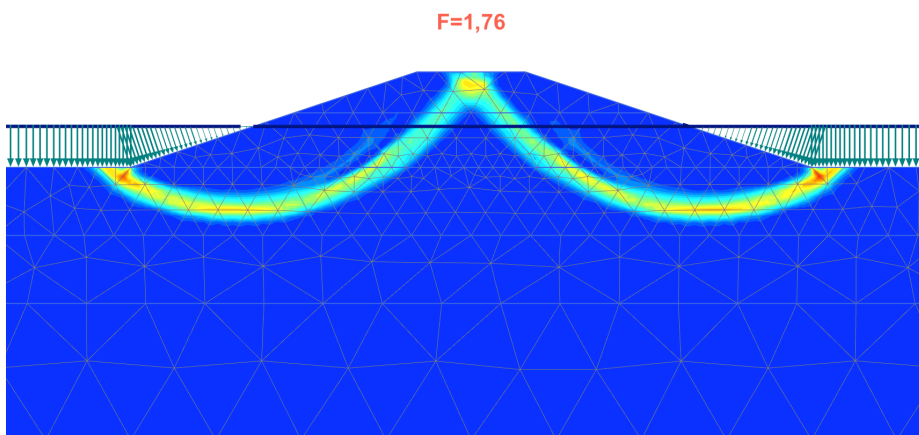
E.2 Snitt 2: Drenert Stabilitetsanalyse



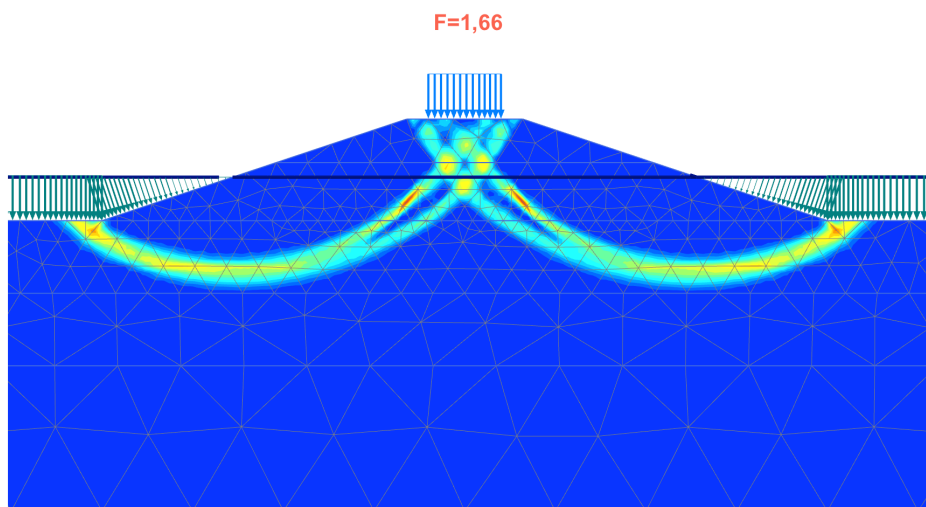
Figur E.18: Snitt 2 Drenert beregning. Sikkerhetsfaktorer.



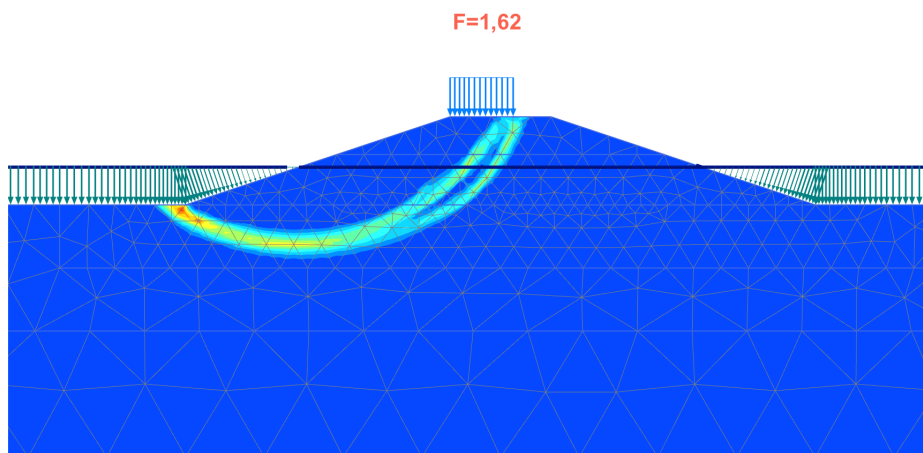
Figur E.19: Snitt 2 Drenert beregning. Resultat av sikkerhetsanalyse. Bruddsir-
kel etter utlegging av bunnfylling.



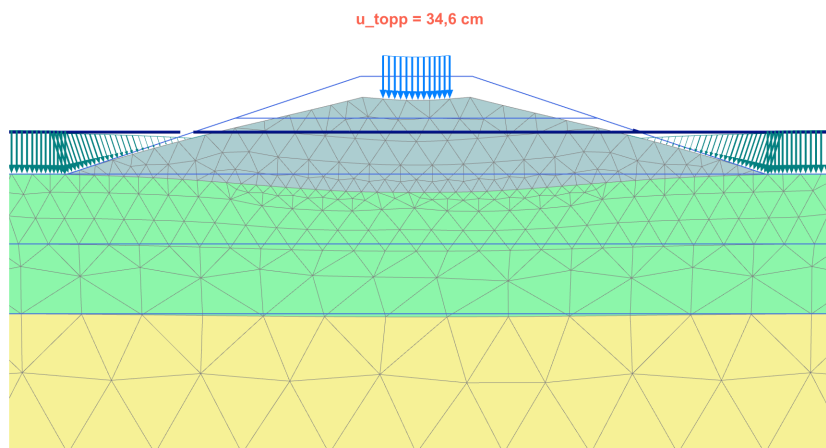
Figur E.20: Snitt 2 Drenert beregning. Resultat av sikkerhetsanalyse. Bruddsir-
kel etter utlegging av toppfylling.



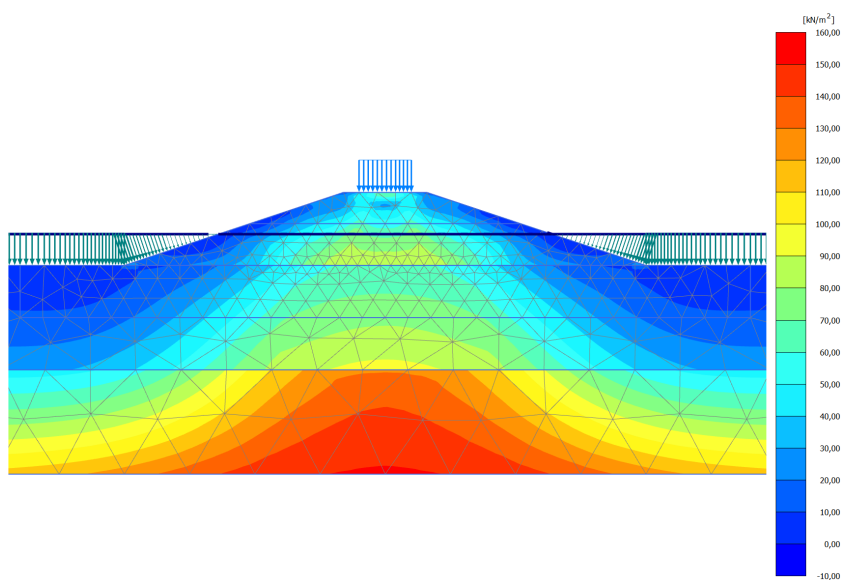
*Figur E.21: Snitt 2 Drenert beregning. Resultat av sikkerhetsanalyse. Bruddsir-
kel trafikklast.*



*Figur E.22: Snitt 2 Drenert beregning. Resultat av sikkerhetsanalyse. Bruddsir-
kel sjev trafikklast.*

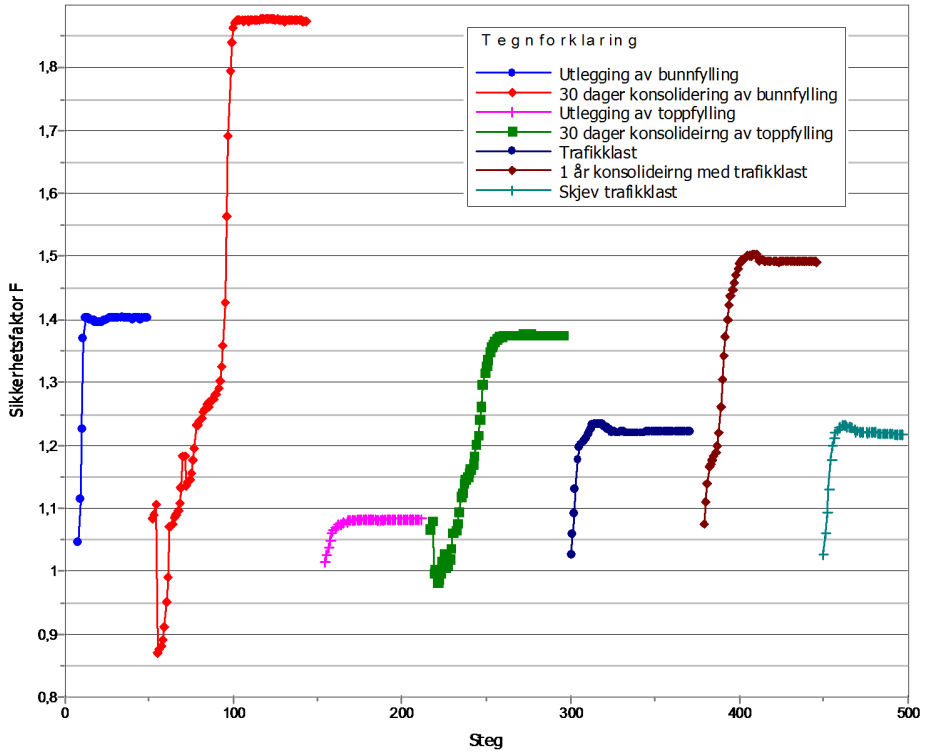


Figur E.23: Snitt 2 Drenert beregning. Deformasjonsmønster etter pålasting av trafikklast.

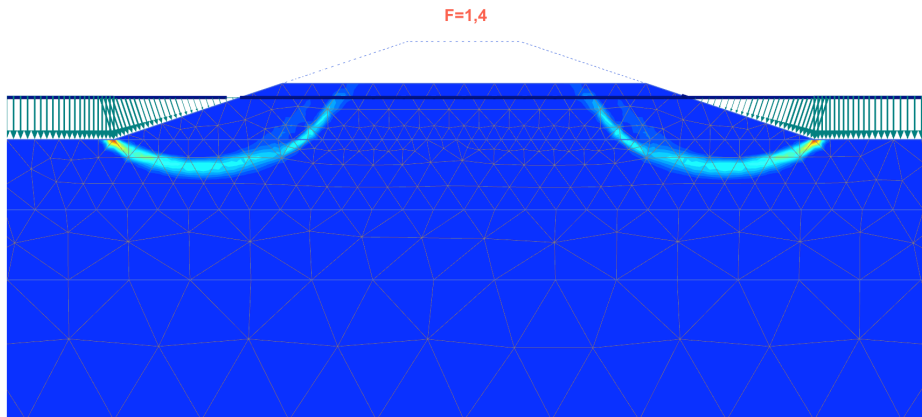


Figur E.24: Snitt 2 Drenert beregning. Spenningsfordeling deviatorspenning q .

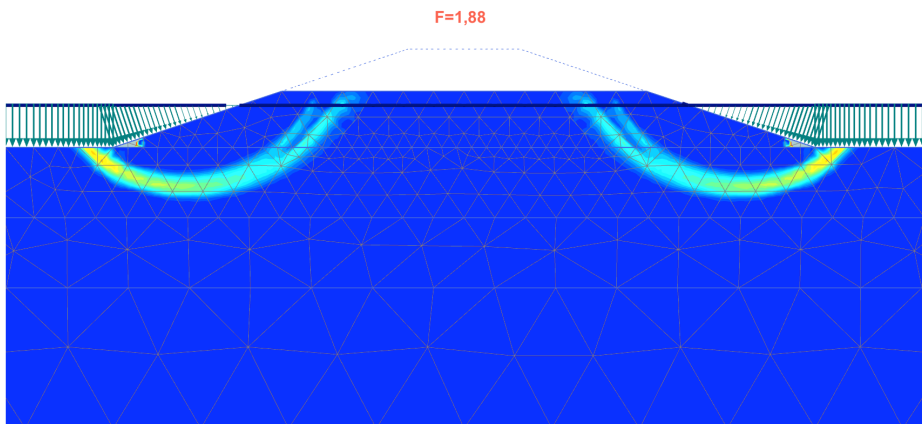
E.3 Snitt 2: Udrenert stabilitetsanalyse med 30 dagers konsolideringer



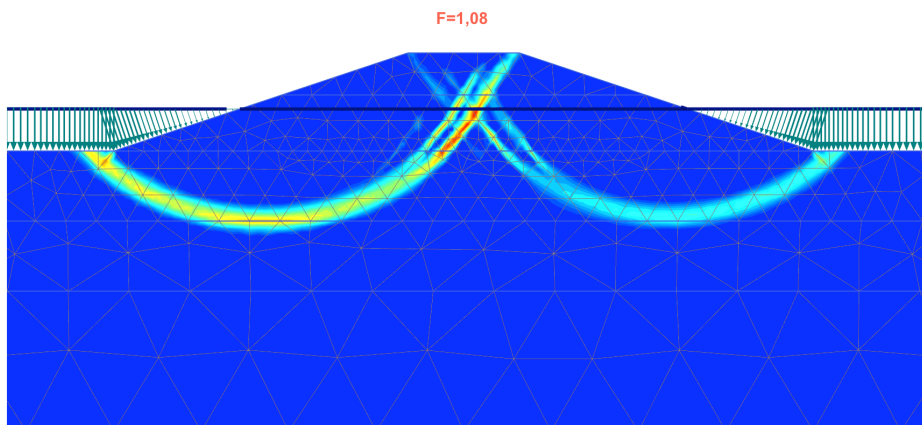
Figur E.25: Sikkerhetsfaktorer for udrenert beregning med 30 dagers konsolidering av snitt 2.



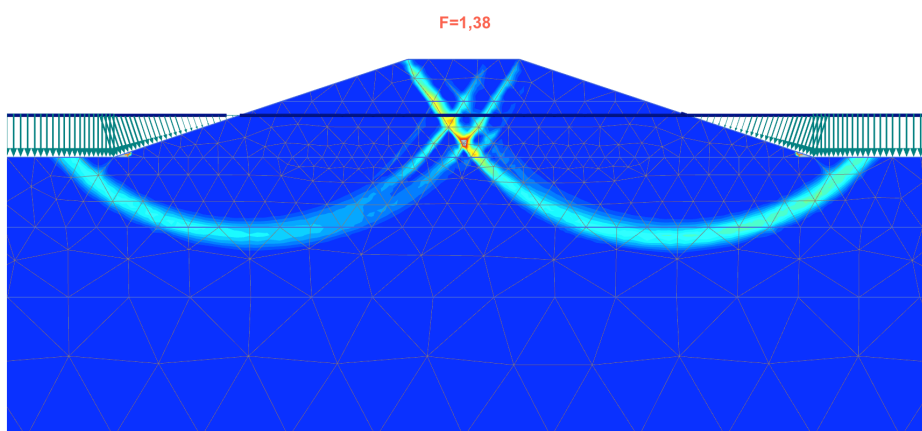
Figur E.26: Bruddsirkele etter utlegging av bunnfylling.



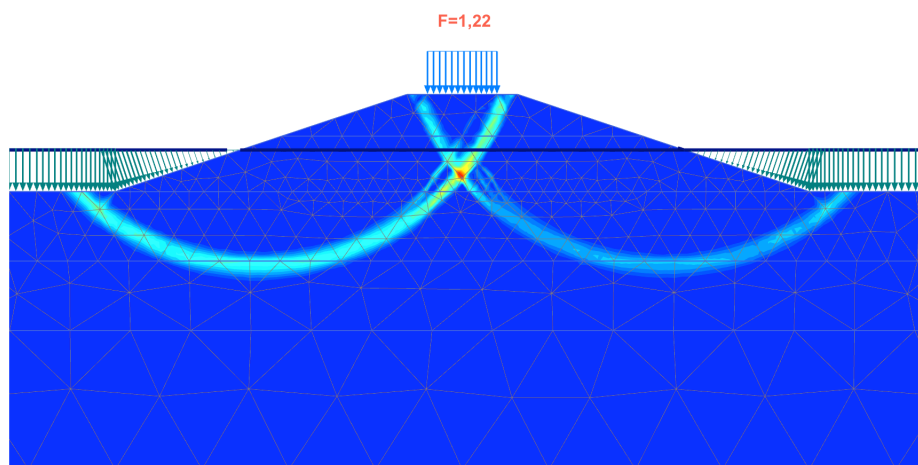
Figur E.27: Bruddsirkele etter 30 dagers konsolidering av bunnfylling.



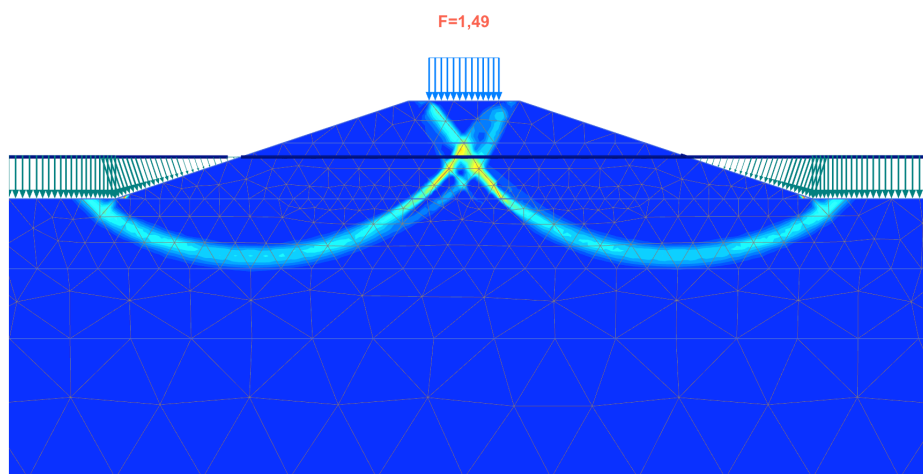
Figur E.28: Bruddsirkel etter utlegging av toppfylling.



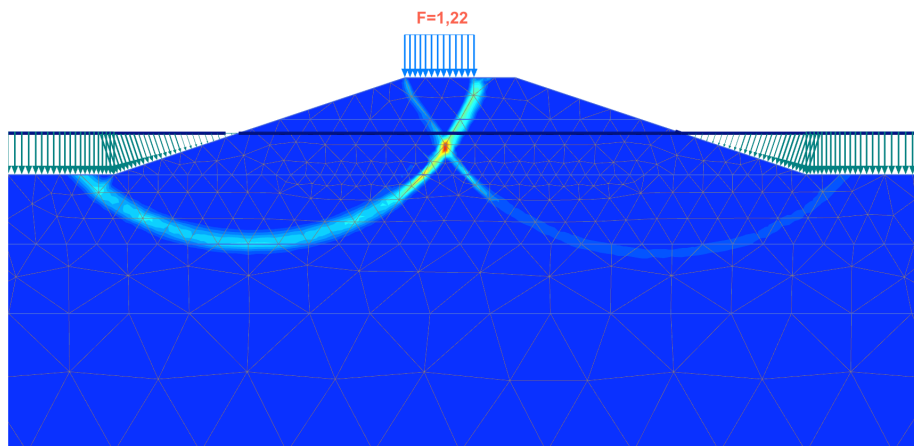
Figur E.29: Bruddsirkel etter 30 dagers konsolidering av toppfylling.



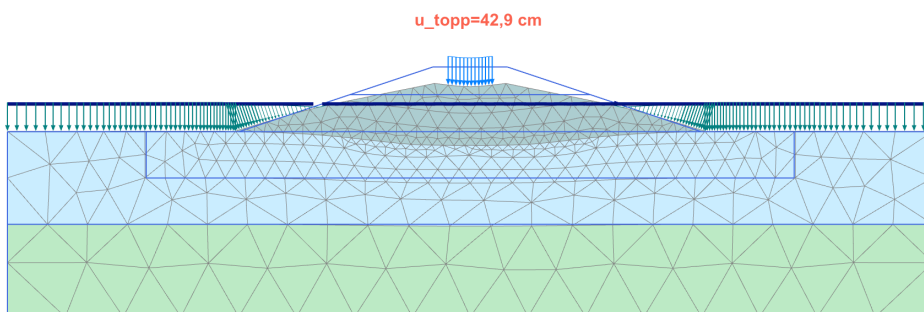
Figur E.30: Bruddsirkel etter pålasting av trafikklast.



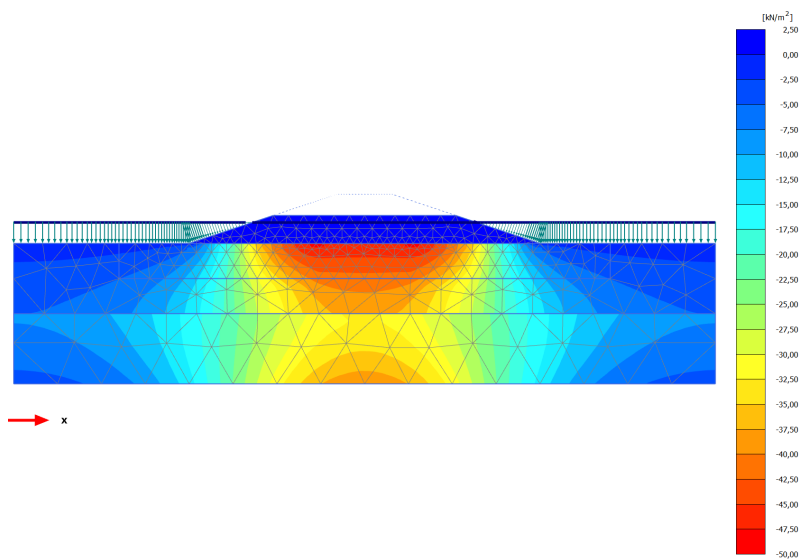
Figur E.31: Bruddsirkel etter 1 års konsolidering av trafikklast.



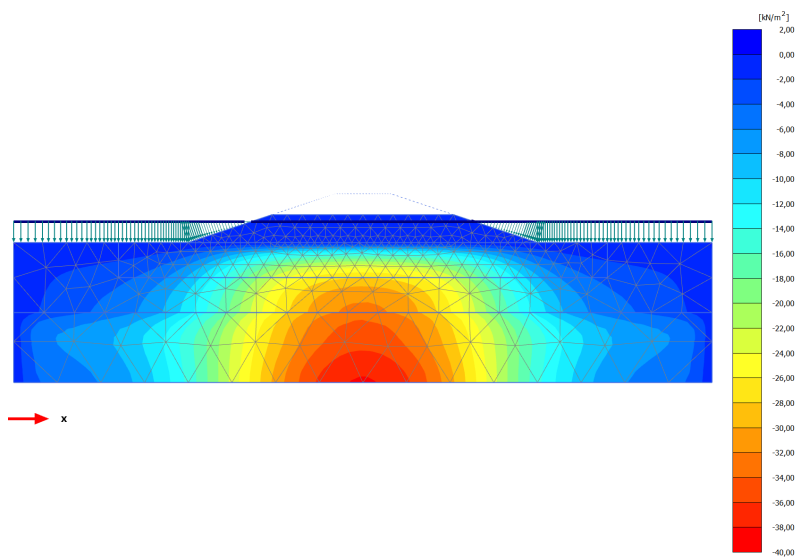
Figur E.32: Bruddsirkel etter pålasting av skjev trafikklast.



Figur E.33: Deformasjonsmønster etter langtidskonsolidering av trafikklast.

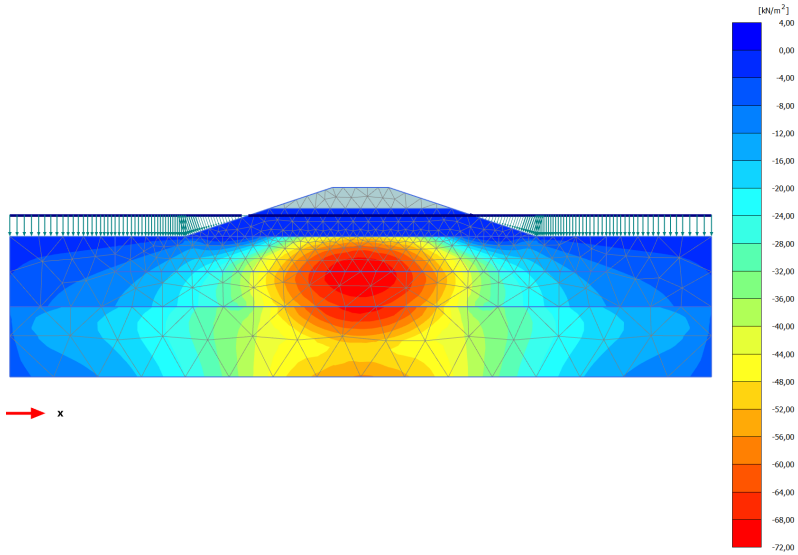


Figur E.34: Oppbygd poretrykk etter utlegging av bunnfylling.

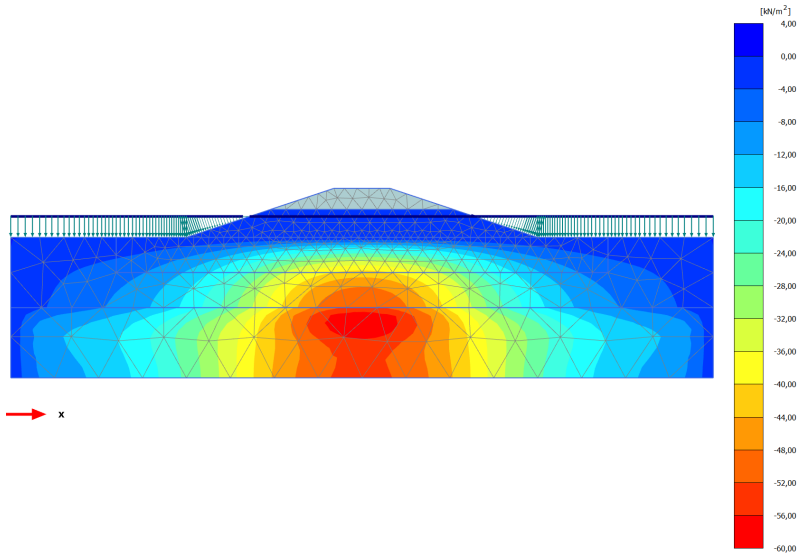


Figur E.35: Oppbygd poretrykk etter 30 dagers konsolidering av bunnfylling.

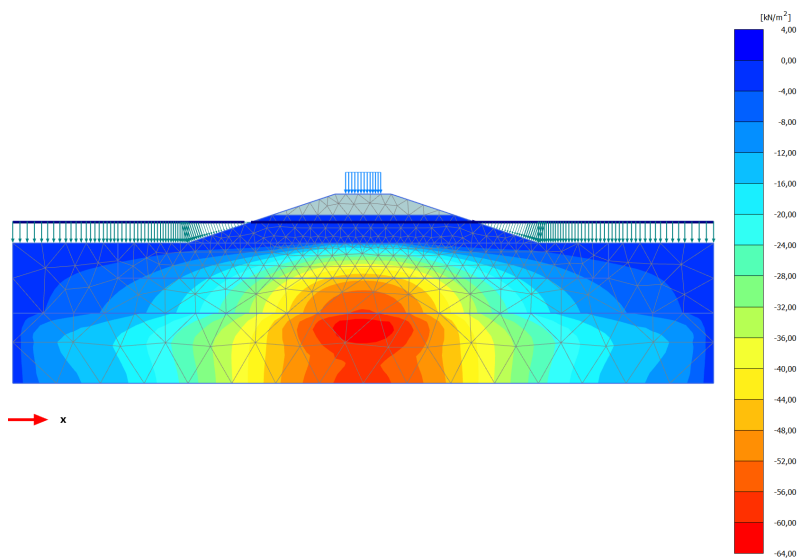
E.3. SNITT 2: UDRENERT STABILITETSANALYSE MED 30
DAGERS KONSOLIDERINGER



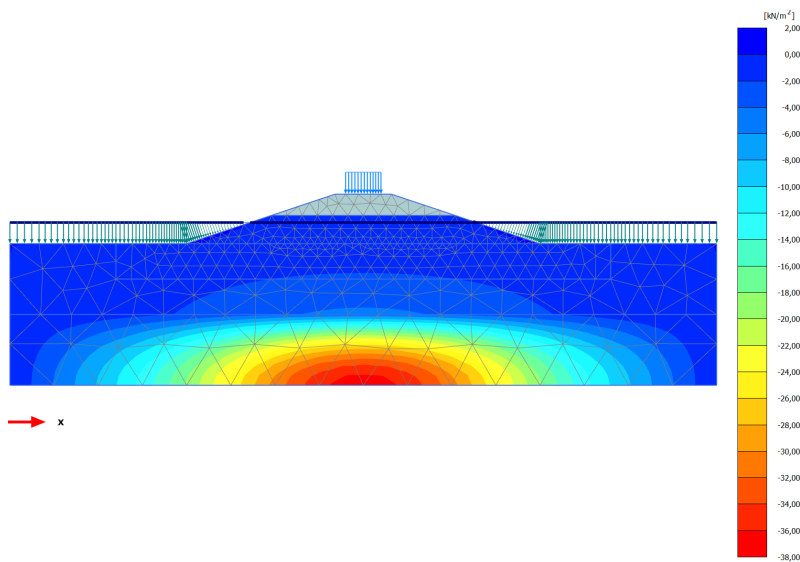
Figur E.36: Oppbygd poretrykk etter utlegging av toppfylling.



Figur E.37: Oppbygd poretrykk etter 30 dagers konsolidering av toppfylling.

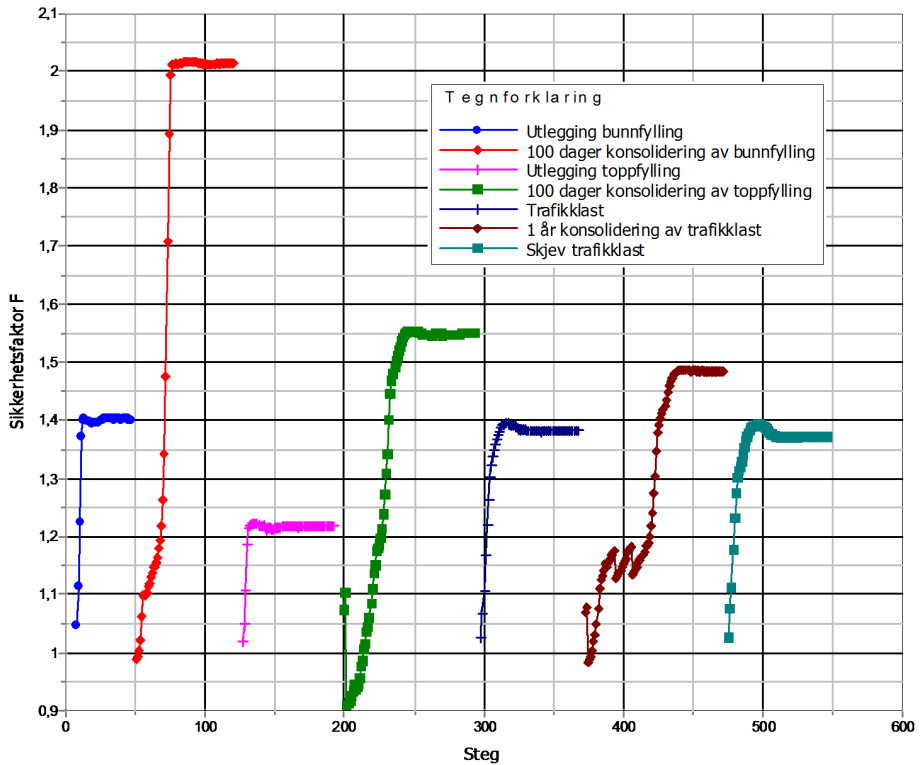


Figur E.38: Oppbygd poretrykk etter pålasting av trafikklast.

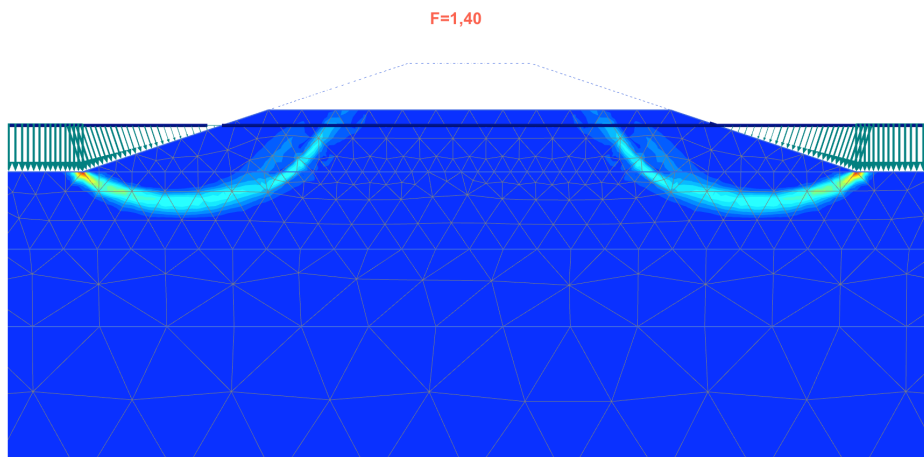


Figur E.39: Oppbygd poretrykk etter 1 års konsolidering med trafikklast.

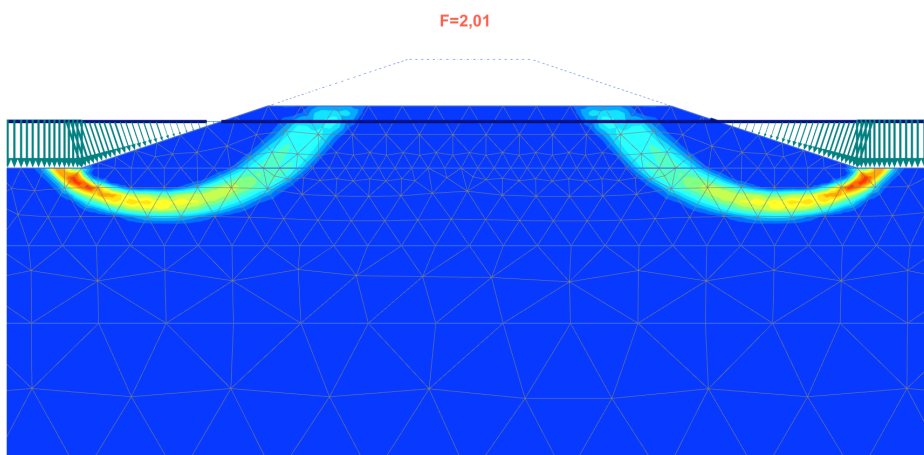
E.4 Snitt 2: Udrenert stabilitetsanalyse med 100 dagers konsolideringer



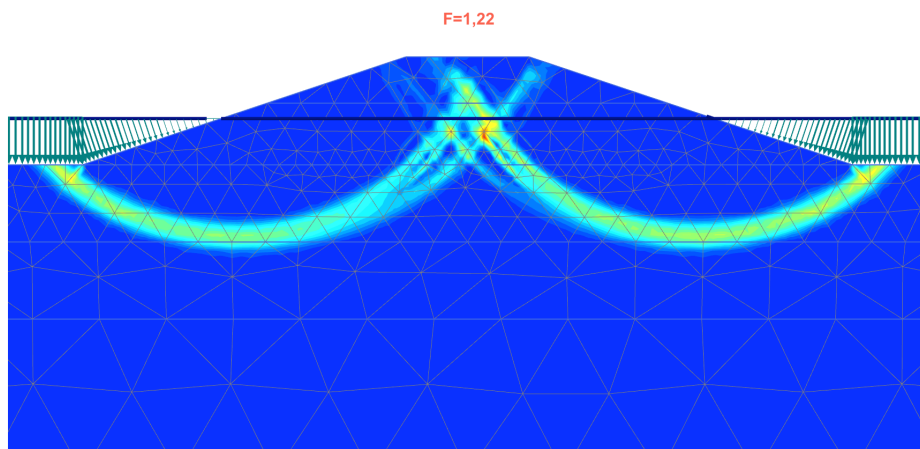
Figur E.40: Sikkerhetsfaktorer for udrenert beregning med 100 dagers konsolidering av snitt 2.



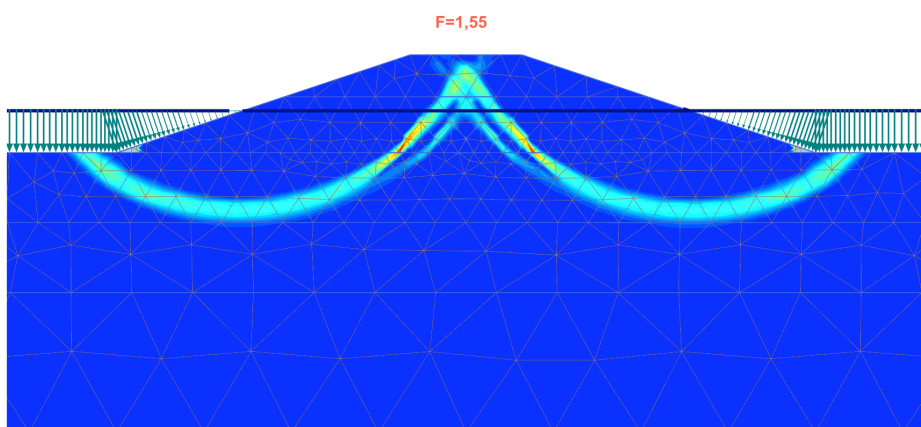
Figur E.41: Bruddsirkel etter utlegging av bunnfylling.



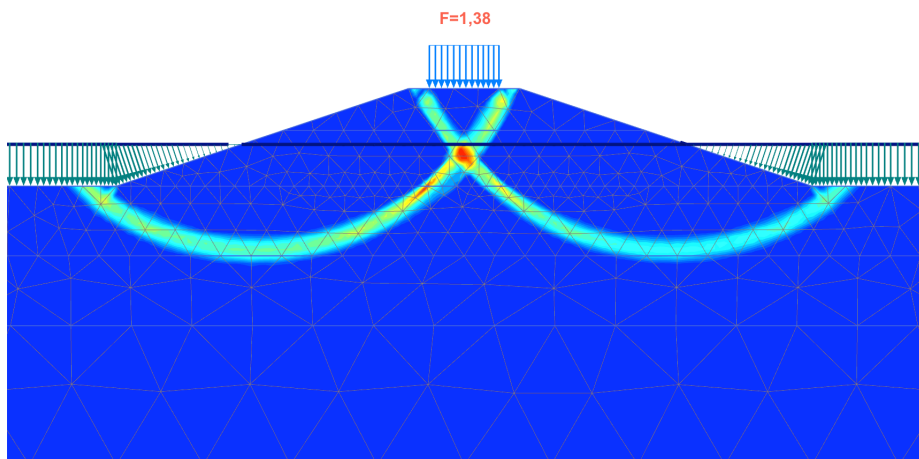
Figur E.42: Bruddsirkel etter 100 dagers konsolidering av bunnfylling.



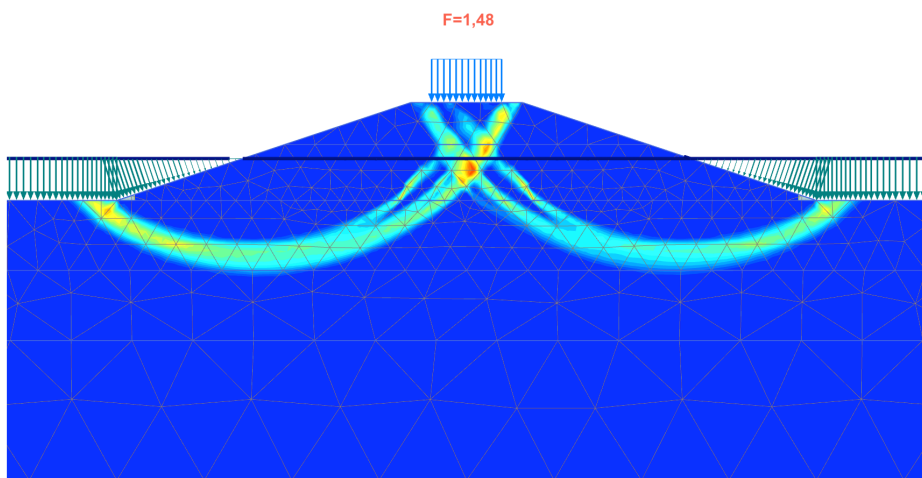
Figur E.43: Bruddsirkel etter utlegging av toppfylling.



Figur E.44: Bruddsirkel etter 100 dagers konsolidering av toppfylling.

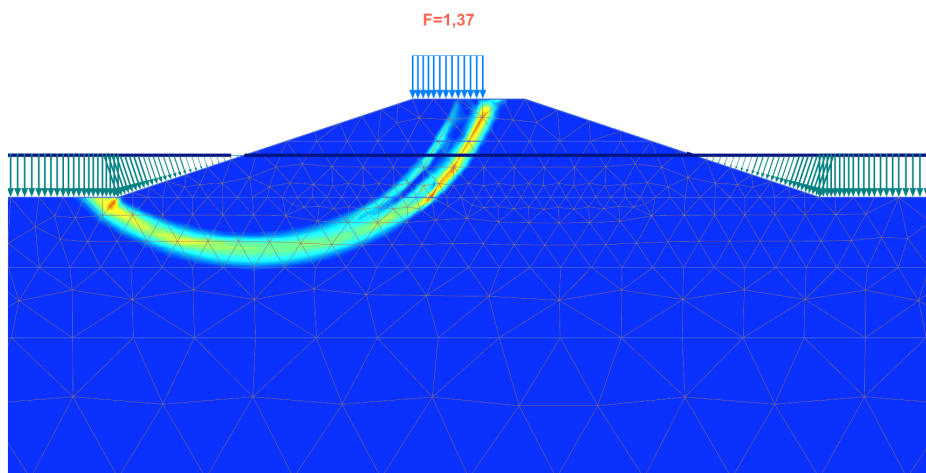


Figur E.45: Bruddsirkel etter pålasting av trafikklast.

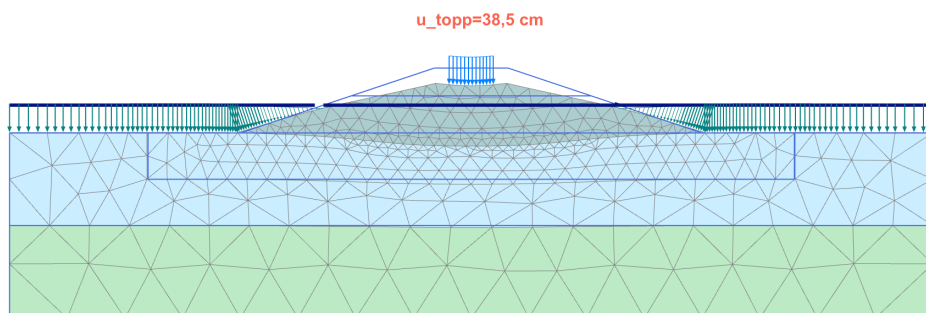


Figur E.46: Bruddsirkel etter 1 års konsolidering med trafikklast.

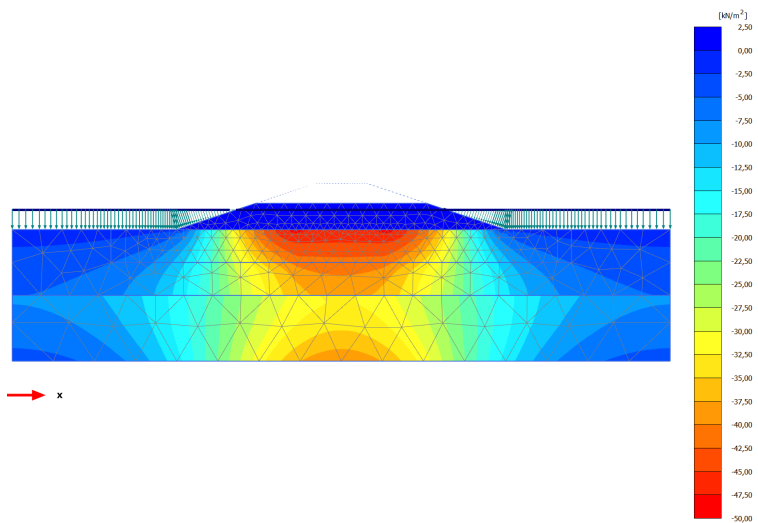
E.4. SNITT 2: UDRENERT STABILITETSANALYSE MED 100
DAGERS KONSOLIDERINGER



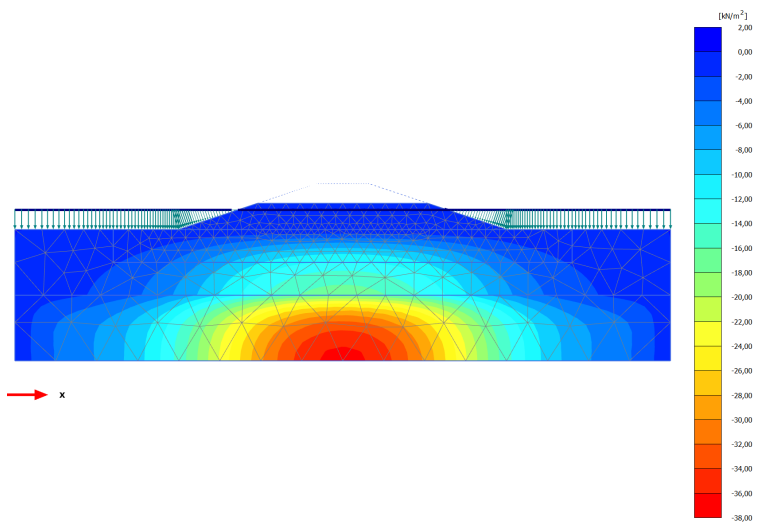
Figur E.47: Bruddsirkel etter pålasting av skjev trafikklast.



Figur E.48: Deformasjonsmønster etter 1 års konsolidering med trafikklast.

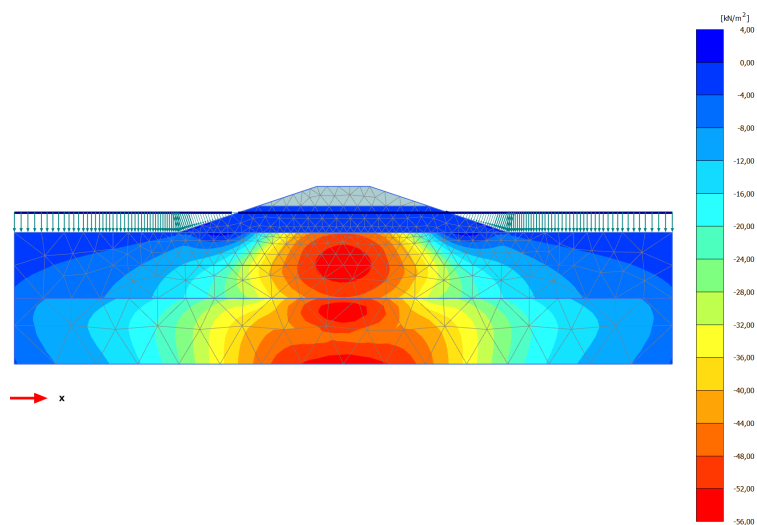


Figur E.49: Oppbygd poretrykk etter utlegging av bunnfylling.

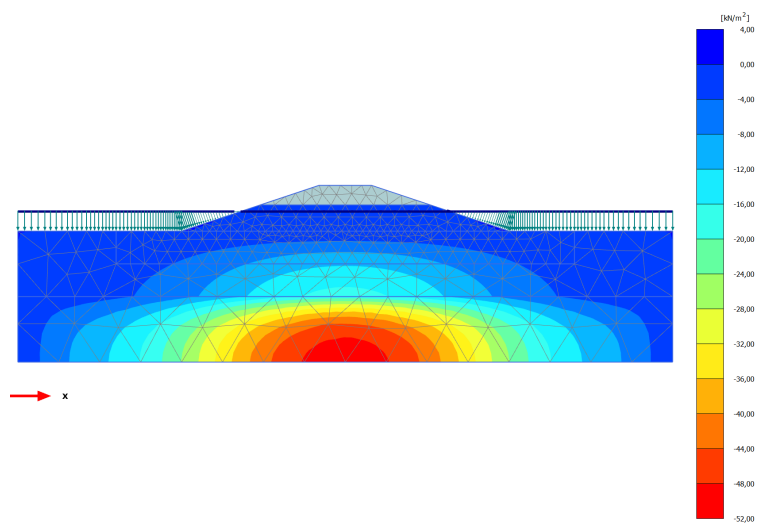


Figur E.50: Oppbygd poretrykk etter 100 dagers konsolidering av bunnfylling.

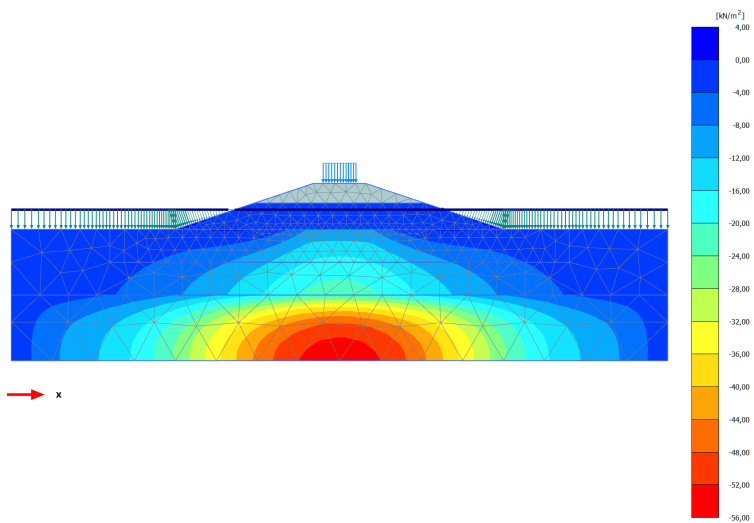
E.4. SNITT 2: UDRENERT STABILITETSANALYSE MED 100 DAGERS KONSOLIDERINGER



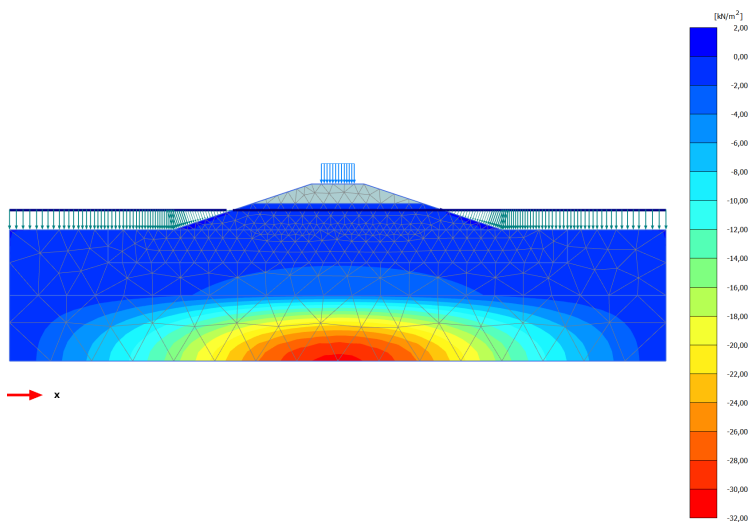
Figur E.51: Oppbygd poretrykk etter utlegging av toppfylling.



Figur E.52: Oppbygd poretrykk etter 100 dagers konsolidering av toppfylling.

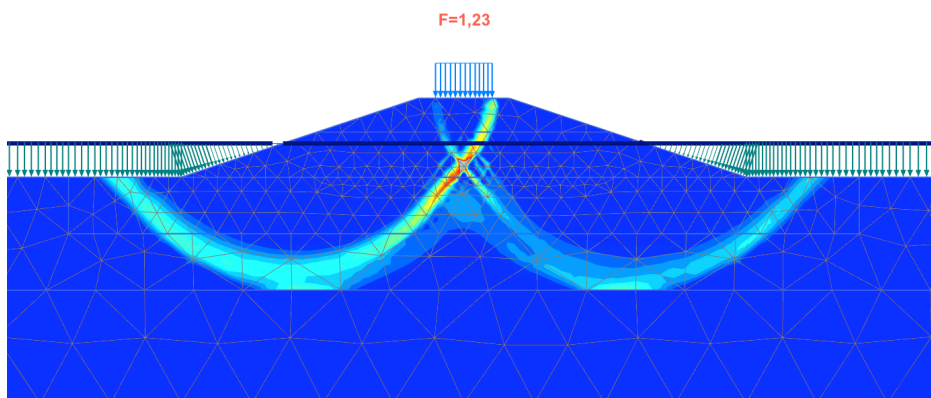


Figur E.53: Oppbygd poretrykk etter pålasting av trafikklast.



Figur E.54: Oppbygd poretrykk etter 1 års konsolidering med trafikklast.

E.5 Snitt 2: Udrenert stabilitetsanalyse med $Su=20+1z$ kPa og 30 dagers konsolidering



Figur E.55: Dypere bruddsirkel etter pålasting trafikklast for dreneringsmodell Undrained B og $Su=20+1z$.

Tillegg F

Masseberegning

Figur F.1: Masseberegninger utført i excel.

0-50		50-100		100-150		150-200	
Lengde	50 [m]	Lengde	50 [m]	Lengde	50 [m]	Lengde	50 [m]
Dybde 1	0	Dybde 1	1,8	Dybde 1	2,3	Dybde 1	2,6
Dybde 2	1,8	Dybde 2	2,3	Dybde 2	2,6	Dybde 2	2,5
Snittdybde	0,9 [m]	Snittdybde	2,05 [m]	Snittdybde	2,45 [m]	Snittdybde	2,55 [m]
Fyllhøyde	4,9 [m]	Fyllhøyde	6,05 [m]	Fyllhøyde	6,45 [m]	Fyllhøyde	6,55 [m]
Bredde topp	8 [m]	Bredde topp	8 [m]	Bredde topp	8 [m]	Bredde topp	8 [m]
A1	39,2 [m ²]	A1	48,4 [m ²]	A1	52 [m ²]	A1	52 [m ²]
Lengde skråning	14,7 [m]	Lengde skråning	18,15 [m]	Lengde skråning	19 [m]	Lengde skråning	20 [m]
A2	72 [m ²]	A2	110 [m ²]	A2	125 [m ²]	A2	129 [m ²]
A=A1+A2	111 [m ²]	A=A1+A2	158 [m ²]	A=A1+A2	176 [m ²]	A=A1+A2	181 [m ²]
Volum	5562 [m³]	Volum	7910 [m³]	Volum	8820 [m³]	Volum	9055 [m³]

150-200		200-250		250-300		300-350	
Lengde	50 [m]	Lengde	50 [m]	Lengde	50 [m]	Lengde	50 [m]
Dybde 1	2,5	Dybde 1	1,8	Dybde 1	0,9	Dybde 1	0,5
Dybde 2	1,8	Dybde 2	0,9	Dybde 2	0,5	Dybde 2	0,5
Snittdybde	2,15 [m]	Snittdybde	1,35 [m]	Snittdybde	0,7 [m]	Snittdybde	0,5 [m]
Fyllhøyde	6,15 [m]	Fyllhøyde	5,35 [m]	Fyllhøyde	4,7 [m]	Fyllhøyde	4,5 [m]
Bredde topp	8 [m]	Bredde topp	8 [m]	Bredde topp	8 [m]	Bredde topp	8 [m]
A1	49,2 [m ²]	A1	42,8 [m ²]	A1	38 [m ²]	A1	36 [m ²]
Lengde skråning	18,45 [m]	Lengde skråning	16,05 [m]	Lengde skråning	14 [m]	Lengde skråning	14 [m]
A2	113 [m ²]	A2	86 [m ²]	A2	66 [m ²]	A2	61 [m ²]
A=A1+A2	163 [m ²]	A=A1+A2	129 [m ²]	A=A1+A2	104 [m ²]	A=A1+A2	97 [m ²]
Volum	8133 [m³]	Volum	6433 [m³]	Volum	5194 [m³]	Volum	4838 [m³]

350-400		400-450		450-500		500-550	
Lengde	50 [m]	Lengde	50 [m]	Lengde	50 [m]	Lengde	50 [m]
Dybde 1	0,5	Dybde 1	0,4	Dybde 1	1,8	Dybde 1	2,7
Dybde 2	0,4	Dybde 2	1,8	Dybde 2	2,7	Dybde 2	1,1
Snittdybde	0,45 [m]	Snittdybde	1,1 [m]	Snittdybde	2,25 [m]	Snittdybde	1,9 [m]
Fyllhøyde	4,45 [m]	Fyllhøyde	5,1 [m]	Fyllhøyde	6,25 [m]	Fyllhøyde	5,9 [m]
Bredde topp	8 [m]	Bredde topp	8 [m]	Bredde topp	8 [m]	Bredde topp	8 [m]
A1	35,6 [m ²]	A1	40,8 [m ²]	A1	50 [m ²]	A1	47 [m ²]
Lengde skråning	13,35 [m]	Lengde skråning	15,3 [m]	Lengde skråning	19 [m]	Lengde skråning	18 [m]
A2	59 [m ²]	A2	78 [m ²]	A2	117 [m ²]	A2	104 [m ²]
A=A1+A2	95 [m ²]	A=A1+A2	119 [m ²]	A=A1+A2	167 [m ²]	A=A1+A2	152 [m ²]
Volum	4750 [m³]	Volum	5942 [m³]	Volum	8359 [m³]	Volum	7582 [m³]

550-600		600-650		650-700	
Lengde	50 [m]	Lengde	50 [m]	Lengde	50 [m]
Dybde 1	1,1	Dybde 1	0,5	Dybde 1	0,2
Dybde 2	0,5	Dybde 2	0,2	Dybde 2	0
Snittdybde	0,8 [m]	Snittdybde	0,35 [m]	Snittdybde	0,1 [m]
Fyllhøyde	4,8 [m]	Fyllhøyde	4,35 [m]	Fyllhøyde	4,1 [m]
Bredde topp	8 [m]	Bredde topp	8 [m]	Bredde topp	8 [m]
A1	38,4 [m ²]	A1	34,8 [m ²]	A1	33 [m ²]
Lengde skråning	14,4 [m]	Lengde skråning	13,05 [m]	Lengde skråning	12 [m]
A2	69 [m ²]	A2	57 [m ²]	A2	50 [m ²]
A=A1+A2	108 [m ²]	A=A1+A2	92 [m ²]	A=A1+A2	83 [m ²]
Volum	5376 [m³]	Volum	4578 [m³]	Volum	4162 [m³]

Sum Volum=
96694 m³

Tillegg G

Tidligere utførte felt og laboratorieforsøk fra Sveasundet

Vedlegget er satt sammen av resultater fra flere forskjellige rapporter og kommentarer til de fleste resultatene har derfor uteblitt.

G.1 Labforsøk på fyllingsmaterialet

Figurene er hentet fra Aasland (2009).

Figur G.1: Treaksialforsøk av rekonstruert fyllingsmateriale (Aasland, 2009).

Triaxial on reconstructed sample from embankment soil

Cell pressure [kPa]: 30.00

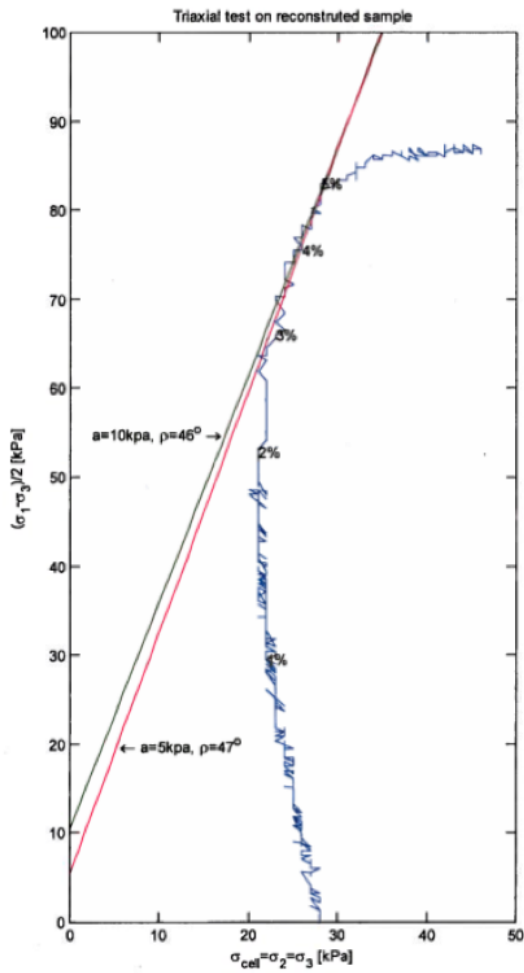


Figure 1: Triaxial in NTH-plot

TILLEGG G. TIDLIGERE UTFØRTE FELT OG
LABORATORIEFORSØK FRA SVEASUNDET

Figur G.2: Konsolideringsfase av treaksialforsøk av rekonstruert fyllingsmateriale (Aasland, 2009).

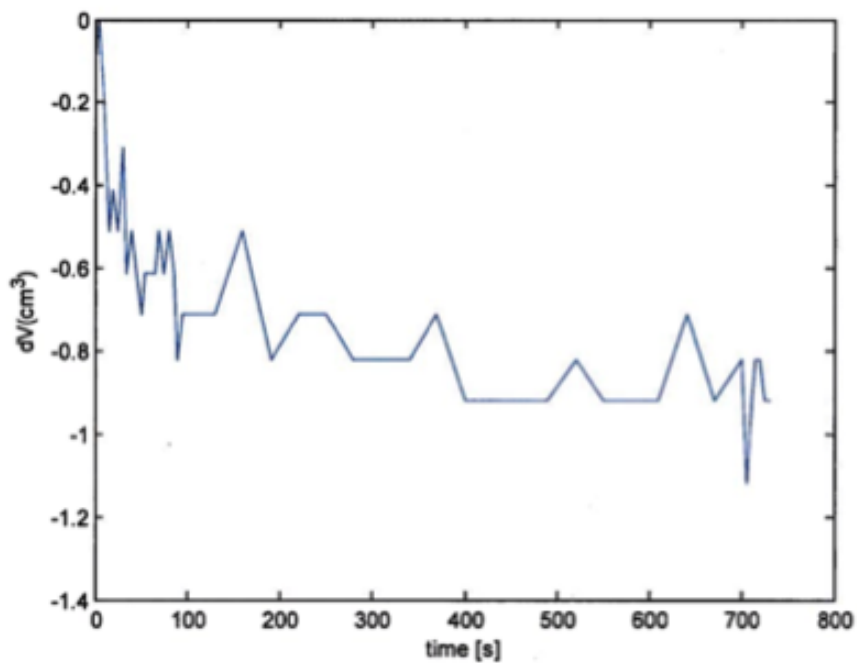
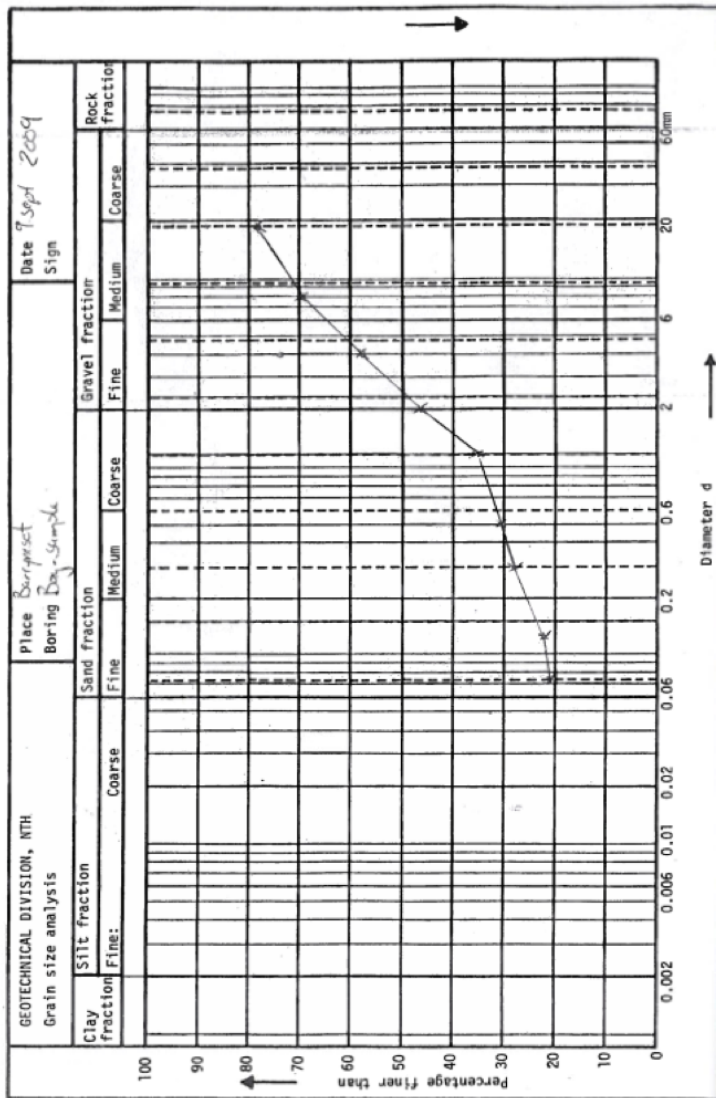




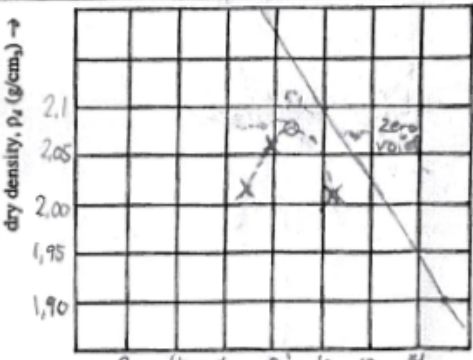
Figure 2: Consolidation

Figur G.3: Kornfordeling av fyllingsmaterialet (Aasland, 2009).



TILLEGG G. TIDLIGERE UTFØRTE FELT OG LABORATORIEFORSØK FRA SVEASUNDET

Figur G.4: Standard Proctor test av fyllingsmateriale (Aasland, 2009).

		GEOTECHNICAL LABORATORY NTH/SINTEF					
COMPACTION TEST STANDARD PROCTOR			Material: <i>Mixing Basegrus</i>				
			Testing date: <i>9/11-09</i>				
			Project:				
			Operator:				
			Approved:				
Test no.		1	2	3	4	5	6
Assumed water content (w %)		10,3	6,8	8,0			
Mass, cylinder with compacted sample	g	8031,5	7960,5	8030,0			
Mass, empty cylinder	5800 g	5800	5800	5800,0			
Mass, wet material	g	2231,5	2160,5	2230,0			
Mass, wet sample w/cup	g	2442,5	2419,9	2486,5			
Mass, dry sample w/cup	g	2285,2	2283,0	2322,9			
Mass, water	g	207,3	136,8	163,6			
Mass, cup	g	261,8	264,8	249,8			
Mass, dry sample	g	2020,4	2018,2	2083,1			
Building-in water content, w	%	10,3	6,8	8,0			
Volume cylinder, V	cm ³	1000	1000	1000			
Wet density, ρ	g/cm ³	2,23	2,16	2,23			
Dry density with given water content	g/cm ³	2,02	2,02	2,06			
$\rho_d = \frac{\rho}{(1 + w/100)}$							
Dry density with given dry weight of compacted material	g/cm ³	2,02	2,02	2,06			
$\rho_d = W/V$							
		Compaction energy:					
		Opt. water content, w_{opt}		~8,5 %			
		Max. dry density, $\rho_{d,opt}$		~2,07 g/cm ³			
Remarks:		Few tests Revised materiale.					

G.2 Grunnundersøkelser utført i 2002

Figur G.5: Borplan for ytre profil og koordinater for indre og ytre profil (Finseth et al., 2002).

Tabell 1. Koordinater til punkter målt inn i Svea mai 2002.

Punkt	Nord	Øst
1	8646246	540011
2	8646201	540144
3L	8646164	540250
4	8646067	540541
5	8646022	540674
6	8645977	540806
11	8647259	541123
12	8646852	541281
13	8647114	541139
14	8646953	541163
15	8647005	540997
16	8647233	541099
21	8646987	540250
A1	8646258	539977
B1	8645913	540840
C	8646112	540409
C1	8646028	540553
CP	8645925	540363

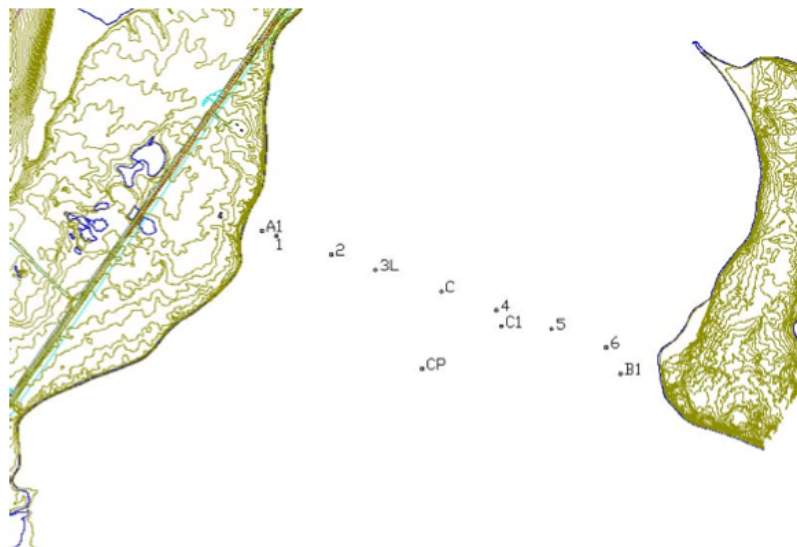


Fig. 1. Punkter ved det sørlige profilet.

TILLEGG G. TIDLIGERE UTFØRTE FELT OG
LABORATORIEFORSØK FRA SVEASUNDET

Figur G.6: Borplan for indre profil. (Finseth et al., 2002).



Fig. 2. Punkter ved det nordlige profilet, samt punkt 21.

Figur G. 7: Sammenheng av sonderinger i Sveasundet fra (Finseth et al., 2002).

Sammenheng og oversikt over sondering i Sveasundet 30.04-03.05.02
Oppdragsgiver SNSK

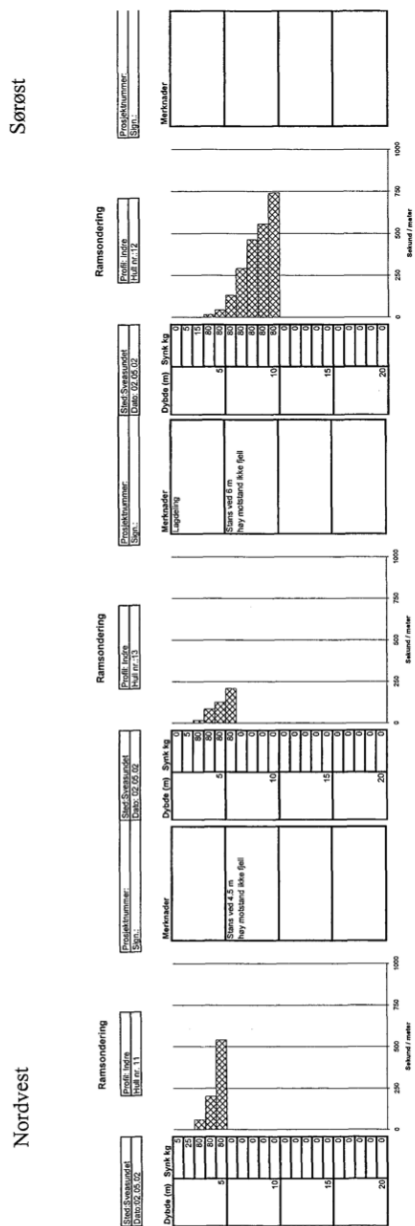
Punkt	Profil	Vanndybde (note 1)	Sonderings- dybde	Mekktighet av bløtt lag	Stopp årsak	Sonderingsmetode	Merknader
(#)	(-)	(m)	(m)	(m)	(-)	(-)	(-)
A1	Ytre		7,0	7,0	Fast lag	Dreiesondering	
2	Ytre	2,00	4,8	4,0	Fast lag	Dreiesondering	
2	Ytre	2,00	9,5	4,0-4,5	Tilnærmet stans	Ramsondering	
3	Ytre	6,40					Vanndybdemåling
3L	Ytre	2,60	11,5	5,0	Tilnærmet stans	Ramsondering	
C	Ytre						Vanndybdemåling
C1	Ytre	2,90	8,2	6,4	Fast lag	Dreiesondering	
C1	Ytre	2,90	9,5	6,5	Antatt fjell	Ramsondering	
5	Ytre	2,00	16,0	4,0-4,5	Tilnærmet stans	Ramsondering	
B1	Ytre	2,30	6,2	6,2	Fast lag	Dreiesondering	
CP	Mar- bakke		6,8	6,8	Fast lag	Dreiesondering	Dybdekontroll av bløtt lag ved antatt marbakke
11	Indre	1,50	1,6	1,6	Antatt stein	Dreiesondering	
11	Indre	1,50	4,5	2,0	Antatt stein	Ramsondering	
12	Indre		10,0	4	Tilnærmet stans	Ramsondering	
13	Indre	3,70	6,0	3	Fast lag	Ramsondering	
14	Indre	1,10	2,0	2,0	Fast lag	Ramsondering	Dybdekontroll av bløtt lag
15	Indre	7,90					Vanndybdemåling
16	Indre	2,90	2,5	2,5	Fast lag	Ramsondering	Dybdekontroll av bløtt lag

Note 1: Vanndybde er målt dybde og er ikke justert i forhold til tidevann. Disse data vil foreligge i endelig rapport og vil bli betegnet som vanndybde i forhold til middelevannstand.

Figur G.8: Ramsondeiring indre profil 2002 (Finseth et al., 2002).

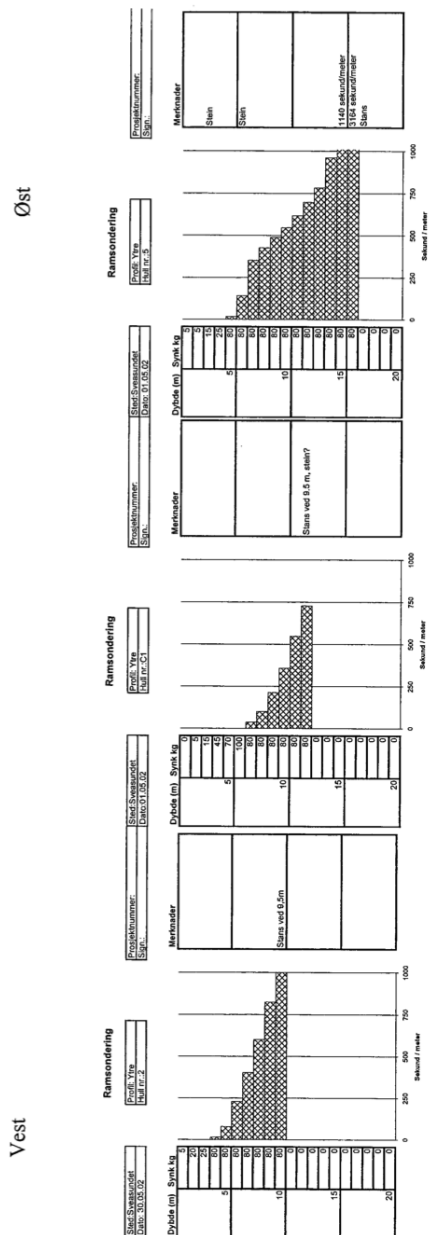
Ramsondering Sveasundet 30.04-02.05.02

Plott fra sonderingen, indre profil



Figur G.9: Ramsondeiring ytre profil 2002 (Finseth et al., 2002).

Plott fra sonderingen, ytre profil



TILLEGG G. TIDLIGERE UTFØRTE FELT OG
LABORATORIEFORSØK FRA SVEASUNDET

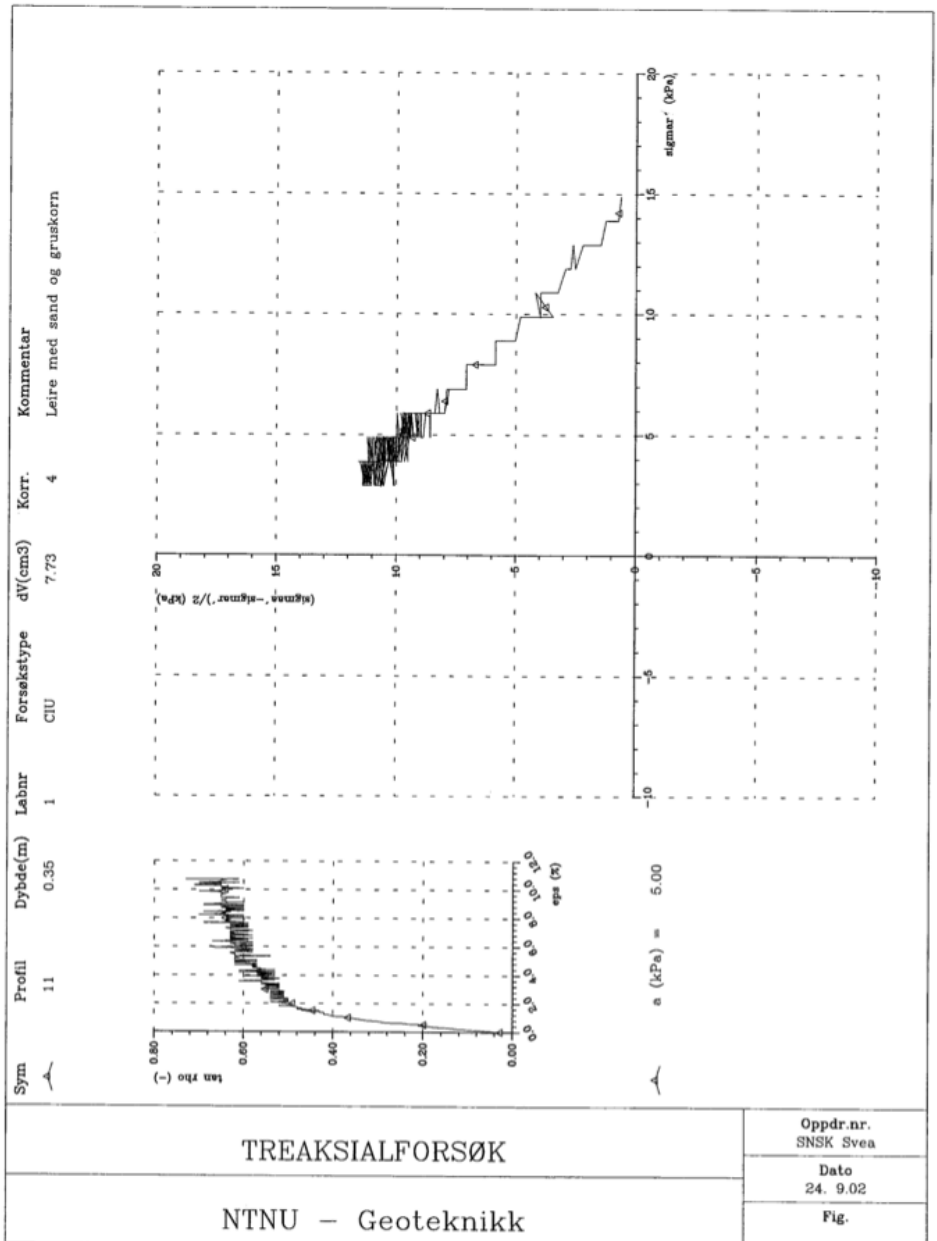
Figur G.10: Utførte laboratorieforsøk 2002 (Finseth et al., 2002).

- Modifisert prøveåpning på fem sylindre (note 1):
 - Hull 11 1 sylinder 0-0.8 m Lengde prøve: 63,0 cm
 - 1 sylinder 1.2-2.0 m Lengde prøve: 11,0 cm
 - Hull 21 1 sylinder 0-0.8 m Lengde prøve: 68,8 cm
 - 1 sylinder 0.8-1.6 m Lengde prøve: 49,1 cm
 - Hull 31 1 sylinder 0-0.8 m Lengde prøve: 47,0 cm
- 9 stk CIU treaksialforsøk
- 5 stk CRS, kontinuerlig ødometer

Forsøk	Type	Hull	Dybde	Vanninnhold	Densitet	Merknader
(s)	(-)		(m)	(%)	(g/cm ³)	(-)
Treaks	CIU	11	0,35	40,31	1,83	-
Treaks	CIU	11	0,45	38,16	1,85	-
Treaks	CIU	11	1,4	38,15	1,84	-
Ødometer	CRS	11	0,3	40,81	1,81	-
Ødometer	CRS	11	1,5	37,23	1,85	-
Treaks	CIU	21	0,45	29,34	1,95	-
Treaks	CIU	21	0,55	28,40	1,96	-
Treaks	CIU	21	1,00	26,25	1,97	-
Treaks	CIU	21	1,15	28,07	1,95	-
Ødometer	CRS	21	0,38	32,88	1,89	-
Ødometer	CRS	21	1,2	28,09	1,96	-
Treaks	CIU	31	0,15	41,56	1,78	-
Treaks	CIU	31	0,35	42,40	1,79	-
Ødometer	CRS	31	0,26	38,30	1,84	-

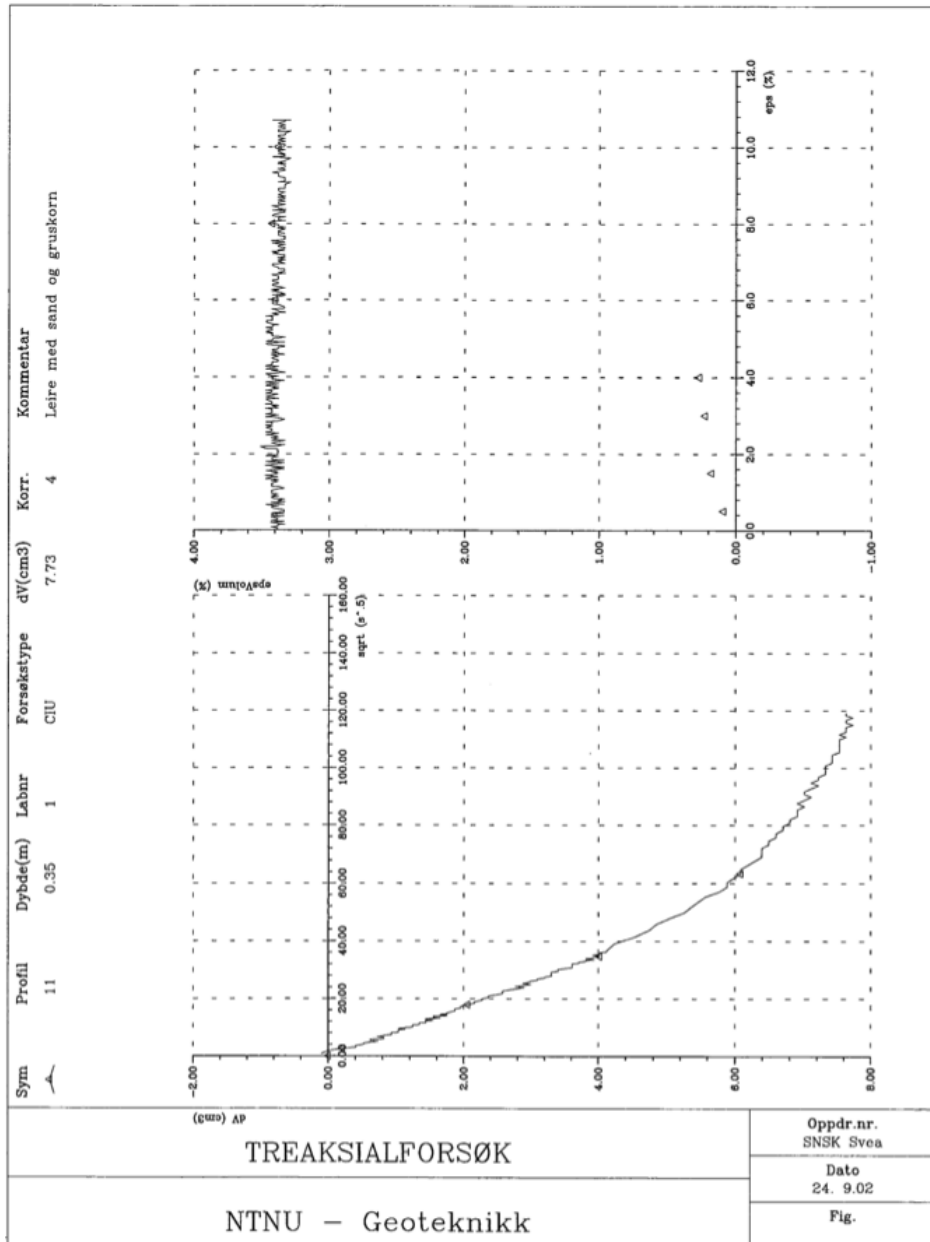
Note 1: Det er så langt det er mulig utført full prøveåpning på alle sylindre. Modifisert prøveåpning gjelder de sylindre der det ikke var nok materiale for å utføre alle rutineundersøkelser. Treaksial- og ødometerforsøk er prioritert ved samtlige prøveåpninger.

Figur G.11: Treaksialforsøk CIU skjærfase Hull 11 0,35m (Finseth et al., 2002).

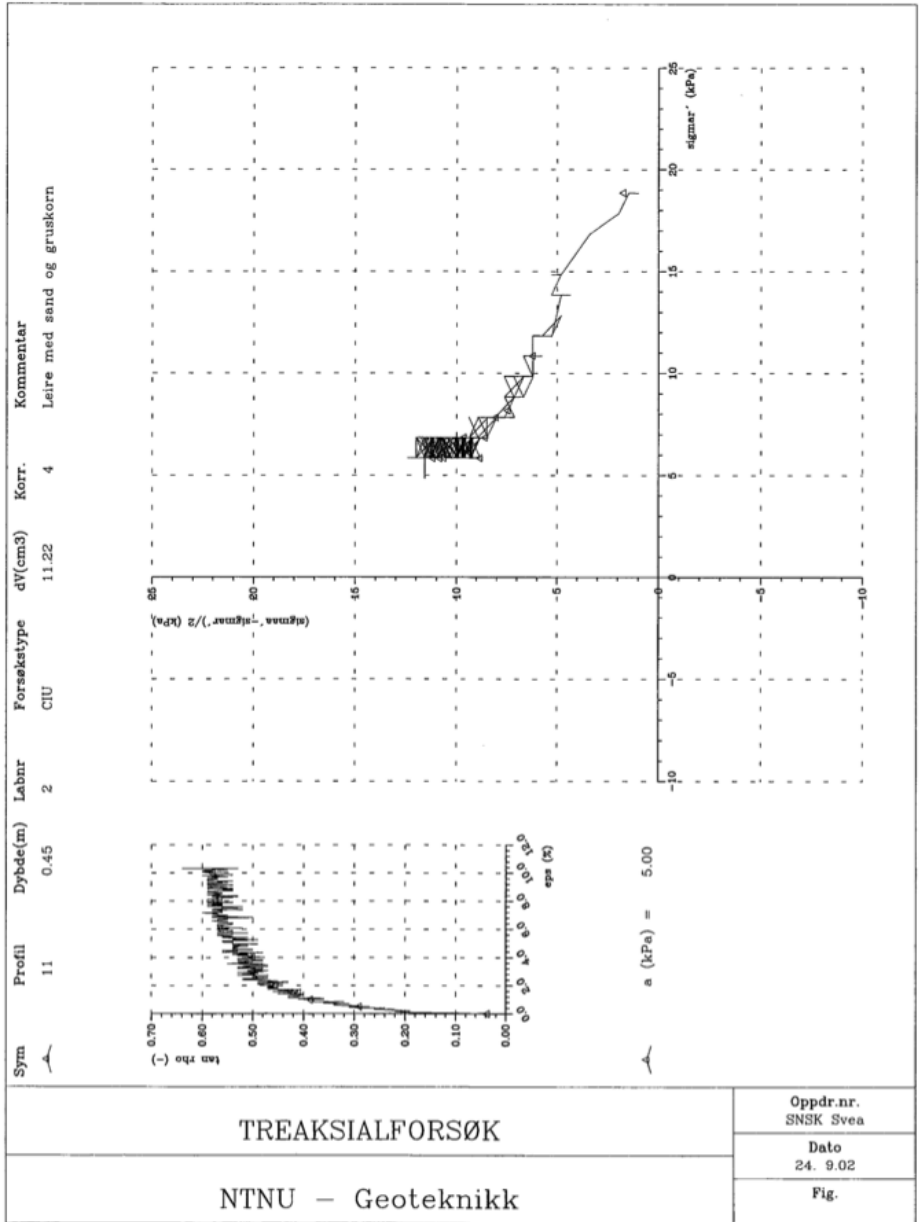


TILLEGG G. TIDLIGERE UTFØRTE FELT OG LABORATORIEFORSØK FRA SVEASUNDET

Figur G.12: Treksialforsøk CIU konsolideringsfase Hull 11 0,35m (Finseth et al., 2002).

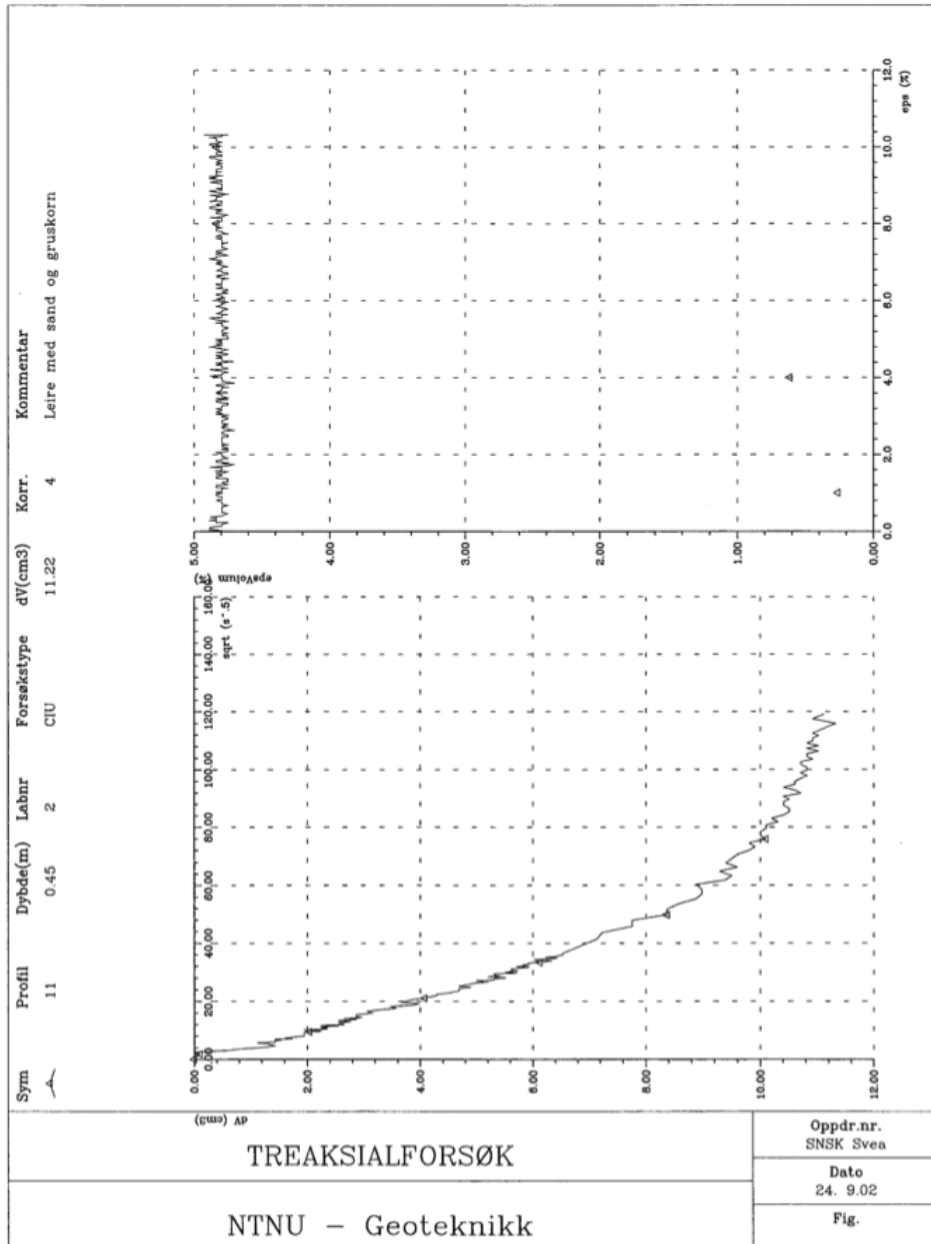


Figur G.13: Treaksialforsøk CIU skjærfase Hull 11 0,45m (Finseth et al., 2002).

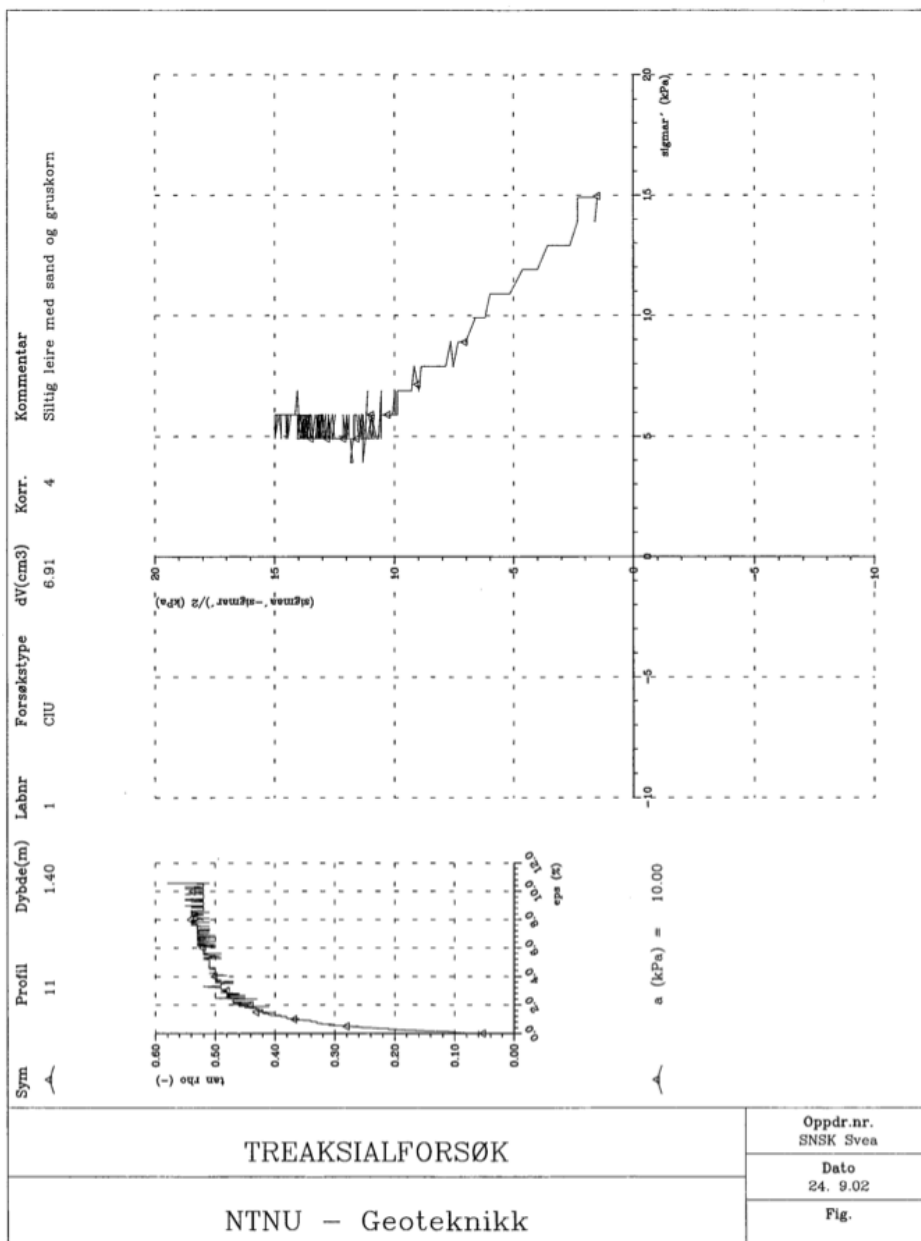


TILLEGG G. TIDLIGERE UTFØRTE FELT OG LABORATORIEFORSØK FRA SVEASUNDET

Figur G.14: Treaksialforsøk CIU konsolideringsfase Hull 11 0,45m (Finseth et al., 2002).



Figur G.15: Treaksialforsøk CIU skjærfase Hull 11 1,4m (Finseth et al., 2002).



Figur G.16: Treaksialforsøk CIU konsolideringsfase Hull 11 1,4m (Finseth et al., 2002).

