



Brynjar Midthun Øye

## Utfylling i sjø ved hjelp av cellepunt og vertikale dren

Et mulighetsstudie for bruk av cellospunt, spengsteinsfylling og prefabrikkerte vertikale dren for å opparbeide nytt industriareal ved Eitrheim i Ullensvang kommune.

Juni 2020





Kunnskap for en bedre verden

## Utfylling i sjø ved hjelp av cellespunt og vertikale dren

Et mulighetsstudie for bruk av cellespunt, spengsteinsfylling og prefabrikkerte vertikale dren for å opparbeide nytt industriareal ved Eitrheim i Ullensvang kommune.

### **Brynjar Midthun Øye**

Geoteknikk

Innlevert: Juni 2020

Hovedveileder: Prof. Steinar Nordal, NTNU

Medveileder: Dr. Ing. Geir Johan Westerlund, Norconsult AS

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for bygg - og miljøteknikk



## Forord

Denne masteroppgaven er skrevet ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, NTNU. Arbeidet med oppgaven ble gjort i løpet av våren 2020 og tilsvarer 30 studiepoeng. Med denne oppgaven fullfører jeg min sivilingeniørutdanning og mastergrad ved NTNU.

Oppgaven er skrevet i samarbeid med Norconsult AS. Ideen til oppgaven fikk jeg fra geotekniker i Norconsult, Geir Johan Westerlund, etter at jeg uttrykte et ønske om å skrive om en praktisk problemstilling fra næringslivet. Geir Johan Westerlund har også fungert som ekstern veileder for oppgaven. Oppgaven ble definert etter samtale med min veileder ved NTNU, Steinar Nordal.

Voss, 2020-06-11



Brynjar Midthun Øye

## **Takk til**

Jeg ønsker å takke min veileder ved NTNU, Professor Steinar Nordal, for god hjelp med oppgaven og for å alltid ha en åpen dør for spørsmål og utfordringer. Jeg vil også takke Dr. Ing. Geir Johan Westerlund for ideen til selve oppgaven, samt god hjelp og oppfølging under arbeidet.

Takk også til Snorre Johansen, prosjektleder hos Fundamentering AS, for å bidra til forståelse av utfordringer og begrensninger sett fra et utførelsesperspektiv.

Til slutt vil jeg takke familie og venner som har støttet og hjulpet meg i opp- og nedturen gjennom 18 års skolegang. Jeg vil spesielt takke mine foreldre og brødre for all hjelp og støtte under den spesielle situasjonen denne våren.

B.Ø.

## Sammendrag

Formålet med denne oppgaven er å undersøke muligheten for å innvinne nytt industriareal på et område ved Eitrheim, i Ullensvang kommune, ved en utfylling i fjorden. Det aktuelle området befinner seg like ved Boliden AS sitt anlegg like utenfor Odda. Industriareal er en mangelvare i området. Boliden Odda AS sprenger ut fjellhaller for lagring av avfall fra sinkproduksjon og har på grunn av dette store mengder sprengstein tilgjengelig. Muligheten for å lage en steinfylling på dette området ble først undersøkt i 1975. Grunnundersøkelsene som ble gjort den gang viste utfordrende grunnforhold, noe som førte til at Norsk Teknisk Byggekontroll AS da frarådet å bygge en tradisjonell steinfylling på området. Rundt årsskiftet 2019/2020 ble det utført nye grunnundersøkelser av Norconsult AS, med håp om at moderne metoder ville gi et bedre grunnlag for vurdering av grunnforholdene. De nye undersøkelsene ga et bedre datagrunnlag og bekreftet resultatene fra 1975 med utfordrende grunnforhold og bløte masser.

En løsning der en cellespункonstruksjon og prefabrikkerte vertikale dren benyttes er evaluert for å se om en utfylling er mulig. Dersom en utfylling i fjorden kan gjennomføres oppnås både samfunnsnyttig utnyttelse av tilgjengelige steinmasser og opparbeiding av nytt industriareal. Det er satt en målsetning for prosjektet på 50 mål opparbeidet industriareal. For å oppnå dette må ytterkanten av cellespunken plasseres ved rundt 17 meters dyp. På det meste har det bløte laget en mektighet på rundt 18 meter, dette medfører en maksimal lengde for spuntålene på nærmere 40 meter.

Beregninger er gjort for å evaluere løsningen. En rekke ulike bruddformer er undersøkt ved håndberegning og både stabilitet, deformasjoner og konsolideringstid er undersøkt ved hjelp av Plaxis. Basert på beregningene og analysene som er gjort ser det ut til at tilfredsstillende stabilitet og en akseptabel konsolideringstid er oppnåelig. Både håndberegningene og elementmetodeanalysene baserer seg på en 2-dimensjonal forenkling av problemet. Beregningsmetodene brukt ved håndberegning baserer seg i stor grad på veletablerte metoder og teori. Disse beregningsmetodene stammer fra artikkelen *Stability and Stiffness of Cellular Cofferdams* (Terzaghi, 1945), men er også videreutviklet frem til 1990-årene. Det er i stor grad de samme metodene som benyttes ved dimensjonering av cellespункonstruksjoner i dag. Cellespункonstruksjoner ser ikke ut til å ha blitt studert i særlig grad i nyere tid.

Selv om det ser ut til at konstruksjonen er beregningsmessig gjennomførbar er det likevel knyttet stor usikkerhet til selve utførelsen av konstruksjonen. Den store dybden kan bli en utfordring med tanke på hva som trengs av utstyr og kan også potensielt kreve skjøting av spuntåler. Den store dybden til fastere masser fører også til at dimensjonen på konstruksjonen blir større enn det man har erfaring med fra tidligere. På grunn av dette burde entreprenør inkluderes tidlig i en eventuell detaljplanleggingsfase.

Som et forslag til videre arbeid er det særlig foreslått å fokusere på økonomien i prosjektet for å vurdere om det kan forsvares basert på forholdet mellom kostnad og nytteverdi.

## Abstract

The purpose of this thesis is to explore the opportunity of creating new land areas for industrial use in an area close to Eitheim, in Ullensvang municipality, by a fill in the fjord. The area in question is located close to Boliden AS's plant outside Odda. Land for industrial use is in short supply in the area. Boliden Odda AS is blasting underground caverns for storage of industrial waste from their sink production. Because of this, large amounts of blasted rock materials are available. The possibility of creating a rock fill in this area was first evaluated in 1975. The ground investigations performed at this time showed challenging ground conditions, which led Norsk Teknisk Byggekontroll AS to advice against creating a traditional rock fill in this area. In the end of 2019 and beginning of 2020 new ground investigations were carried out by Norconsult AS with hope that modern surveying methods would give a better basis for evaluating the ground conditions. The new investigations resulted in an improved data basis and confirmed the results from 1975 with challenging conditions and soft materials.

A solution where a cellular cofferdam and prefabricated vertical drains are used is evaluated to investigate if a fill in the fjord is possible. If a fill can be constructed, both a societally useful use of available rock materials and creation of new land for industrial use will be achieved. 50000  $m^2$  of new land is set as a goal for the project. To achieve this, the outer edge of the cellular cofferdam must be placed at a depth of approximately 17 meters. The soft layer has a maximum thickness of about 18 meters, which leads to a maximum length of the sheet piles of close to 40 meters.

Calculations are conducted to evaluate the solution. Several different failure modes are examined by hand calculation and stability, deformations and consolidation time are examined by use of Plaxis. Based on the performed calculations and analysis it appears that satisfactory stability is possible and acceptable consolidation time is achievable. Both hand calculations and the finite element analysis are based on a 2-dimensional simplification of the problem. The calculation methods are to a large degree based on well established methods and theory. The methods stem from the article *Stability and Stiffness of Cellular Cofferdams* (Terzaghi, 1945), but have also been further developed up to the 1990s. They are to a large extent still used for the design of cellular cofferdams today. The subject of cellular cofferdams does not seem to have been studied extensively in recent years.

Even though the structure seems to be stable based on calculations, a challenge which still faces great uncertainty is the construction of the structure itself. The large depth can be challenging regarding the required equipment and might also lead to splicing of the piles being necessary. The large depth of firm ground conditions leads to a structure of a greater scale than what is known from previous experience. For this reason, contractors should be included early in a detailed planning phase.

As a suggestion for further work it is suggested to focus on the project's economy to evaluate whether the project is practical based on the ratio of cost and benefit.



# Innhold

Forord . . . . .	i
Takk til . . . . .	ii
Sammendrag . . . . .	iii
Abstract . . . . .	iv
Forkortelser/symboler . . . . .	xi
<b>1 Innledning</b>	<b>1</b>
1.1 Bakgrunn . . . . .	1
1.2 Formål . . . . .	1
1.3 Begrensninger . . . . .	1
1.4 Rapportens oppsett . . . . .	2
<b>2 Område og grunnforhold</b>	<b>3</b>
2.1 Prosjektplassering . . . . .	3
2.2 Grunnundersøkelser . . . . .	3
2.2.1 Grunnundersøkelser 1975 . . . . .	4
2.2.2 Grunnundersøkelser 2019/2020 . . . . .	7
<b>3 Teori</b>	<b>16</b>
3.1 Cellespunt . . . . .	16
3.1.1 Oppbygning cellespunt . . . . .	16
3.1.2 Utforming . . . . .	16
3.1.3 2-dimensjonal forenkling av cellespunt . . . . .	17
3.2 Prefabrikkerte vertikale dren . . . . .	18
3.2.1 Konsolideringsteori . . . . .	18
3.2.2 Grunnforbedring . . . . .	19
3.2.3 2-dimensjonal modellering av vertikale dren . . . . .	19
3.3 Jordas skjærstyrke . . . . .	21
3.3.1 Retningsavhengig skjærstyrke . . . . .	21
3.3.2 Mohr-Coulomb-modellen . . . . .	22
3.3.3 Soft Soil-modellen . . . . .	22

<b>4</b>	<b>Jordparametere</b>	<b>24</b>
4.1	Udrenert skjærstyrke . . . . .	25
4.2	Attraksjon og friksjonsvinkel . . . . .	26
4.3	Stivhetsparametere . . . . .	27
4.4	Permeabilitet . . . . .	28
4.5	Tyngdetetthet . . . . .	29
4.6	Soft Soil deformasjonsparametere . . . . .	29
4.7	Valgte parametere . . . . .	30
<b>5</b>	<b>Beregning</b>	<b>32</b>
5.1	Beregningsnitt . . . . .	32
5.2	Innledende beregninger av før-situasjon . . . . .	33
5.3	Cellespunt . . . . .	35
5.3.1	Konstruksjonsbrudd . . . . .	37
5.3.2	Vertikalt skjærbrudd . . . . .	38
5.3.3	Glipping . . . . .	40
5.3.4	Brudd langs horisontale plan i fyllmasser . . . . .	41
5.3.5	Brudd langs sirkulær bruddflate . . . . .	43
5.3.6	Horisontal glidning . . . . .	46
5.3.7	Velting . . . . .	47
5.3.8	Bæreevne . . . . .	48
5.4	Rotasjonsbrudd, glidning i spuntlåser. . . . .	49
5.5	Vertikale dren . . . . .	52
5.5.1	Plan tøyning Plaxis-modell . . . . .	52
5.6	Plaxis-beregning . . . . .	54
5.6.1	Stabilitetsberegning . . . . .	56
5.6.2	Konsolideringstid . . . . .	60
5.6.3	Aksesymmetrisk Plaxis-modell . . . . .	61
5.6.4	Setningsberegning . . . . .	63
<b>6</b>	<b>Diskusjon</b>	<b>68</b>
6.1	Bakgrunnsdata . . . . .	68
6.2	Beregninger . . . . .	69
6.3	Utførelse . . . . .	71
<b>7</b>	<b>Konklusjon</b>	<b>74</b>
<b>8</b>	<b>Videre arbeid</b>	<b>75</b>
	<b>Referanser</b>	<b>76</b>

# Figurer

2.1	Prosjektplassering. På vestsida av Sørfjorden, nord for Odda. . . . .	3
2.2	Seismisk profil, hentet fra grunnundersøkelsesrapporten fra 1975 (Norsk Teknisk Byggekontroll AS, 1975). . . . .	4
2.3	Borpunkt fra 1975. Utført av Noteby AS. . . . .	5
2.4	Kornfordeling fra 1975, borpunkt 4. 6,4 meter under terreng. . . . .	6
2.5	Geotekniske data fra 1975, borpunkt 4. . . . .	7
2.6	Borpunkt fra 2019/2020. Utført av Norconsult AS. . . . .	8
2.7	Måledata, totalsondering fra BP02. . . . .	9
2.8	Måledata, CPTu fra BP02. . . . .	10
2.9	Sylinderprøve fra BP02, hentet fra 5,2 til 6,0 meters dybde. . . . .	11
2.10	Kornfordelingsanalyser fra 2020, BP02. . . . .	12
2.11	Enaksiale trykkforsøk fra BP02. . . . .	13
2.12	Ødometerforsøk fra BP02, 10,95 meters dybde. . . . .	14
2.13	Treaksialforsøk fra BP02, 12,1 meters dybde, p'-q-plot. . . . .	15
2.14	Treaksialforsøk fra BP02, 12,1 meters dybde, skjærspenning mot aksialtøyning. . . . .	15
3.1	Sirkulære celler med mellombuer. . . . .	16
3.2	Ulike utforminger av cellespunnkonstruksjoner . . . . .	17
3.3	Illustrasjon av systemlengde og effektiv bredde for cellespunnkonstruksjoner. . . . .	18
3.4	Konsolidasjonsprosessen. Figur hentet fra TBA4116 Geotechnical Engineering, Advanced Course <i>Lecture notes</i> (Nordal, 2019). . . . .	18
3.5	Prefabrikkert dren. Bilde hentet fra <i>Geoengineer.org</i> (Geoengineer.org, 2020). . . . .	20
3.6	Ekvivalent diameter for prefabrikkerte vertikale dren. Figur hentet fra notater i faget TBA4116 Geotechnical Engineering, Advanced Course. . . . .	20
3.7	Installasjonsmønster for vertikaldren: (a) firkant, (b) trekant (Vu, 2015). . . . .	20
3.8	Omgjøring fra aksesymmetri til 2-dimensjonal plan tøyning (Indraratna and Redana, 1997). . . . .	21
3.9	Spenningsretning i ulike deler av bruddsirkel (Larsson, 1980). . . . .	21
3.10	Mohr-Coulomb bruddkriterium i skjær-/effektivspenningsplanet (Nordal, 2019). . . . .	22
3.11	Faktisk skjærkapasitet approksimert med en rett linje (Nordal, 2019). . . . .	22
3.12	Bruddgrense Soft Soil-modellen i p'-q-planet (PLAXIS, 2020). . . . .	23

4.1	$s_u$ avledet fra CPTu i BP02. . . . .	25
4.2	Tolket resultat fra treaksialforsøk, $a = 5$ kPa, $\varphi = 33^\circ$ . Prøve hentet fra BP02 i dybde 12,1 meter. . . . .	26
4.3	Friksjonsvinkel tolket fra CPTu, BP02. . . . .	27
4.4	Tolket resultat fra ødometerforsøk, $m = 15$ . Prøve hentet fra BP05 i dybde 7,53 meter. . . . .	27
4.5	$c_v$ -tall og permeabilitetskoeffisient avledet fra ødometer i 10,95 meters dybde i BP02. . . . .	28
4.6	Soiltest sammenlignet med ødometer, BO05 dybde 7,53 m. $\lambda^* = 0,053$ , $\kappa^* = 0,014$ . . . . .	29
4.7	Sammenligning mellom soiltest og de to andre ødometerforsøkene fra BP05. . . . .	30
5.1	Valgt beregningsnitt . . . . .	32
5.2	Beregningsmodell før-situasjon. Bruddsone begrenset til 10 meters dyp og utover. . . . .	33
5.3	Beregningsresultat, udrenerte styrkeparametere. . . . .	35
5.4	Beregningsresultat, drenerte styrkeparametere. . . . .	35
5.5	Beregningsmodell cellespunt . . . . .	36
5.6	Ytre jordtrykk som virker på cellespunten. . . . .	36
5.7	Illustrasjon av velting som følge av vertikalt skjærbrudd. Figur hentet fra boka <i>Cellular Cofferdams</i> (Pile Buck Inc., 1990). . . . .	38
5.8	Krefter for beregning av drivende moment og opptredende skjærkrefter ved vertikalt skjærbrudd i cellespunten. . . . .	39
5.9	Illustrasjon av brudd som følge av glipping mellom spunt og fyllmasser. Figur hentet fra boka <i>Cellular Cofferdams</i> (Pile Buck Inc., 1990). . . . .	41
5.10	Illustrasjon av brudd som langs horisontale plan i fyllmasser, Cummings metode. Figur hentet fra boka <i>Cellular Cofferdams</i> (Pile Buck Inc., 1990). . . . .	42
5.11	Horisontale krefter på infinitesimal del av fyllmasser i cellespunt, Cummings metode. Figur hentet fra boka <i>Cellular Cofferdams</i> (Pile Buck Inc., 1990). . . . .	42
5.12	Illustrasjon av bruddflate, Hansens metode. . . . .	44
5.13	Opptredende krefter, Hansens metode. . . . .	44
5.14	Mulige plasseringer for polen ved cellediameter lik 20 meter, effektiv bredde 17,5 meter. . . . .	45
5.15	Bruddfigur drenert situasjon, etter endt konsolidering. Hentet fra stabilitetsberegning. . . . .	46
5.16	Opptredende krefter ved horisontal glidning. . . . .	46
5.17	Opptredende krefter ved velting. . . . .	47
5.18	Bæreevnebrudd. . . . .	48
5.19	Skisse, rotasjonsbrudd. . . . .	50
5.20	Forenklet beregningsmodell, rotasjonsbrudd. . . . .	50
5.21	Stabiliserende og drivende krefter, rotasjonsbrudd. . . . .	51
5.22	Drivende og stabiliserende moment som funksjon av spuntens dybde under terreng. . . . .	52
5.23	Plaxis-modell med dren i 6 meters avstand. . . . .	53
5.24	Modell cellespunt, Plaxis 2D. . . . .	55
5.25	Beregningsmodell for stabilitetsberegning, Plaxis 2D. . . . .	57
5.26	Forklaring materialer, Plaxis 2D. . . . .	57

5.27 Faseinndeling for stabilitetsberegning, Plaxis 2D. . . . .	58
5.28 Illustrasjon av forsterket materiale i skråning mot land, før fylling bak spunt og etter tre oppfyllingsfaser. . . . .	59
5.29 Sikkerhetsfaktor plottet mot virtuell forskyvning for siste utfyllingsfase, udrenert. Figuren viser kun hvordan sikkerhetsfaktoren er funnet, ikke reell forskyvning. . . . .	59
5.30 Bruddfigur for siste utfyllingsfase, før konsolidering. . . . .	60
5.31 Tilleggs poretrykk etter 90% konsolidering, med og uten dren, for fyllingsfase 5. . . . .	61
5.32 Aksesymmetrisk Plaxis-modell for et enkelt dren, utsnitt av elementnett. . . . .	62
5.33 Konsolideringsprosess og tilleggs poretrykk etter 122 døgn. . . . .	62
5.34 Setninger, Mohr-Coulomb-beregningsmodell. Maksimal setning 2,6 meter. . . . .	63
5.35 Horisontalforskyvning, Mohr-Coulomb-beregningsmodell. Maksimal horisontalforskyvning 2,7 meter. . . . .	64
5.36 Deformasjon, Mohr-Coulomb-beregningsmodell. Skalert opp 5 ganger. . . . .	64
5.37 Setninger, Soft Soil-beregningsmodell. Maksimal setning 1,4 meter. . . . .	65
5.38 Horisontalforskyvning, Soft Soil-beregningsmodell. Maksimal horisontalforskyvning 0,8 meter. . . . .	66
5.39 Deformasjon, Soft Soil-beregningsmodell. Skalert opp 5 ganger. . . . .	66

# Tabeller

2.1	Kommentarer fra borelogg (Norconsult AS, 2020 <i>b</i> ). . . . .	11
4.1	Erfaringsverdier for permeabilitet (NTNU, Geotechnical division, 2015). . . . .	28
4.2	Valgte parametere for topplag. . . . .	30
4.3	Valgte parametere for siltig leire. . . . .	31
4.4	Valgte parametere for morene. . . . .	31
4.5	Valgte parametere for spengstein. . . . .	31
5.1	Materialparametere for udrenert innledende analyse . . . . .	34
5.2	Materialparametere for drenert innledende analyse . . . . .	34
5.3	Sikkerhetsfaktorer for skråningen, før-situasjon. . . . .	34
5.4	Materialdata for cellespuntberegning . . . . .	36
5.5	Plaxis input, horisontalpermeabilitet i leirlag med vertikaldren. . . . .	54
5.6	Plaxis input, spunt og stag. . . . .	55
5.7	Plaxis input, stabilitetsberegning. . . . .	56
5.8	Plaxis input, setningsberegning. . . . .	65

# Forkortelser/symboler

**a** Attraksjon

**c** Kohesjon

**CPTu** "Cone Penetration Test" med poretrykksmåling, trykksondering

**CRS** Constant Rate of Strain

**K'** Jordtrykkskoeffisient

**K<sub>0</sub>** Hviletrykkskoeffisient

**K<sub>a</sub>** Aktiv jordtrykkskoeffisient

**K<sub>p</sub>** Passiv jordtrykkskoeffisient

**k<sub>v</sub>** Vertikal permeabilitetskoeffisient

**k<sub>h</sub>** Horisontal permeabilitetskoeffisient

**kN** Kilonewton

**kPa** Kilopascal

**m** Modultall

**M** Deformasjonsmodul

**PVD** Prefabrikkerte vertikale dren

**s<sub>u</sub>** Udrenert skjærstyrke

**ε<sub>oc</sub>** Tøyning i overkonsolidert spenningsområde

**ε<sub>nc</sub>** Tøyning i normalkonsolidert spenningsområde

**φ** Friksjonsvinkel

**ψ** Dilatasjonsvinkel

**σ<sub>a</sub>** Aktivt jordtrykk

**σ<sub>p</sub>** Passivt jordtrykk





# Kapittel 1

## Innledning

### 1.1 Bakgrunn

I sammenheng med produksjonen av sink ved Boliden AS sitt anlegg i Odda bygges fjellhaller for lagring av industriavfall. Fra drivingen av fjellhallene kommer store mengder sprengstein. Det har flere ganger vært undersøkt muligheter for salg av denne steinen for bruk som tilslagsmateriale i betong og asfalt, men steinmassene er dessverre ikke egnet til slik bruk på grunn av for høyt glimmerinnhold (Boliden Odda AS, 2018). Motivasjonen bak prosjektet er Ullensvang kommune og Boliden Odda AS sitt samlede ønske om å kunne bruke disse steinmassene til samfunnsnyttige formål, samt å kunne innvinne nytt industriareal, som er en mangelvare i nærområdet.

En tradisjonell utfylling i fjorden ved Boliden Odda AS sitt anlegg på Eitrheim er tidligere vurdert flere ganger, først i 1975 og senest i 2018. Det ble da konkludert med at det ikke var praktisk gjennomførbart på grunn av utfordrende grunnforhold.

### 1.2 Formål

Målet med denne oppgaven er å undersøke muligheten for oppbygging av nytt industriareal ved hjelp av en avgrensende vegg bestående av en cellespunnkonstruksjon og prefabrikkerte vertikale dren, for å fremskynde konsolideringen og dermed setningene på området.

### 1.3 Begrensninger

Arbeidet som er utført begrenser seg til å vurdere om løsningen med cellespunn og prefabrikkerte vertikale dren er gjennomførbar basert på stabilitet og tidsbruk med tanke på konsolidering. Arbeidet som er utført er ikke å anse som en prosjektering av tiltaket, men heller et mulighetsstudium. På grunn av dette er det fokusert på det

som fremstår som spesielt for dette prosjektet og som avviker fra tidligere prosjekter der cellespunktkonstruksjoner er benyttet. Beregningene, analysene og vurderingene som er gjort er beskrevet i oppgaven. Resultatene bør ikke benyttes ukritisk.

Problemet er hovedsakelig vurdert fra et teknisk og teoretisk perspektiv. Ytterligere utfordringer med utførelsen av konstruksjonen er også diskutert i oppgaven. Det er ikke nærmere vurdert i hvilken grad løsningen er økonomisk forsvarlig.

## **1.4 Rapportens oppsett**

I denne oppgaven er bakgrunnen for problemet og grunnlagsdataene beskrevet. Etter dette er relevant teori gjort rede for, før beregningene og resultatene er beskrevet. Til slutt er resultatene diskutert og videre arbeid med prosjektet foreslått.

## Kapittel 2

# Område og grunnforhold

### 2.1 Prosjektplassering

Det aktuelle området befinner seg ved Eitrheim, i Ullensvang kommune, i Vestland fylke. Området ligger like ved Boliden Odda AS sitt smelteverk for sink, ved Eitrheimsneset, på vestsida av Sørfjorden.



Figur 2.1: Prosjektplassering. På vestsida av Sørfjorden, nord for Odda.

### 2.2 Grunnundersøkelser

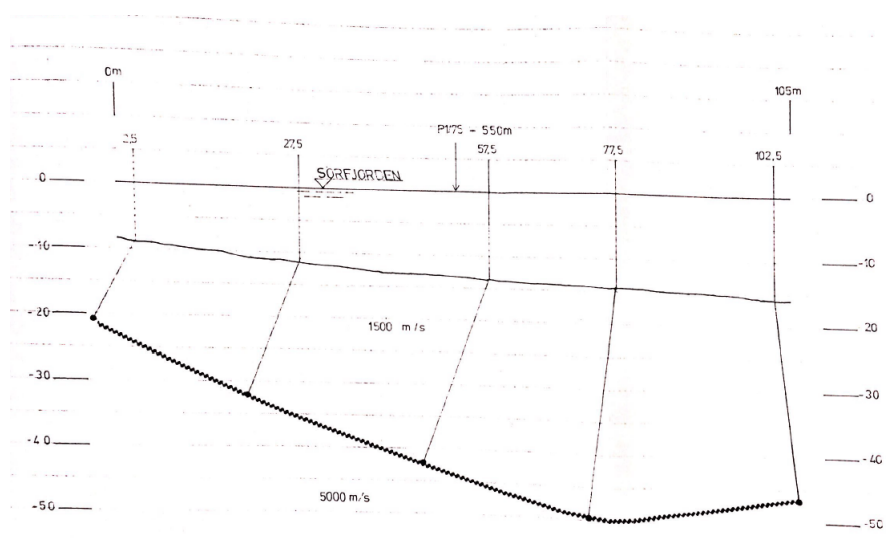
Det er utført grunnundersøkelser på området i to omganger. Først i 1975 av Norsk Teknisk Byggekontroll AS (NOTEBY) og senest av Norconsult AS i 2019/2020.

## 2.2.1 Grunnundersøkelser 1975

### Feltundersøkelser 1975

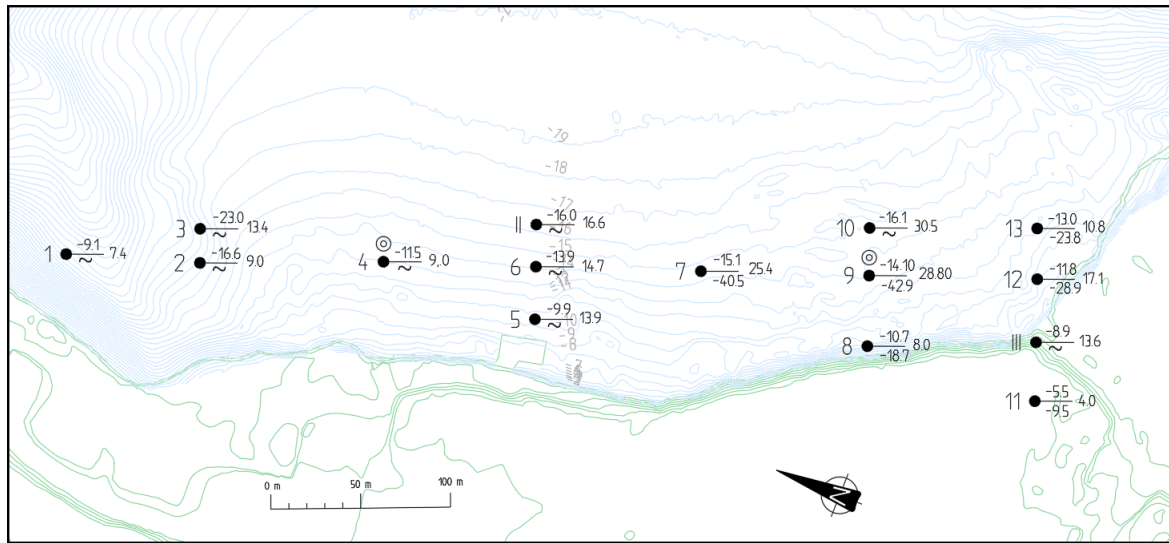
Grunnundersøkelser ble i første omgang utført av Noteby i løpet av september og oktober 1975. Disse undersøkelsene ble gjennomført i sammenheng med vurderingen av muligheten for en enkel utfylling, med skråning i front, på området. Undersøkelsene bestod totalt av 23 borer, hvorav 4 enkle sonderinger, 13 dreiesonderinger, 4 vingeboringer og to serier med uforstyrrede jordprøver. Undersøkelsene indikerer at grunnen i stor grad består av et lag svært bløt leire over fastere morenemasser over berg. Det bløte laget varierer i tykkelse over området. Laget har en maksimal mektighet på rundt 18 meter i den sørlige halvdel av området. Berg er synlig i dagen i den sørlige enden av området. I den nordlige enden er det truffet på fastere masser som er antatt å være morene ved liten dybde.

I tillegg til boringene ble fem profiler med samlet lengde på 1070 meter undersøkt ved seismiske målinger med refraksjonsmetoden. Ved refraksjonsmetoden benyttes geofoner for å undersøke hvor raskt en lydbølge beveger seg gjennom grunnen. Tolkningen av dette gir en indikasjon på lagdeling og materialtyper i grunnen. Dette er særlig nyttig for å bestemme dybden til berg under den tenkte fyllingen. Dette er illustrert i figur 2.2, og resultatene fra tolkningen av de seismiske målingene stemmer godt over ens med resultatene fra sonderingene. Resultater fra grunnundersøkelsene utført i 1975 er kun kort beskrevet, for å gi et sammenligningsgrunnlag for de moderne grunnundersøkelsene.



Figur 2.2: Seismisk profil, hentet fra grunnundersøkelsesrapporten fra 1975 (Norsk Teknisk Byggekontroll AS, 1975).

Plassering av grunnundersøkelsene utført i 1975 er vist i figur 2.3. Terrenget har endret seg etter 1975 på grunn av utfylling, derfor stemmer ikke innmålt høyde overens med koter i kartet for noen av boringene innerst mot land.

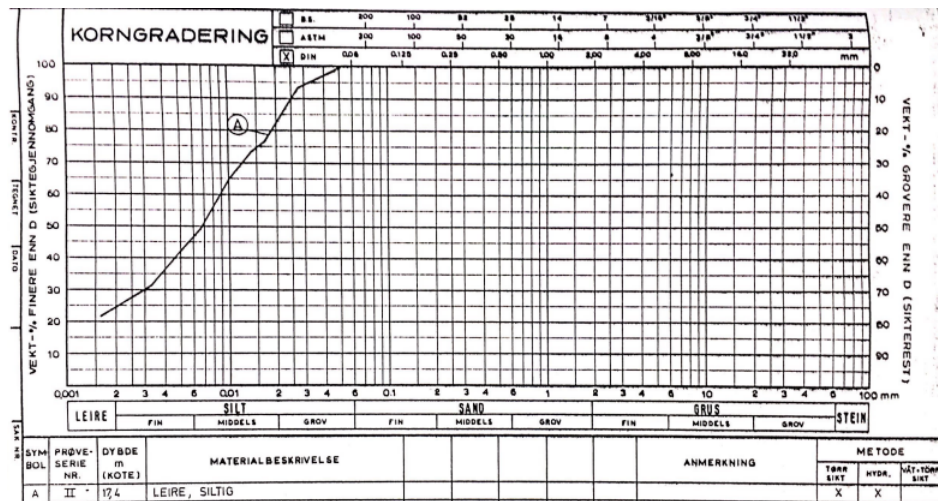


Figur 2.3: Borpunkt fra 1975. Utført av Noteby AS.

### Laboratorieundersøkelser 1975

Det ble i 1975 tatt opp to prøveserier, prøveserie 1 fra borpunkt 9 sør i området og prøveserie 2 fra borpunkt 4 nord i området. Prøvene viste at de bløte massene består av siltig leire som er normalkonsolidert, noe som medfører at det kan oppstå store setninger ved tilleggsbelastninger. Det ble også målt svært lave skjærfasthetsverdier. Dette tilsier at det kan oppstå stabilitetsproblemer selv med små tilleggsbelastninger.

Det er to tilgjengelige kornfordelingsanalyser fra 1975. Disse er hentet fra prøveserie 1, 19 meter under terreng, og fra prøveserie 2, 7 meter under terreng. Kornfordelingsanalysen i figur 2.4 fra prøveserie 2 viser at materialet er en siltig leire, med et leirinnhold på 25%. Analyse på materiale fra prøveserie 1 viser et leirinnhold på 7% og prøven inneholdt også noe fin sand. Selv om avstanden mellom disse prøvene er stor, og de derfor ikke kan direkte benyttes til å vurdere lagdelingen i grunnen, støtter de tolkningen av enkle sonderinger og dreiesonderinger som viser at de bløte massene gradvis går over i grovere masser, med siltig sand og morene over berg.

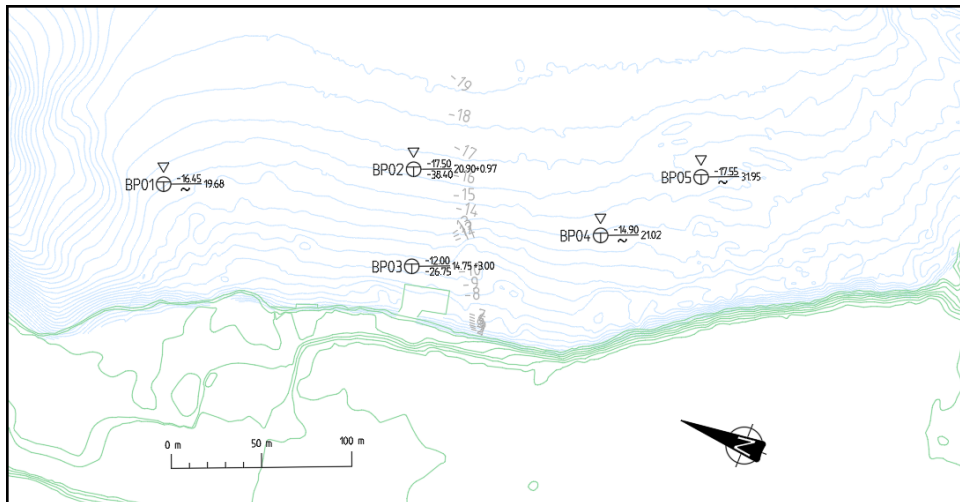


Figur 2.4: Kornfordeling fra 1975, borpunkt 4. 6,4 meter under terreng.

Registrerte geotekniske data fra rutineundersøkelser for prøveserie 2 er vist i figur 2.5. Resultatene viser svært lav skjærfasthet rundt 7 til 8 meters dybde, med en udrenert skjærstyrke ned mot 2-3 kPa fra konusforsøk. Trykkforsøk utført på prøve fra 12 meters dybde indikerer at prøvene er forstyrret da bruddtøyningen for dette forsøket er rundt 18%.



i områdetets lengderetning for å gi best mulig dekning. Borpunkt 2 og 3 er plassert i samme tverrsnitt for å gi et bedre inntrykk av endring av lagdeling og gi et bedre grunnlag til et beregningsnett. Plasseringen av de nye borpunktene er vist i figur 2.6.

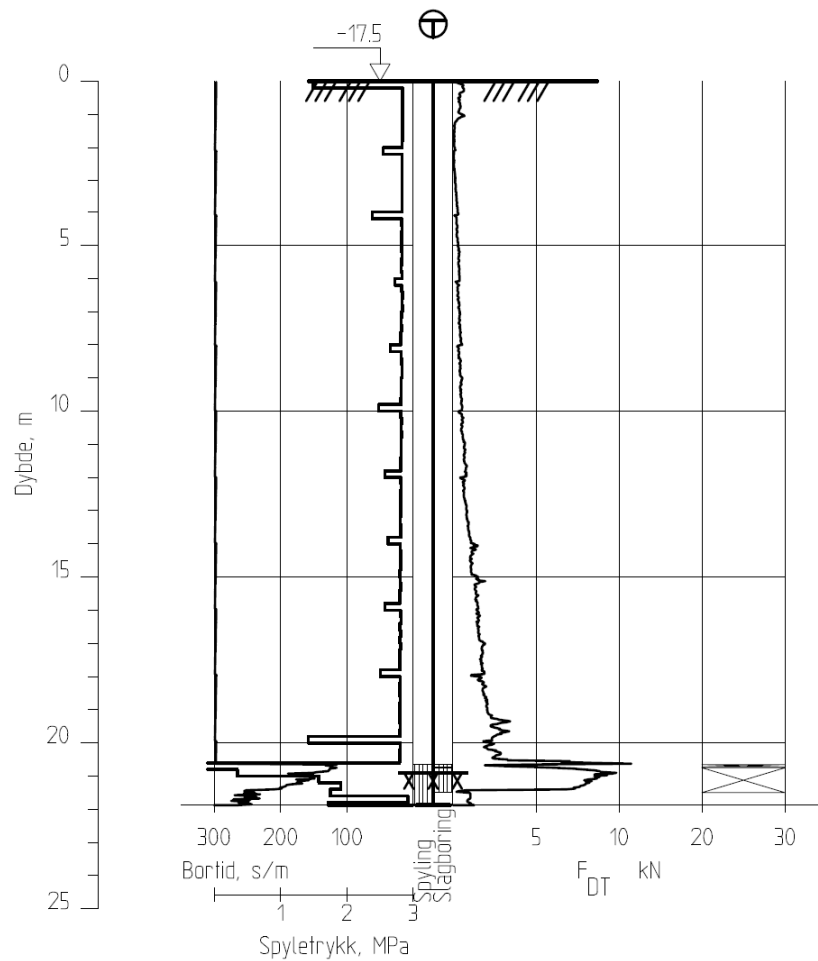


Figur 2.6: Borpunkt fra 2019/2020. Utført av Norconsult AS.

Resultatene fra de nye sonderingene bekrefter i stor grad dybder og lagdelinger avdekket i 1975. Samtlige boringer viser lignende resultater, og viser at det er liten variasjon i det undersøkte området. Resultater fra samtlige borpunkt er å finne som vedlegg til oppgaven.

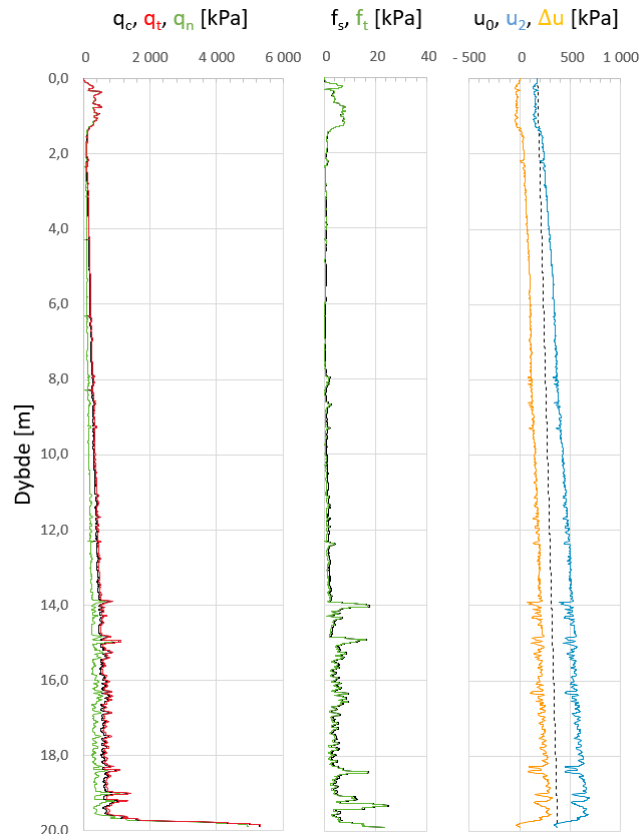
I hele det undersøkte området er det ved totalsonderinger registrert et topplag der de to øverste meterne har noe høyere boremotstand. Dette er også bekreftet av trykksonderingene som viser noe høyere spissmotstand og betydelig høyere sidefriksjon i denne delen av borprofilet. CPTu'ene viser også at materialet i dette topplaget dilaterer da det er observert en negativ poretrykksutvikling (sug), som man kan se i figur 2.8. Dette kan skyldes en bortvasking av de fineste fraksjoner i det øverste laget.





Figur 2.7: Måledata, totalsondering fra BP02.

Videre nedover viser totalsonderinger et mektig lag med svært liten boremotstand, noe som tyder på bløte masser. Dette kan observeres på måledata fra totalsonderingen i BP02, vist i figur 2.7. Her er det svært liten økning i boremotstand fra rundt 2 til 12 meters dybde, noe som indikerer et mulig sensitivt materiale med lav skjærfasthet. Dette kan også observeres på resultater fra trykksonderinger. Trykksonderingene viser svært lav spissmotstand og nesten ingen sidefriksjon. Poretrykksmålingene fra CPTu viser et overtrykk sammenlignet med hydrostatisk poretrykk for disse massene. Dette er en indikasjon på bløte og finkornige masser med lav permeabilitet, typisk en leire eller et leirholdig materiale.



Figur 2.8: Måledata, CPTu fra BP02.

Videre nedover er det registrert noe økning i boremotstand mot dybden ved totalsonderingen. Dette er typisk for leirmasser med lavere sensitivitet ettersom skjærfastheten typisk er proporsjonal med konsolideringspenningen. Trykksonderingene indikerer også et høyere innhold av grovere masser for denne delen av profilet. I figur 2.8 kan man se spissmotstanden øker noe her, og sidefriksjonen er betydelig høyere. Poretrykksmålingen er mer ujevn i denne delen av profilet og synker mot hydrostatisk poretrykk noen steder. Dette indikerer at det finnes lag med høyere permeabilitet.

Under dette er trykksonderingen avsluttet da den traff fastere masser som er antatt å være morene. Totalsonderingen er fortsatt og boret en meter inn i det som er antatt å være berg. Dette er ikke å regne som sikker bergpåvisning, vanligvis bores det 3 meter inn i berg for å gi såkalt sikker bergpåvisning ved totalsondering (Norsk Geoteknisk Forening, 1994). Totalsonderingen i BP03 er den eneste der det er gjort sikker påvisning av berg på området.

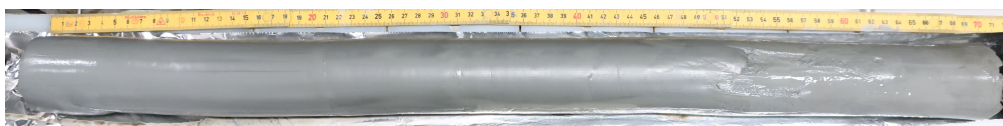
Resultatene fra sonderingene utført i 2019/2020 stemmer godt overens med resultatene fra 1975. Observasjoner gjort av borerne ved utføringen av grunnundersøkelsene bekrefter også de utfordrende grunnforholdene, med problemer med liten sidestøtte for borestrengen på grunn av de bløte massene. Dette fører til brekkasje i flere borehull. Kommentarene vist i tabell 2.1 er hentet fra grunnundersøkelserapporten (Norconsult AS, 2020b). Dette forsterker tidligere oppfatning av svært krevende grunnforhold. Skrått fjell kan også gjøre det vanskelig å sikre bergfeste for spunntålene.

Tabell 2.1: Kommentarer fra borelogg (Norconsult AS, 2020b).

Borpunkt	Feltkommentar
BP01	Veldig løse leirmasser med lite sidestøtte, borer forsiktig i de grovere massene for å prøve å unngå brekkasje.
BP02	Veldig løse masser til 20,5m, dette gir nesten ingen sidestøtte til borstreng som resulterer i brekkasje 0,7m i fjell. Også stor sjanse for skrått fjell. Boret ytterst forsiktig i overgang til litt fastere masser uten at det hjalp.
BP03	Veldig løse trolig siltige/leirige masser før steinmasser oppå fjell.
BP04	Løse siltige/leirige masser, ren leire fast på stenger ved opptrekk. Brekkasje på 21m. Mistenker skrått fjell. Kun litt over et tonn kraft når strengen knekker.
BP05	Løse siltige/leirige masser. Kommer ned i grovere masser på 24,5m. Noe steinmasser. Slutten av boringen er noe usikker, kan tyde på skrått fjell. Vanskelig å tyde godt hva som skjer på 32m dyp boring. Brekkasje.

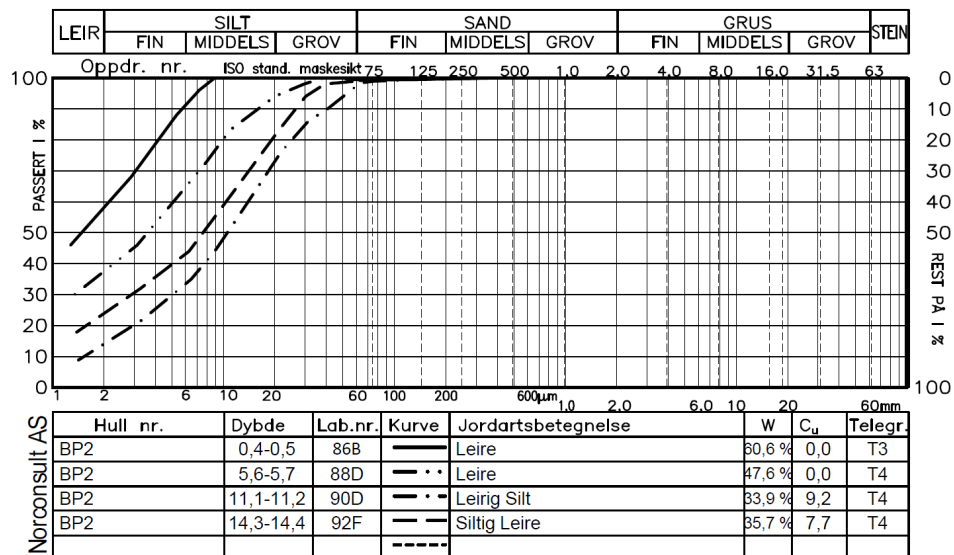
### Laboratorieundersøkelser 2020

Jordprøver er hentet opp fra tre ulike posisjoner: BP01, BP02 og BP05. Det er benyttet sylindrerprøvetaker for å ta opp prøvene. Det er på laboratorium utført to treaksialforsøk og fem ødometerforsøk i tillegg til rutineundersøkelser. Det var, som i 1975, utfordrende å få tatt opp prøver av god kvalitet. Borerne hadde så store vanskeligheter at det ikke var mulig å få opp prøver fra alle dybder da materialet var så bløtt at det rant ut av sylindren. Figur 2.9 viser sylindrerprøve hentet fra BP02 fra 5,2 til 6 meters dybde. Bildet er tatt like etter utpressing fra sylindren og viser at materialet i denne prøven er delvis forstyrret.



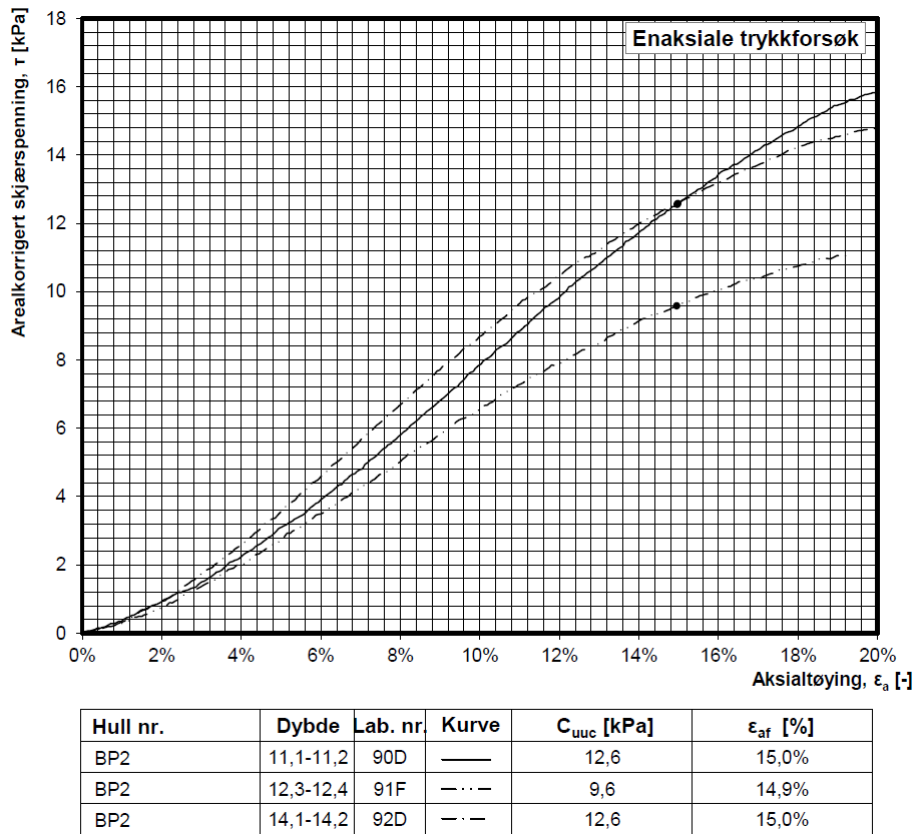
Figur 2.9: Sylindrerprøve fra BP02, hentet fra 5,2 til 6,0 meters dybde.

Målinger av materialets romvekt og vanninnhold lot seg ikke gjøre eksakt på grunn av vann i prøvesylinder, noen prøver fremsto også som delvis forstyrret. På grunn av dette er det noen variasjoner i resultatene. Det er registrert kvikkleire i BP01 ved 6,5 og 9,5 meters dybde, der omrørt skjærstyrke er målt til å være under 0,5 kPa. Korngraderingsanalyser viser at store deler av grunnen består av svært finkornige masser. Analysene viser en betydelig høyere andel av leire enn det som ble påvist i 1975. På det meste er registrert leirinnhold opp mot 60 prosent, det vil si en jordtype som klassifiseres som ren leire. Kornfordelingsanalyser fra BP02 er vist i figur 2.10.



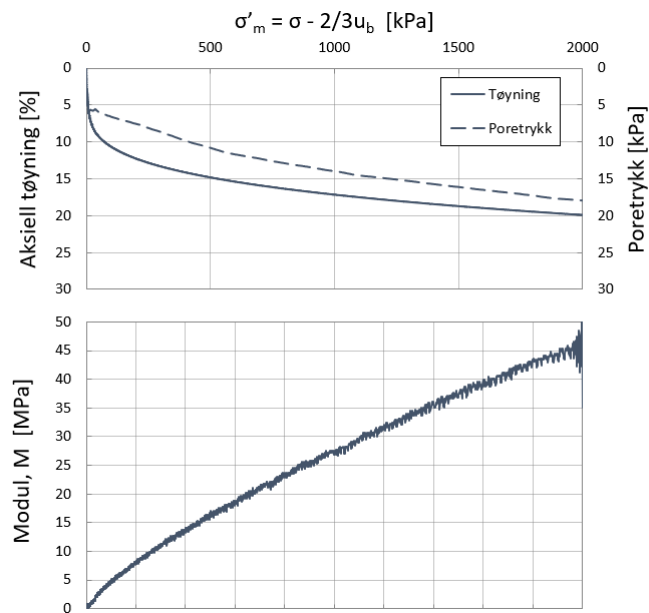
Figur 2.10: Kornfordelingsanalyser fra 2020, BP02.

Konusforsøk, enaksiale trykkforsøk og treaksiale trykkforsøk viser at materialet er bløtt, med lav skjærfasthet. Figur 2.11 viser enaksiale trykkforsøk fra BP02. Som ved prøvene fra 1975 er tøyningen ved brudd stor på grunn av dårlig prøve kvalitet. Tøyningen ved brudd for de nye prøvene var rundt 15%, men skjærspenningen fortsetter også å øke etter brudd, noe som gjør det utfordrende å fastsette eksakt spenning og tøyning ved selve bruddet.



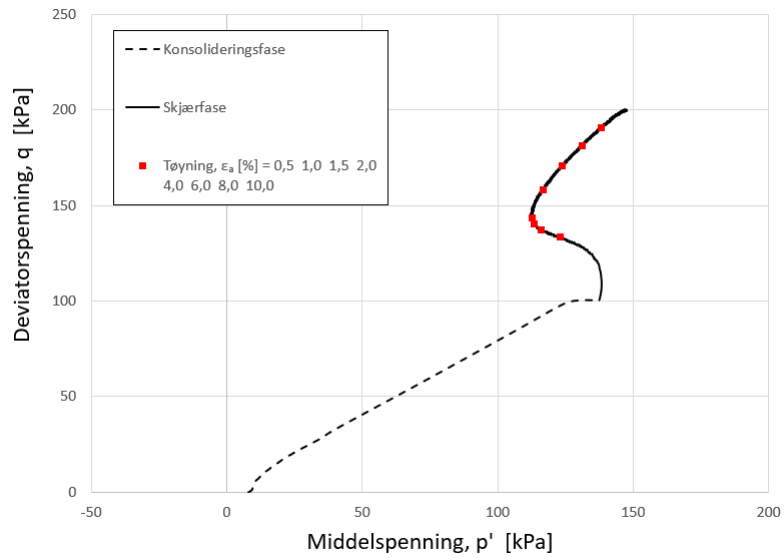
Figur 2.11: Enaksiale trykkforsøk fra BP02.

Ingen av de utførte ødometerforsøkene viser noen tegn til prekonsolideringsspenning. Både deformasjonskurver og de avledede kurvene for materialets ødometermodul antyder at det er snakk om et normalkonsolidert materiale, den samme konklusjonen ble trukket i 1975. Sannsynligvis er dette ikke overlagret materiale avsatt fra bresmeltingen ved enden av Sandvinsvatnet, sør for Odda sentrum, ved avslutningen av istiden 10 000 år tilbake. Det er her verdt å poengtere at med de utfordringer man hadde med å få opp prøver av god kvalitet ville en prekonsolideringsspenning og påfølgende synlig endring i materialets oppførsel ved økende spenning trolig vært vanskelig å identifisere. Målinger fra et ødometerforsøk gjennomført på masser hentet fra 10,95 meters dyp i BP02 er vist i figur 2.12, det er her tydelig at det må forventes store setninger ved økt belastning på disse massene.

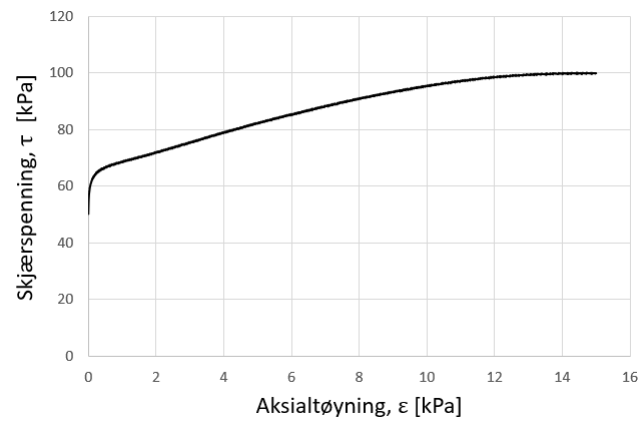


Figur 2.12: Ødometerforsøk fra BP02, 10,95 meters dybde.

Også de to treaksialforsøkene vitner om de utfordrende grunnforholdene og den lave prøve kvaliteten. De to forsøkene er gjort på masser fra BP02 i dybde 12,1 meter og masser fra BP05 i dybde 7,5 meter. Det første forsøket fra BP02 ble konsolidert anisotropisk og fikk en volumtøyning på 5,77% i konsolideringsfasen. Det andre forsøket fra BP05 ble konsolidert isotropisk og fikk en volumtøyning på 4,96% i konsolideringsfasen. Dette antyder at prøvematerialet er veldig forstyrret, og at forsøkene dermed er av lav kvalitet (Statens Vegvesen, 2016). Som vist på figur 2.13 og 2.14 er tøyningen stor ved brudd. I begge treaksialforsøkene dilaterer prøvene, noe som er overraskende siden det er snakk om sensitivt materiale. Dette kan skyldes utpressing av porevann i konsolideringsfasen i kombinasjon med høyt siltinnhold. Det kan derfor være at in situ masser kan få en kontraktant oppførsel.



Figur 2.13: Treksialforsøk fra BP02, 12,1 meters dybde, p'-q-plot.



Figur 2.14: Treksialforsøk fra BP02, 12,1 meters dybde, skjærspenning mot aksialtøyning.

# Kapittel 3

## Teori

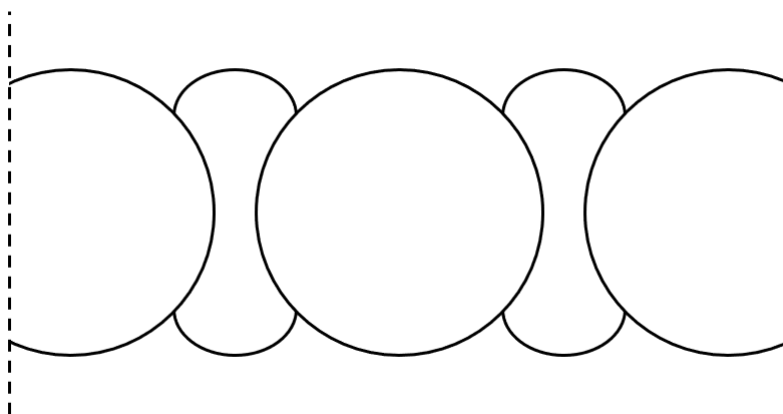
### 3.1 Cellespunt

#### 3.1.1 Oppbygning cellespunt

Cellespункonstruksjoner er store samvirkekonstruksjoner bestående av stål og jord. Cellene settes sammen av mange smale, flate spuntnåler med låser som settes sammen. Spuntnålene har i dag typisk en bredde på 50 cm, mens spuntnåler på 40 cm var mye brukt tidligere. Diameter for spuntcellene kan være alt fra noen få meter til over 30 meter avhengig av belastning og høyde.

#### 3.1.2 Utforming

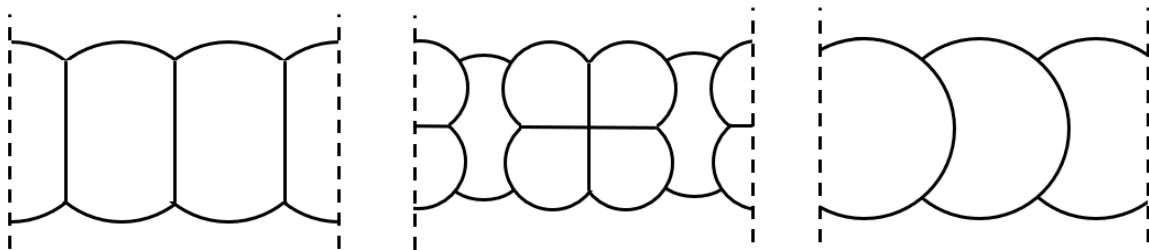
En cellespункonstruksjon består av en eller flere stålsylindre fylt med friksjonsmasser. Typisk sammensetning er sirkulære celler med mellombuer, geometrien til en slik oppbygning er vist i figur 3.1.



Figur 3.1: Sirkulære celler med mellombuer.



Det finnes også andre utforminger som kan brukes. For eksempel semisirkulære celler med rette tverrvegger (diaphragm cells), kløverbladceller eller direkte sammenknyttede sirkulære celler. Disse er vist i figur 3.2. Semisirkulære og kløverbladceller er fordelaktige der bredden av cellespункonstruksjonen må være stor og diameteren til sirkulære celler dermed ville blitt for stor. Direkte sammenknyttede sirkulære celler har et lavere materialforbruk, men konstruksjonens utforming gir også lavere styrke og stabilitet sammenlignet med hele sirkulære celler med mellombuer.

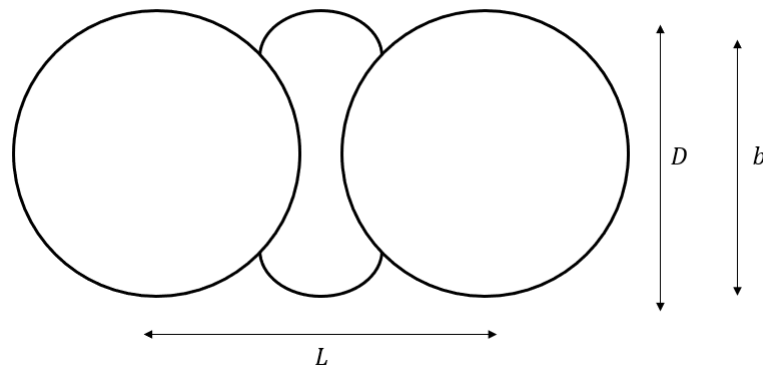


Figur 3.2: Ulike utforminger av cellespункonstruksjoner

Hovedfordelen til den tradisjonelle utformingen med sirkulære celler og mellombuer er at cellene kan etableres og fylles hver for seg. Dette er en stor fordel siden cellene har svært lav stabilitet frem til de er fylt opp. Det er ringstrekket som kommer av jordtrykket fra fyllmassene, samt den indre friksjonen i fyllmassene som gir cellespункens stabilitet. Dette er særlig viktig når cellene etableres i sjøen slik som beskrevet i denne oppgaven. Da er cellene utsatt for skader som følge av belastninger fra vind og bølger fram til de er fylt opp i en betydelig andel av høyden.

### 3.1.3 2-dimensjonal forenkling av cellespунк

For å kunne gjøre håndberegninger og 2-dimensjonale analyser forenkles cellespункen til en 2-dimensjonal konstruksjon med en indre og en ytre vegg. Denne forenklingen medfører at spunkens kurvatur neglisjeres, noe som medfører at friksjonen i spunklåser neglisjeres i enkelte håndberegningsmetoder (Pile Buck Inc., 1990). Avstanden mellom veggene beregnes som en effektiv bredde. Denne bredden beregnes som arealet av systemet, delt på lengden av systemet, hvor systemlengden er definert som avstanden mellom senterpunkt i to hovedceller (ArcelorMittal, 2009). Definisjonen av systemlengden er illustrert i figur 3.3. Arcelor Mittal har tabellført effektiv diameter for ulike cellediametere. I denne sammenhengen antas effektiv bredde å være lik 0,875 ganger cellediameteren. Dette stemmer godt for cellespункer med cellediameter i det aktuelle intervallet mellom 20 og 30 meter.



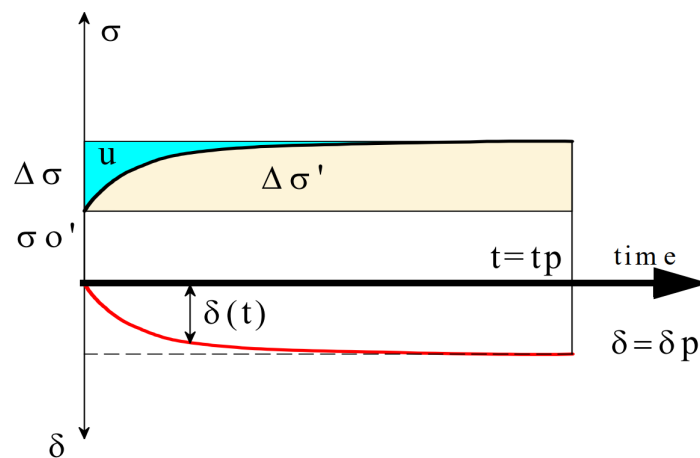
Figur 3.3: Illustrasjon av systemlengde og effektiv bredde for cellespunnkonstruksjoner.

## 3.2 Prefabrikkerte vertikale dren

### 3.2.1 Konsolideringsteori

I geoteknisk sammenheng menes med konsolidering den mekaniske prosessen der et jordmateriale gradvis endrer volum som følge av en endring i spenning. Etter den klassiske konsolideringsteorien etter Karl Terzaghi anses både kornene og porevannet for å være inkompressibelt (Terzaghi, 1943). For jordmaterialer der porene er mettet av vann fører dette til at en volumendring må føre til en endring i poretrykket. På grunn av finkornige materials lave permeabilitet kan det ta lang tid før dette overtrykket utlignes.

Den lave permeabiliteten fører til at en påført last like etter pålasting i sin helhet blir båret av det økte poretrykket. Dette poretrykket utlignes så gradvis når vannet blir trykket ut fra materialet. Når belastningen gradvis overføres på kornene, øker spenningen mellom disse og det oppstår setninger. Sammenhengen mellom utviklingen av poretrykk, effektivspenninger og setninger over tid er vist i figur 3.4.



Figur 3.4: Konsolidasjonsprosessen. Figur hentet fra TBA4116 Geotechnical Engineering, Advanced Course Lecture notes (Nordal, 2019).

Etter en tid er det økte poretrykket etter påføringen av belastningen forsvunnet, og konsolideringsprosessen er ferdig. Setningene som oppstår på grunn av endringer i effektivspenninger mellom kornene kalles primærsetninger. Graden av konsolidering er beskrevet av ligning 3.1, hvor  $U_p$  er graden av konsolidering og  $\delta_p$  er total primærsetning (Nordal, 2019).

$$U_p = \frac{\delta(t)}{\delta_p} \quad (3.1)$$

Ved endt konsolidering,  $U_p = 100\%$ , er tiden  $t = t_p$ . I leire og andre kompressible jordarter kan primærsetningene være store. Av den grunn er det av stor interesse at store deler av setningene er ferdige før konstruksjoner bygges på et belastet område. Hvor lang tid dette tar, størrelsen av  $t_p$ , er avhengig materialets egenskaper og hvor langt vannet må strømme gjennom materialet for å dreneres bort. Primærkonsolideringstiden  $t_p$  er gitt av ligning 3.2, hvor  $H$  er lengden av dreneringsveien og  $c_v$  er materialets konsolidasjonskoeffisient. Konsolidasjonskoeffisienten avhenger av materialets stivhet og permeabilitet (Nordal, 2019).

$$t_p = \frac{H^2}{c_v} \quad (3.2)$$

### 3.2.2 Grunnforbedring

Ettersom primærkonsolideringstiden avhenger av dreneringsveiens lengde opphøyd i annen blir effekten av å redusere ned denne svært stor. Dette er mulig ved å installere vertikale dren. Tidligere var sand-dren der en borer hull og fyller de med sand med høy permeabilitet mye brukt. I moderne tid er prefabrikkerte vertikale dren av fibermateriale blitt mer populære på grunn av sin enkle installasjon. PVD'ene leveres på rull og føres ned til ønsket nivå inne i et stålprofil. Stålprofilen trekkes opp og drenet står igjen i bakken. Drenene kan så installeres i mønster, enten trekantet eller firkantet, med fast avstand som gir ønsket reduksjon av dreneringsveien. Dette kan ha stor betydning for hvor lang tid det tar før et utfylt område kan nyttiggjøres. Eksempelvis vil en reduksjon av dreneringsveien fra 10 meter til 1 meter føre til en primærkonsolideringstid som er en hundredel av den opprinnelige.

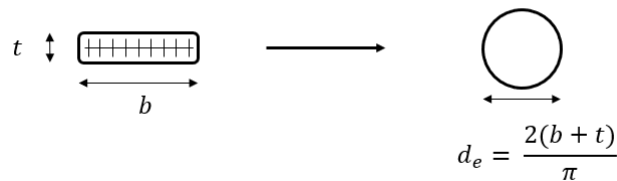
### 3.2.3 2-dimensjonal modellering av vertikale dren

Teorien bak konsolidering av jord ved hjelp av vertikale dren baserer seg i utgangspunktet på aksesymmetri der en jordsylinder dreneres av et sand-dren plassert midt i denne sylindren. Denne teorien ble i utgangspunktet presentert av Barron (1948) og senere forbedret av Hansbo (1981). Sand-drenene teorien bygger på er sirkulære,

mens moderne prefabrikkerte dren har en flat form, som illustrert i figur 3.5. En effektiv diameter basert på det flate drenets bredde og tykkelse må derfor beregnes. Dette gjøres etter formelen vist i figur 3.6, etter Hansbo (1981).

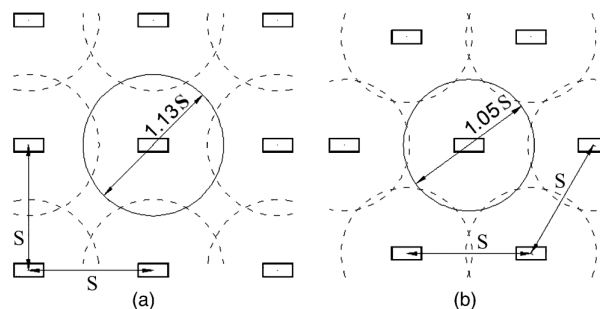


Figur 3.5: Prefabrikkert dren. Bilde hentet fra *Geoengineer.org* (Geoengineer.org, 2020).



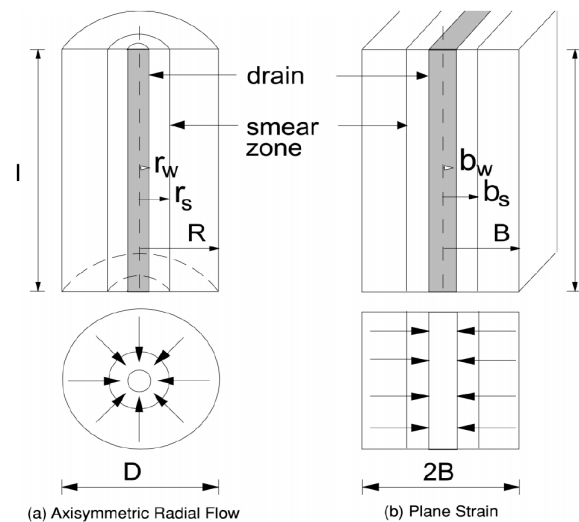
Figur 3.6: Ekvivalent diameter for prefabrikkerte vertikale dren. Figur hentet fra notater i faget TBA4116 Geotechnical Engineering, Advanced Course.

Området hvert enkelt dren påvirker er avhengig av avstanden mellom drenene og mønsteret disse er installert i. Diameteren av denne influenssonen,  $D$ , kan beskrives som 1,13 ganger senteravstanden mellom drenene,  $S$ , ved installering i firkantmønster, og 1,05 ganger senteravstanden mellom drenene ved installering i trekantmønster. Vist i figur 3.7 (Geoengineer.org, 2020).



Figur 3.7: Installasjonsmønster for vertikaldren: (a) firkant, (b) trekant (Vu, 2015).

For å kunne beregne med vertikale dren i 2-dimensjonale modeller må modellen omregnes fra diameteren av influenssonen til en avstand mellom drenene i plan tøyning. Sammenhengen er illustrert i figur 3.8.



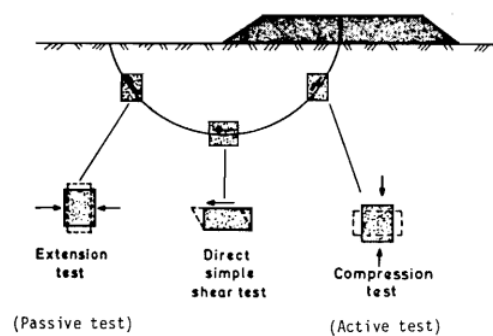
Figur 3.8: Omgjøring fra aksesymmetri til 2-dimensjonal plan tøyning (Indraratna and Redana, 1997).

Avstanden,  $2B$ , i den 2-dimensjonale modellen velges og en ny horisontal konsolideringskoeffisient beregnes for å gi modellen tilsvarende egenskaper som dren installert i valgt mønster og avstand. Indraratna et al. har vist at 2-dimensjonal, plan tøyning, analyse kan gi gode resultater og tilstrekkelig nøyaktighet ved beregninger av ytelsen til vertikaldren (Indraratna et al., 2012).

### 3.3 Jordas skjærstyrke

#### 3.3.1 Retningsavhengig skjærstyrke

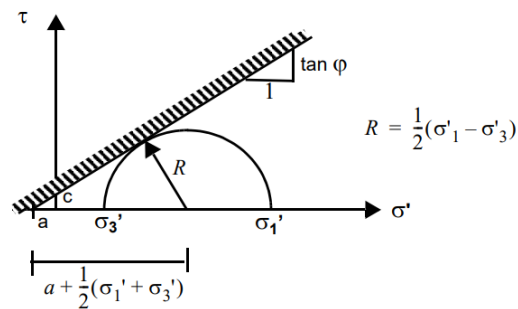
Skjærstyrke målt fra treaksiale kompresjonsforsøk og avledet fra målte verdier fra CPTu angir materialets styrke som følge av vertikal belastning. På grunn av anisotropi er derimot skjærstyrken retningsavhengig, styrken er størst ved ren vertikal belastning og minst ved ren horisontal belastning. Direkte skjærstyrke, som kan måles ved direkte skjærforsøk, har vist seg å ligge like under gjennomsnittlig skjærstyrke og kan dermed ofte benyttes som en gjennomsnittlig verdi for skjærstyrken i jorda ved brudd (Nordal, 2019; Larsson, 1980). Ulike typer belastning i de ulike sonene ved et bæreevnebrudd er illustrert i figur 3.9.



Figur 3.9: Spenningsretning i ulike deler av bruddsirkel (Larsson, 1980).

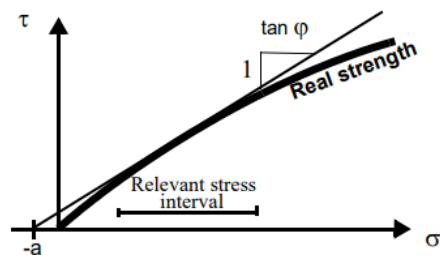
### 3.3.2 Mohr-Coulomb-modellen

Mohr-Coulomb-bruddkriteriet beskriver materialets skjærkapasitet ved en bruddlinje. Denne bruddlinja er definert ved materialets attraksjon og friksjonsvinkel. Modellen antar en lineært elastisk, perfekt plastisk oppførsel. Det vil si tøyning lineært avhengig av spenning opp til bruddkriteriet, så ren plastisk tøyning uten spenningsendring etter dette.



Figur 3.10: Mohr-Coulomb bruddkriterium i skjær-/effektivspenningsplanet (Nordal, 2019).

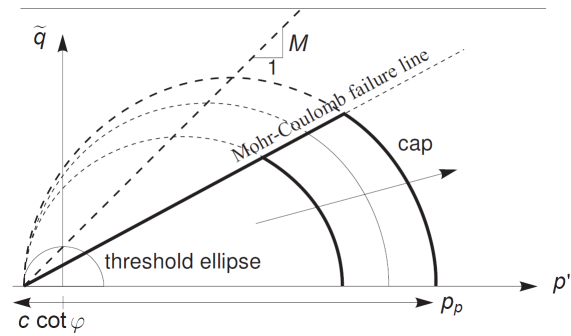
Mohr-Coulomb-modellen antar bruddlinja som en rett linje, mens den i virkeligheten er ikke-lineær. Jor-  
das skjærkapasitet kan tilnærmes godt med en rett linje dersom ikke spenningsområdet er for stort. Effekten av dette er vist i figur 3.11.



Figur 3.11: Faktisk skjærkapasitet approksimert med en rett linje (Nordal, 2019).

### 3.3.3 Soft Soil-modellen

Soft Soil-modellen er en jordmodell som benyttes for bløte jordarter som leirer, siltige leirer og torv. Bruddflata i jordmodellen er definert på samme måte som bruddlinja i Mohr-Coulomb-modellen, men er i tillegg avgrenset av en ellipse som vist i figur 3.12.



Figur 3.12: Bruddgrense Soft Soil-modellen i  $p'$ - $q$ -planet (PLAXIS, 2020).

Den elliptiske bruddflata danner en "cap" som avgrenser konen som definerer Mohr-Coulomb-bruddkriteriet. Denne ellipsen fører til at jordmaterialet kan få plastiske tøyninger uten store skjærspenninger. Ellipsen plassering avhenger av forkonsolideringsspenningen. Ved belastninger som er større enn forkonsolideringsspenningen flyttes ellipsen utover slik at spenningstilstanden aldri kan befinne seg utenfor denne overflata (Nordal, 2019).

## Kapittel 4

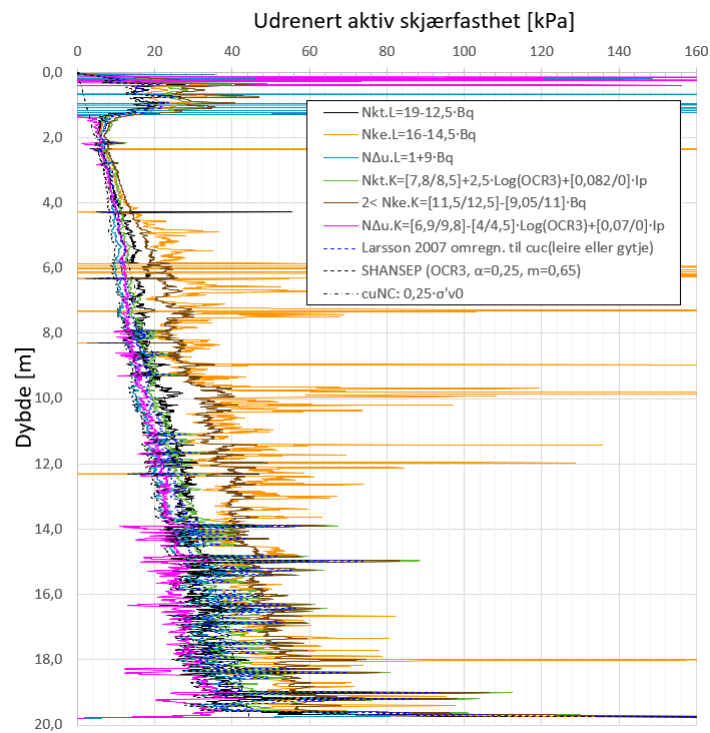
# Jordparametere

Dette kapitlet beskriver og grunngir valg av parametere som er brukt videre i beregninger. Parametere for de ulike jordlagene er primært valgt basert på laboratorierapporten fra Norconsult (2020a). Beskrivelsene i Norconsults datarapport (2020b) og grunnundersøkelsesrapporten fra Noteby (1975) er benyttet for å kunne sammenligne med erfaringsparametere for lignende materialer. Grunnforholdene på området er, basert på undersøkelsene som er gjort, definert til å bestå av tre lag. Et topplag på et par meter bestående av silt og leire, med noe større fasthet enn massene videre nedover. Så et lag med bløt siltig leire med mektighet på opptil 18 meter, over et morenelag, over berg. I tillegg er parametere brukt for tilført sprengstein beskrevet.



## 4.1 Udrenert skjærstyrke

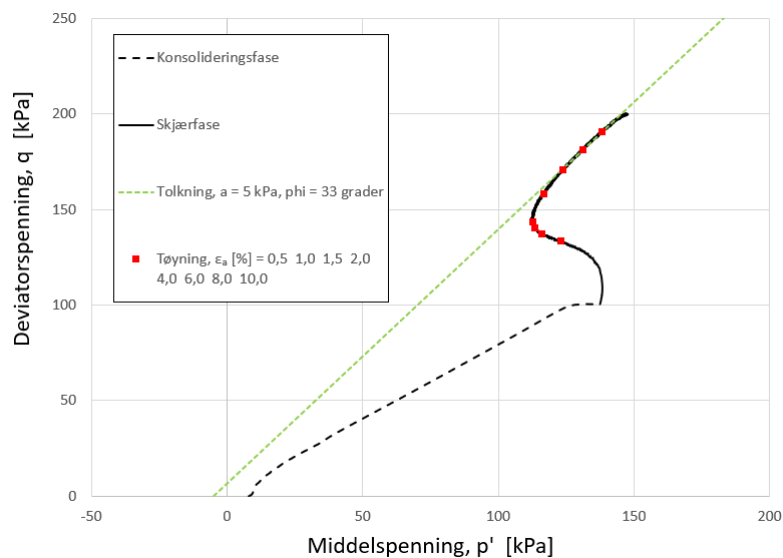
På grunn av stor prøveforstyrrelse og påfølgende lav prøvekvalitet, er hovedvekten ved vurdering av materiales udrenerte skjærstyrke lagt på tolkning av CPTu. Tolkning av  $s_u$  fra CPTu i BP02 er vist i figur 4.1.



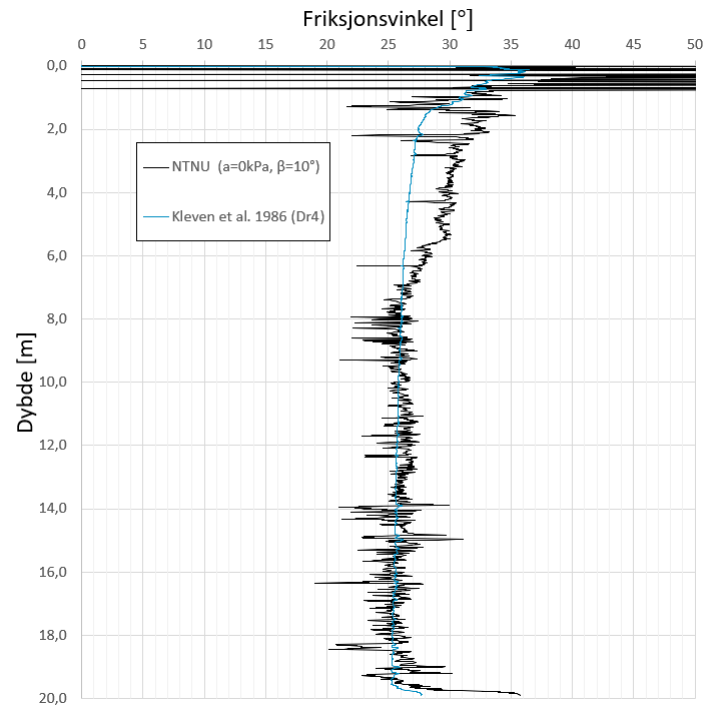
Figur 4.1:  $s_u$  avledet fra CPTu i BP02.

## 4.2 Attraksjon og friksjonsvinkel

Drenerte styrkeparametere for den siltige leira er bestemt basert på resultatene fra felt- og laboratorieundersøkelser. For de andre delene av profilet der slike forsøk ikke er utført er erfaringsparametere lagt til grunn. Erfaringsparametere er hentet fra Statens Vegvesens Håndbok V220 (2018). Resultater fra de utførte treaksialforsøkene viser en høyere friksjonsvinkel enn ventet for de bløte massene. Ifølge erfaringsparametere fra Statens Vegvesen kan friksjonsvinkelen for sensitive leirmaterialer være så lav som under  $20^\circ$  (Statens Vegvesen, 2018). I dette tilfellet gir de to treaksialforsøkene som er gjennomført friksjonsvinkler på  $30^\circ$  og  $33^\circ$ , tolket resultat fra treaksialforsøk fra BP02 er vist i figur 4.2. Tolkning fra trykksonderinger antyder noe lavere friksjonsvinkel på rundt  $26^\circ$ , samtidig viser tolkningen fra CPTu tilnærmet konstant attraksjon og friksjonsvinkel for hele det bløte laget, tolkningen fra CPTu fra BP02 er vist i figur 4.3. Ved beregninger for lignende materiale fra Trondheimsfjorden, med  $s_u$  ned til 5 kPa, brukte L'Heureux et al. en friksjonsvinkel på 28 grader (2009; 2010).



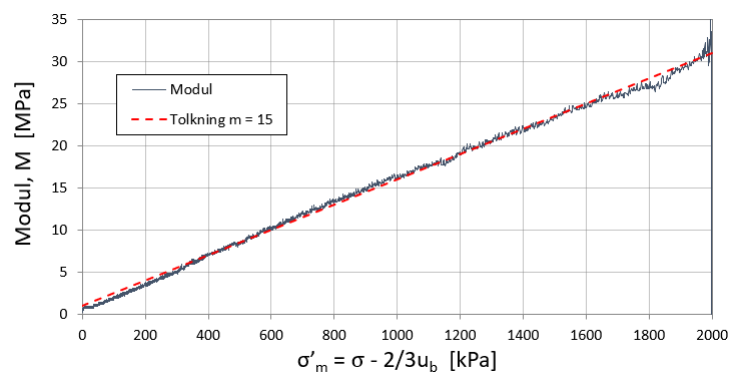
Figur 4.2: Tolknet resultat fra treaksialforsøk,  $a = 5$  kPa,  $\phi = 33^\circ$ . Prøve hentet fra BP02 i dybde 12,1 meter.



Figur 4.3: Friksjonsvinkel tolket fra CPTu, BP02.

### 4.3 Stivhetsparametere

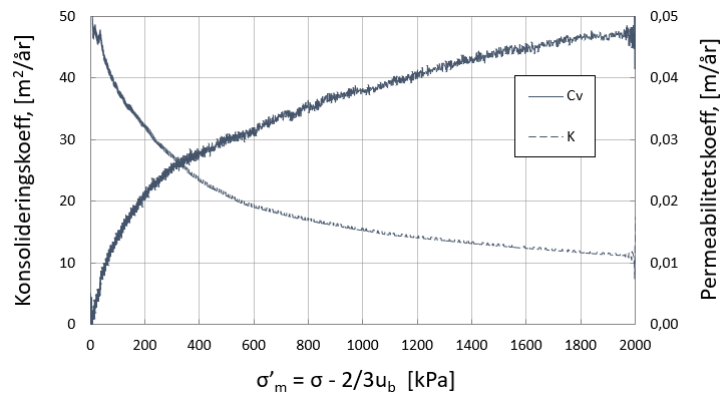
Stivhetsparametere er valgt basert på resultater fra ødometerforsøk og erfaringstall er brukt der disse ikke er tilgjengelige. Ødometermodulen  $E_{oed}^{ref}$  er tolket basert på en referansespenning på 100 kPa. Tolket ødometerforsøk fra BP05 i dybde 10,95 meter er vist i figur 4.4.



Figur 4.4: Tolket resultat fra ødometerforsøk,  $m = 15$ . Prøve hentet fra BP05 i dybde 7,53 meter.

## 4.4 Permeabilitet

Permeabiliteten har stor betydning for primærkonsolideringstiden, og er derfor en viktig parameter for beregningen av de prefabrikkerte vertikale drenene. Resultater fra ødometerforsøk er benyttet for å fastsette permeabiliteten der slike forsøk er utført, permeabilitetskoeffisient tolket fra ødometerforsøk på prøve fra BP02 er vist i figur 4.5. For deler av grunnen der ødometerforsøk ikke er gjennomført er erfaringsverdier benyttet. Den mest brukte formelen for å estimere permeabilitet ble presentert av Hazen (1892). Formelen beregner permeabiliteten til et materiale basert på den 10. prosenttilen for kornstørrelsen til materialet. Denne metoden var i utgangspunktet utviklet for å dimensjonere sandfilter for rensing av vann. Metoden er ifølge Carrier III på grunn av dette kun egnet for materialer med  $d_{10}$  mellom 0,01 og 0,3 cm (Carrier III, 2003). På grunn av dette er erfaringsverdier hentet fra kompendium i emnet TBA4110 felt- og laboratorieundersøkelser, vist i tabell 4.1, benyttet.



Figur 4.5:  $c_v$ -tall og permeabilitetskoeffisient avledet fra ødometer i 10,95 meters dybde i BP02.

Tabell 4.1: Erfaringsverdier for permeabilitet (NTNU, Geotechnical division, 2015).

Materialtype	Permeabilitet [ $\frac{cm}{s}$ ]	Permeabilitet [ $\frac{m}{år}$ ]
Grus	$> 1$	$> 3 \cdot 10^5$
Sand	$1 - 10^{-3}$	$3 \cdot 10^5 - 300$
Silt	$10^{-3} - 10^{-6}$	$300 - 0,3$
Morene	$10^{-4} - 10^{-7}$	$30 - 0,03$
Leire	$10^{-6} - 10^{-9}$	$0,3 - 3 \cdot 10^{-4}$

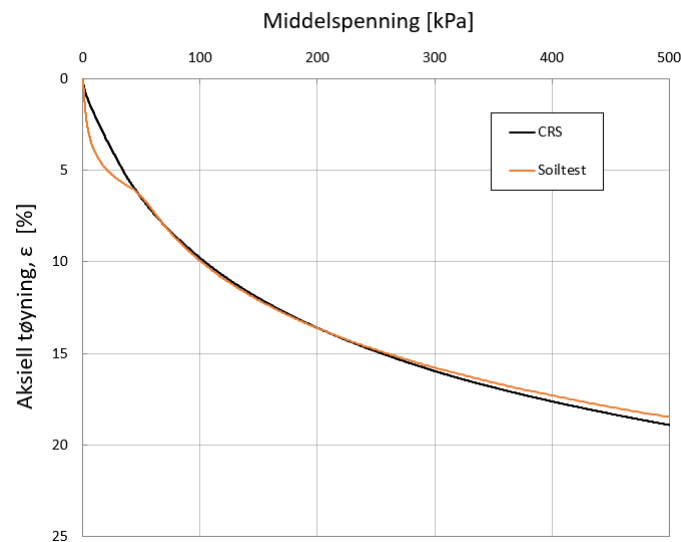
Avlest permeabilitetskoeffisient fra figur 4.5 på  $0,025 \frac{m}{år}$  tilsvarer rundt  $10^{-7} \frac{cm}{s}$ , noe som passer godt med erfaringsverdiene for leire i tabell 4.1.

## 4.5 Tyngdetetthet

Tyngdetetthet er målt som en del av rutineundersøkelsene utført på sylinderprøvene. Her er en viss variasjon i målingene grunnet unøyaktige målinger av densitet på grunn av vann i prøvesylinder. Verdier som er antatt å være representative for hvert lag er valgt. Resultatene fra rutineundersøkelser er inkludert i vedleggene til oppgaven.

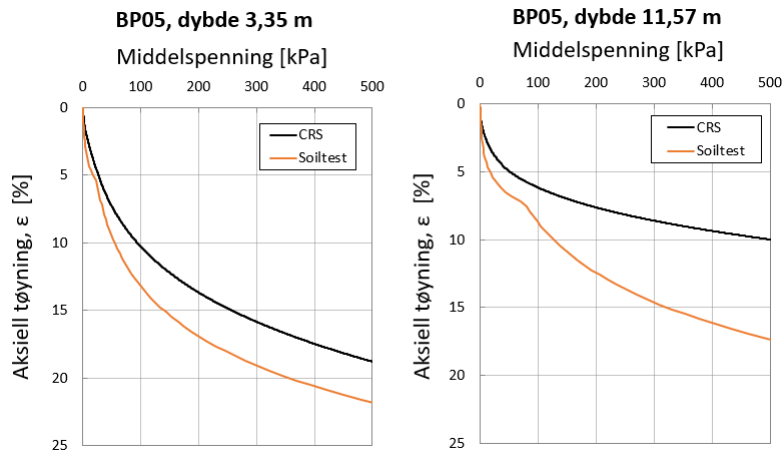
## 4.6 Soft Soil deformasjonsparametere

Stivhetsparametere for Soft Soil-jordmodellen er valgt ut ved bruk av Plaxis Soiltest der jordas deformasjonsegenskaper er gjort likest mulig resultatet fra ødometerforsøk. Ødometerforsøket fra BP05 i dybde 7,53 meter er valgt ut som grunnlag da dette befinner seg omtrentlig i midten av det bløte laget. Figur 4.6 viser en sammenligning mellom ødometerforsøket og Soiltest med stivhetsparametere  $\lambda^* = 0,053$ ,  $\kappa^* = 0,014$ . Deformasjonskurvene passer svært godt sammen i spenningsområdet som er interessant i dette tilfellet, fra omtrent 50 til 250 kPa.



Figur 4.6: Soiltest sammenlignet med ødometer, BO05 dybde 7,53 m.  $\lambda^* = 0,053$ ,  $\kappa^* = 0,014$ .

De to andre ødometerforsøkene fra BP05 er også sammenlignet med Soiltest-resultatet. Dette viser at Soft Soil modellen med de overnevnte stivhetsparametere overestimerer deformasjonen i begge disse punktene. Dette vil føre til at deformasjoner blir noe overvurdert i senere analyser, men er likevel akseptert som en konservativ tilnærming.



Figur 4.7: Sammenligning mellom soiltest og de to andre ødometerforsøkene fra BP05.

## 4.7 Valgte parametere

### Topplag

Prøvene som er tatt opp i 2020 klassifiserer massene i det øverste laget som sandig siltig leirig jordmateriale.

Tabell 4.2: Valgte parametere for topplag.

Parameter	Verdi
$\gamma$	$18 \frac{kN}{m^3}$
$s_{u,a}$	$20 kPa$
$a$	5 kPa
$\varphi'$	$30^\circ$
$E_{oed}^{ref}$	7 MPa
$k$	$10^{-6} \text{ cm/s}$

## Siltig leire

Materialet i det bløte laget er definert som siltig leire, men det er også i enkelte prøver registrert ren leire og kvikkleire.

Tabell 4.3: Valgte parametere for siltig leire.

Parameter	Verdi
$\gamma$	$17 \frac{kN}{m^3}$
$s_{u,a}$	$5 kPa + 2 \frac{kPa}{m}$
$a$	0 kPa
$\varphi'$	28°
$E_{oed}^{ref}$	2 MPa
$\lambda^*$	0,053
$\kappa^*$	0,014
$k$	$10^{-7}$ cm/s

## Morene

Materialet i det nederste laget er det ikke tatt opp prøver av, men det viser mye større boremotstand enn resten av profilet og er antatt å være morene.

Tabell 4.4: Valgte parametere for morene.

Parameter	Verdi
$\gamma$	$20 \frac{kN}{m^3}$
$s_{u,a}$	-
$a$	10 kPa
$\varphi'$	40°
$E_{oed}^{ref}$	50 MPa
$k$	$10^{-4}$ cm/s

## Sprengstein

Sprengstein som skal benyttes for utfylling er antatt å være av god kvalitet, parametere er erfaringsdata fra Statens Vegvesens Håndbok V220 (2018).

Tabell 4.5: Valgte parametere for sprengstein.

Parameter	Verdi
$\gamma$	$18 \frac{kN}{m^3}$
$s_{u,a}$	-
$a$	10 kPa
$\varphi'$	42°
$E_{oed}^{ref}$	50 MPa
$k$	1 cm/s

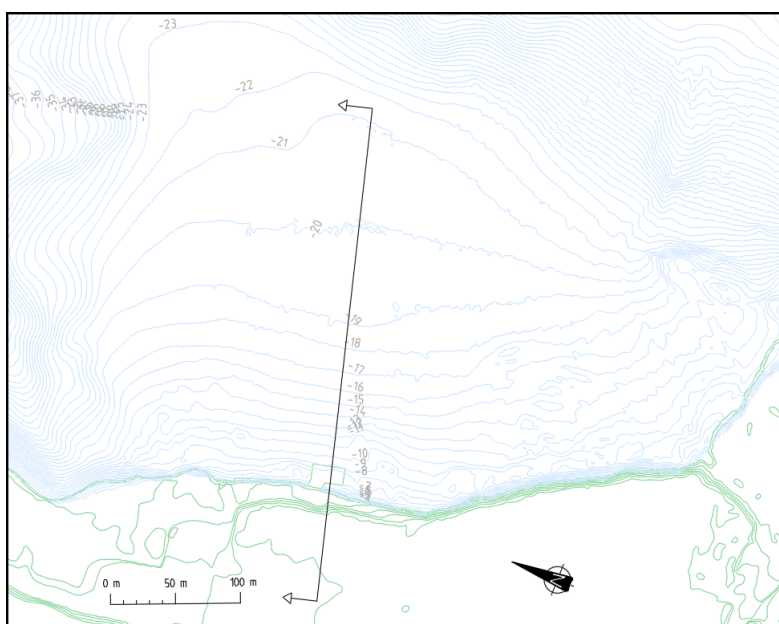
# Kapittel 5

## Beregning

For å undersøke stabiliteten til en cellespunnkonstruksjon samt vurdere deformasjoner og konsolideringstid er det utført både handberegninger og beregninger ved hjelp av elementmetodeprogrammet Plaxis. I tillegg er stabiliteten for området før tiltak iverksettes undersøkt ved hjelp av beregningsprogrammet Slide 2018.

### 5.1 Beregningsnitt

Et beregningsnitt nær midten av området er lagt til grunn for beregningen. Snittets plassering er valgt ved den bratteste delen av området, der tykkelsen av det bløte laget er størst og det er flest grunnundersøkelser å basere jordparametere og lagdeling på. Snittets plassering er vist i figur 5.1.



Figur 5.1: Valgt beregningsnitt



## 5.2 Innledende beregninger av før-situasjon

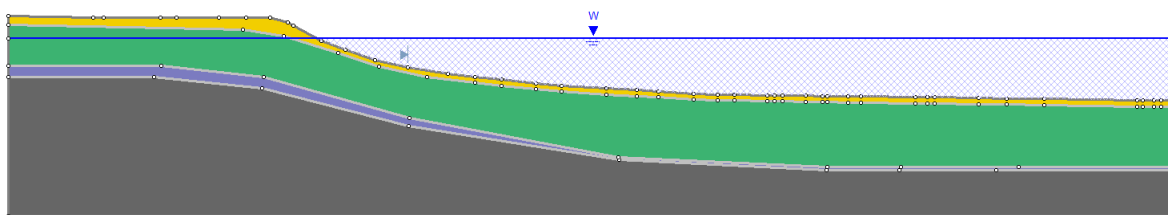
Innledende beregninger er utført for å undersøke stabiliteten i området før tiltak iverksettes. Dette er gjort både i form av effektiv- og totalspenningsanalyse. I realiteten er før-situasjonen drenert ettersom massene har ligget på området i lang tid. Likevel er en udrenert analyse gjennomført for å gi et inntrykk av hvor nær skråningen er å gå til brudd. Dette er gjort for å kunne danne et bilde av i hvilken grad arbeid på området medfører risiko for utglidninger.

Stabilitetsprogrammet Slide 2018 er benyttet for å analysere den nåværende skråningens sikkerhet mot utglidning. Slide 2018 er en programvare for beregning av skråningsstabilitet. Programmet benytter likevektsbetraktninger for å beregne belastning og styrke for materialet i skråningen og gir dermed en sikkerhetsfaktor mot brudd. Ved beregningen kan en rekke ulike metoder velges, her er tre metoder valgt ut for å gi et inntrykk av områdets sårbarhet for ytre påvirkning.

De tre metodene er:

- Janbu simplified
- Ordinary/Fellinius
- Bishop simplified

Siden det kun er gjort grunnundersøkelser i området rundt 30 til 100 meter fra land er det kun for dette området det er mulig å si noe sikkert om lagdelingen i grunnen. På grunn av dette er beregningen fokusert på dette området, som også er området som mest sannsynlig vil bli påvirket ved byggingen av en eventuell cellespunnkonstruksjon. Området der et brudd kan oppstå er derfor begrenset til fra rundt 50 meter innenfor tenkt plassering av konstruksjonen og rundt 200 meter utenfor, dette er illustrert i figur 5.2. Bruddet er i modellen begrenset til å måtte starte fra 10 meters dyp og utover, for å unngå at skråningen inn mot land går til brudd før det interessante området. Dette er nødvendig på grunn av topografien og den antatte lagdelingen. De brattere delene av profilet, skråningen ved vannkanten og skråningen lenger ut i fjorden, ville ikke beregningsmessig kunne stått med sin nåværende skråningshelling dersom grunnforholdene der er like dårlige som i det undersøkte området. Siden disse områdene er langt fra den tenkte plasseringen av cellespunn ved midten av området, og resultatene fra grunnundersøkelsene fra 1975 viser bedre grunnforhold mot endene av området der cellespunnkonstruksjonen vil gå inn mot land, er det antatt at konstruksjonen ikke vil ha betydelig innvirkning på disse brattere områdene.



Figur 5.2: Beregningsmodell før-situasjon. Bruddzone begrenset til 10 meters dyp og utover.

Beregningene er gjort både med drenerte og udrenerte parametere for det bløte leirlaget og topplaget. Skråningen er modellert som tre ulike lag over berg: Topplag, bløt leire og morene. Den udrenerte skjærstyrken som er brukt for topplaget og det bløte leirlaget i den udrenerte analysen er hovedsakelig basert på resultatene fra trykksonderinger. Skjærstyrken er antatt til å være 20 kPa for topplaget og 3 kPa + 1,33 kPa per meter dybde for det bløte leirlaget. Dette tilsvarer rundt to tredeler av den aktive skjærstyrken avledet fra trykksonderingene, og er brukt som en gjennomsnittlig verdi for skjærstyrken som beskrevet i kapittel 3.3.1.

Følgende materialparametere er lagt til grunn:

Tabell 5.1: Materialparametere for udrenert innledende analyse

Lag	Farge	Materialmodell	Tyngdetetthet	Styrke
Topplag	Gul	Undrained	$18kN/m^3$	$S_u = 20kPa$
Bløt leire	Grønn	Undrained	$17kN/m^3$	$S_u = 3kPa + 1,33kPa/m$
Morene	Lilla	Mohr-Coulomb	$20kN/m^3$	$a = 5kPa, \varphi = 40^\circ$
Berg	Grå	Infinite strength	$24kN/m^3$	-

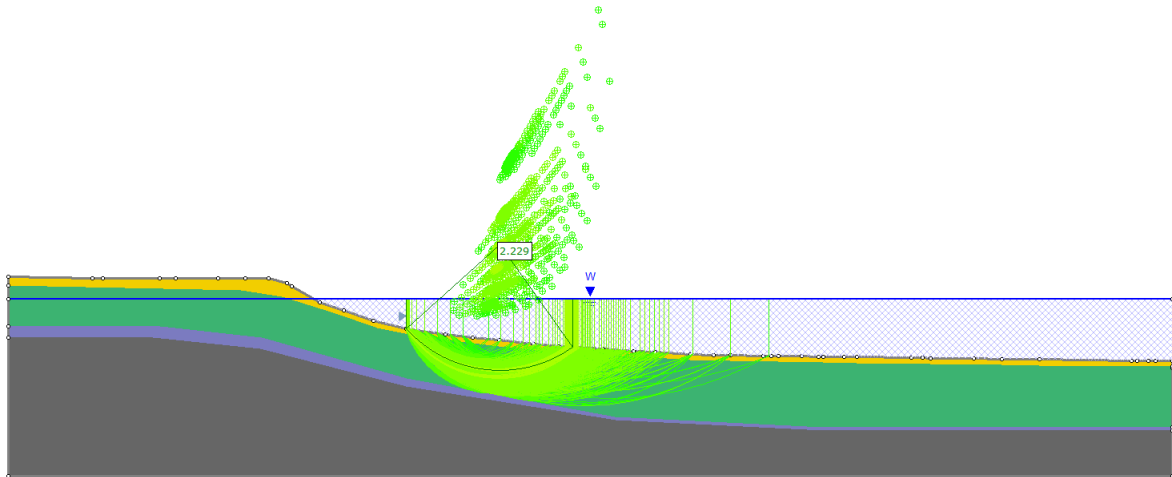
Tabell 5.2: Materialparametere for drenert innledende analyse

Lag	Farge	Materialmodell	Tyngdetetthet	Styrke
Topplag	Gul	Mohr-Coulomb	$18kN/m^3$	$a = 5kPa, \varphi = 30^\circ$
Bløt leire	Grønn	Mohr-Coulomb	$17kN/m^3$	$a = 0kPa, \varphi = 25^\circ$
Morene	Lilla	Mohr-Coulomb	$20kN/m^3$	$a = 5kPa, \varphi = 40^\circ$
Berg	Grå	Infinite strength	$24kN/m^3$	-

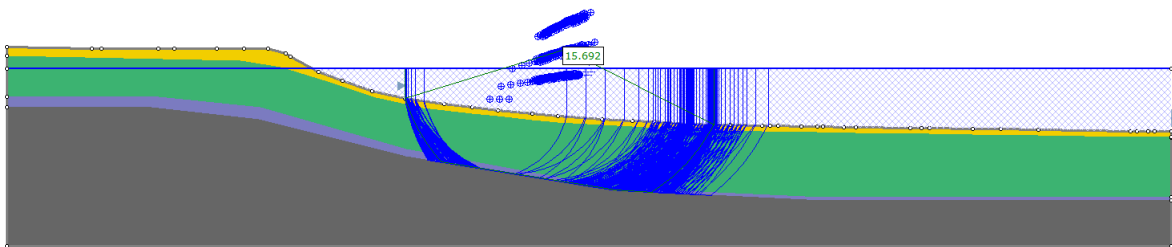
Beregningsresultatene er vist i figur 5.3 og 5.4, og oppsummert i tabell 5.3. Beregningsresultatene viser god sikkerhet mot brudd for før-situasjonen, selv med konservative antagelser av styrkeparametere for grunnen. Det er også tydelig av figurene at bruddflatene i stor grad er avhengige av begrensningene som er lagt inn for hvor bruddet kan oppstå, ettersom området er brattest inn mot land. Dette understreker behovet for å legge inn denne begrensningen, slik at det er sikkerhetsfaktoren for brudd i området der det er aktuelt å bygge cellespunken som undersøkes. Etter at en cellespunte er bygd vil den bidra til å stabilisere området, og fyllingen innenfor denne vil bidra til å stabilisere den bratte skråningen inn mot land.

Tabell 5.3: Sikkerhetsfaktorer for skråningen, før-situasjon.

Metode	Sikkerhetsfaktor	
	Udrenert	Drenert
Ordinary/Fellinius	2,400	15,692
Bishop simplified	2,400	21,456
Janbu simplified	2,229	18,297



Figur 5.3: Beregningsresultat, udrenerte styrkeparametere.



Figur 5.4: Beregningsresultat, drenerte styrkeparametere.

Den laveste beregnede sikkerhetsfaktoren er 2,229. Dette viser at områdestabiliteten før tiltak iverksettes er god, og risikoen for grunnbrudd som følge av aktivitet i anleggsfasen anses for å være liten. Resultatene viser også at sikkerheten ved drenert analyse er svært god, med sikkerhetsfaktor høyere enn 15. I tillegg anses det for å være usannsynlig at en tilleggsbelastning vil være stor nok til å medføre at hele leirlaget og topplaget får udrenert oppførsel før etter at cellespункonstruksjonen er ferdig konstruert og fylt opp, noe som vil virke stabiliserende på hele området.

### 5.3 Cellespунк

Det er gjennomført en dimensjoneringsberegning for cellespункten for å undersøke konstruksjonen om er beregningsmessig gjennomførbar med tilgjengelige spunkdimensjoner og cellediameter av rimelig størrelse.

Grunnlaget for beregningen er boka *Cellular Cofferdams* utgitt av Pile Buck Inc. (1990), veileder for design av cellespунк og støttekonstruksjoner fra U.S. Army Corps of Engineers (1989), forelesningsnotater fra Dr. Ing. Geir Johan Westerlund (1978), artikkelen *Cellular cofferdams : Calculation methods and model tests* av Niels Krebs Ovesen (1962) og stålprodusenten Arcelor Mittal's, som produserer spunktråler for cellespункkonstruksjoner, egen veileder (2009).



gene er å undersøke hvorvidt det er mulig å oppnå en tilfredsstillende stabil konstruksjon med tilgjengelige spuntdimensjoner og realistisk cellediameter. Minimal cellediameter er antatt å være 20 meter etter Ovesens anbefalte karakteristiske verdier for cellegeometri:  $D/H = 0,5 - 1,5$  (Krebs Ovesen, 1962), største cellehøyde i dette tilfellet er 40 meter. En maksimal cellediameter på 30 meter er lagt grunn ettersom dette er stålproducenten Arcelor Mittal sin maksimale tabellførte cellestørrelse (ArcelorMittal, 2009). I alle beregningene, med unntak av beregning for konstruksjonsbrudd som følge av brudd i spuntlåser der større diameter virker ugunstig, er stabiliteten kontrollert for den minimale diameteren.

Håndberegninger er utført for en rekke ulike bruddformer som kan være aktuelle. Beregningsmetodene som er benyttet for disse bruddformene er hentet fra grunnlaget beskrevet innledningsvis i dette delkapittelet. Totalt er 8 bruddformer vurdert.

### 5.3.1 Konstruksjonsbrudd

Den første bruddformen er splitting av spuntlåsene, eventuelt brudd i selve spuntten som følge av for store ringstrekkefter på grunn av stort innvendig trykk. Den største horisontale spenningen antas som regel å opptre i en høyde lik en fjerdedel av spuntens høyde over opprinnelig terreng, i dette tilfellet over sjøbunnen (Westerlund, 1978; U.S. Army Corps of Engineers, 1989). I dette tilfellet er likevel største spenning konservativt antatt til å opptre i sjøbunnivå på grunn av ventet lav sidestøtte fra de bløte leirmassene i grunnen (ArcelorMittal, 2009).

For å bestemme det innvendige trykket må jordtrykkskoeffisienten  $K'$  fastsettes. Dette er utfordrende ettersom denne avhenger av mange forskjellige faktorer, blant annet fyllmaterialets egenskaper, utfyllingsmetoden og komprimering. Ettersom cellespunken deformeres noe blir det svært konservativt å bruke hviletrykkspenningen  $K_0$  til å anslå horisontaltrykket inne i cellene. Likefullt har cellene stor stivhet og får dermed begrenset forskyvning på grunn av ringstrekkeftene, noe som fører til at en ved å bruke jordtrykkskoeffisient for aktiv tilstand,  $K_a$ , risikerer å undervurdere horisontalspenningen (Pile Buck Inc., 1990). I U.S. Army Corps of Engineers' veileder anbefales jordtrykkskoeffisienter mellom  $1,2 \cdot K_a$  og  $1,6 \cdot K_a$  avhengig av materialtype og utfyllingsmetode. I dette tilfellet settes jordtrykkskoeffisienten  $K'$  lik  $1,2 \cdot K_a$ , som er den anbefalte verdien for sprengstein utfylt i vann (U.S. Army Corps of Engineers, 1989).

For å anslå aktiv jordtrykkskoeffisient benyttes diagram for fastsettelse av jordtrykkskoeffisienter, hentet fra kompendium i faget *Theoretical Soil Mechanics* (NTNU, Geotechnical division, 2016). Ruheten er konservativt antatt til å være lik null, noe som gir  $K_a$  lik 0,2 og  $K'$  lik 0,24. Effektiv vertikalspenning er beregnet for et punkt 20 meter under topp spunt med en antagelse av fyllmassenes tyngdetetthet på  $18 \frac{kN}{m^3}$  og havnivå i kote -1,0 m, 4,0 meter under topp spunt. Dette havnivået er tilnærmet likt lavvann med 20 års gjentakintervall (Kartverket, 2020). Terrenglast på toppen av cella er antatt til å være 50 kPa. Dette medfører en maksimal horisontalspenning på 60 kPa inne i cellespunken. Maksimal låsespenning er så beregnet etter ligningen for "hoop-stress" i sylindere med innvendig trykk, vist i ligning 5.1 (Pile Buck Inc., 1990). Dette gir en maksimal låsespenning på

900 kN/m dersom man antar stålprodusentens største tabellførte cellediameter på 30 meter. Dette er betydelig lavere enn låsestyrken til standard spuntnåldimensjoner med kapasitet på opptil 5500 kN/m.

$$t_{max} = P_{max} \cdot r \quad (5.1)$$

Hvor:

$t_{max}$  = største spenning i spuntlåser

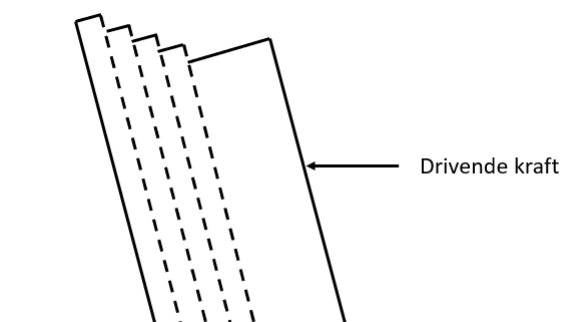
$P_{max}$  = største horisontalspenning inne i cellespunken

$r$  = cellespункens radius

Spuntnålene leveres i standarddimensjoner fra 9,5 til 12,7 millimeters tykkelse (ArcelorMittal, 2009). Dersom stålqualität S355 med flytespenning 355 MPa legges til grunn gir dette en strekkapasitet fra 3373 til 4509 kN/m, noe som også er betydelig større enn de beregnede opptredende strekkreftene.

### 5.3.2 Vertikalt skjærbrudd

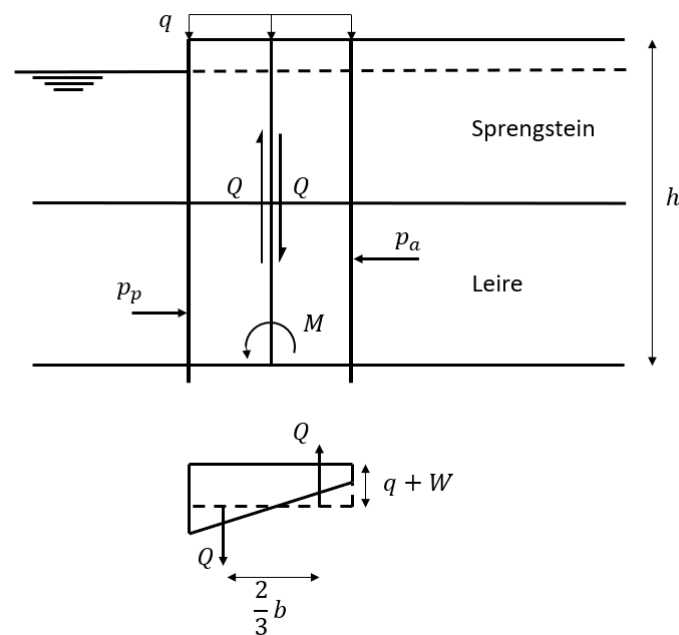
Den andre bruddformen som er vurdert er vertikalt skjærbrudd langs cellespункens midtakse. Konstruksjonen velter da over som følge av et vertikalt skjærbrudd der friksjonen i fyllmassene og spuntlåsene overvinnes, dette er illustrert i figur 5.7. Dette er en bruddform som har blitt observert, både i fullskala og i modellforsøk. Bruddet oppstår på grunn av horisontal belastning. Brudd som er observert i fullskala oppsto da en lektet kolliderte med cellespunken (Pile Buck Inc., 1990).



Figur 5.7: Illustrasjon av velting som følge av vertikalt skjærbrudd. Figur hentet fra boka *Cellular Cofferdams* (Pile Buck Inc., 1990).

Beregningen forutsetter at cellespunken står på fast underlag som tåler den ekstra belastningen ujevnt grunntrykk påfører som følge av horisontal belastning. For den tenkte konstruksjonen på Eitheim forutsettes det at spuntnålene føres ned til fastere masser, og denne forutsetningen antas dermed å være oppfylt i denne beregningen.

Drivende moment som følge av jordtrykk og vanntrykk som virker på cellespunken er beregnet om konstruksjonens midtpunkt, i bunnen av cellespunken. Det er her verdt å bemerke at figurene i litteraturen som er lagt til grunn tegner inn dette momentet enten om topp senter eller toppen på indre side av cellespunken (Pile Buck Inc., 1990; Westerlund, 1978; U.S. Army Corps of Engineers, 1989). Likevel viser formlene angitt for å beregne dette momentet at det er punktet i sentrum i bunnen av cellespunken, som illustrert i figur 5.8, som er lagt til grunn. Grunnvannstanden utenfor, inni og bak cellespunken er i dette tilfellet antatt å være lik, og vanntrykket bidrar dermed ikke til dette momentet.



Figur 5.8: Krefter for beregning av drivende moment og opptredende skjærkrefter ved vertikalt skjærbrudd i cellespunken.

Opptredende skjærkraft blir:

$$Q = \frac{3 \cdot M}{2 \cdot b} \quad (5.2)$$

Der  $b$  er cellespuntens effektive bredde.

Skjærkapasiteten for cellespunken består av to bidrag, skjærkapasitet fra jorda i cellespunken og skjærkapasitet fra spuntlåsene. Skjærkapasiteten i jorda er beregnet basert på horisontaltrykket i cella. I dette tilfellet er aktiv tilstand antatt og  $K_a$  brukt for å beregne dette. Å bruke  $K_a$  for  $r = 0$  er egentlig ikke korrekt siden bruddplanet i dette tilfellet ikke kan være i hovedspenningsretning ettersom skjærkrefter opptrer i planet (Pile Buck Inc., 1990). Dette er likevel brukt da feilen fra denne antagelsen bidrar til å gjøre resultatet mer konservativt.

Nyttelasten er ikke tatt med i dette tilfellet ettersom den ville vært gunstig for kapasiteten. Siden den antatte geometrien består av like store deler av sprengstein og leire benyttes gjennomsnittlige verdier for  $K_a$ ,  $\gamma$  og  $\tan\varphi$ . Bidraget fra attraksjon i sprengsteinmassene er neglisjert. Skjærkapasiteten i jorda blir da beregnet etter følgende formel:

$$S' = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a \cdot \tan\varphi \quad (5.3)$$

Skjærkapasiteten får bidrag fra to spuntlåser per systemlengde. Kapasitetsbidraget fra de to spuntlåsene må så deles på systemlengden,  $L$ , for å finne skjærkapasiteten per lengdeenhet. Friksjonen i spuntlåsene er avhengig av spenningen. Denne er beregnet etter samme metode som i beregningen av låsespenning over, men her er samme horisontalspenning som i beregningen av jordas skjærkapasitet brukt da dette er en konservativ tilnærming. Friksjonskoeffisient stål-stål,  $f$ , er antatt til å være 0,3 (Pile Buck Inc., 1990). Skjærkapasiteten per enhetslengde av cellespunten er beregnet etter følgende formel:

$$S'' = \frac{\gamma \cdot H^2 \cdot K_a \cdot D \cdot f}{2 \cdot L} \quad (5.4)$$

Sikkerhetsfaktoren mot denne typen brudd kan da beregnes etter følgende formel:

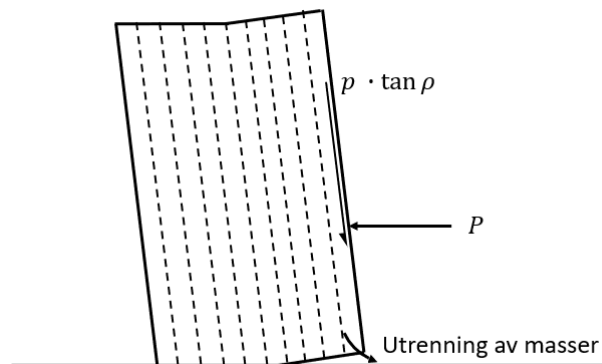
$$F = \frac{S' + S''}{Q} = \frac{\gamma \cdot H^2 \cdot b \cdot K_a \left( \tan\varphi + \frac{D \cdot f}{L} \right)}{3M} \quad (5.5)$$

Beregningene viser at den store totalhøyden på cellespunten fører til stort drivende moment som følge av det aktive jordtrykket. Samtidig fører den store dybden til et stort passivt jordtrykk. Analysen viser god sikkerhet mot brudd ved en cellediameter på 20 meter med en sikkerhetsfaktor på 2,9. Det er i tillegg gjort mange konservative antagelser her, og dette viser at det mest sannsynlig er mulig å oppnå tilfredsstillende sikkerhet mot denne typen brudd uten å måtte gå utover realistiske dimensjoner.

### 5.3.3 Glipping

Den tredje bruddformen oppstår dersom cellespunten på grunn av det aktive jordtrykket blir løftet opp i bak-kant. Dersom dette fører til at fyllmassene begynner å renne ut av cellespunten vil den raskt miste sin stabilitet. Dette er illustrert i figur 5.9.



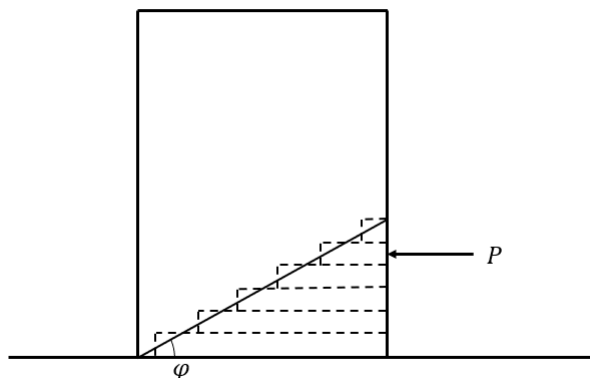


Figur 5.9: Illustrasjon av brudd som følge av glipping mellom spunt og fyllmasser. Figur hentet fra boka *Cellular Cofferdams* (Pile Buck Inc., 1990).

Drivende moment for denne bruddformen beregnes på samme måte som ved vertikalt skjærbrudd. Stabiliserende moment kommer av friksjonen mellom spuntene og fyllmassene. Dette er utfordrende å bestemme da det ikke finnes noe naturlig valg for hvilket punkt momentet skal summeres ved (Pile Buck Inc., 1990). Det er usikkert hvilket punkt konstruksjonen vil rotere rundt ved denne typen brudd, både på grunn av usikkerhet med tanke på konstruksjonens oppførsel med gliding i spuntlåser, og grunnens oppførsel ved ujevnt grunntrykk. Videre opplyser Pile Buck Inc. at da boka *Cellular Cofferdams* (1990) ble utgitt var denne bruddformen aldri blitt observert i praksis. Det er heller ikke funnet tilfeller etter 1990 hvor dette skal ha inntruffet. Konstruksjonen får i dette tilfellet også stor motstand mot denne typen brudd på grunn av friksjon fra fyllmasser på begge sider av spuntlåsene i bakkant, i tillegg vil det grunn av spuntens store installeringsdybde ikke vil være anledning for fyllmassene inne i spuntcellene til å renne ut. Sett i lys av dette vurderes denne bruddformen til å ikke være aktuell i dette tilfellet uten videre beregning.

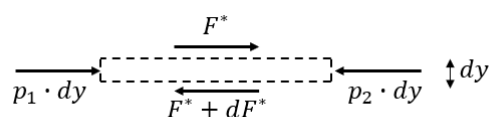
#### 5.3.4 Brudd langs horisontale plan i fyllmasser

Ved den fjerde bruddformen oppstår et bruddplan fra cellespuntens tåpunkt og oppover til veggen på cellespuntens innside med en vinkel  $\varphi$ . Skjærbrudd antas så å oppstå i horisontale plan innenfor trekanten begrenset av dette planet. Skjærbruddet i fyllmassene vil så føre til store deformasjoner for cellespuntene, og kollaps som følge av deformasjon av spuntlåsene og utrenning av fyllmassene. Cummings metode har blitt noe kritisert da det aldri er observert full-skala tilfeller av denne typen brudd. Bruddformen er kun observert i Cummings egne modellforsøk. Det er knyttet usikkerhet til effekten veggene i denne modellen hadde på jordas kapasitet mot brudd (Pile Buck Inc., 1990).



Figur 5.10: Illustrasjon av brudd som langs horisontale plan i fyllmasser, Cummings metode. Figur hentet fra boka *Cellular Cofferdams* (Pile Buck Inc., 1990).

Beregningen av drivende moment,  $M$ , for denne bruddformen er som i tidligere tilfeller basert på horisontale krefter fra jordtrykket som virker på cellespunken. Stabiliserende moment består som ved vertikalt skjærbrudd av bidrag fra både skjærkapasiteten i spuntlåser og i jorda. Kapasitetsbidraget fra jorda beregnes ved å se på en infinitesimal andel av spuntkonstruksjonens høyde. Bidraget består av summen av horisontale krefter som virker på den infinitesimale delen av cellespunken, det vil si trykk fra spuntveggene på begge sider og friksjon under delen. Kraftene som virker på den infinitesimale delen er vist som fritt legeme diagram i figur 5.11. Dette ganges så med delens avstand fra bunnen av cellespunken for å finne momentet. Dette uttrykket integreres så over høyden av cellespunken for å finne det totale bidraget til motstandsmomentet fra jorda (Pile Buck Inc., 1990). Det er også mulig å dele opp konstruksjonen i lameller som illustrert i figur 5.10 for så å beregne bidraget fra hver enkelt lamell til det stabiliserende momentet.



Figur 5.11: Horisontale krefter på infinitesimal del av fyllmasser i cellespunt, Cummings metode. Figur hentet fra boka *Cellular Cofferdams* (Pile Buck Inc., 1990).

Dette gir følgende integral for beregning av jordas bidrag til stabiliserende moment, hvor  $y_B$  er nivået der bruddplanet med vinkel  $\varphi$  treffer spuntten på innsida og  $W_e$  er effektiv vekt av jorda over det frie legemet (Pile Buck Inc., 1990):

$$M_{jord} = \int_{y_B}^H (H-y) \frac{dW_e}{dy} \tan\varphi dy \quad (5.6)$$

Ettersom  $W_e$  er avhengig av vannstands nivået inne i cella og dette kan variere ikke-lineært er numerisk integrasjon er benyttet for å løse integralet. Løsning med Simpsons metode gir følgende ligning for det stabiliserende momentbidraget fra jorda (Pile Buck Inc., 1990):

$$M_{jord} = \frac{H \cdot b^2 \cdot \gamma_e}{6} \left[ 3 \cdot \tan^2 \varphi - \frac{b}{H} \cdot \tan^3 \varphi \right] \quad (5.7)$$

Skjærkapasitet i spuntlåser beregnes som i tidligere beregninger og ganges med konstruksjonens effektive bredde for å finne bidraget til det stabiliserende momentet.:

$$M_{spunt} = \frac{f \cdot \gamma_e \cdot H^2 \cdot b \cdot K_a \cdot D}{2 \cdot L} \quad (5.8)$$

$$F = \frac{M_{jord} + M_{spunt}}{M} \quad (5.9)$$

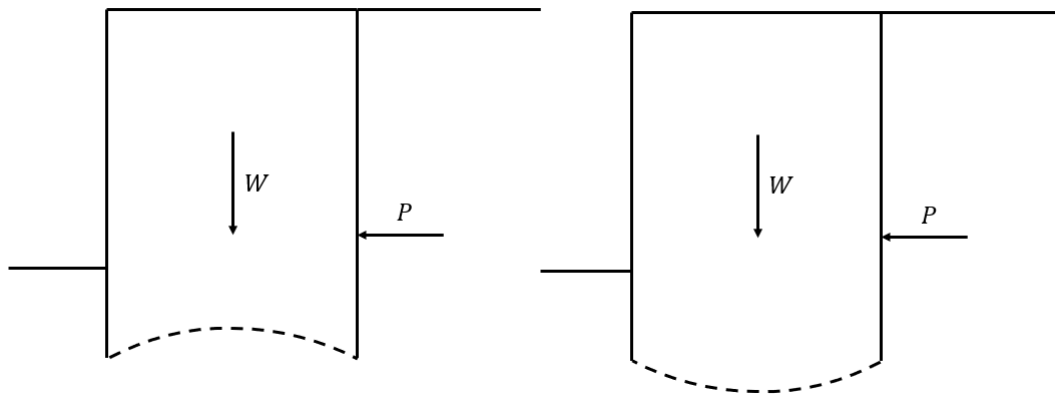
Beregningene viser at konstruksjonen har god sikkerhet mot brudd ved en cellediameter på 20 meter, med en sikkerhetsfaktor på 3,11. Dette viser at det mest sannsynlig vil være mulig å oppnå tilfredsstillende sikkerhet mot brudd for konstruksjonen når last- og materialfaktorer inkluderes. Det er også gjort konservative antagelser som gjør at det vil være mulig å beregne mer nøyaktig og dermed finne en bedre beregningsmessig kapasitet.

### 5.3.5 Brudd langs sirkulær bruddflate

Den femte bruddformen er et skjærbrudd i jorda som går gjennom bunnpunktet av spuntten på inn- og utsida av cellespunta. Beregning av drivende og stabiliserende moment er gjort etter Hansens metode (Pile Buck Inc., 1990; Krebs Ovesen, 1962). Hansen foreslo to ulike metoder for å løse problemet, kjent som likevekt- og ekstremmetoden. Likevektmetoden krever kompliserte beregninger, mens ekstremmetoden forenkler problemet ved at den sirkulære bruddflata tilnærmes ved å bruke en logaritmisk spiral. Dette medfører at resultanterkrefte fra friksjon og normalkraft på bruddflata går gjennom polen til spiralen. Dette medfører videre at disse kreftene ikke får noe bidrag til momenter når disse summeres rundt polen. Dette gjør beregningen gjennomførbart for hånd og ekstremmetoden er derfor brukt i dette tilfellet. Den tilnærmet sirkulære bruddflata er en logaritmisk spiral som tilfredsstillende ligning 5.10 og er illustrert i figur 5.13 (Pile Buck Inc., 1990).

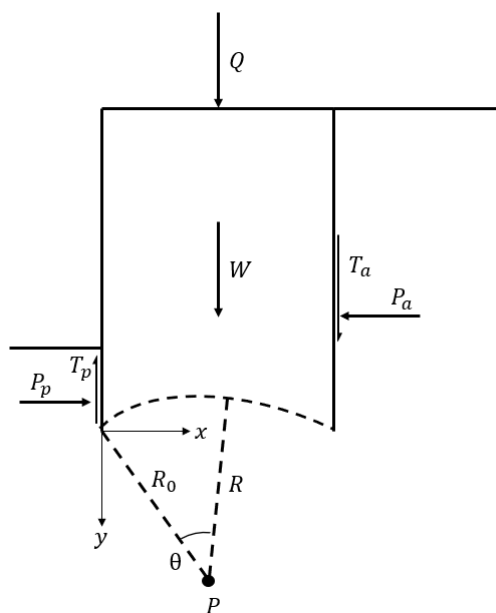
$$R = R_0 \cdot e^{\theta \cdot \tan \varphi} \quad (5.10)$$

Sirkelflaten kan gå både oppover og nedover fra spuntens bunnpunkt som illustrert i figur 5.12. I dette tilfellet er bruddflata antatt å være oppover, som illustrert til venstre i figuren, ettersom spuntålene antas ført ned i fastere masser.



Figur 5.12: Illustrasjon av bruddflate, Hansens metode.

Kontrollen med Hansens ekstremmetode går ut på å summere drivende og stabiliserende moment om den logaritmiske spiralens pol. Polen som gir lavest sikkerhetsfaktor bestemmes ved prøving for å finne kritisk bruddflate. Opptredende krefter for beregning av stabiliserende og drivende momenter er vist i figur 5.13.

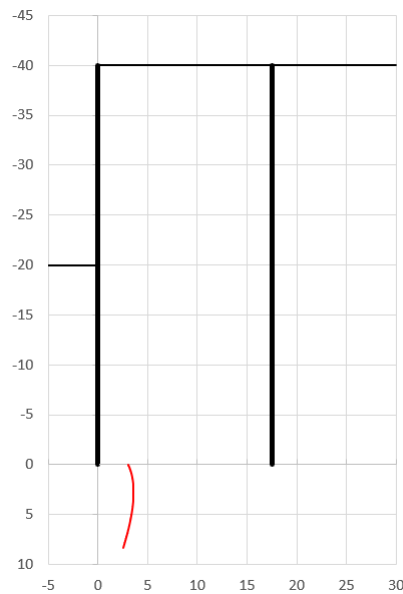


Figur 5.13: Opptredende krefter, Hansens metode.

Den geometriske lokasjonen til polen til alle mulige bruddflater, beskrevet ved logaritmiske spiraler som går gjennom tuppen av både indre og ytre tupp av cellespundet, ligger langs en linje beskrevet av ligning 5.11. Ligningen benyttes til å beregne verdien for  $y$  etter at  $x$ -verdier velges. Ulike lokasjoner for polen prøves så for å finne bruddflaten som gir lavest mulig sikkerhetsfaktor.

$$\sqrt{\frac{(b-x)^2 + y^2}{x^2 + y^2}} = e^{\tan\varphi \left( \tan^{-1}\left(\frac{x}{y}\right) + \tan^{-1}\left(\frac{b-x}{y}\right) \right)} \quad (5.11)$$

Alle mulige poler for en cellespund med diameter 20 meter er vist som en rød linje i figur 5.14.



Figur 5.14: Mulige plasseringer for polen ved cellediameter lik 20 meter, effektiv bredde 17,5 meter.

Sikkerhetsfaktoren blir da forholdet mellom drivende og stabiliserende moment:

$$F = \frac{M_w}{M} = \frac{W' \cdot \left(\frac{b}{2} - x\right)}{M_{Pa} + M_{Pp} + M_{Ta} + M_{Tp}} \quad (5.12)$$

Der  $W'$  er vekten av jorda over bruddflata, beregnet ved å anslå arealet under bruddflata ved hjelp av ligning 5.13 (Pile Buck Inc., 1990). Drivende moment består av momentbidragene fra resultanter fra jordtrykksberegningen, illustrert i figur 5.6. Nyttelasten  $Q$  er kun tatt med i beregningen for jordtrykket bak cellespunken ettersom nyttelasten over cellespunken ville virket gunstig for alle de mulige bruddflatene.

$$A' = \frac{(R_1)^2 - (R_0)^2}{4 \cdot \tan\varphi} - \frac{a \cdot b}{2} \quad (5.13)$$

Hvor:

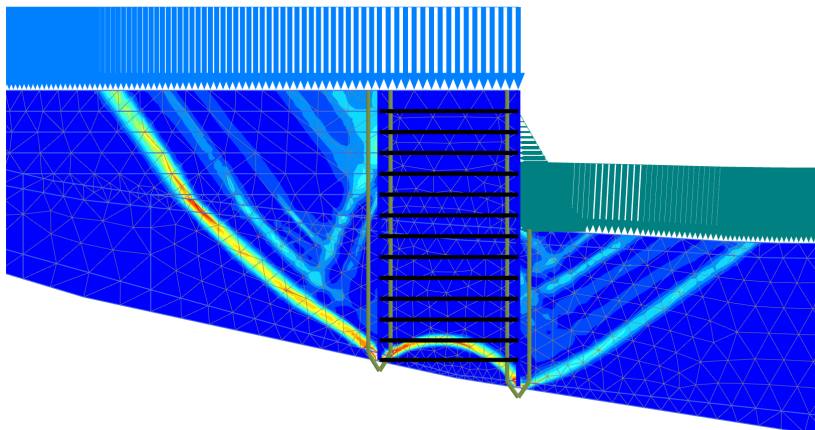
$R_1$  = avstand mellom polen og bunnen av spuntcella på innsida

$a$  = vertikal avstand mellom polen og bunnen av spuntcella

$b$  = effektiv bredde for spuntcella

Beregningen viser tilfredsstillende sikkerhet mot brudd også for denne bruddformen. Med en svært konservativ antagelse om ruhet lik null blir sikkerhetsfaktoren mot brudd for en cellediameter på 20 meter 1,42, med en pol plassert i  $x = 3,54$  meter og  $y = 3,67$  meter. Sikkerhetsfaktoren økes til 1,72 dersom diameteren økes til 25 meter. Resultatet fra Hansens metode er spesielt interessant i dette tilfellet ettersom det er denne bruddformen Plaxis-beregningen resulterer i. Sikkerhetsfaktoren fra Plaxis stemmer godt over ens med resultatet fra håndberegningen, med en sikkerhetsfaktor rundt 1,4. Bruddet som oppstår som følge av  $a/\varphi$  reduksjon i Plaxis

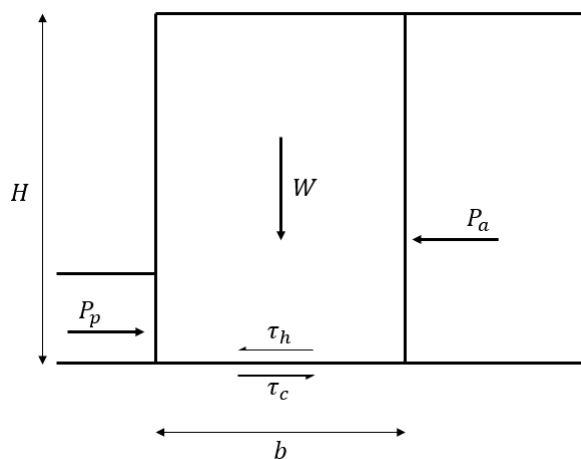
er vist i figur 5.15. Figuren er hentet fra siste fase i stabilitetsberegningen beskrevet i kapittel 5.6.1. Beregningen viser også en lignende sirkulær bruddflate i udrenert situasjon, vist i figur 5.30.



Figur 5.15: Bruddfigur drenert situasjon, etter endt konsolidering. Hentet fra stabilitetsberegning.

### 5.3.6 Horisontal glidning

Bruddform nummer 6 er horisontal glidning der jordtrykket, og eventuelt vanntrykk, fører til at hele cellespункonstruksjonen skyves utover. Denne kontrollen gjøres på samme måte som under en vanlig bæreevnekontroll. Opptredende krefter for denne bruddformen er vist i figur 5.16.



Figur 5.16: Opptredende krefter ved horisontal glidning.

Sikkerheten mot denne typen brudd blir:

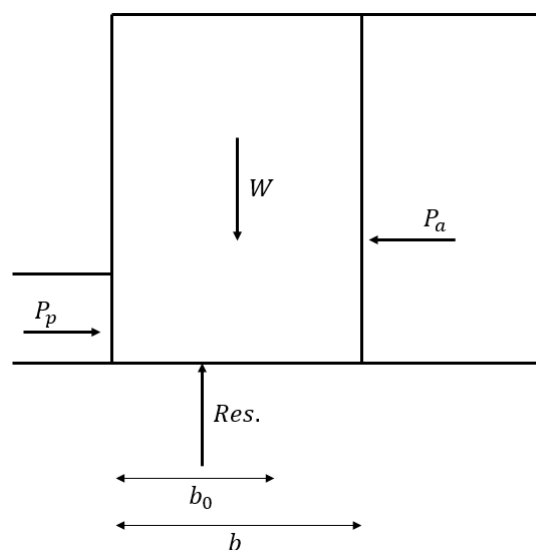
$$F = \frac{\tau_c}{\tau_h} = \frac{H \cdot b \cdot \gamma' \cdot \tan(\varphi)}{p_a - p_p} \quad (5.14)$$

Ettersom spunten antas ført ned til fastere masser, i dette tilfellet morene, blir  $\varphi$  i dette tilfellet satt til  $40^\circ$ . For øvrige variabler brukes samme verdier som for tidligere bruddformer. På grunn av den store dybden under terreng ned til fastere masser vil ikke horisontal glidning kunne opptre på grunn av det store passive jordtryk-

ket. Beregninger viser at horisontal glidning heller ikke ville vært problematisk selv om dybden under terreng settes lik null med en mobilisert ruhet på under 0,2. Dette medfører at horisontal glidning ikke vil være et problem for noen deler av cellespункonstruksjonen.

### 5.3.7 Velting

Ved den 7. bruddformen kontrolleres konstruksjonen for velting. Cellespункonstruksjonen antas da å beholde sin form og hele konstruksjonen velter over tåpункtet. Denne bruddformen kontrolleres ved å sjekke at resultanten fra grunntrykket under konstruksjonen befinner under selve konstruksjonen. Opptredende krefter og en mulig plassering av resultanten fra grunntrykket er vist i figur 5.17.



Figur 5.17: Opptredende krefter ved velting.

Denne kontrollen kan gjøres ved å kontrollere at den effektive bredden,  $b_0$ , er større enn null. Den effektive bredden beregnes på følgende måte:

$$b_0 = b - 2 \cdot \Delta b = b - 2 \cdot \frac{\sum M}{\sum F_v} \quad (5.15)$$

Hvor:

$\sum M$  = summen av moment om senter av bunn cellespунк.

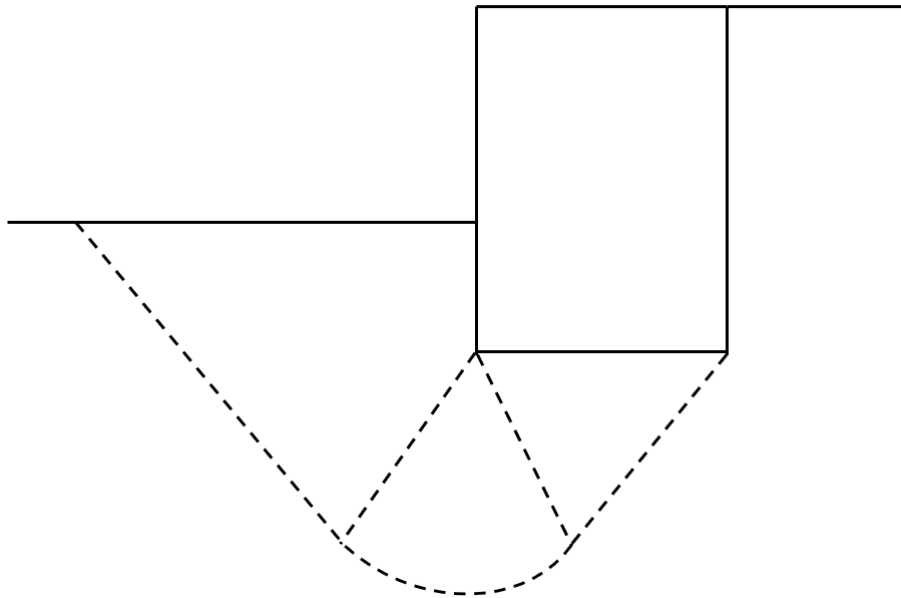
$\sum F_v$  = summen av vertikale krefter.

Beregningene viser at den effektive bredden kun blir rundt 1,0 meter mindre enn hele konstruksjonens bredde ved en effektiv bredde antatt lik 20 meter. Konstruksjonens store tyngde på grunn av den store bredden fører til at summen av de vertikale kreftene blir stor. Dette medfører at velting ikke er et aktuelt problem for cellespункonstruksjonen. Det er uansett lite trolig at konstruksjonen ville hatt stor nok styrke til å kunne

velte over uten å falle fra hverandre. En bruddform som vertikalt skjærbrudd i jord og låser, beskrevet tidligere i kapitlet, anses derfor for å være mer aktuell.

### 5.3.8 Bæreevne

Til slutt kontrolleres grunnens bæreevne. Bæreevnebrudd oppstår når grunnen ikke tåler belastningen fra konstruksjonen og gir etter. Et bæreevnebrudd for cellespunnkonstruksjonen er vist i figur 5.18.



Figur 5.18: Bæreevnebrudd.

Jordas bæreevnekapasitet beregnes etter standard bæreevneformler (NTNU, Geotechnical division, 2020):

$$\sigma_v = (N_q - 1)(p' + a) + \frac{1}{2}\gamma' N_\gamma b_0 \quad (5.16)$$

Hvor:

$N_q$  = bæreevnefaktor.

$p'$  = motvekt som følge av jord over fundamentnivå.

$N_\gamma$  = bæreevnefaktor for romveksleddet.



Sikkerhetsfaktoren kan bestemmes etter følgende uttrykk:

$$F = \frac{\sigma_v}{q_v} \quad (5.17)$$

Hvor:

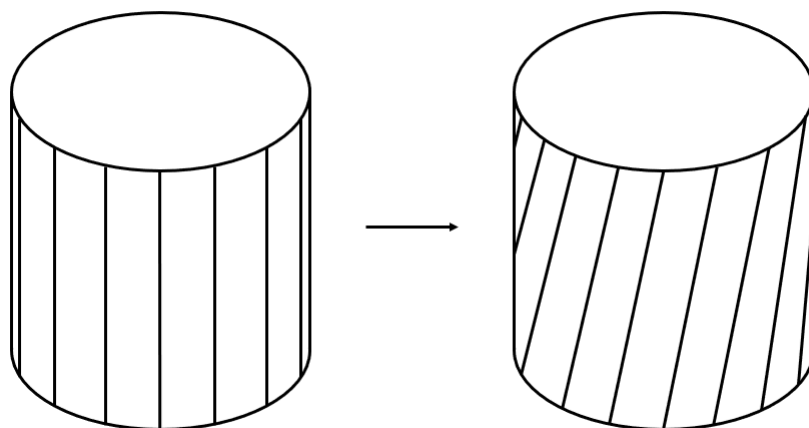
$\sigma_v$  = jordas kapasitet.

$q_v$  = konstruksjonens grunntrykk.

Beregningen viser som ventet svært god sikkerhet mot bæreevnebrudd på grunn den store motlasten fra de bløte massene utenfor cellespunken. I denne beregningen er det også ignorert at avstanden til berg ved det valgte beregningssnittet er liten, noe som i praksis gjør denne typen bæreevnebrudd umulig. Bæreevnekontrollen er også utført for et tenkt snitt der spunthøyden over terreng fremdeles er 20 meter, mens dybden til fast grunn er satt til null. Også for denne situasjonen blir sikkerheten svært god på grunn av den store bredden til konstruksjonen og gode fastheten som er antatt for morenemassene. Basert på dette anses ikke bæreevne for å være en reell problematikk for cellespunken.

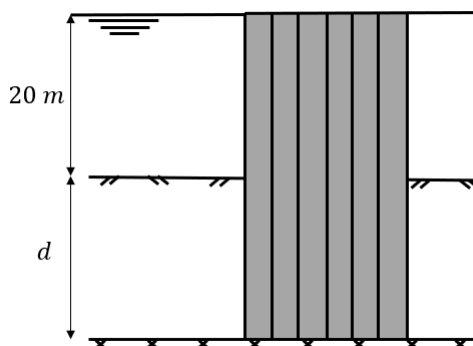
## 5.4 Rotasjonsbrudd, glidning i spuntlåser.

I tillegg til beregningen av selve cellespункens og spuntnålenes nødvendige dimensjon er det sett nærmere på en spesifikk bruddform som kan opptre i anleggsfasen. Etter et møte med Snorre Johansen, som jobber hos Fundamentering AS (FAS) som prosjektleder og har erfaring med utførelsen av cellespункonstruksjoner, ble det klart at en av hovedutfordringene med denne typen konstruksjon er stabiliteten under bygging. Cellene oppnår god stabilitet og er lite utsatt for ytre påvirkning når de er fylt opp med friksjonsmasser. I anleggsfasen derimot, når indre trykk i cellene er ikke-eksisterende og det dermed ikke oppnås noe ringstrekk i konstruksjonen, er friksjonen i spuntlåsene liten og cellene utsatt med tanke på skader som følge av ytre belastning. Snorre Johansen opplyste at FAS i sine prosjekt fylte opp cellene så raskt som mulig etter bygging for å forsøke å unngå denne problemstillingen. Han fortalte også om et problem de hadde hatt i forbindelse med byggingen av slike konstruksjoner der cellene begynte å rotere rundt sin egen senterakse, og det oppsto en deformasjon som illustrert i figur 5.19. Dette er svært ugunstig da ringstrekkraftene ikke lenger virker normalt på spuntlåsene.



Figur 5.19: Skisse, rotasjonsbrudd.

Det er på grunnlag av dette gjort en likevektsberegning for å forsøke å se på drivende og stabiliserende krefter ved en slik bruddform. Det er her antatt at konstruksjonen påføres en initialdeformasjon som videre fører til at cellespunten vrir seg på grunn av tyngdekraften. Friksjonen i spuntlåsene er også antatt til å være lik null ettersom denne er forventet å være liten frem til cellene fylles opp. Det er antatt at toppen av spunten er forskjøvet med en meter sideveis i forhold til bunnen, som en initialforskyvning.

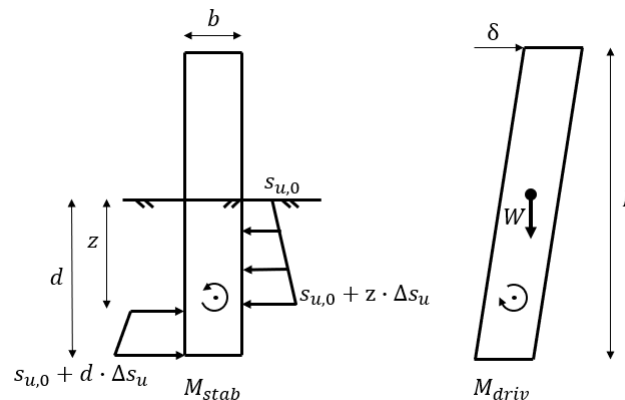


Figur 5.20: Forenklet beregningsmodell, rotasjonsbrudd.

Likevektsberegningen er gjort ved å se på en enkelt spuntnål. Drivende moment er beregnet basert på spuntens egenvekt og en initialforskyvning som vist i figur 5.21. Horisontal likevekt av de stabiliserende kreftene er benyttet for å beregne punktet spunten vil rotere rundt. Spuntnålens egenvekt er antatt til å være 750 Newton per meter. Dette er en omtrentlig verdi da spuntnålens vekt er avhengig av dimensjon. Effekten av oppdrift er neglisjert. Spuntens lengde over terreng er antatt til å være 20 meter, stabiliteten ved ulike installasjonsdybder er å kontrollert. Den forenklete beregningsmodellen er vist i figur 5.20.

Stabiliserende moment er basert på antatt maksimal skjærspenning mellom spunten og leira. Ettersom installering av spunten er forventet å medføre omrøring av leira og denne problemstillingen omhandler spuntens

stabilitet i anleggsfasen, kort tid etter installering, er det antatt at kun halvparten av leiras udrenerte skjærstyrke kan mobiliseres ( $r = 0,5$ ). Skjærstyrken er basert på trykksonderinger. To tredeler av aktiv skjærstyrke avledet fra måledata er antatt å tilsvare direkte skjærstyrke og derfor lagt til grunn i beregningen. Antatt skjærstyrke er 3 kPa + 1,33 kPa per meter, bidrag fra større skjærstyrke i topplag og morenemasser er neglisjert. Fordelingen av stabiliserende krefter langs spunten er vist i figur 5.21.



Figur 5.21: Stabiliserende og drivende krefter, rotasjonsbrudd.

Stabiliserende og drivende momenter blir, der  $z$  er dybden som gir horisontal likevekt av de stabiliserende kreftene, som følger:

$$M_{stab} = r \cdot b \cdot \left( s_{u,0} \cdot \left( \frac{z^2}{2} + \frac{(d-z)^2}{2} \right) + \Delta s_u \cdot \left( \frac{z^3}{6} + z \cdot \frac{(d-z)^2}{2} + \frac{(d-z)^3}{3} \right) \right) \quad (5.18)$$

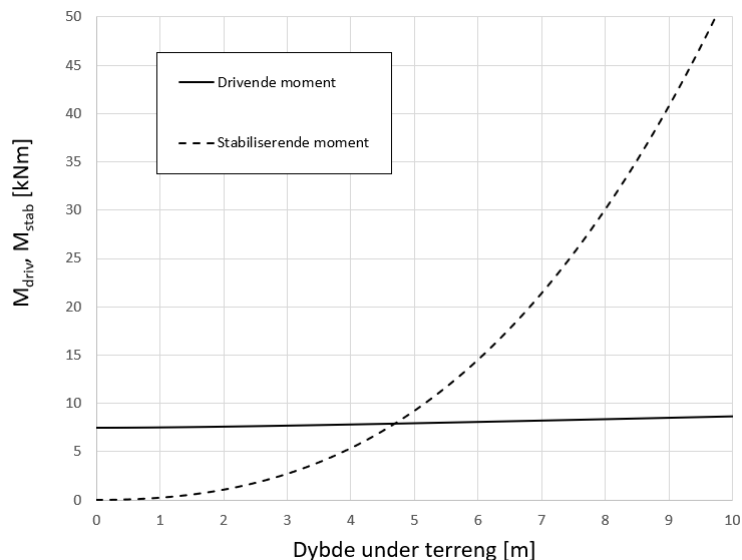
$$M_{driv} = W \cdot \delta \cdot \frac{\frac{L}{2} - (d-z)}{L} \quad (5.19)$$

Med antatt geometri og parametere som beskrevet ovenfor gir dette en sikkerhetsfaktor, beregnet som i ligning 5.20, på 34,0. Dette viser at det er god sikkerhet mot denne typen brudd for denne geometrien, og initialforskyvningen i toppen måtte vært på hele 33 meter for at sikkerhetsfaktoren skal falle under en.

$$F = \frac{M_{stab}}{M_{driv}} \quad (5.20)$$

For denne problemstillingen er den store dybden til fastere masser en fordel i og med at dette fører til større stabiliserende moment. Det er derfor beregnet kritisk dybde under terreng som gir sikkerhetsfaktor lik 1,0 for en 1,0 meter horisontal forskyvning i toppen. Resultatet fra denne beregningen er vist i figur 5.22 og viser at sikkerhetsfaktoren blir mindre enn 1,0 dersom spunten stikker mindre enn rundt 4,7 meter ned i grunnen. Den kritiske dybden ville også blitt ytterligere redusert dersom det ble tatt hensyn til topplagets større fasthet. I tillegg føres spunten i realiteten ned i fastere masser, noe som fører til at spunten til en viss grad blir holdt fast i bunnen. Det er derfor i tillegg utført en beregning der det er antatt at spunten er holdt fast og roterer rundt bunnen. Denne beregningen gir ikke stor endring i resultatet, med en kritisk dybde rundt 4 meter. Den korrek-

te løsningen i dette tilfellet ligger et sted mellom disse to beregningene ettersom spuntens føres ned i fastere masser. Spuntens vil da rotere rundt et lavere punkt, men trolig vil ikke disse massene være faste nok til å holde spuntens helt fast i bunnen.



Figur 5.22: Drivende og stabiliserende moment som funksjon av spuntens dybde under terreng.

## 5.5 Vertikale dren

### 5.5.1 Plan tøyning Plaxis-modell

På grunn av det mektige leirlaget med lav permeabilitet vil det ta lang tid før primærsetningene er ferdige. For at prosjektet skal være gjennomførbart må det oppbygde arealet kunne benyttes som industriareal innen kortere tid. Prefabrikkerte vertikale dren kan forkorte dreneringsveien for porevannet og dermed avkorte konsolideringstiden betydelig. I beregningsmodellen er det antatt at området bak cellespuntens fylles opp i lag på 3,0 meter etter at selve spuntens er fylt opp til toppen. Dette medfører at grunnen pålastes og konsolideres i totalt 7 faser.

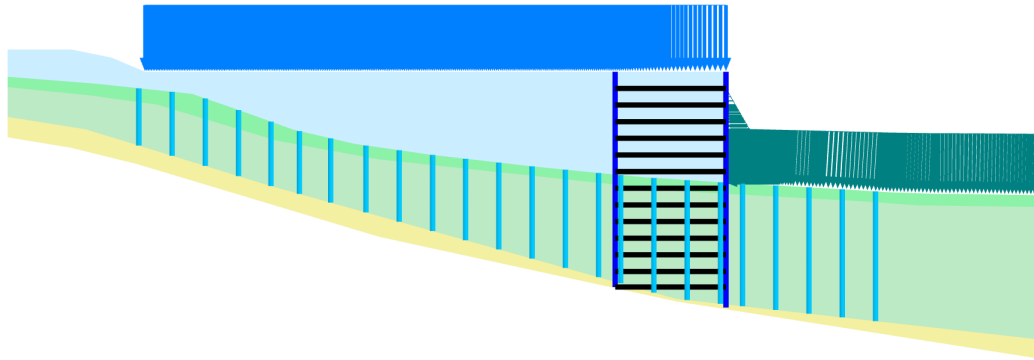
Det er her antatt at drenene installeres i trekantmønster. Dreneringsveien for et enkelt dren er da beregnet som:

$$\frac{D}{2} = \frac{1,05 \cdot S}{2} \quad (5.21)$$

Der  $S$  er senteravstanden mellom drenene.

Prefabrikkerte vertikaldren finnes i en rekke ulike utforminger, men har typisk en bredde på 100 mm og en tykkelse på mellom 3 og 9 mm (Patel, 2019). Her er et dren med 5 mm tykkelse antatt, noe som gir en effektiv diameter,  $d_e$ , på 66,8 mm, beregnet som vist i figur 3.6.

Drenene i Plaxis-modellen er plassert med 6 meters avstand. Modellen med dren er vist i figur 5.23. Denne avstanden er valgt for å sikre at det blir nok elementer mellom hvert dren slik at tilfredsstillende nøyaktighet kan oppnås. Dersom drenene i modellen blir plassert for tett og det blir for få elementer mellom hvert dren vil poretrykket bli beregnet ved for få punkt langs vannets dreneringsvei, noe som vil gi et unøyaktig resultat.



Figur 5.23: Plaxis-modell med dren i 6 meters avstand.

Den modifiserte horisontale permeabiliteten for Plaxis-beregningen er beregnet etter metode fra faget TBA4116 - Geoteknikk Videregående Kurs. Kursnotatene henviser til en rapport fra Dutch Centre for Civil Engineering and Codes (1997). Følgende formler er brukt for å beregne modifisert permeabilitet:

$$k'_h = \alpha \frac{B^2}{\mu \cdot D^2} \cdot k_h \quad (5.22)$$

$$\alpha = 3,24 \cdot \frac{\ln(1-U) + 0,21}{\ln(1-U)} \quad (5.23)$$

$$\mu = \frac{n^2}{n^2 - 1} \left[ \ln(n) - \frac{3}{4} + \frac{1}{n^2} \left( 1 - \frac{1}{4n^2} \right) \right], \text{ der } n = \frac{D}{d_e} \quad (5.24)$$

Hvor:

$k'_h$  = modifisert horisontal permeabilitetskoeffisient

$B$  = halve avstanden mellom drenene i Plaxis-modellen, valgt til å være 3 meter.

$U$  = konsolideringsgraden, valgt til å være 90%.

$D$  = diameteren av et drens influenssone.

$d_e$  = ekvivalent diameter for drenet.

Dette gir følgende input-verdier for horisontal permeabilitet for ulike senteravstander mellom drenene til bruk i Plaxis-analyser:

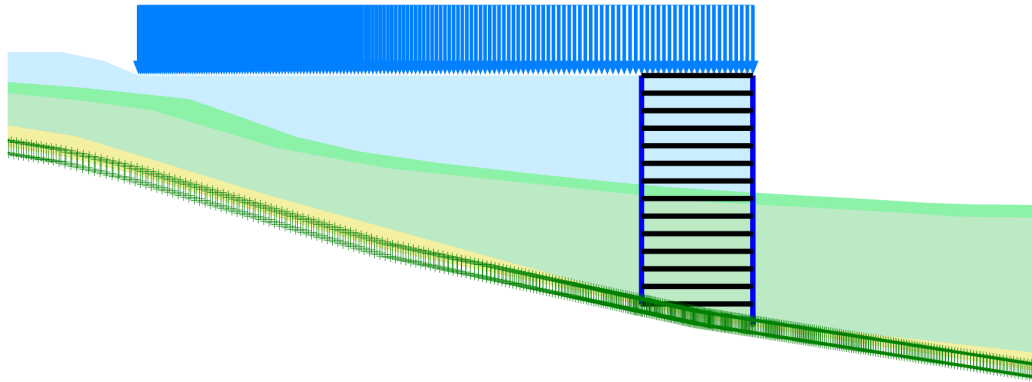
Tabell 5.5: Plaxis input, horisontalpermeabilitet i leirlag med vertikaldren.

Senteravstand, S	Modifisert horisontalt permeabilitet, $k'_h$
1,0m	$11,90 \cdot k_h$
1,5m	$4,41 \cdot k_h$
2,0m	$2,23 \cdot k_h$

## 5.6 Plaxis-beregning

For å analysere spunten og fyllingens stabilitet er beregningsprogrammet Plaxis 2D benyttet. Plaxis 2D er et elementmetodeprogram laget for geotekniske beregninger. Programmet kan brukes til å gjøre beregninger av deformasjoner, stabilitet og vannstrømning. I denne oppgaven er det benyttet for å kontrollere stabiliteten til konstruksjonen og fyllingen, anslå setninger og undersøke konsolideringstiden for vertikale dren installert i ulike avstander.

For å lage en 2-dimensjonal modell med lignende oppførsel som en sirkulær cellespункonstruksjon er selve spunten bygget opp av to plater med stag mellom. Dette er vist i figur 5.24. Stagene er plassert langs hele spuntens høyde, med tre meters mellomrom. Hensikten med disse stagene er å sikre at avstanden mellom den indre og den ytre veggen holdes tilnærmet konstant slik den ville vært for en spuntcelle, men samtidig tillate spuntveggene å rotere slik de ville gjort dersom det oppstår skjærbrudd i spuntlåsene. Dette medfører at bidraget friksjonen i spuntlåsene gir til stabiliteten er totalt neglisjert. Aksiell stivhet og egenvekt for spuntplatene er beregnet som for en flat spuntvegg bestående av AS500 spuntnåler der bidraget fra spuntlåsene er neglisjert. Bøyestivheten til cellespunken kommer av 3D-effekter i den sirkulære cella. Effekten av dette er utfordrende å simulere. Bøyestivheten for platene er derfor bestemt ved å gradvis øke stivheten til bøyningen av spunten kom innenfor et nivå vurdert som rimelig. Den aksielle stivheten til stagene mellom de to spuntplatene er avgjørende for spuntcellas oppførsel. Denne er valgt ved at spuntcellas radiusendring som følge av det indre trykket er anslått ved samme metode som beskrevet i kapittel 5.3 ved beregningen av ringstrekkefter. Disse ringstrekkeftene er så brukt til å beregne endringen i omkrets, som igjen benyttes til å fastsette endringen i radius. Analysen er så forsøkt med ulike verdier for aksialstivhet i stagene slik at den horisontale forskyvningen stemmer over ens med den anslåtte økningen i radius. Beregningene viser at tøyningen i cellespunken er svært liten, kun et par centimeter. Ettersom konstruksjonens utførelse medfører en viss bevegelse i spuntlåsene frem til ringstrekkeftet er oppnådd i cella er en lengdeendring for stagene på ti centimeter under oppfylling av cella valgt for å bestemme stivheten for disse. Valgt input for spuntplater og stag i modellen er vist i tabell 5.6. Disse parameterne hindrer for stor utbøyning av spuntplatene og gir en lengdeendring for staget i utgravingsnivå på rundt 12,8 centimeter, noe som tilsvarer en endring av cellespункens diameter på 0,64 %.



Figur 5.24: Modell cellespunt, Plaxis 2D.

Tabell 5.6: Plaxis input, spunt og stag.

	Materiale	Parameter	Verdi
Spunt	Plate	Aksialstivhet, $EA$	$2,67 \cdot 10^6 \text{ kN/m}$
		Bøystivhet, $EI$	$10^6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} / \text{m}$
		Egenvekt, $w$	$1,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} / \text{m}$
Stag	Node-to-node anchor	Aksialstivhet, $EA$	$10^5 \text{ kN/m}$
		Senteravstand, $L_{spacing}$	$1,0 \text{ m}$

Parametere for de ulike jordlagene er valgt som beskrevet i kapittel 4. Mohr-Coulomb-jordmodellen er benyttet for å evaluere konstruksjonens stabilitet, mens Soft-Soil-modellen er benyttet for det bløte leirlaget for å anslå setningenes størrelse. På grunn av numeriske problemer i konsolideringsfaser ved bruk av Soft Soil modellen er Mohr-Coulomb benyttet for evaluering av konsolideringstid med og uten vertikale dren, og nødvendig avstand mellom drenene.

Plaxis-beregningene er utført for samme snitt som de innledende analysene. Cellespunten er plassert slik at ytterkanten av spunten befinner seg der sjøbunnen er ved kote -17,0 meter. Spunten er ført ned i fastere masser under den bløte siltige leira. Toppen av spunten, og fyllingen, er satt til å være i kote +3,0 meter. I beregningene er vannstanden antatt å være lavvann i kote -1,0 som en tilnærmet plassering etter tidevannstabeller (Kartverket, 2020).

### 5.6.1 Stabilitetsberegning

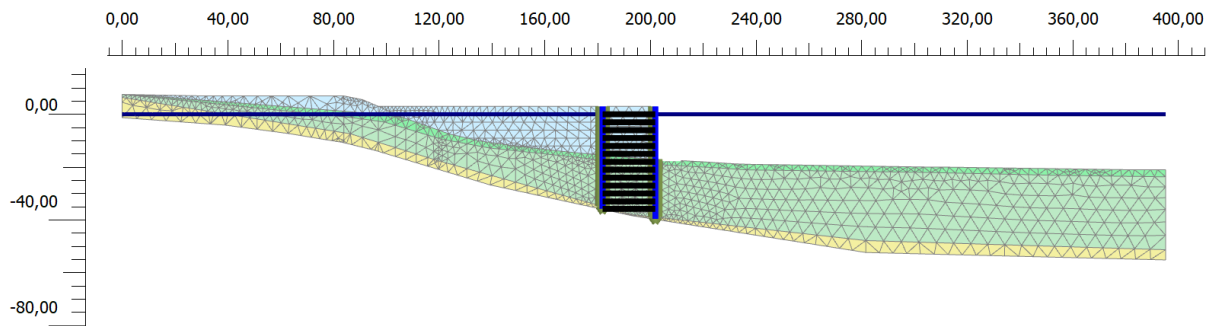
Stabilitetsanalysen er utført med Mohr-Coulomb-modellen. Input-parametere for stabilitetsanalysen er beskrevet i tabell 5.7. Parametere som ikke er omtalt er beholdt som standard- eller automatisk utregnede verdier.

Tabell 5.7: Plaxis input, stabilitetsberegning.

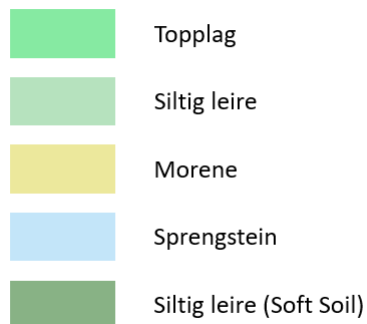
Lag	Jordmodell	Parameter	Verdi
Topplag	Mohr-Coulomb	Drainage type	Undrained (A)
		Tyngdetetthet, $\gamma_{unsat}/\gamma_{sat}$	18 kN/m <sup>3</sup>
		Elastisitetsmodul, $E'$	5 MPa
		Tverrkontraksjonstall, $\nu'$	0,3
		Kohesjon, $c'_{ref}$	5 kPa
		Friksjonsvinkel, $\varphi'$	30°
		Dilatasjonsvinkel, $\psi$	0°
		Konsolideringskoeffisient, $k_y/k_x$	0,01 m/dag
		Interface roughness, $R_{inter}$	0,6
Siltig leire	Mohr-Coulomb	Drainage type	Undrained (A)
		Tyngdetetthet, $\gamma_{unsat}/\gamma_{sat}$	17 kN/m <sup>3</sup>
		Elastisitetsmodul, $E'$	1,5 MPa
		Tverrkontraksjonstall, $\nu'$	0,3
		Kohesjon, $c'_{ref}$	1 kPa
		Friksjonsvinkel, $\varphi'$	28°
		Dilatasjonsvinkel, $\psi$	0°
		Konsolideringskoeffisient, $k_y/k_x$	10 <sup>-4</sup> m/dag
		Interface roughness, $R_{inter}$	0,6
Morene	Mohr-Coulomb	Drainage type	Drained
		Tyngdetetthet, $\gamma_{unsat}/\gamma_{sat}$	20 kN/m <sup>3</sup>
		Elastisitetsmodul, $E'$	50 MPa
		Tverrkontraksjonstall, $\nu'$	0,3
		Kohesjon, $c'_{ref}$	5 kPa
		Friksjonsvinkel, $\varphi'$	40°
		Dilatasjonsvinkel, $\psi$	10°
		Konsolideringskoeffisient, $k_y/k_x$	0,1 m/dag
		Interface roughness, $R_{inter}$	0,6
Sprengstein	Mohr-Coulomb	Drainage type	Drained
		Tyngdetetthet, $\gamma_{unsat}/\gamma_{sat}$	18 kN/m <sup>3</sup>
		Elastisitetsmodul, $E'$	50 MPa
		Tverrkontraksjonstall, $\nu'$	0,3
		Kohesjon, $c'_{ref}$	10 kPa
		Friksjonsvinkel, $\varphi'$	42°
		Dilatasjonsvinkel, $\psi$	12°
		Konsolideringskoeffisient, $k_y/k_x$	1 m/dag
		Interface roughness, $R_{inter}$	0,6



Beregningsmodellen og elementnettet brukt i stabilitetsanalysen er vist i figur 5.25. Samme modell for lagdeling og cellespunnkonstruksjonen er også brukt for beregning av modell med dren og deformasjonsberegning. Det er brukt et fint "mesh" i beregningene.



Figur 5.25: Beregningsmodell for stabilitetsberegning, Plaxis 2D.



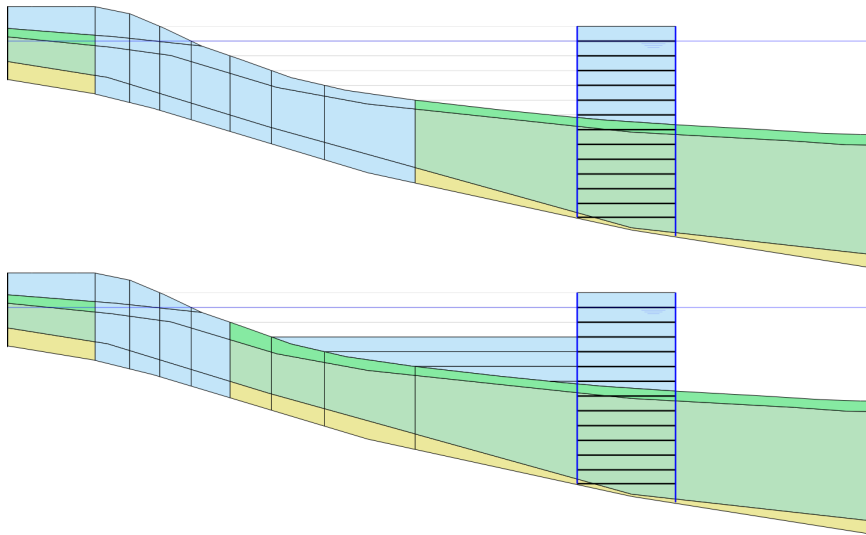
Figur 5.26: Forklaring materialer, Plaxis 2D.

Beregningen er delt inn i en rekke faser der initialstabiliteten er beregnet først, før spuntet etableres og fylles. Området bak spuntet fylles så opp i lag på tre meter om gangen i seks faser. Sikkerhetsfaktor er beregnet etter hver pålasting før en konsolideringsfase. Faseoppbyggingen for beregningen er vist i figur 5.27.

ID	Calculation type	Loading type (D)	Pore pressure calculation type	Ignore undr. behaviour (A,B) (D)	$\Sigma M_{\text{eff}}$ - Reached safety factor (R)	Reached total time (R)	Comments
Initial phase [InitialPhase]				<input checked="" type="checkbox"/>	1,000	0,000 day	
Initialstabilitet [Phase_1]				<input type="checkbox"/>	1,000	0,000 day	
FS Initial [Phase_2]				<input type="checkbox"/>	2,800	0,000 day	
Konstruksjon [Phase_3]				<input type="checkbox"/>	1,000	0,000 day	
Fylling spunt [Phase_4]				<input type="checkbox"/>	1,000	0,000 day	
FS fylling spunt [Phase_5]				<input type="checkbox"/>	2,804	0,000 day	
Konsolidering fylling spunt [Phase_26]				<input type="checkbox"/>	1,000	5510 day	Konsolideringsgrad 90%
Fylling 1 [Phase_6]				<input type="checkbox"/>	1,000	5510 day	
FS fylling 1 [Phase_7]				<input type="checkbox"/>	2,649	5510 day	
Konsolidering fylling 1 [Phase_8]				<input type="checkbox"/>	1,000	12,90E3 day	Konsolideringsgrad 90%
Fylling 2 [Phase_10]				<input type="checkbox"/>	1,000	12,90E3 day	
FS fylling 2 [Phase_11]				<input type="checkbox"/>	2,500	12,90E3 day	
Konsolidering fylling 2 [Phase_12]				<input type="checkbox"/>	1,000	17,40E3 day	Konsolideringsgrad 90%
Fylling 3 [Phase_13]				<input type="checkbox"/>	1,000	17,40E3 day	
FS fylling 3 [Phase_14]				<input type="checkbox"/>	2,295	17,40E3 day	
Konsolidering fylling 3 [Phase_15]				<input type="checkbox"/>	1,000	22,06E3 day	Konsolideringsgrad 90%
Fylling 4 [Phase_16]				<input type="checkbox"/>	1,000	22,06E3 day	
FS fylling 4 [Phase_17]				<input type="checkbox"/>	1,975	22,06E3 day	
Konsolidering fylling 4 [Phase_18]				<input type="checkbox"/>	1,000	27,48E3 day	Konsolideringsgrad 90%
Fylling 5 [Phase_19]				<input type="checkbox"/>	1,000	27,48E3 day	
FS fylling 5 [Phase_20]				<input type="checkbox"/>	1,758	27,48E3 day	
Konsolidering fylling 5 [Phase_21]				<input type="checkbox"/>	1,000	32,78E3 day	Konsolideringsgrad 90%
Fylling 6 [Phase_22]				<input type="checkbox"/>	1,000	32,78E3 day	
FS fylling 6 [Phase_23]				<input type="checkbox"/>	1,373	32,78E3 day	
Konsolidering fylling 6 [Phase_24]				<input type="checkbox"/>	1,000	38,16E3 day	Konsolideringsgrad 90%
Nyttelast [Phase_9]				<input type="checkbox"/>	1,000	38,16E3 day	
FS [Phase_25]				<input checked="" type="checkbox"/>	1,402	38,16E3 day	

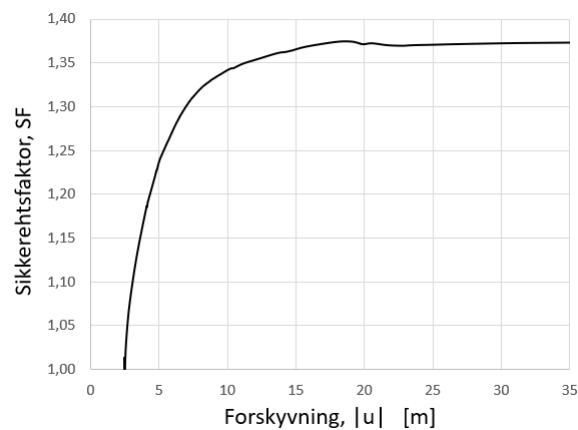
Figur 5.27: Faseinndeling for stabilitetsberegning, Plaxis 2D.

For å unngå at skråningen i det brattere området inn mot land går til brudd i beregningene, er materialet i dette området byttet ut med sprengstein og skiftet tilbake til det opprinnelige materialet etter hvert som oppfyllingen bak spuntten stabiliserer skråningen. Dette er gjort for finne sikkerhetsfaktoren for selve spuntkonstruksjonen og fyllingen ettersom det er dette som er interessant i dette tilfellet. Framgangsmåten er illustrert i figur 5.28 der oppbygningen av skråning etter fyllingen av spuntten og etter tre oppfyllingsfaser bak spuntten er vist. Brudd i selve skråningen kan være problematisk i anleggsfasen, men kan ikke vurderes nærmere uten grunnundersøkelser lenger inn mot land. Det må være bedre grunnforhold her, ellers ville ikke skråningen kunne stått. Det er også gjort utfyllinger her tidligere, noe som indikerer bedre grunnforhold. Hvilke undersøkelser og vurderinger som er gjort i sammenheng med tidligere utfyllinger er ikke kjent.

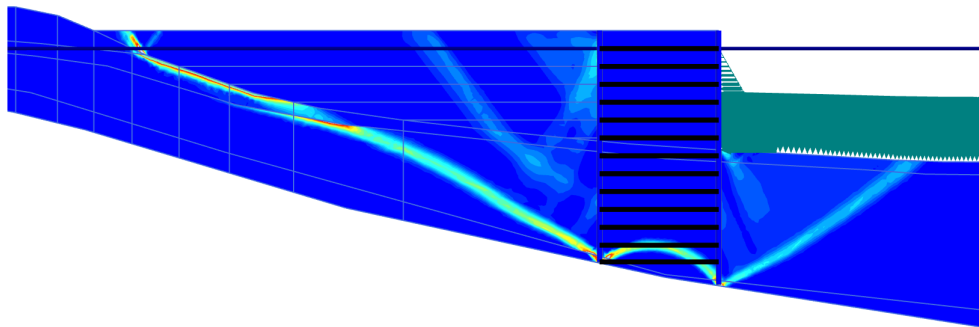


Figur 5.28: Illustrasjon av forsterket materiale i skråning mot land, før fylling bak spunt og etter tre oppfyllingsfaser.

Beregningene viser at sikkerhetsfaktoren er høy for de første fasene før den synker etter hvert som belastningen bak cellespunken økes. Den laveste sikkerheten mot brudd er på 1,37 ved den siste utfyllingsfasen. Samtlige faser der sikkerhetsfaktorer er beregnet viser tydelige bruddformer og veldefinerte sikkerhetsfaktorer. Dette er illustrert for den siste utfyllingsfasen i figur 5.29 og 5.30.



Figur 5.29: Sikkerhetsfaktor plottet mot virtuell forskyvning for siste utfyllingsfase, udrenet. Figuren viser kun hvordan sikkerhetsfaktoren er funnet, ikke reell forskyvning.



Figur 5.30: Bruddfigur for siste utfyllingsfase, før konsolidering.

Figur 5.30 viser inkrementelle skjærtøyninger ved beregning av sikkerhetsfaktor etter den siste utfyllingsfasen bak cellespunten. Figuren viser at bruddet i stor grad følger topplaget før det går gjennom de bløte massene til bunnen av cellespunten. Bruddet følger en sirkulær bruddflate, som ved bruk av Hansens metode, inne i cellespunten. Sikkerhetsfaktoren i denne fasen er den laveste i beregningen, 1,37.

### 5.6.2 Konsolideringstid

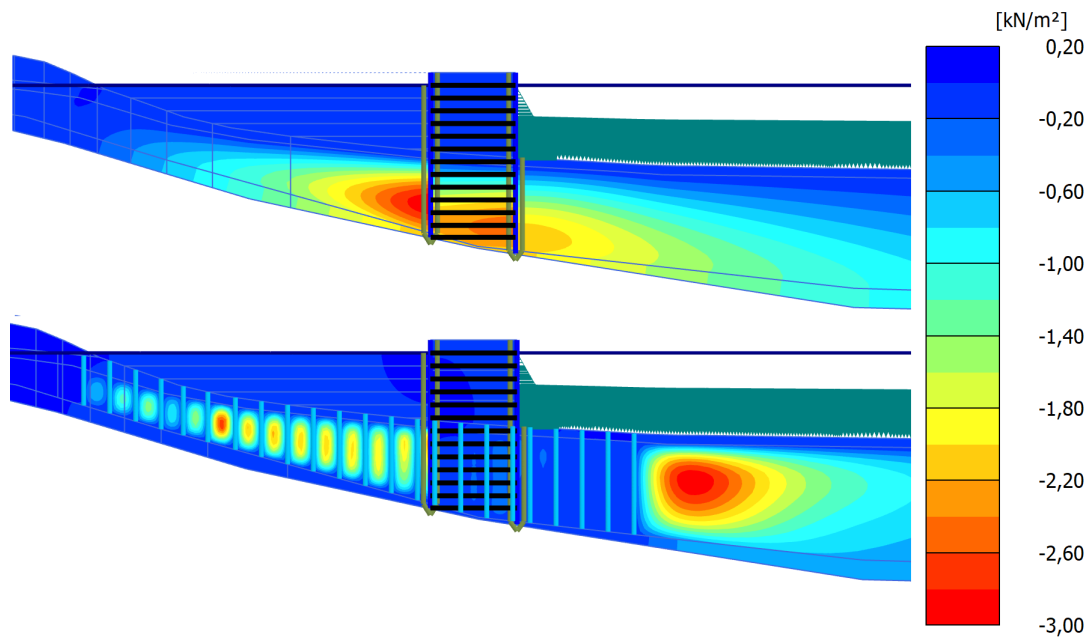
På grunn av lange dreneringsveier for porevannet tar konsolideringsprosessen i beregningen uten dren svært lang tid. Hver enkelt konsolideringsfase tar rundt 14 år. Konsolideringstiden for en modell med prefabrikkerte vertikaldren er derfor beregnet. Drenenes senteravstand er antatt å være 1,5 meter og et trekantmønster er valgt. Drenene i modellen er plassert med en senteravstand på 6 meter. Dette medfører en modifisert horisontal permeabilitetskoeffisient på  $4,41 \cdot 10^{-3} m/dag$ . For å unngå lang konsolideringstid for modellen på grunn av poretrykkoppbygging på utsiden av cellespunten, er det utplassert dren til omtrent 30 meter utenfor cellespunten.

På grunn av numeriske problemer som fører til ekstrem poretrykk- og sugutvikling i nærheten av spuntplatene måtte lasten inne i spuntcella legges på i 3 omganger, der en konsolideringsfase kjøres mellom hver pålasting. Dette gir ikke riktig resultat for sikkerhetsfaktor eller konsolideringstid for fasen der spuntcella fylles opp siden dette i realiteten må skje raskt for å sikre spuntcellas stabilitet. Dette var likevel et nødvendig kompromiss for å få beregningen til å fungere. For øvrige faser gir beregningen med dren tilnærmet eksakt samme sikkerhetsfaktorer som beregningen uten dren. I tillegg måtte den siste pålastingsfasen deles i tre for å unngå samme problemstilling.

Ved 1,5 meter som senteravstand mellom drenene tar hele konsolideringsprosessen rundt 4,5 år. Oppdelingen, i tre faser, av fyllingen av selve spunten og den siste fyllingen bak cellespunten fører her til at konsolideringstiden blir noe høyere enn den ville vært med riktig faseinndeling. Hver konsolideringsfase for fyllingene på 3 meter bak spunten tar omtrent 100 til 120 døgn. Det er også kjørt analyser for 1,0 og 2,0 meters senteravstand mellom drenene. Da blir den totale konsolideringstiden henholdsvis rundt 2 og 10 år.

Figur 5.31 viser poretrykket ved 90% konsolidering for den nest siste fyllingsfasen bak spunten, ettersom

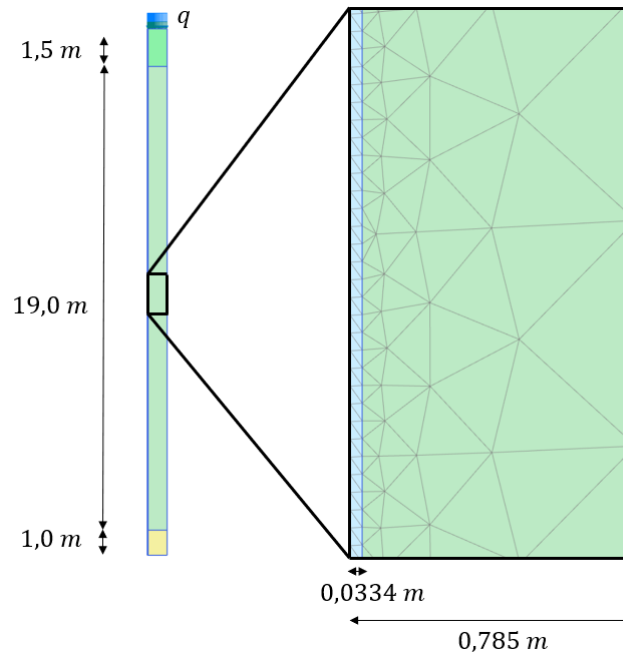
denne ikke måtte deles opp og dermed kan sammenlignes. Det maksimale gjenstående tilleggsporetrykket er i begge tilfeller rundt 3,0 kPa. I modellen med dren tar denne konsolideringsfasen 120 dager, mot 5000 dager i modellen uten dren.



Figur 5.31: Tilleggsporetrykk etter 90% konsolidering, med og uten dren, for fyllingsfase 5.

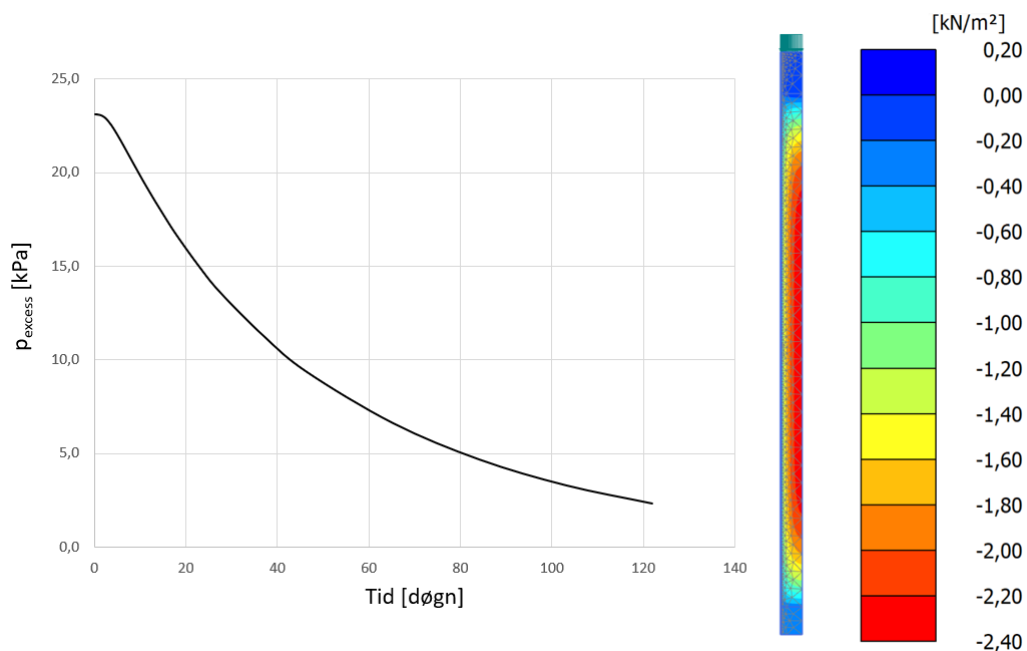
### 5.6.3 Aksesymmetrisk Plaxis-modell

For å kontrollere konsolideringstiden i plan tøyning-beregningen er en aksesymmetrisk modell av et enkelt dren undersøkt ved hjelp Plaxis. Et dren like innenfor cellespunten er valgt ut og kontrollert. Antatt senteravstand mellom drenene er 1,5 meter, noe som gir en influensradius på 0,785 meter. Selve drenet er modellert som et materiale med svært høy permeabilitet, med en effektiv radius på 33,4 millimeter. Den aksesymmetriske modellen antas fastholdt mot horisontal forskyvning, og alle sider utenom drenet antas lukket for strømming. Lasten på modellen,  $q$ , er satt til 24 kPa, noe som tilsvarer belastningen fra 3 meter med sprengsteinsfylling, eller en utfyllingsfase i plan tøyning-modellen. Modellen er vist i figur 5.32.



Figur 5.32: Aksesymmetrisk Plaxis-modell for et enkelt dren, utsnitt av elementnett.

Beregningen er utført til 90% av tilleggsporetrykket er borte, for den aksesymmetriske modellen tar dette 122 dager. Dette stemmer svært godt overens med resultatet fra plan tøyning-modellen, og det ser derfor ut til at omformingen fra aksesymmetri til plan tøyning fungerer godt.



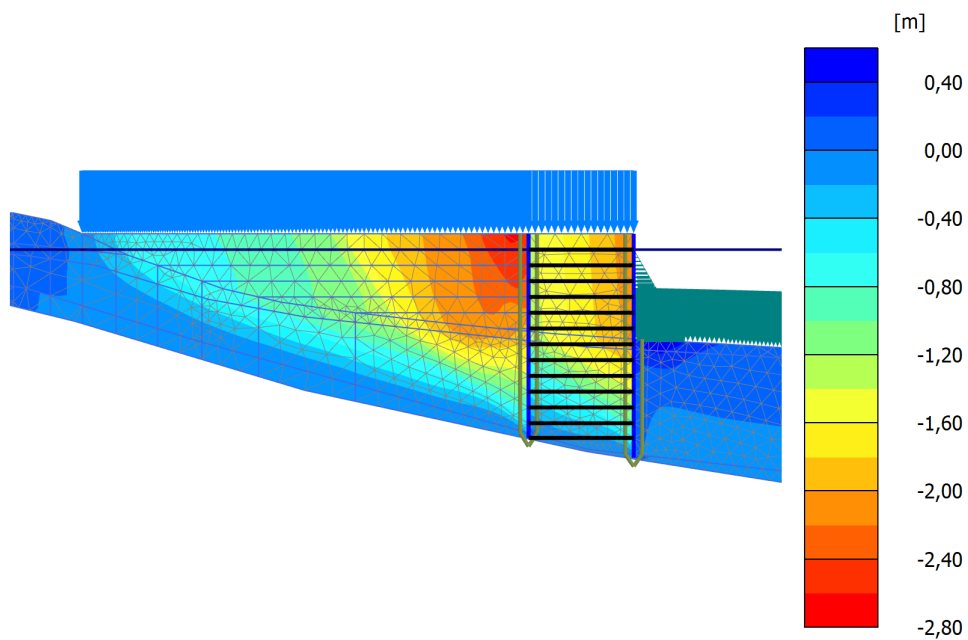
Figur 5.33: Konsolideringsprosess og tilleggsporetrykk etter 122 døgn.

Som vist i figur 5.33 er poretrykket tilnærmet likt belastningen ved  $t = 0$ , med et poretrykk på rundt 24 kPa. Etter 122 døgn er 90% av tilleggsporetrykket forsvunnet.

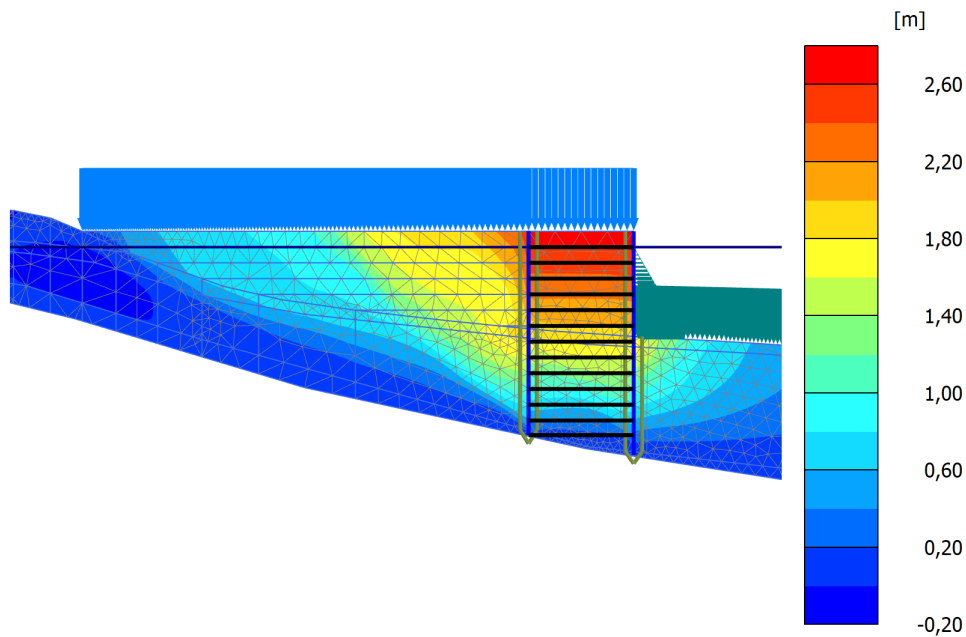
### 5.6.4 Setningsberegning

Forventet setningsstørrelse er beregnet for hånd for å kontrollere resultatene fra Plaxis-beregningen. Dette er gjort etter ligning 5.25 (Statens Vegvesen, 2018). Gjennomsnittlig verdi for før-spenningen i det bløte siltige leirlaget er 70 kPa og den siltige leira er antatt å være normalkonsolidert. Total spenningsendring er antatt til 200 kPa. Leiras modultall er tolket fra ødometerforsøk til å være 15. Dette gir en forventet maksimal setning på 1,7 meter for områdene inni og like bak cellespunten.

$$\epsilon_{nc} = \frac{1}{m} \cdot \ln \left( \frac{p'_0 + \Delta p}{p'_c} \right) \quad (5.25)$$

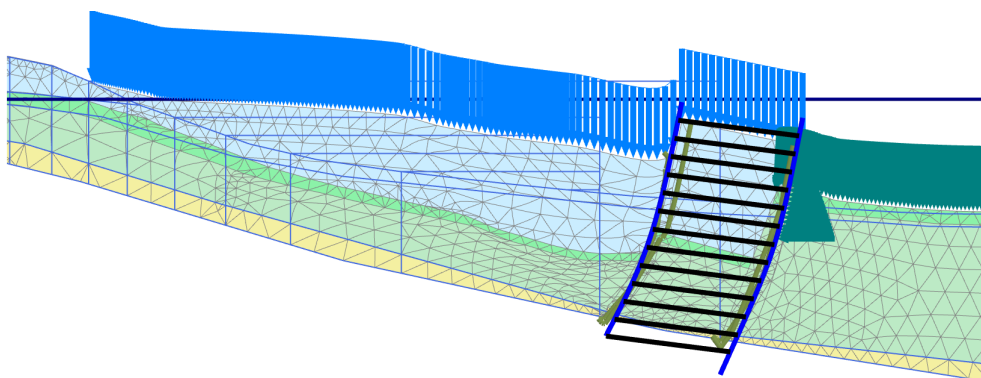


Figur 5.34: Setninger, Mohr-Coulomb-beregningmodell. Maksimal setning 2,6 meter.



Figur 5.35: Horisontalforskyvning, Mohr-Coulomb-beregningsmodell. Maksimal horisontalforskyvning 2,7 meter.

Setningene beregnet med Mohr-Coulomb-modellen er store. Spuntveggene roterer utover, noe som fører til store både vertikale og horisontale deformasjoner. Beregningene viser en maksimal vertikalforskyvning på 2,6 meter og en maksimal horisontal forskyvning på 2,7 meter. Særlig horisontalforskyvningen er problematisk her, og en del av vertikalforskyvningen kommer også som et direkte resultat av denne. Oppskalert illustrasjon av deformasjon etter endt konsolidering for Mohr-Coulomb-beregningen er vist i figur 5.36, det er her tydelig at konstruksjonen roterer utover.



Figur 5.36: Deformasjon, Mohr-Coulomb-beregningsmodell. Skalert opp 5 ganger.

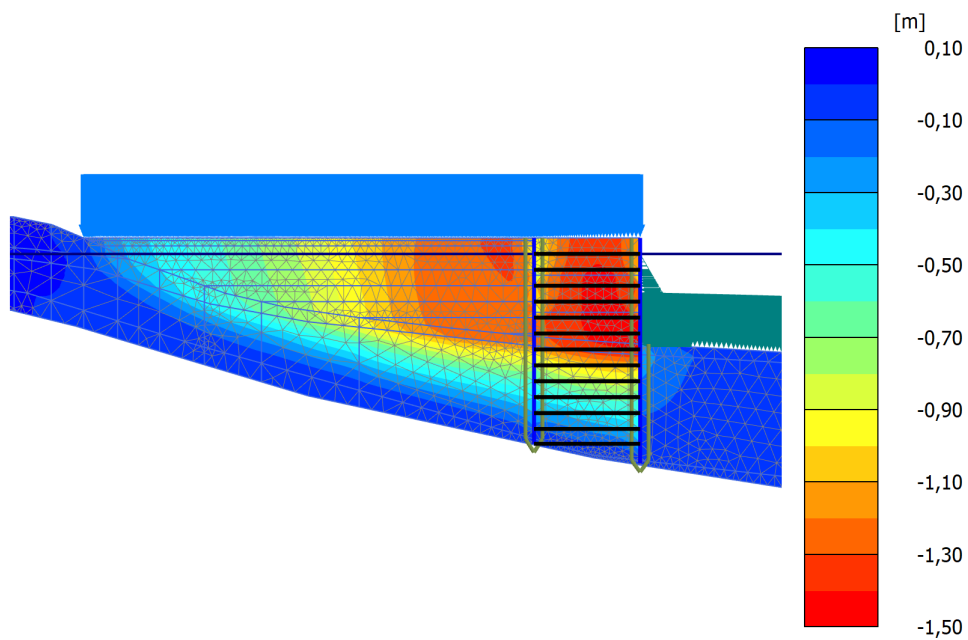
For å bedre kunne representere jordas deformasjonsegenskaper er Soft Soil-jordmodellen brukt for å analysere deformasjoner. Faseoppbyggingen i denne beregningen er lik som i Mohr-Coulomb, vist i figur 5.27, med unntak av oppfyllingen av cellespunken. Denne fasen måtte deles i 3 på samme måte som i beregningen med dren, for å unngå numeriske problemer. Parametere for det siltige leirlaget, vist i mørk grønn farge i figur 5.39, er vist i tabell 5.8.



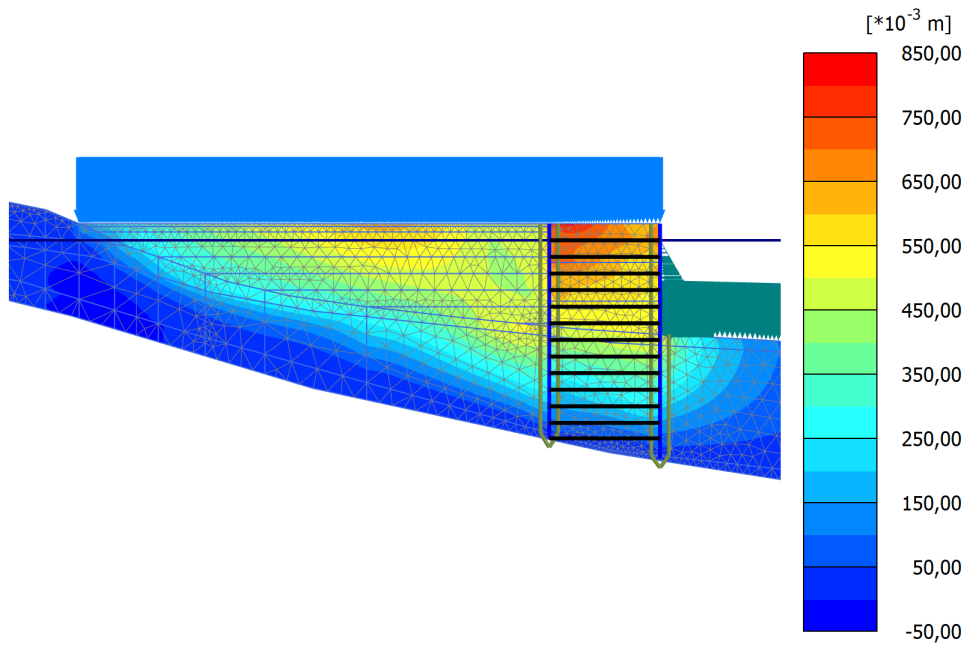
Tabell 5.8: Plaxis input, setningsberegning.

Lag	Jordmodell	Parameter	Verdi
Siltig leire (setningsberegning)	Soft Soil	Drainage type	Undrained (A)
		Tyngdetetthet, $\gamma_{unsat}/\gamma_{sat}$	$17 \text{ kN}/\text{m}^3$
		Kompresjonsindeks NC, $\lambda^*$	0,053
		Kompresjonsindeks OC, $\kappa^*$	0,014
		Kohesjon, $c'_{ref}$	$1 \text{ kPa}$
		Friksjonsvinkel, $\varphi'$	$28^\circ$
		Dilatasjonsvinkel, $\psi$	$0^\circ$
		Konsolideringskoeffisient, $k_y/k_x$	$10^{-4} \text{ m/dag}$
Interface roughness, $R_{inter}$	0,6		

Analysen med Soft Soil-jordmodellen viser betydelig mindre deformasjoner enn med Mohr-Coulomb-modellen. Særlig er horisontalforskyvningen redusert. Maksimal horisontal forskyvning for toppen av cellespunten er her beregnet til å være 82 cm, noe som trolig er nærmere å være en akseptabel verdi. Vertikalsetningen er beregnet til å være 1,4 meter.

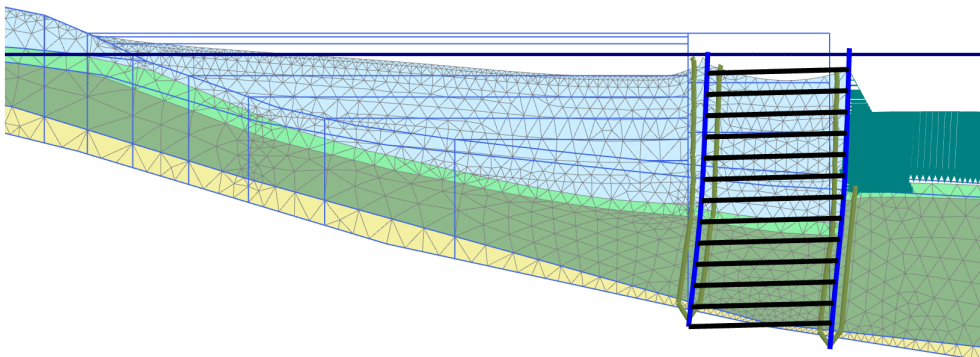


Figur 5.37: Setninger, Soft Soil-beregningsmodell. Maksimal setning 1,4 meter.



Figur 5.38: Horisontalforskyvning, Soft Soil-beregningsmodell. Maksimal horisontalforskyvning 0,8 meter.

Deformasjonsberegningen gjort med Soft Soil-modellen antas å være riktigere enn Mohr-Coulomb-modellen ettersom jordmodellen etterligner det bløte jordmaterialets egenskaper bedre. Som demonstrert i kapittel 4.6 er denne beregningen også konservativ, selv om den gir betydelig mindre deformasjoner enn Mohr-Coulomb-beregningen. Deformasjonen kan observeres i figur 5.39. Analysen med Soft Soil-modellen gir i større grad rene vertikale setninger, og konstruksjonen roterer ikke utover på samme måte som i Mohr-Coulomb-beregningen.



Figur 5.39: Deformasjon, Soft Soil-beregningsmodell. Skalert opp 5 ganger.

Setningene i beregningen med Soft-Soil-modellen er noe mindre enn forventet. Valget av stivhetsparametre burde overvurdere setningene som omtalt i kapittel 4.6. Dette kommer av at den antatte  $\lambda^*$ -verdien tilsvarer et modultall høyere enn 15. Sammenhengen mellom  $\lambda^*$  og  $m$  er vist i ligning 5.26. En  $\lambda^*$ -verdi på 0,053 tilsvarer et modultall på 18,9. Overslagsmessige setninger ved  $m = 18,9$  er omtrent 1,3 meter. En totalsetning på 1,4 meter stemmer godt overens med dette ettersom bidrag fra de andre lagene er neglisjert i overslaget.

$$\lambda^* = \frac{1}{m} \quad (5.26)$$

# Kapittel 6

## Diskusjon

Målet med oppgaven er å undersøke om det er mulig å foreta en utfylling i sjøen ved Eitrheim ved hjelp av en cellespunnkonstruksjon og prefabrikkerte vertikale dren. I denne oppgaven er det gjort mange antagelser, tilnærminger og forenklinger. Disse, og andre usikkerheter, er diskutert i dette kapittelet.

### 6.1 Bakgrunnsdata

#### Jordparametere

Med noe begrenset kunnskap om grunnens egenskaper er det forsøkt å gjøre konservative vurderinger ved utvelgingen av jordparametere. Det er særlig styrkeparametere som er usikre siden treaksialforsøk av god kvalitet ikke er tilgjengelige. Det ble innledningsvis i arbeidet gjennomført overslagsberegninger som viste at en friksjonsvinkel på  $25^\circ$  for det bløte laget er nødvendig for å kunne oppnå tilstrekkelig kapasitet i drenert tilstand. Tidlig i prosjektet, før resultatene fra laboratorieforsøk var klare, ble dette ansett for å være en stor utfordring da anbefalte verdier fra Statens Vegvesen ligger lavere enn dette (Statens Vegvesen, 2018). Likevel er det grunn til å tro at styrken for de stedlige materialene er tilstrekkelig. Basert på lignende forhold andre steder der en friksjonsvinkel på  $28^\circ$  er brukt (L'Heureux et al., 2009, 2010), og to gjennomførte treaksialforsøkene viser en friksjonsvinkel på  $30^\circ$  til  $33^\circ$ . På grunn av usikkerhet som følge av få og lavkvalitets laboratorieforsøk er det valgt å bruke friksjonsvinkel lik  $28^\circ$  i denne oppgaven som en konservativ tilnærming.

For å gjøre en 2-dimensjonal beregning for det valgte beregningsnittet er det antatt en forenklet lagdeling bestående av tre lag. Et topplag med noe høyere fasthet over bløt siltig leire over morene. Parametere for det bløte laget er i stor grad tolket fra laboratorieundersøkelser og sonderinger. For øvrige lag er så mye som mulig tolket fra sonderinger, men mange parametere er antatt basert på erfaringsdata. Hvilke parametere som legges til grunn for beregningen har åpenbart stor betydning for resultatet. På grunn av dette er det forsøkt å velge konservative verdier uten være så forsiktig at beregningen blir urealistisk. Det er valgt å fokusere på de parameterne som har størst betydning for resultatet. Her fremstår jordtrykkskoeffisienter for beregning av horisontalt jordtrykk å være av spesielt stor betydning. Disse parameterne bidrar til å bestemme trykket som virker på konstruksjonen, og dermed de drivende kreftene. I tillegg er også stabiliserende krefter avhengige av

de horisontale spenningene for enkelte bruddformer da både friksjonen i jorda og i spuntlåsene er proporsjonale med disse. Særlig for horisontalspenningen inne i cellespunken er det forsøkt å bruke konservative verdier ved at aktivt jordtrykk er brukt der jordtrykket virker gunstig og en høyere verdi der trykket er ugunstig. For jordas styrkeparametere har friksjonsvinkelen svært stor innvirkning på skjærstyrken siden lastendringen ved 20 meter utfylling av spengstein er stor. Antagelsen av denne parameteren er noe usikker ettersom  $28^\circ$  framstår som en stor friksjonsvinkel for slike bløte leirmasser. Det kan derfor tenkes at enkelte deler av profilet vil ha en friksjonsvinkel lavere enn dette, men utførte treaksialforsøk viser også at deler av profilet har en friksjonsvinkel større enn dette. Trykksonderinger antyder også at friksjonsvinkelen er ganske lik for hele det bløte laget. Permeabilitetskoeffisienter er av svært stor betydning for konsolideringstiden. Her anses kun permeabiliteten til det bløte laget for å være av stor betydning ettersom permeabiliteten i de andre lagene antas betydelig høyere. Permeabiliteten er tolket basert på den bløteste delen av profilet, og ettersom samme verdien er lagt til grunn for hele laget antas tilnærmingen å være konservativ.

### **Konstruksjonens plassering**

Cellespункens plassering er ikke bestemt i detalj. I beregningene og vurderingene er spunktens front antatt plassert der sjøbunnen befinner seg ved kote -17,0 meter. Dette er gjort fordi denne plasseringen vil gi en arealinnvinning på rundt 50 mål, noe som er satt som et mål for prosjektet. Det er ikke gjort beregninger for større dybder, men enkle overslag viser at dersom spunken plasseres ved 3 meter større dybde kan størrelsen av det nye arealet bli doblet til 100 mål. Nøyaktig plassering av cellespunken må vurderes sammen med en økonomisk vurdering for å finne den plasseringen som gir best forhold mellom kostnad og nytteverdi. Cellespункonstruksjoner har tidligere blitt bygget i høyder opp til 33 meter, men det er usikkert i hvor stor grad de utfordrende grunnforholdene påvirker maksimal høyde for konstruksjonen (Prassetyo and Gutierrez, 2018).

## **6.2 Beregninger**

### **Beregningssnitt**

I denne oppgaven er kun et enkelt snitt valgt ut og beregnet. Dette fordi snittet befinner seg der både terrenget er brattest, sjødybden størst og mektigheten av det bløte leirlaget størst. Det vil derfor være et kritisk snitt for å vurdere stabiliteten til konstruksjonen. Det vil også eksistere andre kritiske snitt. For noen av de kontrollerte bruddformene bidrar den store dybden til fast grunn positivt til stabiliteten. Ved håndberegning er enkelte bruddformer også undersøkt ved å anta mektighet av det bløte laget lik null. Andre snitt, der dybden til fast grunn er mindre, er ikke sett nærmere på i denne oppgaven da de anses for å være innenfor normale forhold for cellespункonstruksjoner som er bygget tidligere. Ettersom denne oppgaven kun er en mulighetsstudie ble det vurdert som hensiktsmessig å kun studere dette ene snittet. Ved en eventuell detaljprosjektering må flere snitt kontrolleres.

### Håndberegninger cellespunt

Håndberegningene som er gjort er i stor grad basert på litteratur fra 1980- og 1990-tallet. Denne litteraturen baserer seg i stor grad på artikkelen *Stability and Stiffness of Cellular Cofferdams* av Karl Terzaghi (1945). Beregningsmetodene som fremdeles brukes i dag kan i stor grad spores tilbake til Terzaghi. Metodene baserer seg på en 2-dimensjonal forenkling av problemet der kurvaturen til spuntveggene neglisjeres. Feilen denne forenklingen medfører er ikke blitt studert (Pile Buck Inc., 1990). Alternativet til å gjøre denne antagelsen er å gjøre en 3-dimensjonal analyse ved hjelp av et elementmetodeprogram. Dette var ikke mulig å gjennomføre med teknologien som var tilgjengelig for 30 år siden, men vil være mulig å gjøre for å kontrollere resultatene i dag.

### Plaxis-analyse

Den 2-dimensjonale modellen som er brukt i Plaxis-beregningene er basert på en antagelse om en cellespunts oppførsel der indre og ytre spuntvegg kan rotere fritt, men avstanden mellom disse er fast. Som for håndberegningene er størrelsen av feilen som oppstår som følge av denne antagelsen ikke kjent. Denne tilnærmingen ignorerer helt bidrag fra friksjonen i spuntlåsene og er i så måte konservativ. Trolig er dette grunnen til at det oppstår store horisontale deformasjoner da spuntveggene i Mohr-Coulomb-beregningsmodellen presses utover som følge av horisontalt trykk fra fyllingen på innsida. Det er ikke gjort nærmere vurderinger av effekten av denne antagelsen og i hvilken grad 3D-effekter har innvirkning på resultatet, men beregningene viser horisontale forskyvninger for toppen av spuntene i størrelsesorden 0,8 - 2,7 meter. Det er grunnlag for å tro at disse i en reell situasjon vil være lavere dersom det kan oppnås et indre trykk i cellespunken som fører til stor friksjon i spuntlåsene.

Cellespunken er satt sammen av mange tynne spuntnåler med en bredde på 0,5 meter. Bøyetivheten til slike tynne plater er i utgangspunktet svært lav, og konstruksjonen får sin stabilitet på grunn av 3D-effekter som gir ringstrekkrefter som følge av indre trykk i cella. Bidraget fra denne effekten er utfordrende å modellere i en 2-dimensjonal plan tøyning-modell. Dersom bøyetivheten i spuntplatene i Plaxis-modellen settes for lavt klapper konstruksjonen sammen som et trekkspill. Da trykkes platene ut mellom de horisontale stagene som sikrer konstant avstand mellom platene. Belastningen i cella drar så nedover på platene, noe som forsterker effekten. På grunn av dette er platenes bøyetivhet i Plaxis-modellen fastsatt ved at den gradvis er økt til platene oppnådde ønsket oppførsel. Stagene som holder den indre og den ytre veggen sammen er valgt etter samme metodikk. Deformasjon som følge av endring i diameter for en spuntcelle er anslått til å være liten, og stagenes dimensjon er valgt for å gjengi dette. Valgene som er tatt i sammenheng med den 2-dimensjonale modelleringen gjør at det er usikkert hvor godt resultatet representerer en reell situasjon, men det fremstår som en konservativ framgangsmåte da friksjon i spuntlåsene er antatt å være ikke-eksisterende.

### **Prefabrikkerte vertikale dren**

Ved beregningen av modifisert horisontalpermeabilitet er effekten av omrøringen av masser ved installeringen av drenene og drenets begrensede vannføringskapasitet neglisjert. I realiteten vil det forstyrrede materialet rundt drenet føre til redusert horisontal permeabilitet i sonen inn mot drenet. Dette vil føre til en lengre primærkonsolideringstid, men ettersom beregningene i denne oppgaven er å anse som overslag er det vurdert som en akseptabel forenkling å se bort fra effekten av dette. Hensikten med beregningene for prefabrikkerte vertikale dren i denne oppgaven er å undersøke om det er mulig å redusere primærkonsolideringstiden til et akseptabelt nivå, ikke å nøyaktig bestemme avstanden mellom drenene som er nødvendig. Ved en mer nøyaktig beregning i følge med detaljprosjektering av drenene bør effekten av disse forenklingene vurderes.

## **6.3 Utførelse**

### **Bygging av cellespunnkonstruksjonen**

Hovedutfordringen for gjennomførbarheten for dette prosjektet er selve utførelsen av konstruksjonen. Dette er ikke en utfordring som lar seg løse ved hjelp av beregninger og modeller. Det er i denne oppgaven gjort beregninger og analyser for å undersøke stabiliteten til en konstruksjon som består av en 20 meter høy sprengsteinfylling, holdt på plass av spuntnåler med opptil 40 meters lengde. Selv om konstruksjonen er beregningsmessig stabil kan det være svært utfordrende å få installert spuntnålene når de blir såpass lange, både med tanke på kravene det stiller til dimensjoner på utstyr, som kraner og malen som brukes for installering, og kravene til nøyaktighet i utførelsen. Her kan det også vise seg at det er behov for maler i flere nivåer på grunn av den store vandybden. I detaljplanleggingen av et slikt prosjekt må entreprenøren som skal utføre arbeidet inkluderes tidlig, og tett samarbeid vil være nødvendig.

Tidlig i arbeidet med denne oppgaven ble entreprenøren Fundamentering AS (FAS) kontaktet med det formål å undersøke i hvilken grad en slik konstruksjon er å anse som mulig å gjennomføre sett fra et utførelsesperspektiv. Prosjektleder Snorre Johansen var svært behjelpelig med tilbakemeldinger i relasjon til gjennomførbarheten til prosjektet og mulige utfordringer. Han var i utgangspunktet positiv til prosjektet, men var samtidig tydelig på at dimensjonene det er snakk om er større enn FAS har erfaring med fra tidligere prosjekter, og at det derfor helt klart ville blitt en utfordring dersom prosjektet skulle gjennomføres. Han pekte særlig på den store dybden som en utfordring. Arcelor Mittal, som leverer spuntnåler til FAS, leverer for eksempel kun slike spuntnåler i lengder opp til 31 meter, noe som vil føre til behov for enten skjøting av spunten ved hjelp av sveising eller spesialbestilling av spuntnåler (ArcelorMittal, 2019). Håndteringen av så lange spuntnåler er i seg selv utfordrende da disse er svært slanke og har lav bøyestivhet.

Spuntnålene må føres ned til fast grunn for å sikre cellespunnens stabilitet. Ved alle sonderingene som er gjennomført er det observert et lag med fastere masser før berg er påtruffet. I noen av borpunktene har dette laget liten mektighet, og det kan derfor tenkes at det finnes steder på området der det ikke finnes løsmasser

med større fasthet mellom de bløte massene og bergoverflata. Sett i sammenheng med observasjonene gjort av borerne kan dette medføre utfordringer med å oppnå tilstrekkelig forankring i bunnen av konstruksjonen på grunn av mulig skrått fjell. Seismiske undersøkelser utført i 1975 støtter også borerne mistanke om skrått fjell.

### **Installering av prefabrikkerte vertikale dren**

I tillegg er den store dybden utfordrende ved installeringen av vertikaldren. Dersom vertikaldren skal installeres til en dybde nesten 40 meter under vannoverflata krever det et stålprofil som er like langt for å føre disse ned. Ved installering av vertikaldren heves vanligvis enden av stålprofilet helt opp over vannflaten for å manuelt gjøre enden av drenet klar til nedføring. Dette vil føre til et behov for et tårn på over 40 meter på maskinen som skal utføre denne jobben. Det kan derfor potensielt være gunstigere, dersom det er mulig, å gjøre denne jobben ved sjøbunnen, for eksempel ved hjelp av dykker.

Vertikaldrenene må installeres både bak og inni cellespunten. Det kan også være nødvendig å plassere dren et stykke utenfor konstruksjonen for å raskere oppnå en bedre styrke her. Drenene må trolig plasseres ut for cellespunten ettersom cellespunten bør fylles med friksjonsmasser så raskt som mulig etter bygging. Det er i enkelte av borpunktene registrert svært finkornige masser også helt øverst i borprofilet. Det kan derfor være nødvendig å legge ut et lag med masser med høyere permeabilitet før drenene installeres, for å sikre at drenene ikke tettes i enden, og dermed mister sin effekt.

### **Nøyaktighet i utførelse**

I hvilken grad det er mulig å utføre en cellespunktkonstruksjon av denne dimensjonen til en tilstrekkelig nøyaktighet vil være kritisk for gjennomførbarheten av prosjektet. Selv om beregningene som er presentert i denne oppgaven viser at konstruksjonen trolig vil være stabil sett fra et beregningsmessig ståsted, er det ikke sikkert at denne stabiliteten vil være oppnåelig. Beregningene antar en perfekt utført konstruksjon uten avvik. Noen avvik i utførelsen vil det alltid være, og disse avvikene må hensyntas ved hjelp av sikkerhetsfaktorer og nøyaktighetskrav til utførelsen.

Det er også av stor betydning at det er gjort observasjoner av sensitive materialer på området. Det er svært krevende grunnforhold med bløt siltig leire, som også er klassifisert som kvikk i enkelte punkt. Dette er noe av grunnen til at det var utfordrende å få opp uforstyrrede jordprøver av god kvalitet. Dette medfører at det ved utførelsen må fylles ut svært forsiktig, for å unngå stabilitetsproblemer. Jordas styrke forbedres når effektivspenningene i materialet øker.

En ekstra utfordring med tanke på utførelsen er at konstruksjonen befinner seg i sjøen. På grunn av dette må cellespunten etableres fra flåte, noe som også bidrar til utfordringen med å oppnå tilstrekkelig nøyaktighet. I tillegg medfører dette risiko for horisontal belastning på konstruksjonen i utførelsesfasen på grunn av bølger og vind. Her er det likevel verdt å bemerke at den aktuelle plasseringen innerst i Sørfjorden trolig er bortimot



så skjermet fra naturkrefter som mulig ved bygging på sjøen, men bølger må likevel tas høyde for.

Et mulig alternativ til den høye spuntkonstruksjonen kan for eksempel være at spunten rammes ned under vannoverflata og brukes som et fundament for en kaikonstruksjon. Kaikonstruksjonen kan så for eksempel bygges opp ved hjelp av senkkasser. Denne og andre alternative løsninger er ikke nærmere vurdert i denne oppgaven.

## Kapittel 7

# Konklusjon

Beregningene som er beskrevet i denne oppgaven hadde som hensikt å vise hvorvidt cellespункonstruksjonen er gjennomførbar sett fra et teknisk perspektiv. Beregningene viser, som også ble kommentert av FAS, at dimensjonen av den nødvendige cellespункonstruksjonen for å oppnå 50 mål arealinnvinning er stor. Sikkerhetsfaktorene mot brudd for de siste utfyllingsfasene, og ved drenert analyse av den ferdige konstruksjonen, er lave. Likevel er de ikke så lave at de slår i hjel prosjektet. Det vil være nødvendig å oppnå en bedre beregningsmessig stabilitet, særlig siden det er påvist sensitive materialer og kvikkleire i enkelte punkt på området. Dette er sannsynligvis mulig ved å beregne mer detaljert på de konservative forenklingene som er gjort og dersom bedre grunnundersøkelser gir grunnlag for mer presis oppdeling av lagene i grunnen. Selv om det beregningsmessig trolig vil være mulig å dimensjonere en konstruksjon med tilstrekkelig styrke og stabilitet, fremstår likevel selve byggingen av konstruksjonen som en stor utfordring.

Håndberegningene som er utført viser for det meste svært høye sikkerhetsfaktorer. I de fleste tilfeller fremstår den store installeringsdybden som et positivt bidrag til stabiliteten. Selv om høyden over sjøbunn også er stor, antatt til 20 meter i denne oppgaven, antas ikke denne høyden i seg selv å være så problematisk ettersom den ikke er mye større enn for cellespункonstruksjoner bygd tidligere.

Det er svært utfordrende grunnforhold på området. Sensitive materialer og til dels kvikk leire fører til at det må utvises stor forsiktighet ved en eventuell utfylling. Dette krever svært forsiktig framdrift der prinsippet må være å få en kontrollert konsolidering av de bløte massene for å øke effektivspenningene, og dermed skjærstyrken.

Basert på beregningene som er gjort som en del av denne oppgaven ser det ut til at en cellespункonstruksjon av denne dimensjonen, med de opptredende grunnforhold på området, vil være mulig å gjennomføre sett fra et beregningsmessig perspektiv. Hvilke begrensninger som fremkommer i forbindelse med utførelsen av konstruksjonen er fremdeles noe uklart, men ser ut til å være en utfordring. Fundamentering AS fremsto som positive med tanke på denne typen utfordring.

## Kapittel 8

### Videre arbeid

Arbeidet som er gjort med denne oppgaven er kun et mulighetsstudie der muligheten for en utfylling ved hjelp av en cellespunktkonstruksjon er vurdert. Dette er gjort gjennom forenklete beregninger og overslag, og det gjenstår fremdeles en stor jobb dersom prosjektet skal realiseres.

Først og fremst er det viktig å påpeke at selv om prosjektet, basert på undersøkelsene gjort i denne oppgaven, trolig er teknisk gjennomførbart, er det nesten like viktig at det kan forsvares sett fra et økonomisk perspektiv. Økonomien i prosjektet er på ingen måte vurdert i denne oppgaven, og er det viktigste som må gjøres for at prosjektet skal kunne føres videre. Som en del av den økonomiske vurderingen vil det trolig også være av stor nytteverdi om det kan fastsettes en maksimal høyde for spunten da området er såpass flatt at spuntene kan flyttes betydelig lengre ut i sjøen uten en markant økning i vanddybden. På den måten vil sannsynligvis det opparbeidede arealet kunne økes betydelig uten stor økning av kostnaden.

Når det gjelder cellespunktkonstruksjoner generelt ville det vært nyttig med mer kunnskap om nøyaktigheten til de eksisterende beregningsmetodene. En sammenligning av resultater fra 2-dimensjonale håndberegninger og en 3-dimensjonal elementmetode-analyse kunne i så måte bidratt til økt forståelse.

# Referanser

ArcelorMittal (2009), 'Design & execution manual - AS 500 straight web steel sheet piles'.

ArcelorMittal (2019), 'Steel foundation solutions - general catalogue 2019'.

Barron, R., Lane, K., Keene, P. and Kjellman, W. (1948), 'Consolidation of fine-grained soils by drain wells', *Geotechnical Special Publication* **113**, 324–360.

Boliden Odda AS (2018), 'Alternativ utnyttelse av sprengstein fra bolidens fjellhaller'.

Carrier III, W. (2003), 'Goodbye, hazen; hello, kozeny-carman', *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **129**(11), 1054–1056.

Dutch Centre for Civil Engineering and Codes (1997), 'Backgrounds on numerical modelling of geotechnical structures', *CUR publication 191*.

Geoengineer.org (2020), 'Prefabricated Vertical Drains', <https://www.geoengineer.org/education/web-class-projects/cee-542-soil-site-improve-winter-2014/assignments/prefabricated-vertical-drains>. Hentet: 2020-05-12.

Hansbo, S., Jamiolkowski, M. and Kok, L. (1981), 'Consolidation by vertical drains', *Géotechnique* **31**(1), 45–66.

Hazen, A. (1892), 'Some physical properties of sands and gravels, with special reference to their use in filtration', *24th Annual Report, Massachusetts State Board of Health* pp. 539 – 556.

Indraratna, B. and Redana, I. W. (1997), 'Plane-strain modeling of smear effects associated with vertical drains', *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **123**(5), 474–478.

Indraratna, B., Rujikiatkamjorn, C., Balasubramaniam, A. and McIntosh, G. (2012), 'Soft ground improvement via vertical drains and vacuum assisted preloading', *Geotextiles and Geomembranes* **30**, 16 – 23. Special Issue: Mitigation of Geo-Disasters due to Climate Change.

Kartverket (2020), 'Se havnivå - vannstands- og tidevannsinformasjon, Odda (Vestland)', <https://www.kartverket.no/sehavniva/sehavniva-lokasjonside/?cityid=79995&city=Odda>. Hentet: 2020-04-28.

Krebs Ovesen, N. (1962), 'Cellular cofferdams : calculation methods and model tests'.

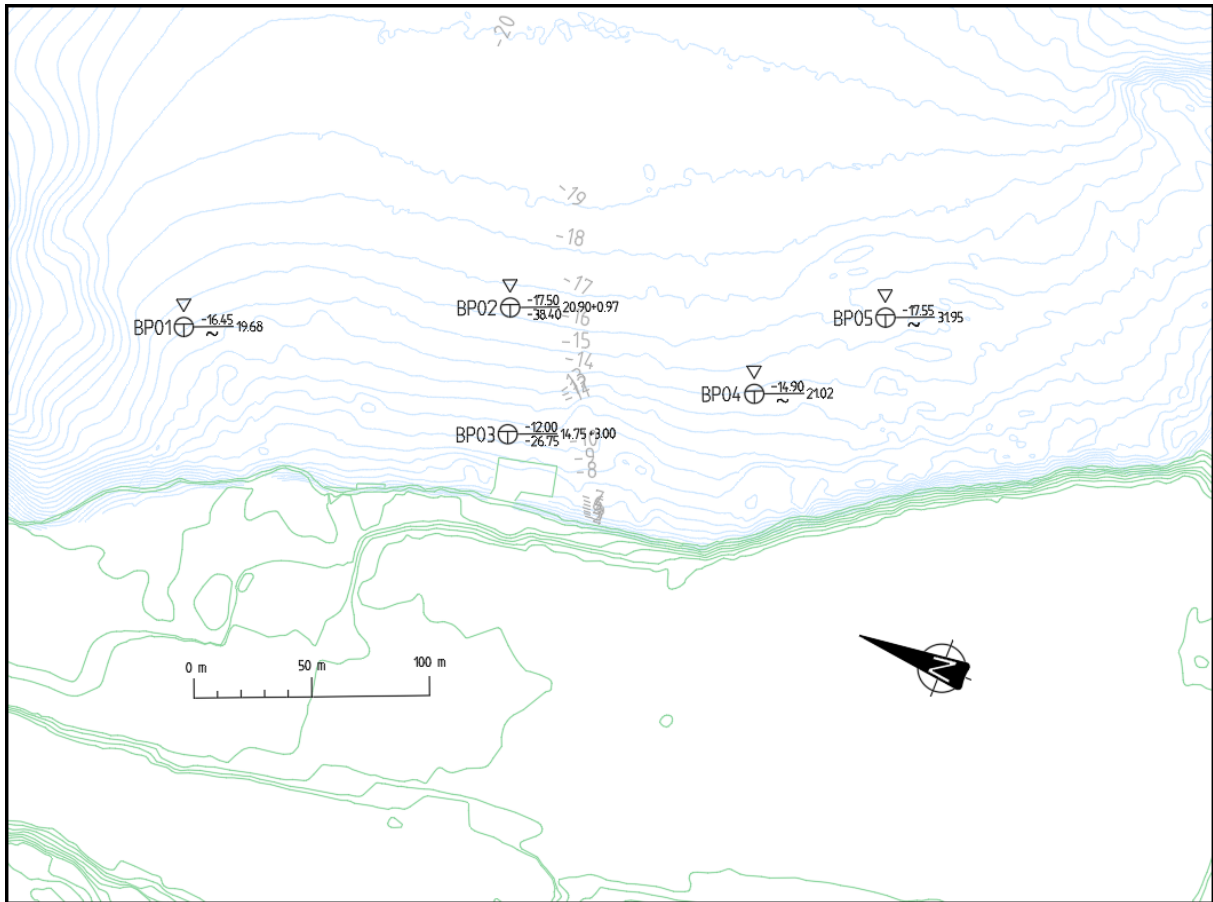
Larsson, R. (1980), 'Undrained shear strength in stability calculation of embankments and foundations on soft clays', *Canadian Geotechnical Journal* **17**(4), 591–602.

- L'Heureux, J.-S., Hansen, L. and Longva, O. (2009), 'Development of the submarine channel in front of the nidelva river, trondheimsfjorden, norway', *Marine Geology* **260**(1), 30 – 44.
- L'Heureux, J.-S., Hansen, L., Longva, O., Emdal, A. and Grande, L. O. (2010), 'A multidisciplinary study of submarine landslides at the nidelva fjord delta, central norway - implications for geohazard assessment', *Norwegian Journal of Geology* **90**, 1 – 20.
- Norconsult AS (2020a), 'LAB01 Steinfylling i Sørfjorden på Eitrheim, Geoteknisk laboratorierapport'.
- Norconsult AS (2020b), 'RIG01 Steinfylling i Sørfjorden på Eitrheim, Geotekniske grunnundersøkelser, datarapport'.
- Nordal, S. (2019), 'TBA4116 - geotechnical engineering, advanced course: Lecture notes'.
- Norsk Geoteknisk Forening (1994), 'Melding nr. 9, veiledning for utførelse av totalsondering'.
- Norsk Teknisk Byggekontroll AS (1975), 'Utfylling i sørfjorden - grunnundersøkelser og geoteknisk vurdering'.
- NTNU, Geotechnical division (2015), 'TBA4110 - geotechnics - field and laboratory investigations: Lecture notes'.
- NTNU, Geotechnical division (2016), 'TBA5100 - theoretical soil mechanics'.
- NTNU, Geotechnical division (2020), 'TBA4105 - geoteknikk beregningsmetoder, kompendium'.
- Patel, A. (2019), *Drainage and dewatering*, Woodhead Publishing.
- Pile Buck Inc. (1990), *Cellular cofferdams - A Pile Buck Production*, Pile Buck Inc.
- PLAXIS (2020), 'PLAXIS Material Models, CONNECT Edition V20'.
- Prasetyo, S. and Gutierrez, M. (2018), 'Cellular cofferdams as permanent hydropower dam structures'.
- Statens Vegvesen (2016), 'Håndbok R210: Laboratorieundersøkelser'.
- Statens Vegvesen (2018), 'Håndbok V220: Geoteknikk i vegbygging'.
- Terzaghi, K. (1943), *Theoretical soil mechanics*, John Wilet and Sons, Inc.
- Terzaghi, K. (1945), 'Stability and stiffness of cellular cofferdams', *American Society of Civil Engineers, vol. 110* pp. 1083–1114.
- U.S. Army Corps of Engineers (1989), 'Engineering and Design. Design of Sheet Pile Cellular Structures cofferdams and Retaining Structures'.
- Vu, V. T. (2015), 'Optimal layout of prefabricated vertical drains', *International Journal of Geomechanics* **15**(3), 06014020.
- Westerlund, G. J. (1978), 'Forelesningsnotater, cellespunt'.

## Vedlegg

Vedleggene til oppgaven består av resultater fra felt- og laboratorieundersøkelser, mottatt fra Norconsult AS. Resultatene er hentet fra data- og labrapport (Norconsult AS, 2020*b,a*).

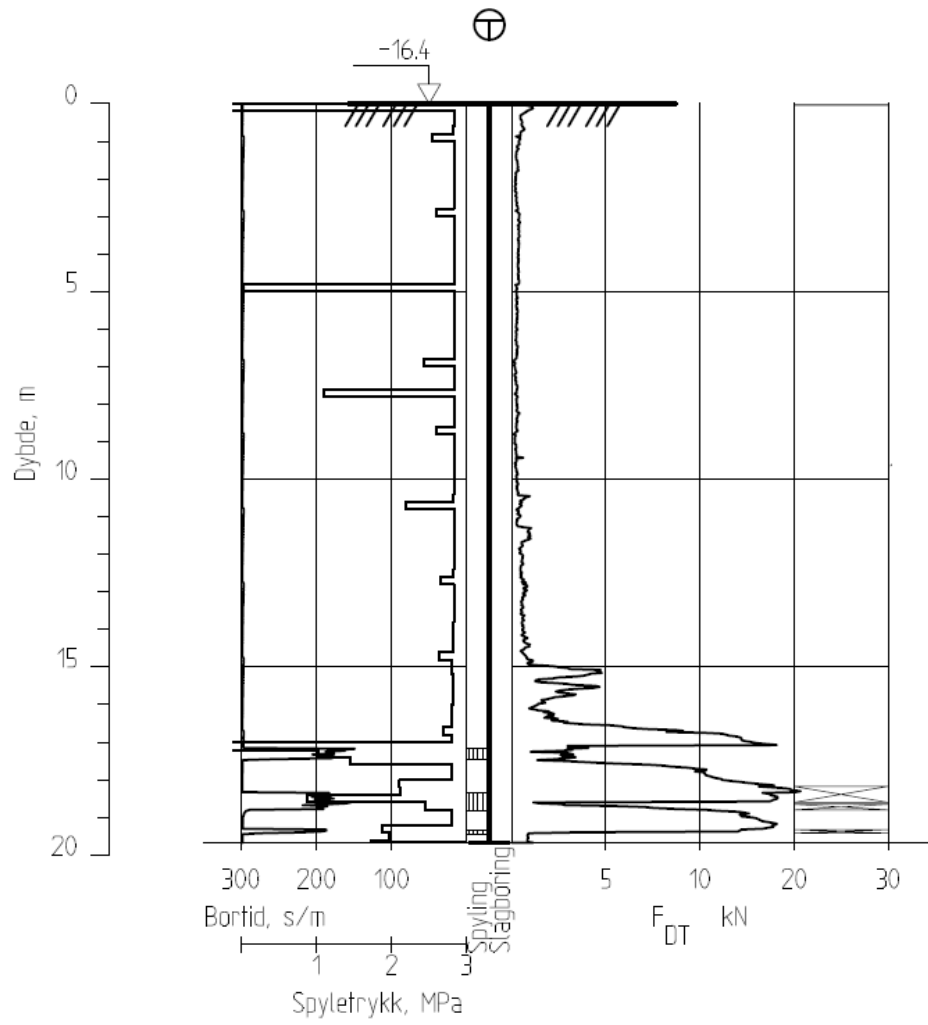
1. Borplan
2. Totalsondering BP01
3. Totalsondering BP02
4. Totalsondering BP03
5. Totalsondering BP04
6. Totalsondering BP05
7. CPTu BP01
8. CPTu BP02
9. CPTu BP04
10. CPTu BP05
11. Sylinderprøve BP01
12. Sylinderprøve BP02
13. Sylinderprøve BP05
14. Korngraderingsanalyser
15. Enaksialforsøk BP01
16. Enaksialforsøk BP02
17. Enaksialforsøk BP05
18. Treaksialforsøk, BP02, dybde: 12,1 meter
19. Treaksialforsøk, BP05, dybde: 7,5 meter
20. Ødometerforsøk, BP01, dybde: 8,03 meter
21. Ødometerforsøk, BP02, dybde: 10,95 meter
22. Ødometerforsøk, BP05, dybde: 3,35 meter
23. Ødometerforsøk, BP05, dybde: 7,53 meter
24. Ødometerforsøk, BP05, dybde: 11,57 meter
25. Resultater fra laboratorieundersøkelser



Borpunktliste: (Euref 89 UTM32, NN2000)

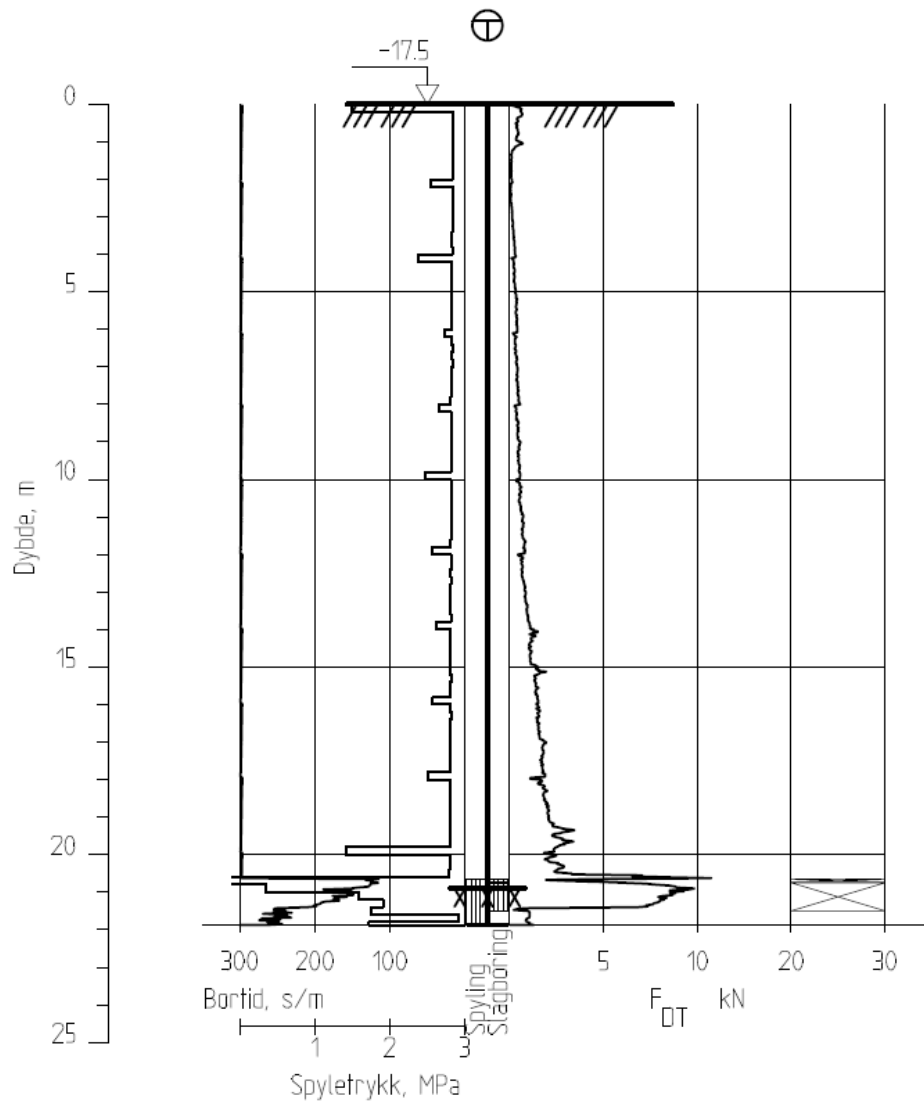
Borpunkt	X (Nord)	Y (Øst)	Z (Høyde)
BP01	6664913,6	362828,1	-16,5
BP02	6664787,8	362886,9	-17,5
BP03	6664769,0	362836,6	-12,0
BP04	6664678,0	362891,1	-14,9
BP05	6664638,2	362941,7	-17,6

**Vedlegg 1: Borplan**

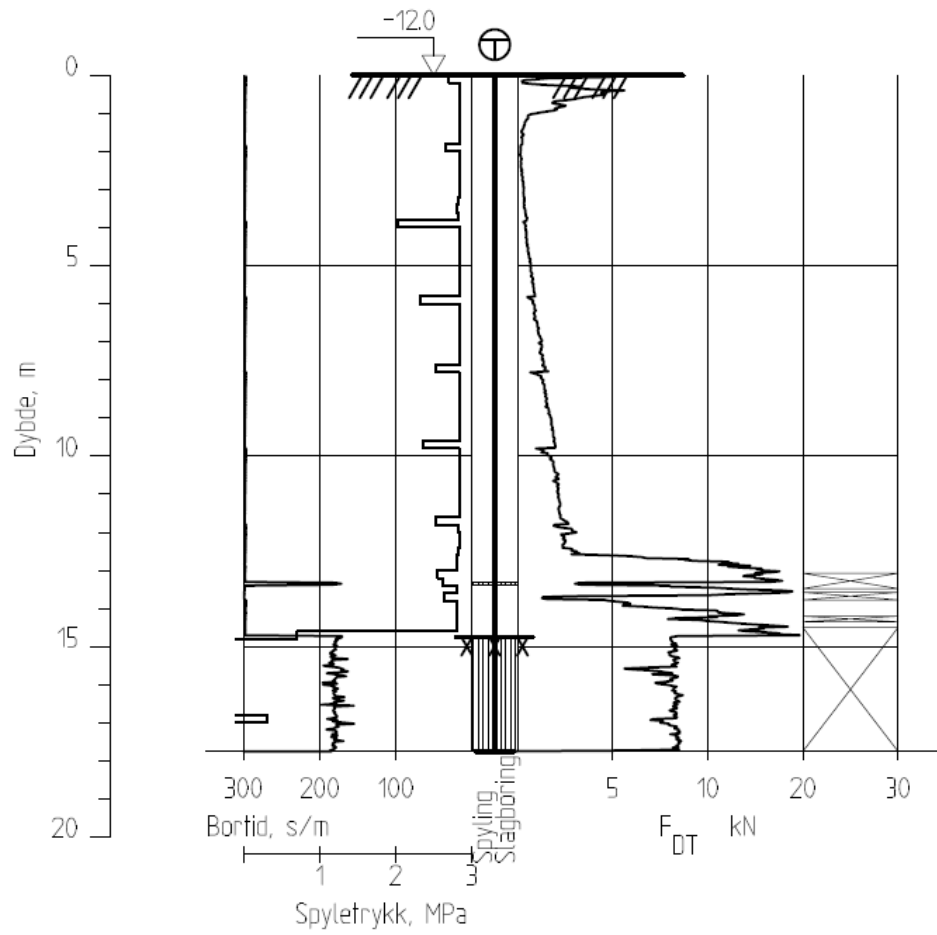


**Vedlegg 2: Totalsondering BP01**

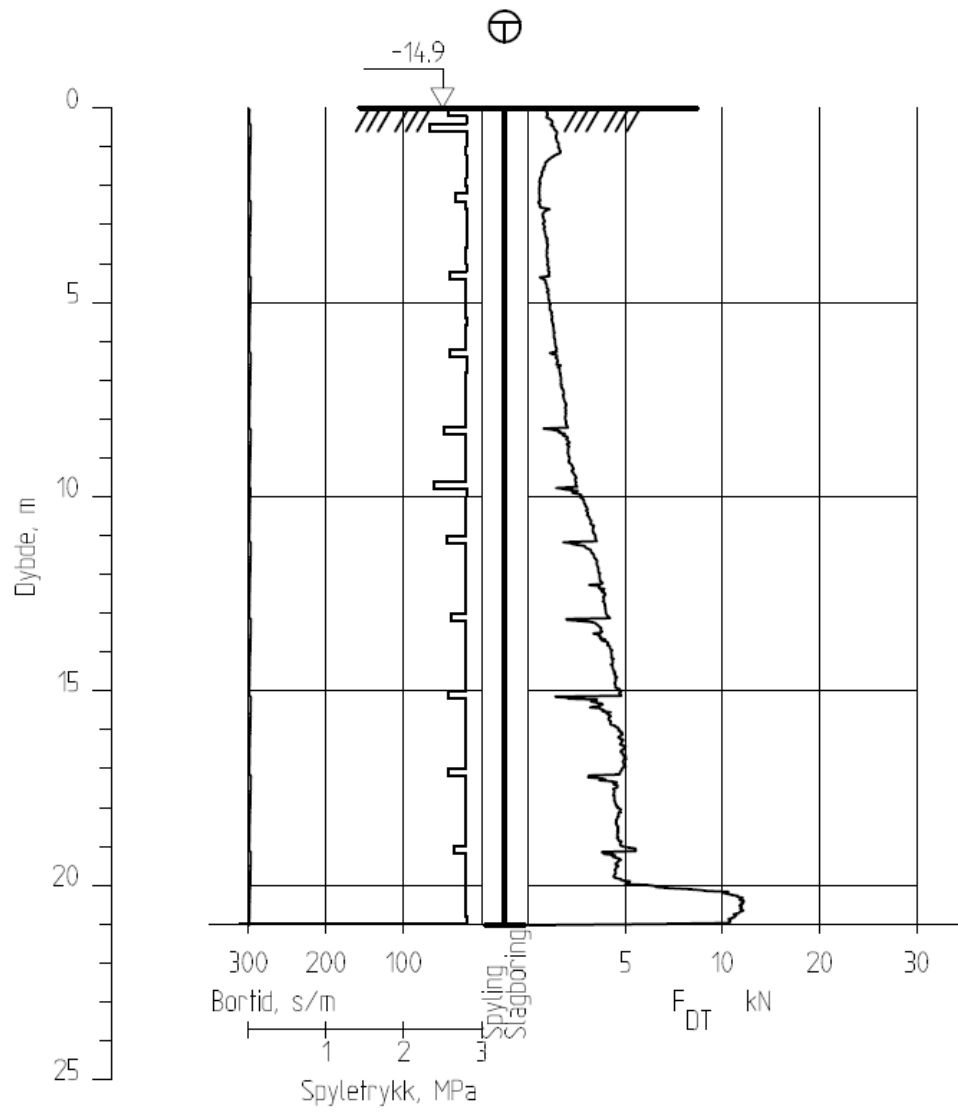




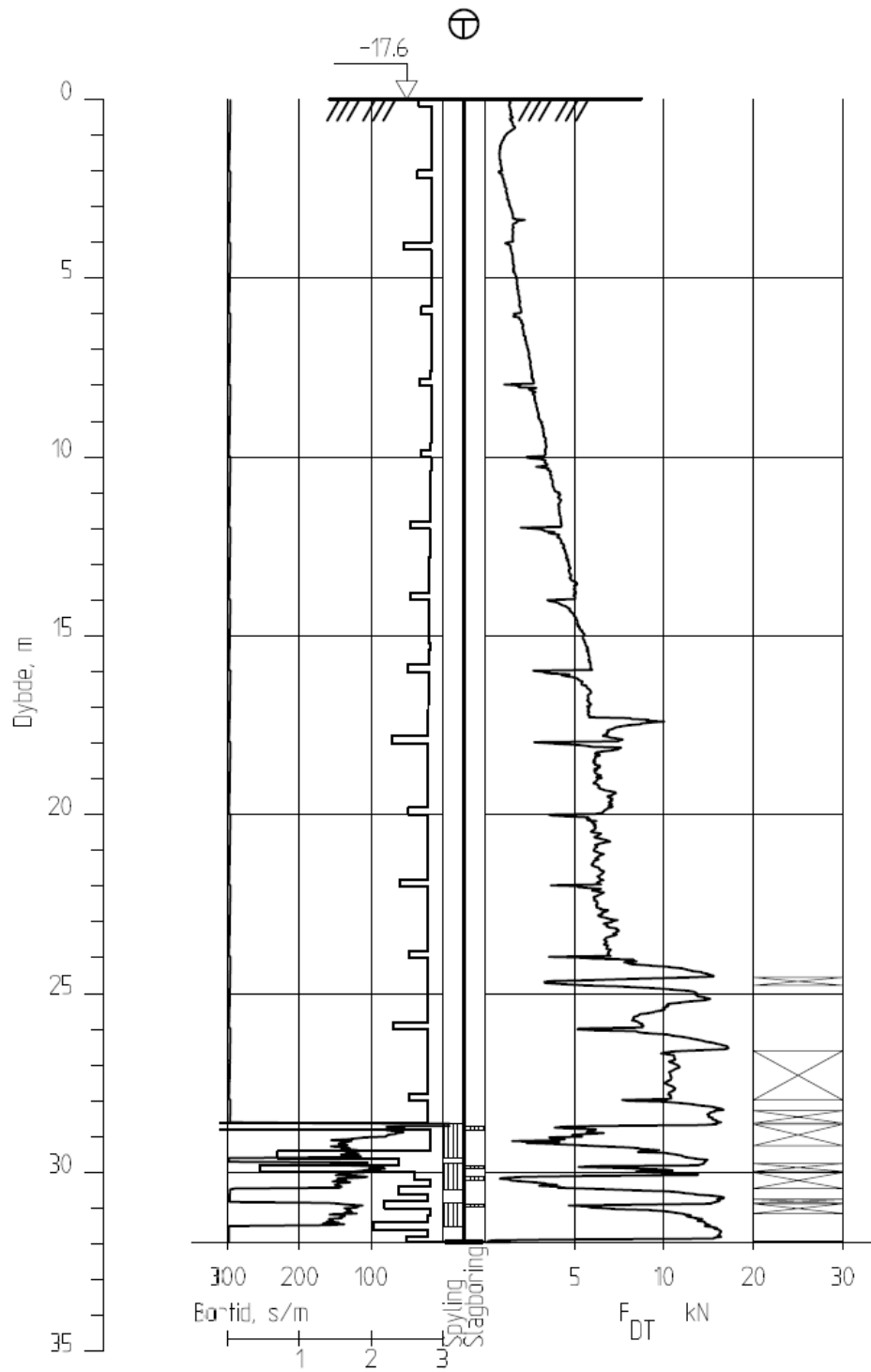
**Vedlegg 3: Totalsondering BP02**



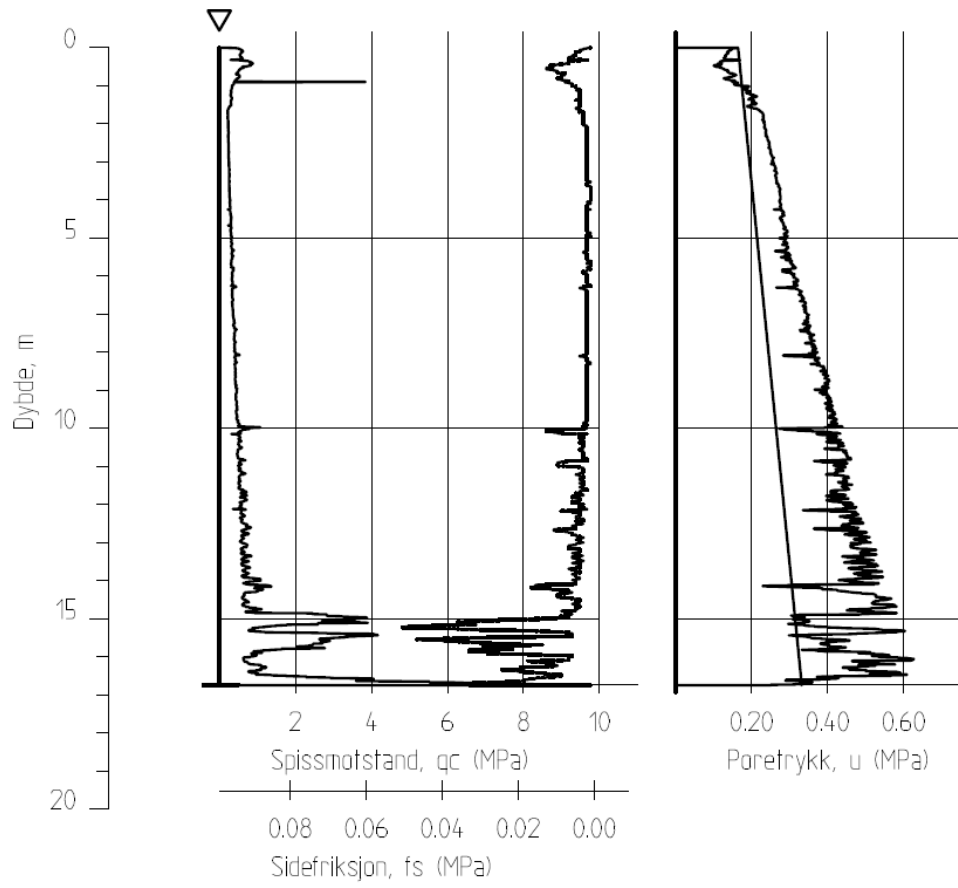
**Vedlegg 4: Totalsondering BP03**



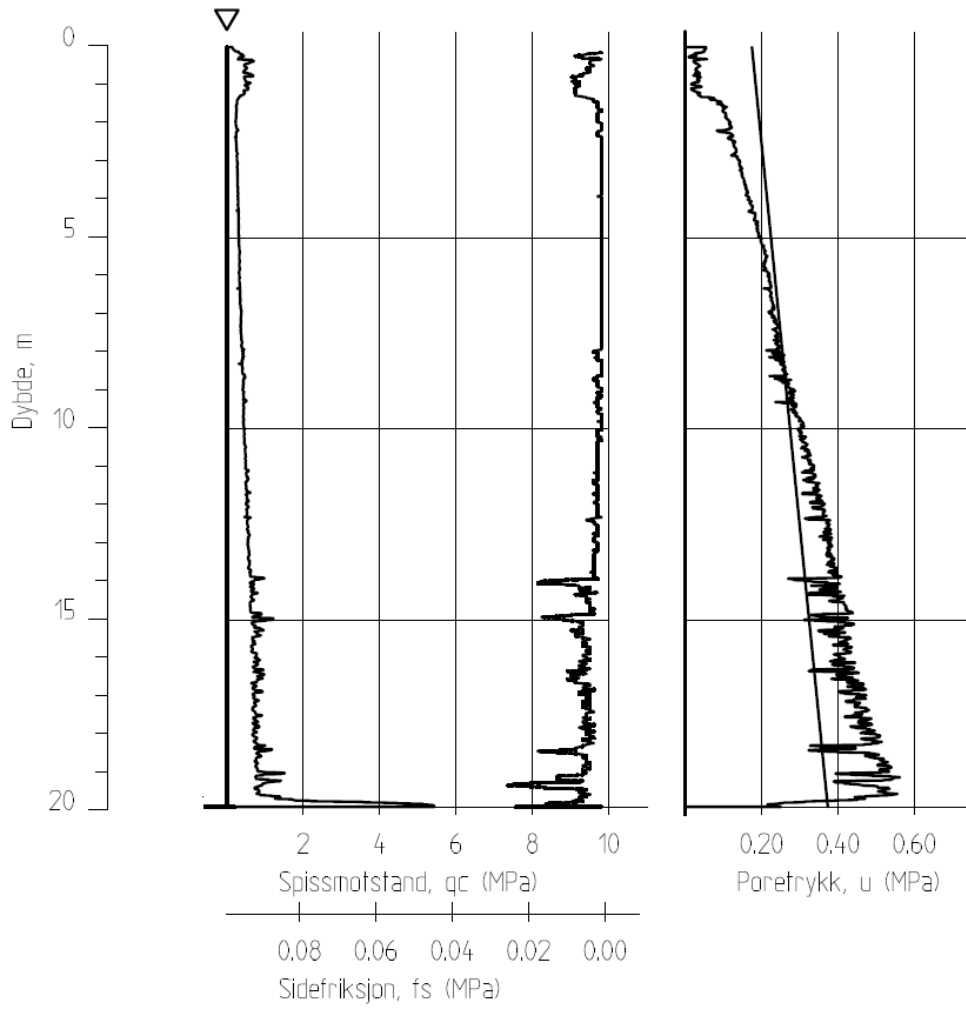
**Vedlegg 5: Totalsondering BP04**



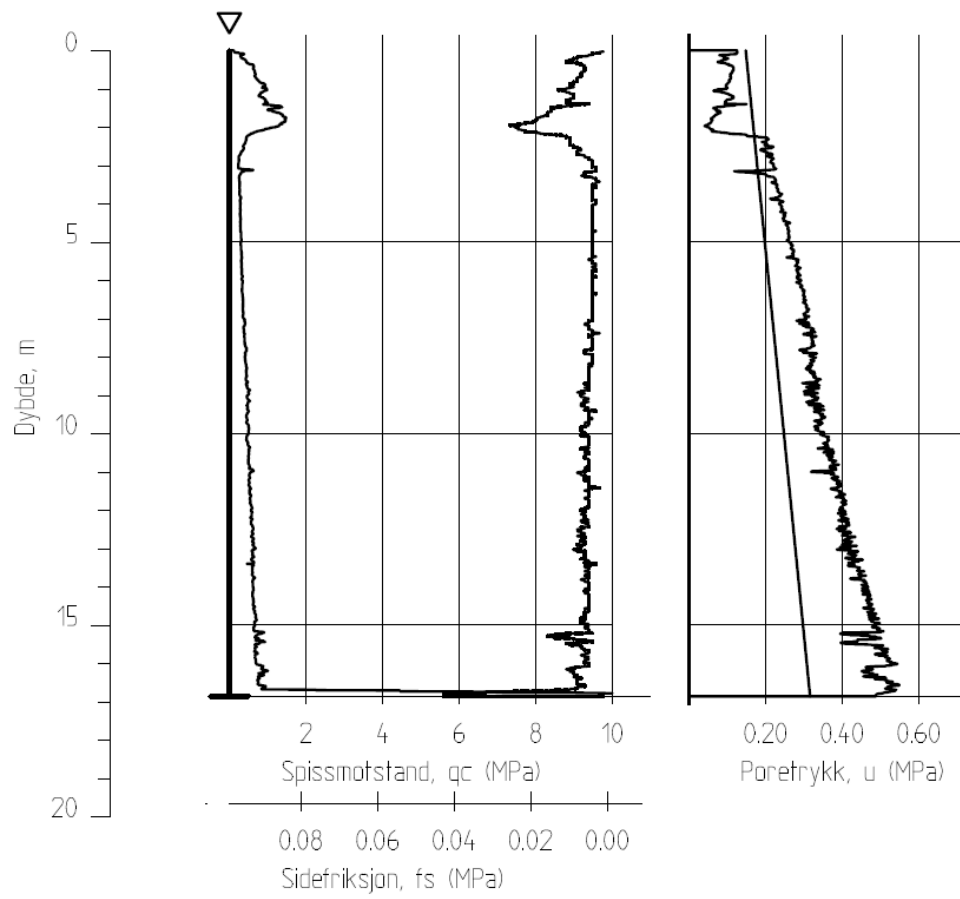
**Vedlegg 6: Totalsondering BP05**



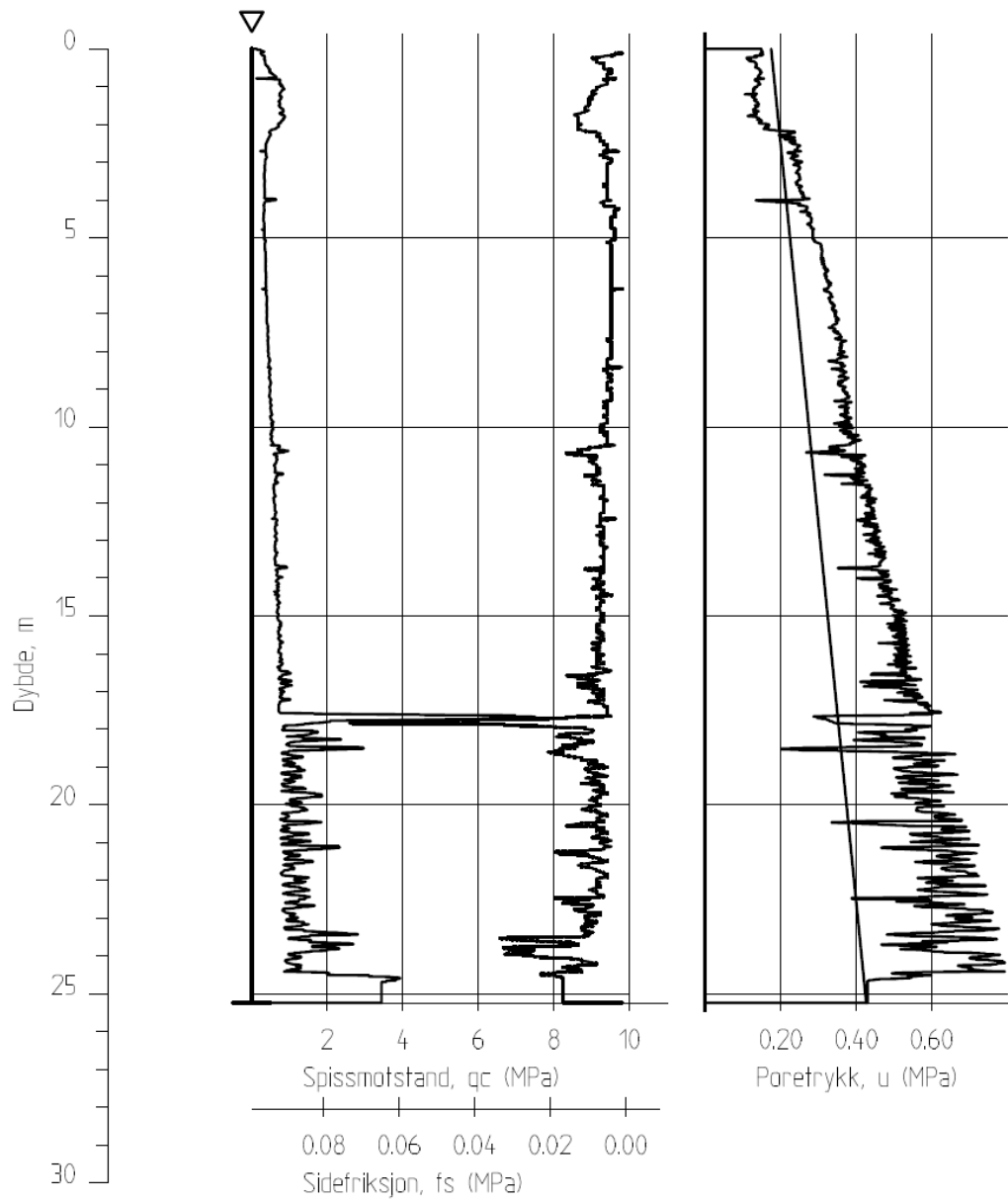
**Vedlegg 7: CPTu, BP01**



**Vedlegg 8: CPTu, BP02**

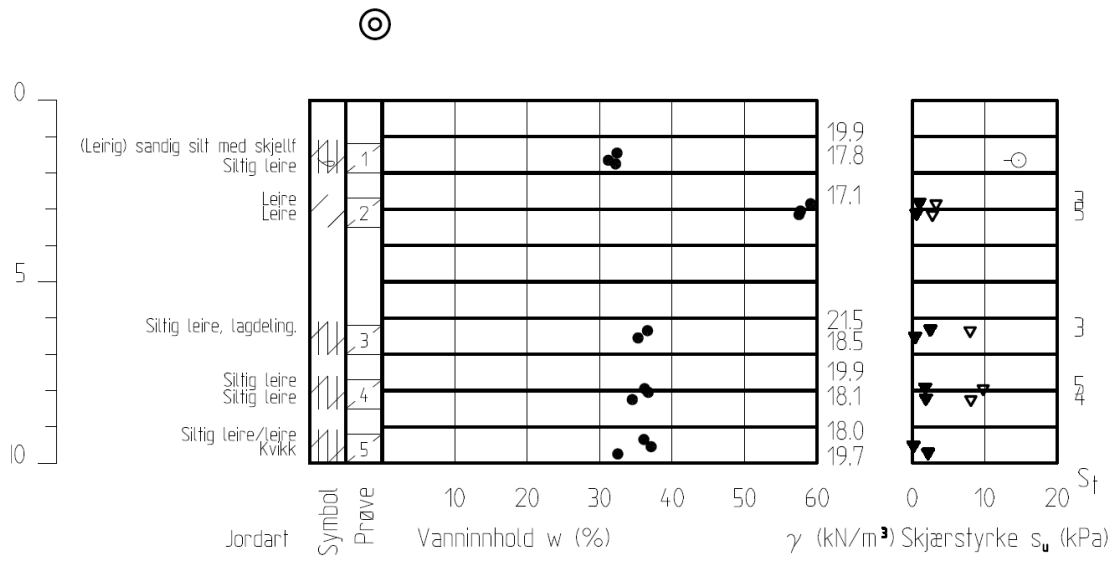


**Vedlegg 9: CPTu, BP04**

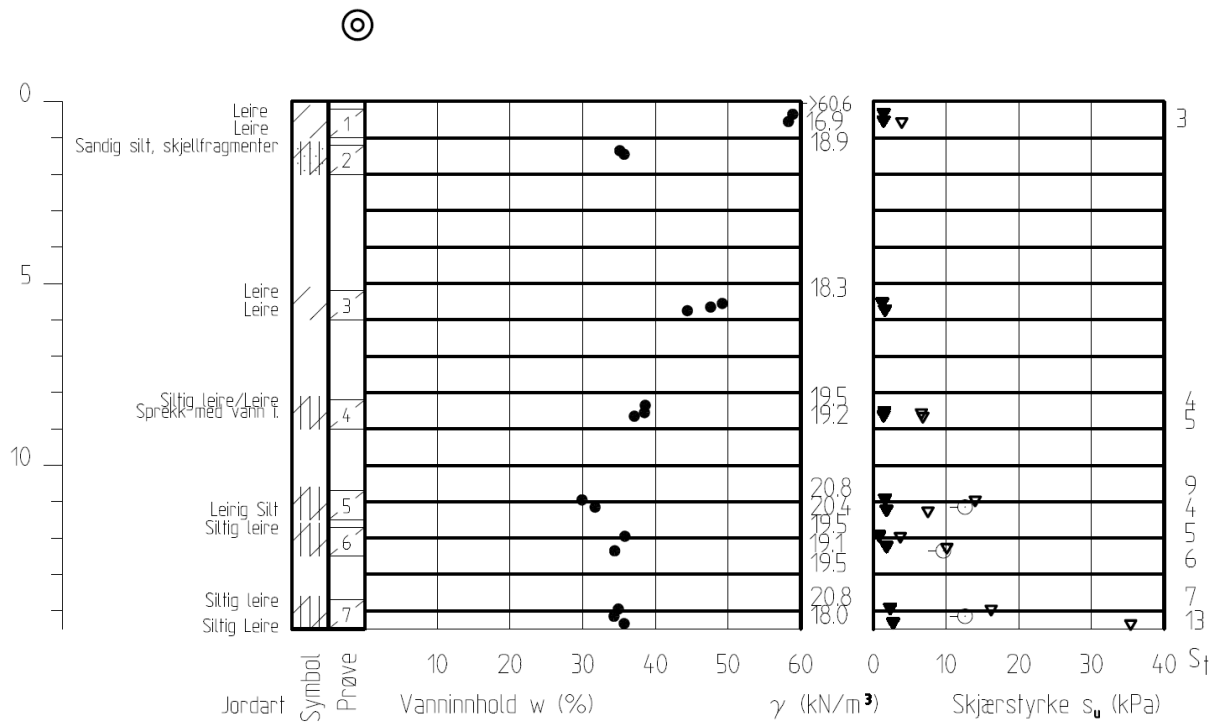


**Vedlegg 10: CPTu, BP05**

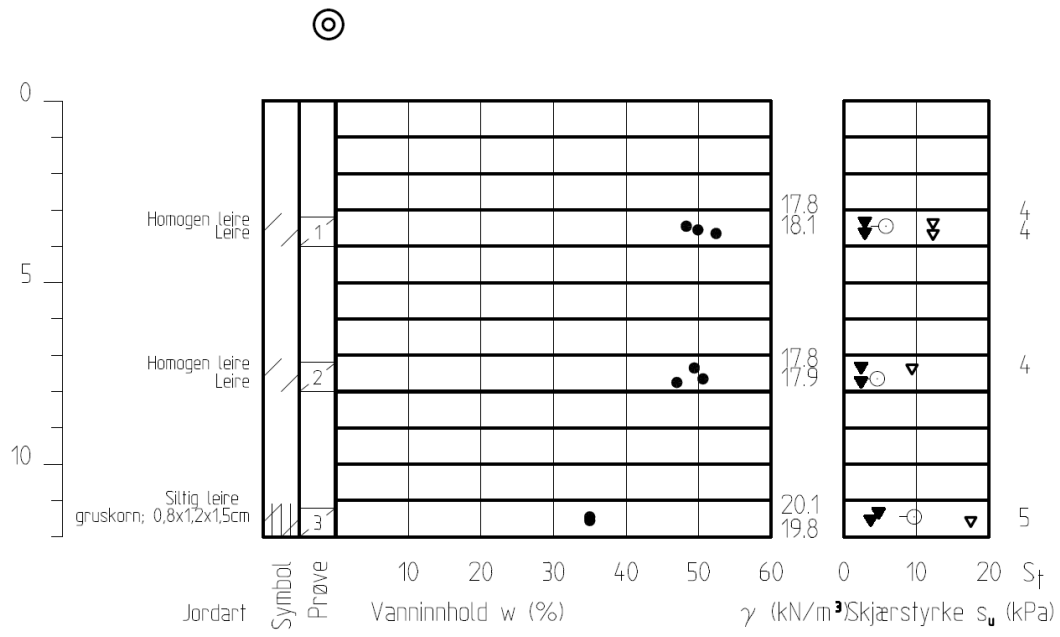




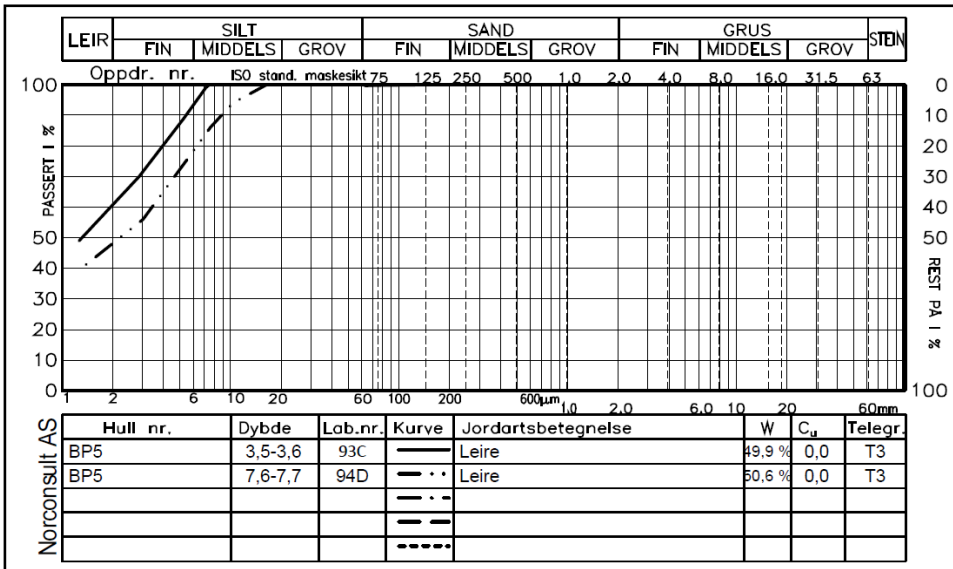
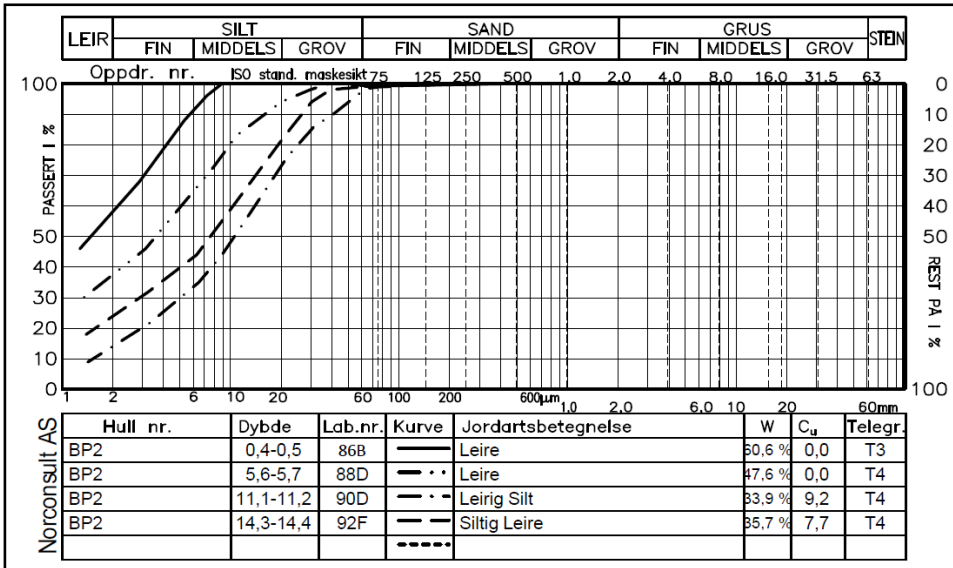
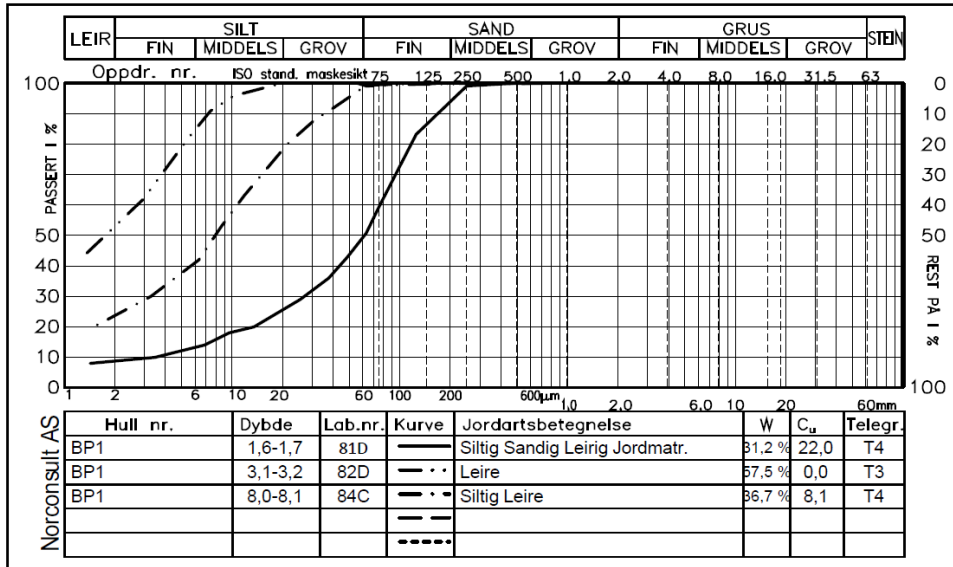
**Vedlegg 11: Sylinderprøve, BP01**



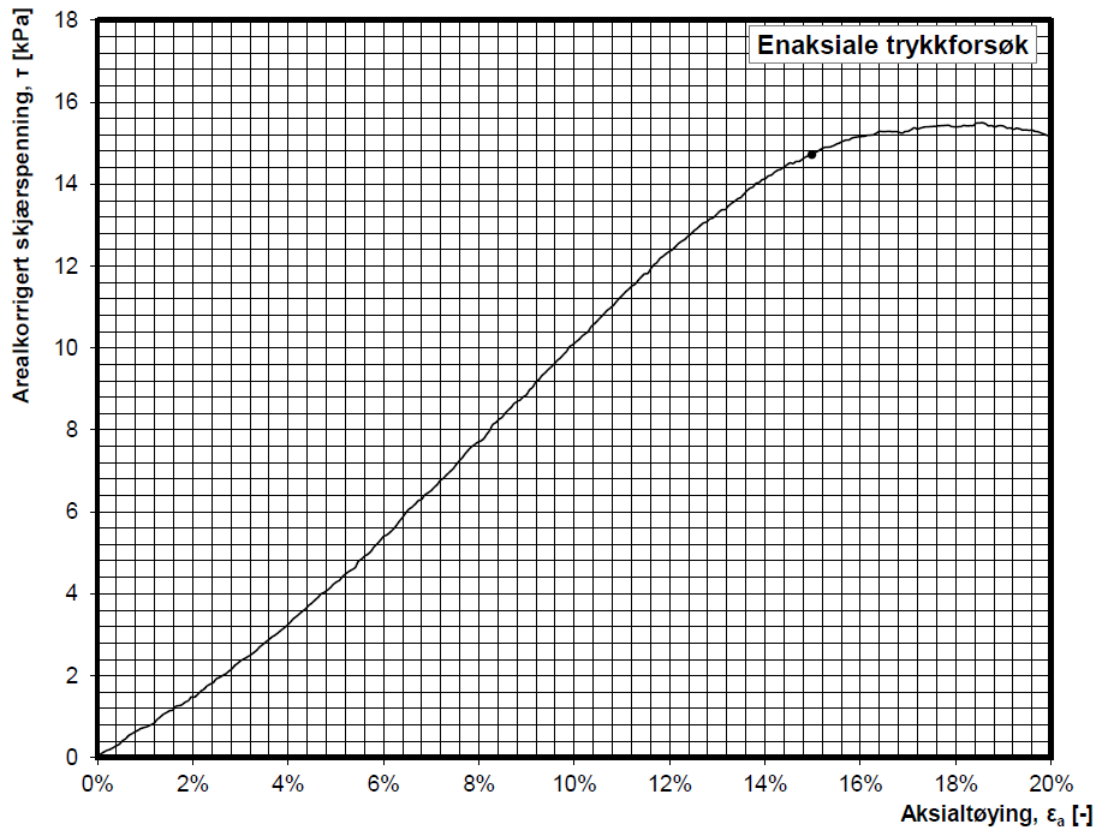
**Vedlegg 12: Sylindertest, BP02**



**Vedlegg 13: Sylindertest, BP05**

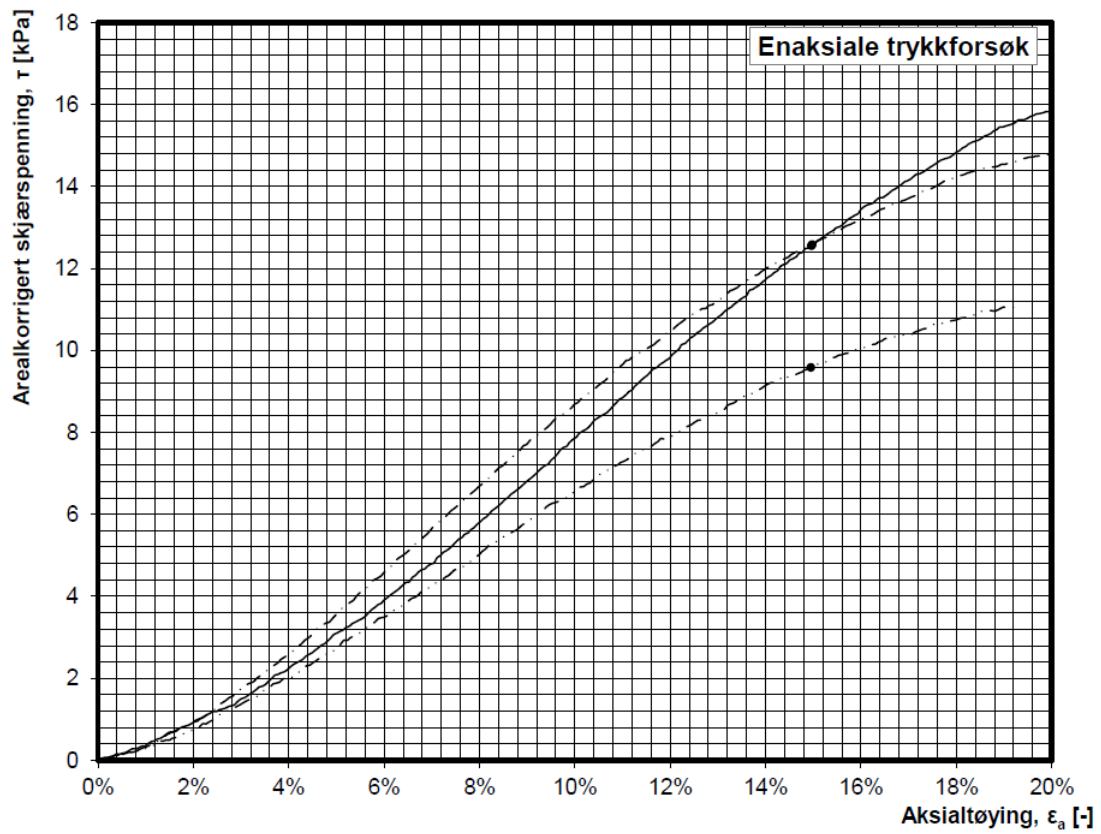


Vedlegg 14: Korngraderingsanalyser



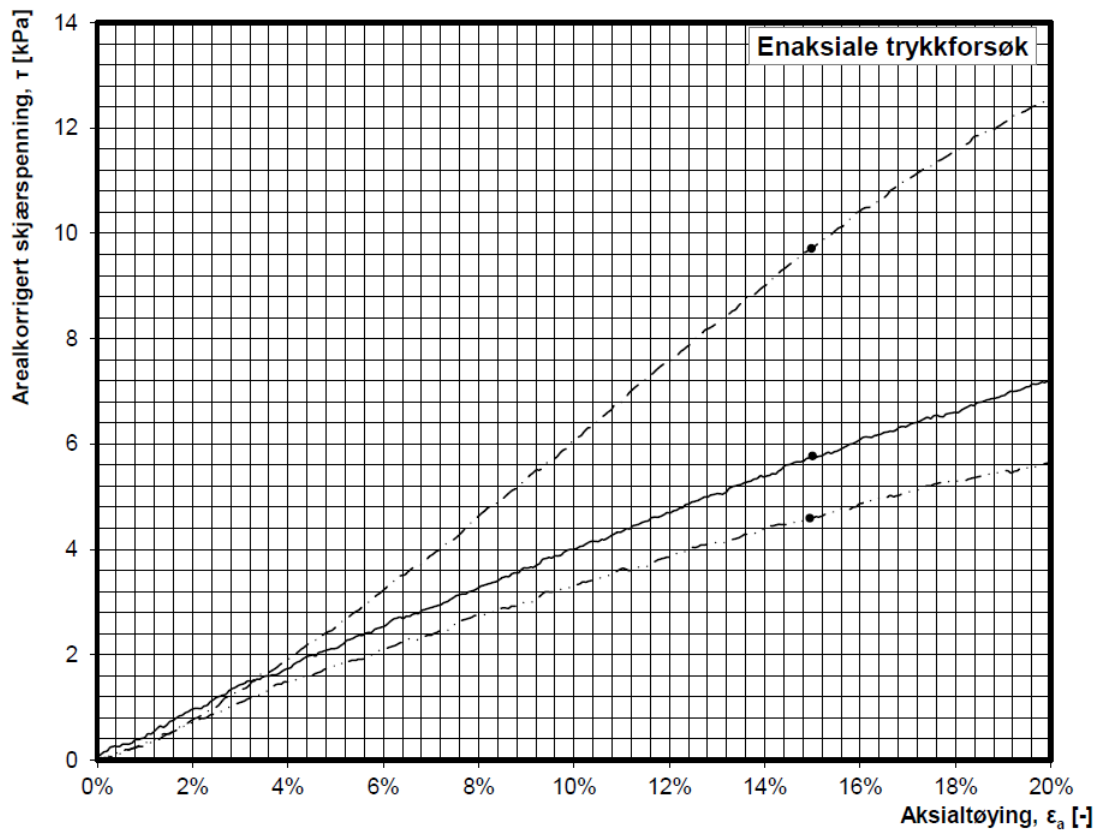
Hull nr.	Dybde	Lab. nr.	Kurve	$C_{uuc}$ [kPa]	$\epsilon_{af}$ [%]
BP1	1,7-1,8	81D	—	14,7	15,0%
			- · - · -		
			- · -		
			- · - -		
			- · - - -		

Vedlegg 15: Enaksialforsøk, BP01



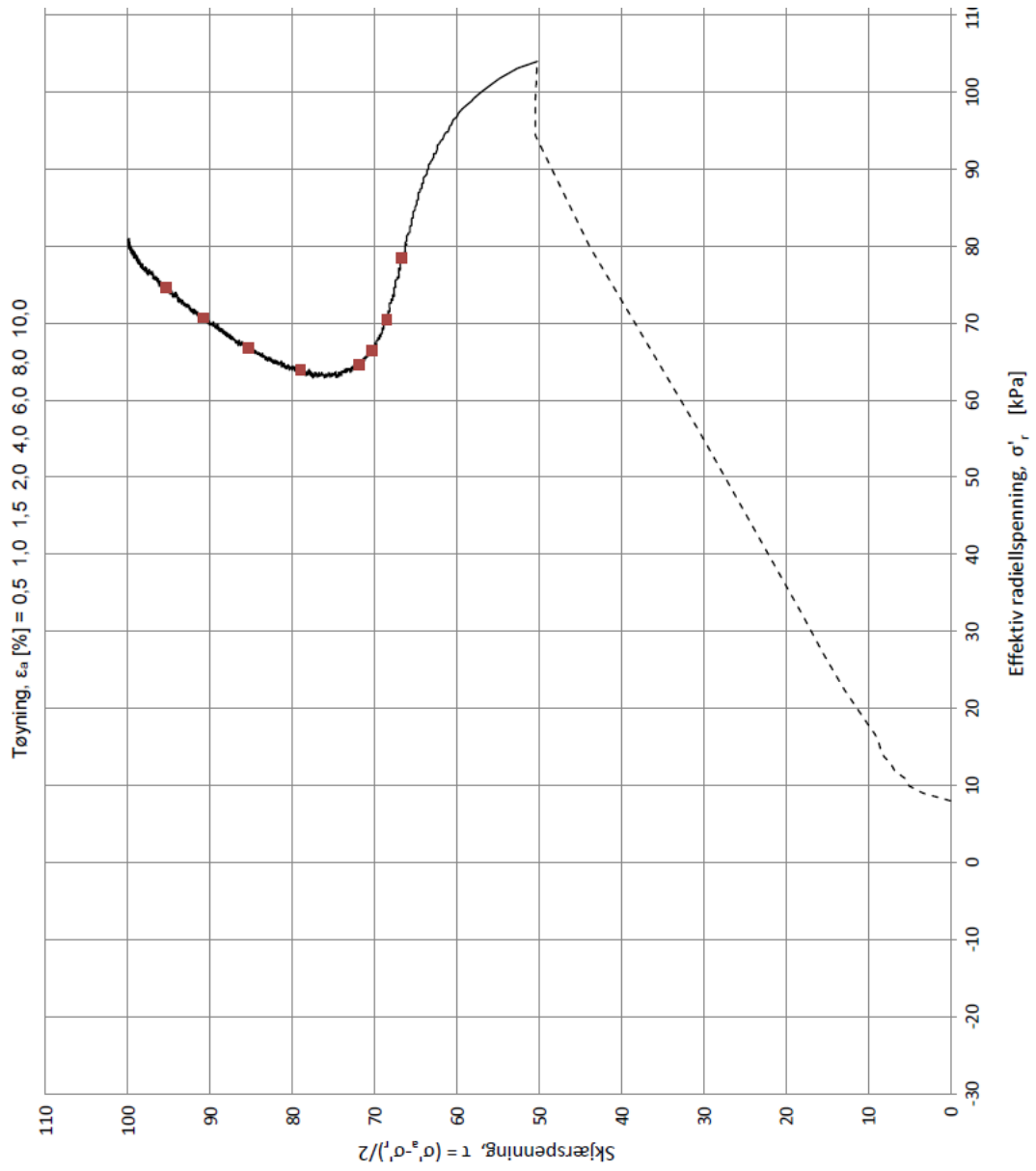
Hull nr.	Dybde	Lab. nr.	Kurve	$C_{uuc}$ [kPa]	$\epsilon_{af}$ [%]
BP2	11,1-11,2	90D	—	12,6	15,0%
BP2	12,3-12,4	91F	- · - · -	9,6	14,9%
BP2	14,1-14,2	92D	- - -	12,6	15,0%
			- - - - -		
			- - - - -		

Vedlegg 16: Enaksialforsøk, BP02



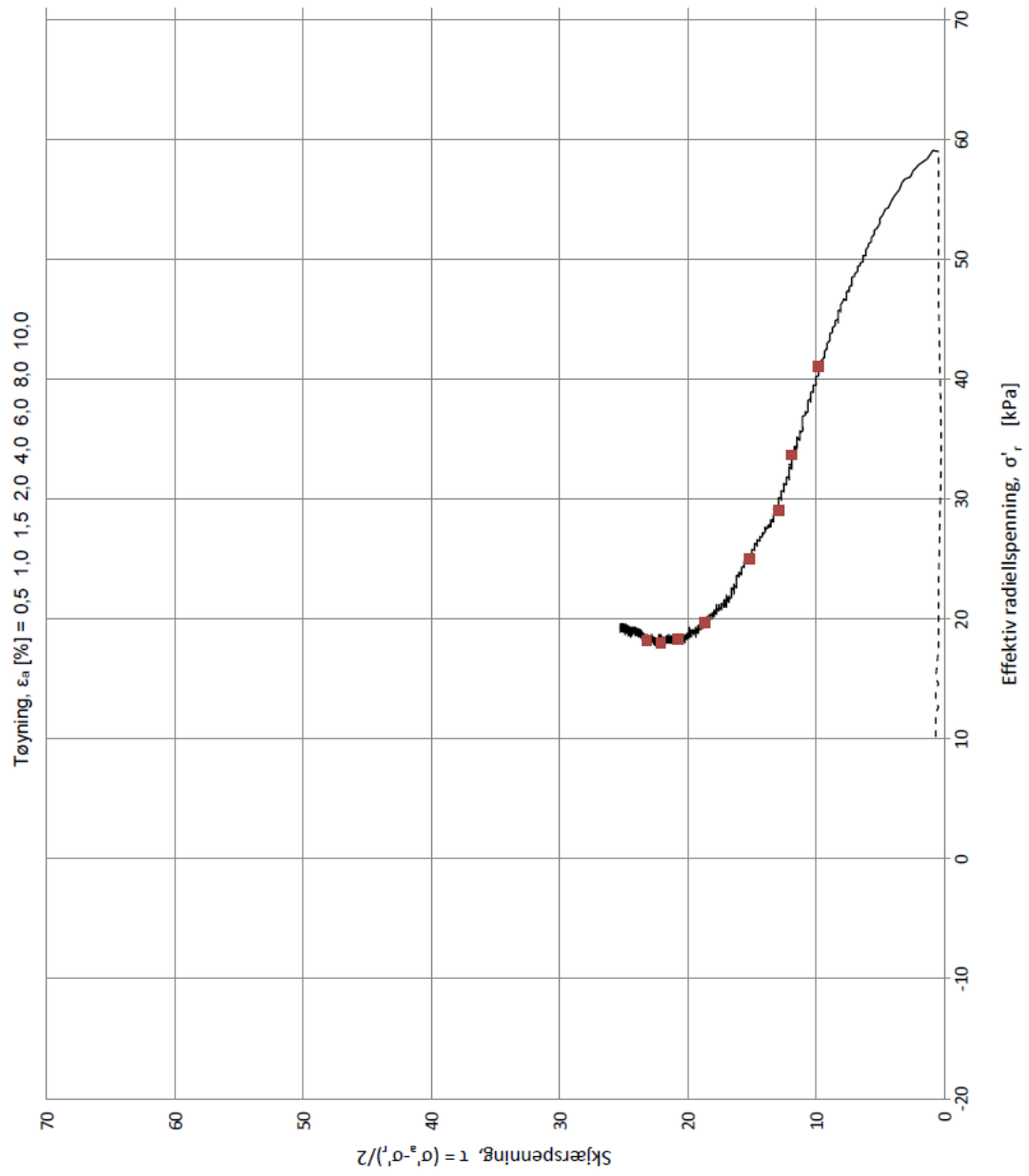
Hull nr.	Dybde	Lab. nr.	Kurve	$C_{uuc}$ [kPa]	$\epsilon_{af}$ [%]
BP5	3,4-3,5	93B	—	5,8	15,0%
BP5	7,6-7,7	94D	- · - · -	4,6	14,9%
BP5	11,4-11,5	95B	- - -	9,7	15,0%
			- - - - -		
			- - - - -		

**Vedlegg 17: Enaksialforsøk, BP05**

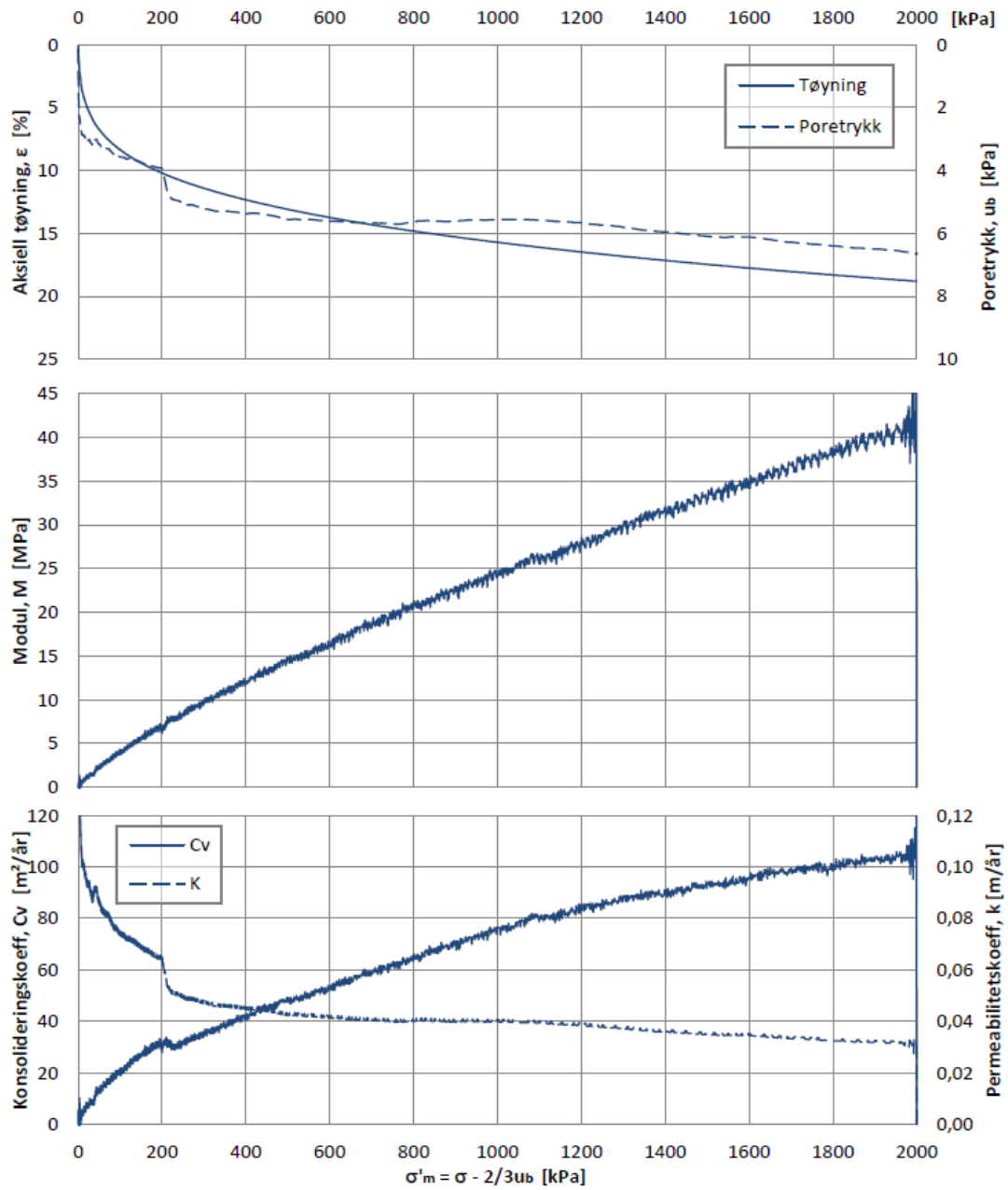


Vedlegg 18: Treaksialforsøk, BP02, dybde: 12,1 meter

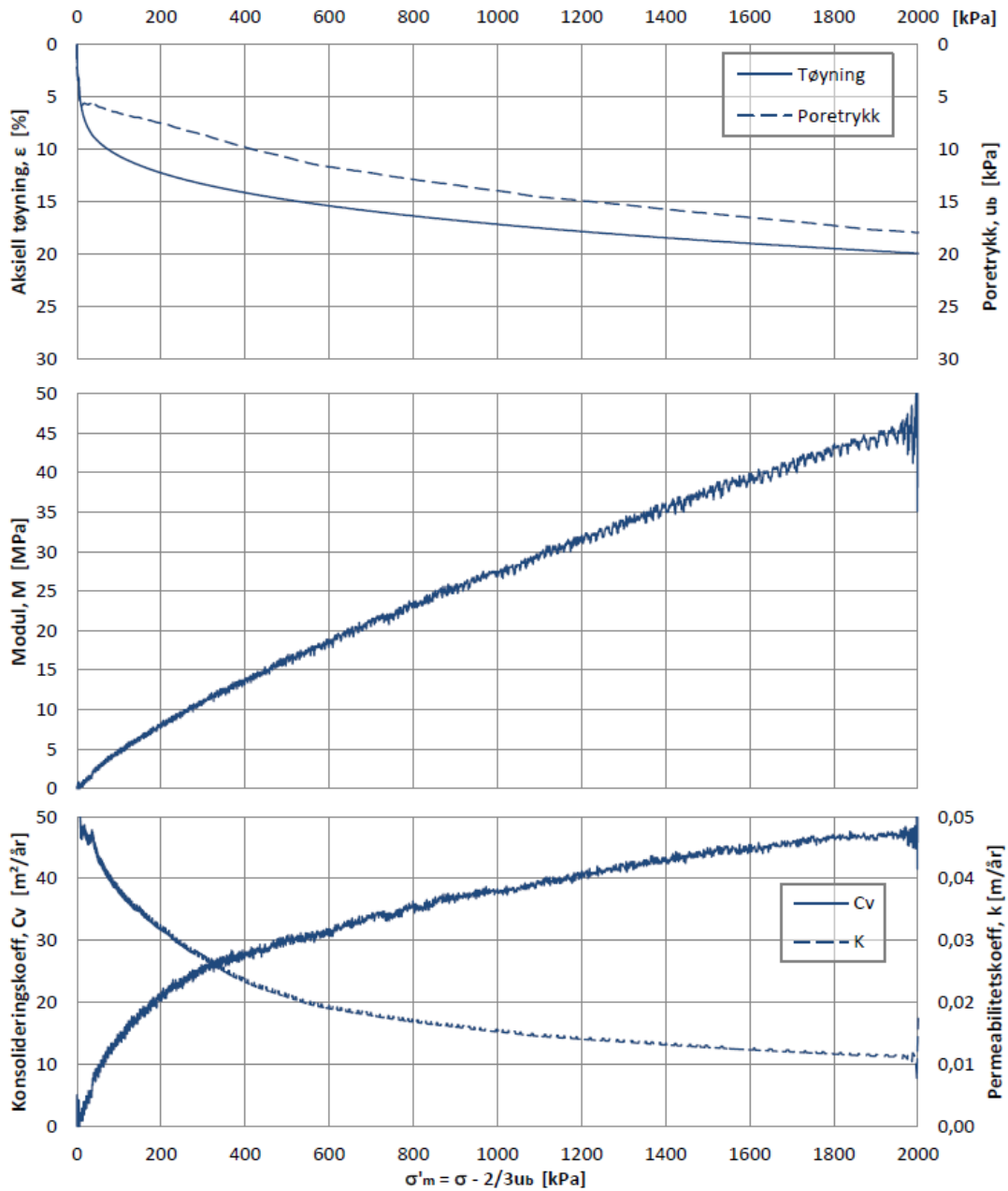




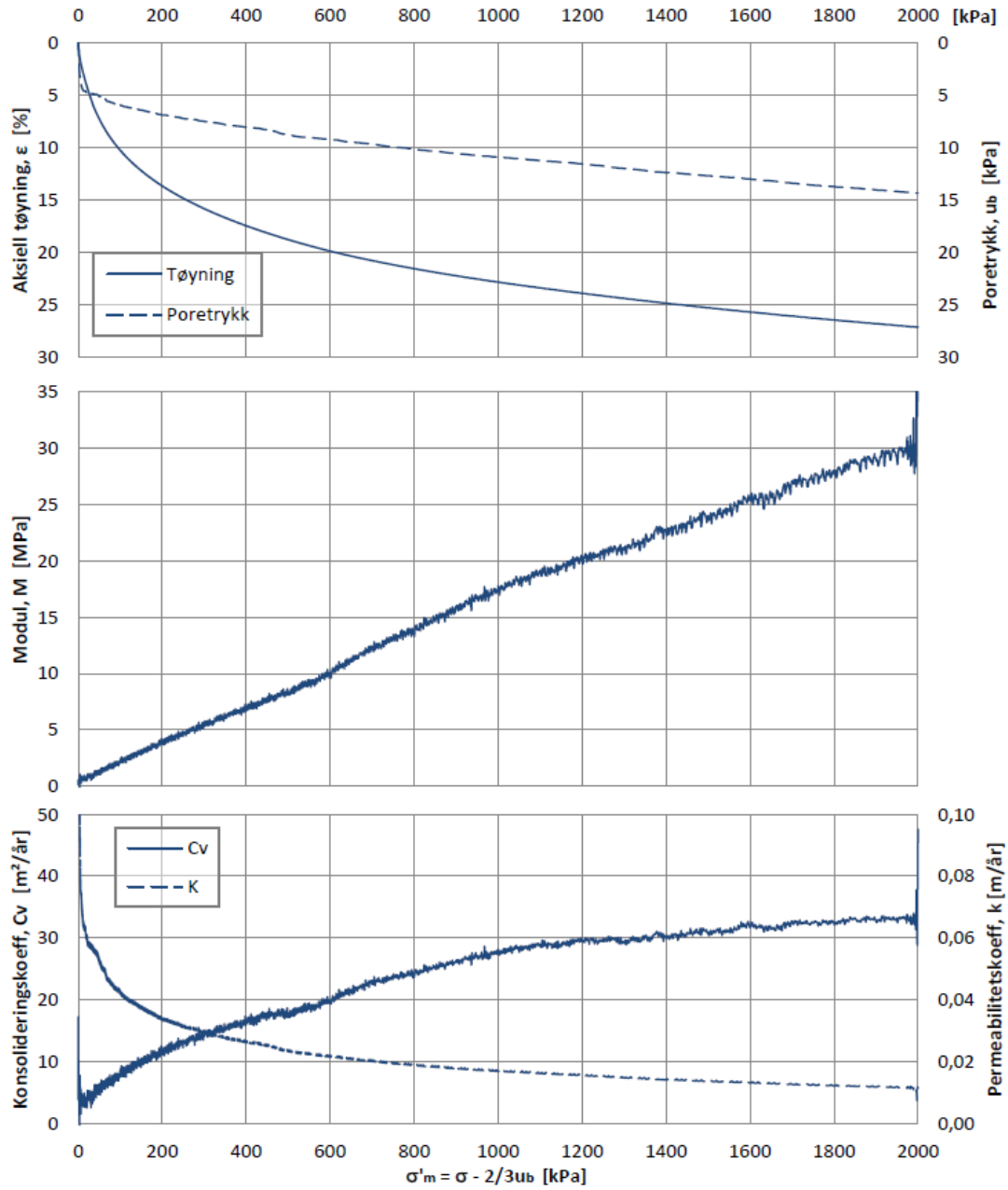
**Vedlegg 19: Treaksialforsøk, BP05, dybde: 7,5 meter**



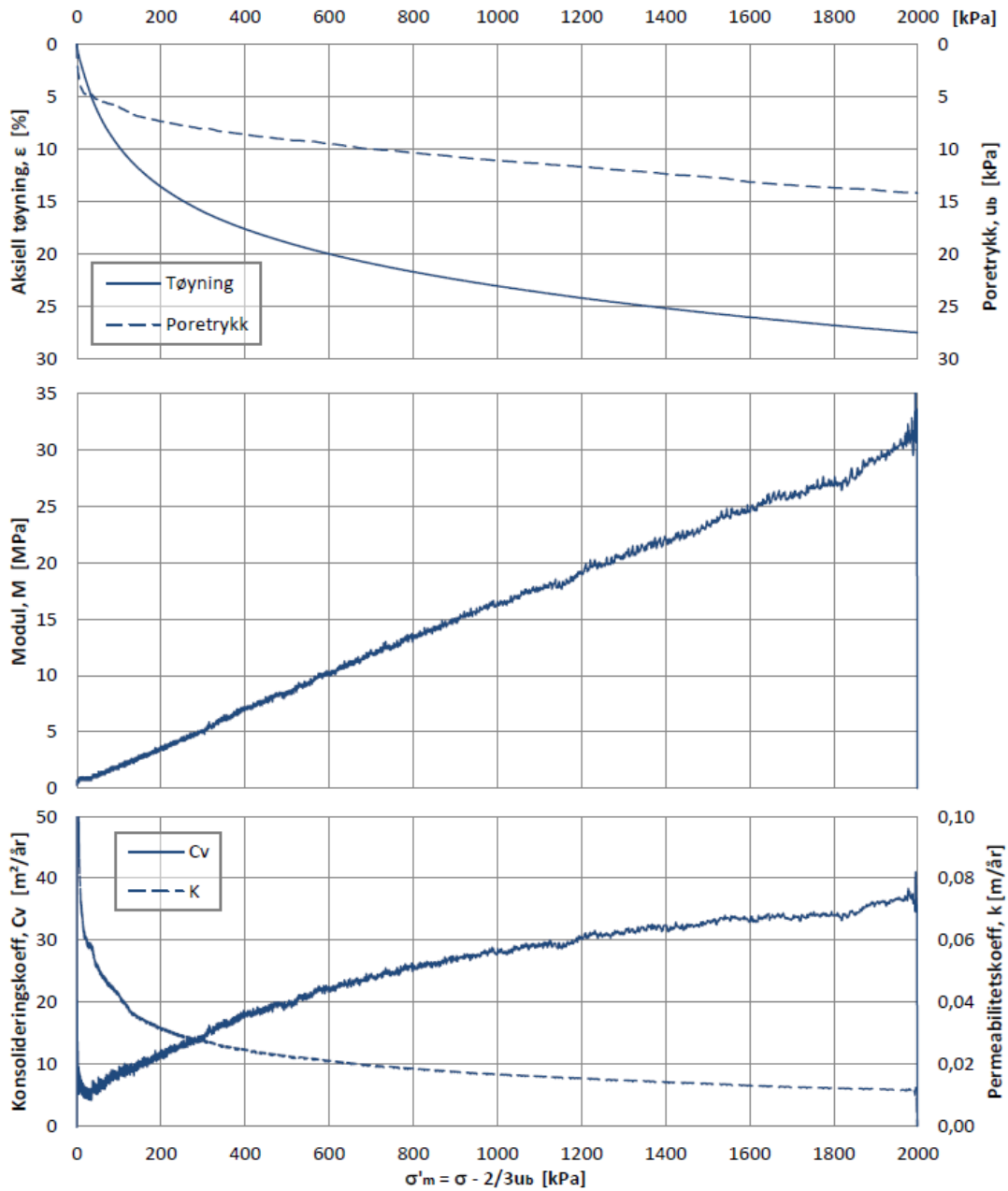
Vedlegg 20: Ødometerforsøk, BP01, dybde: 8,03 meter



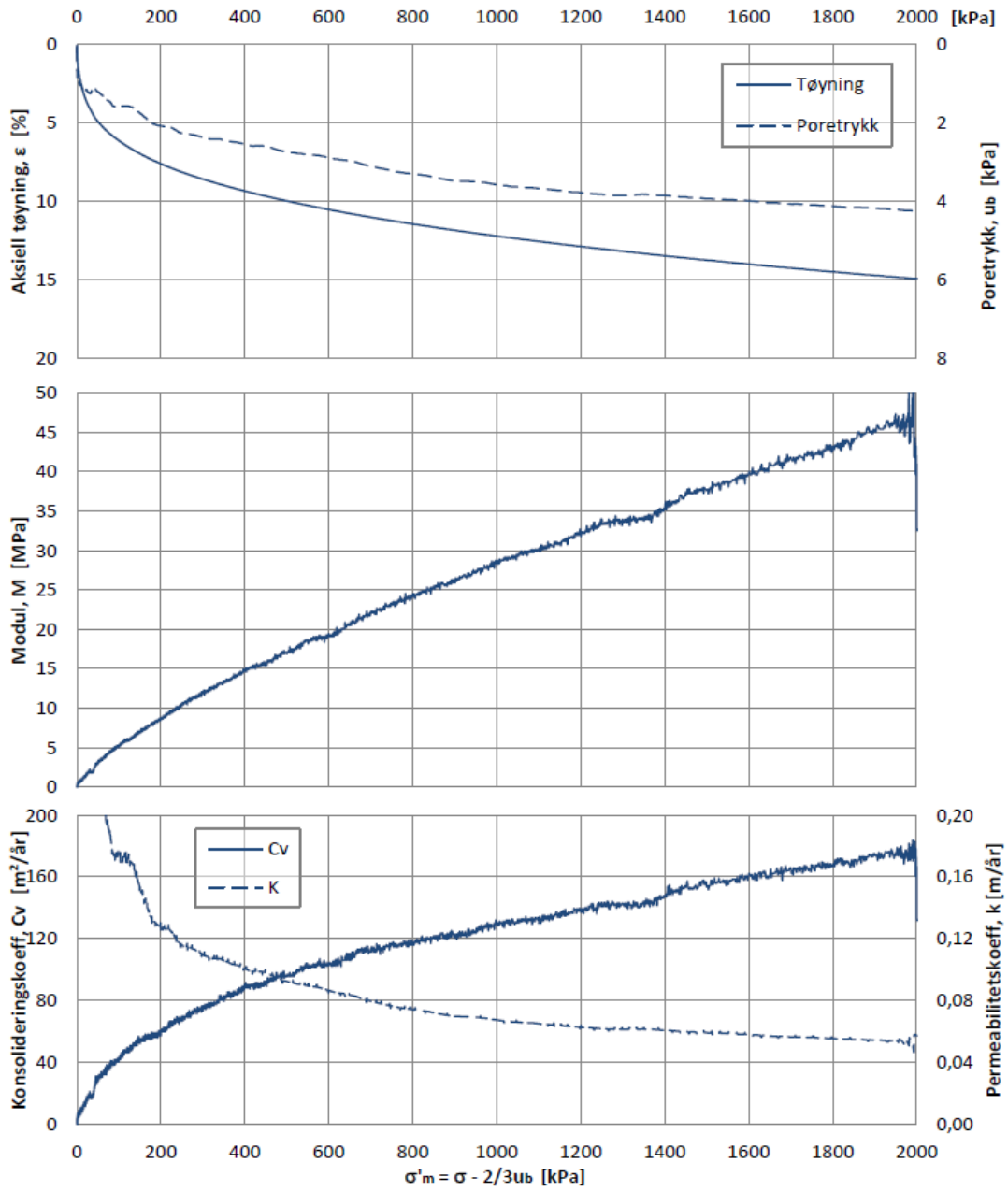
Vedlegg 21: Ødometerforsøk, BP02, dybde: 10,95 meter



Vedlegg 22: Ødometerforsøk, BP05, dybde: 3,35 meter



Vedlegg 23: Ødometerforsøk, BP05, dybde: 7,53 meter



Vedlegg 24: Ødometerforsøk, BP05, dybde: 11,57 meter







Pos. /ID	Type [-]	Dybde [m]	Klassifisering	W [%]	TG [-]	C <sub>ufc</sub> [kPa]	C <sub>urfc</sub> [kPa]	C <sub>uuc</sub> [kPa]	ε <sub>a</sub> [%]	γ [kN/m <sup>3</sup> ]
BP2	54	10,7-11,5	Leirig silt, vann i sylindere							20,8
		10,8-10,9								
		10,9-11,0	CRSC	29,9		14,0	1,6			
		11,0-11,1								
		11,1-11,2	<b>Leirig silt</b>	31,7	T4			12,6	15,0	20,4
		11,2-11,3				7,5	1,8			
		11,3-11,4								
BP2	54	11,7-12,5	Siltig leire, vann i sylindere. Prøvemateriale delvis forstyrret							19,5
		11,8-11,9								19,1
		11,9-12,0		35,8		3,7	0,8			
		12,0-12,1	CAUC							
		12,1-12,2								
		12,2-12,3				10,1	1,8			
		12,3-12,4		34,4				9,6	14,9	19,5
BP2	54	13,7-14,5	Siltig leire. Prøvemateriale har sprekker og er delvis forstyrret							20,8
		13,8-13,9								
		13,9-14,0		34,9		16,2	2,3			
		14,0-14,1								
		14,1-14,2		34,3				12,6	15,0	18,0
		14,2-14,3								
		14,3-14,4	<b>Siltig Leire</b>	35,7	T4	35,4	2,7			
BP5	54	3,2-4,0	Homogen leire							17,8
		3,3-3,4	CRSC			12,3	2,9			
		3,4-3,5		48,3				5,8	15,0	18,1
		3,5-3,6	<b>Leire</b>	49,9	T3					
		3,6-3,7		52,4		12,3	2,9			
		3,7-3,8								
		3,8-3,9								
BP5	54	7,2-8,0	Homogen leire. Noe vann i sylindere							17,8
		7,3-7,4		49,4		9,4	2,4			
		7,4-7,5	CIUC							
		7,5-7,6	CRSC							
		7,6-7,7	<b>Leire</b>	50,6	T3			4,6	14,9	17,9
		7,7-7,8	Forstyrret	47,0			2,4			
		7,8-7,9	Forstyrret							

Pos. /ID	Type [-]	Dybde [m]	Klassifisering	W [%]	TG [-]	$C_{ufc}$ [kPa]	$C_{urfc}$ [kPa]	$C_{uuc}$ [kPa]	$\epsilon_a$ [%]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]
BP5	54	11,2-12,0	Siltig leire, vann i cylinderen							20,1
		11,3-11,4	Gruskorn; 0,8x1,2x1,5 cm				4,8			
		11,4-11,5		35,0				9,7	15,0	19,8
		11,5-11,6	<b>CRSC</b>	35,0		17,5	3,7			
		11,6-11,7								
		11,7-11,8								
		11,8-11,9								

Jordartsklassifisering basert på korngraderingsanalyser er markert med fet skrift, andre prøver er visuelt klassifisert. Klassifiseringen kvikkleire er i henhold til beskrivelse i vedlegg 2 NGF-melding nr.2.

Det mangler en del analyser på grunn av forstyrret prøvemateriale.

#### Symboler:

54 = Uforstyrret 54 mm sylinterprøve

W = Naturlig in-situ vanninnhold

TG = Telefaregruppe (T1-T4)

$C_{ufc}$  = Intakt skjærfasthet (konus)

$C_{urfc}$  = Omrørt skjærfasthet (konus)

$C_{uuc}$  = Intakt skjærfasthet (enaks)

$\epsilon_a$  = Aksial bruddtøyning (enaks)

$\gamma$  = Tyngdetetthet

CIUC = Isotrop konsolidert treaksialt trykkforsøk

CAUC = Anisotrop konsolidert treaksialt trykkforsøk

CRSC = Kontinuerlig ødometerforsøk