

Tomine Vikse

# Skråningsstabilitet Sluppen

En case study

Juni 2019



# Skråningsstabilitet Sluppen

En case study

**Tomine Vikse**

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: Juni 2019

Hovedveileder: Arnfinn Emdal

Medveileder: Arnstein Watn

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for bygg - og miljøteknikk



## Forord

Denne masteroppgaven er skrevet som en avsluttende del av mastergraden i geoteknikk ved NTNU i Trondheim, våren 2019. Oppgaven omhandler stabilitet av en skråning på Sluppen gjennom ulike stabiliseringstiltak. Oppgaven er skrevet etter forslag fra Arnstein Watn, som også har fungert som ekstern veileder fra WatnConsult. Arnfinn Emdal har vært hovedveileder.

Prosjektet *VA Sluppenvegen* har vært et spennende prosjekt å sette seg inn i. Prosjektet har vært gjennomført våren 2019 og området ligger sentralt i Trondheim slik at det har vært mulig å følge med på hva som har skjedd underveis. Det har vært veldig lærerikt å følge et slikt prosjekt og se at tiltakene jeg skriver om i denne oppgaven faktisk blir gjennomført og fungerer. Prosjektet har fått en hel del medieoppmerksomhet ettersom det forgår i en bratt skråning med kvikke/sensitive masser.

En stor takk rettes til veiledere og alle professorene ved geoteknikk for hjelp og veiledning underveis. Jeg ønsker også å takke Multiconsult og Mia Bek for å gi meg all informasjon jeg trengte om prosjektet. Sist men ikke minst vil jeg takke medstudenter ved geo for onsdagsquiz og kaker, motivasjonen hadde ikke vært den samme uten.



## Sammendrag

Hovedfokuset for denne masteroppgaven har vært å undersøke skråningsstabiliteten gjennom de ulike fasene av prosjektet *VA Sluppenvegen*. Trondheim kommune skal installere ny spillvannsledning og overvannsledning under Sluppenvegen, E6, Tempevegen og ut mot Nidelva. Det skal utføres en rørpressing av et VA-rør med en ytre diameter på 2,5 m fra en pressgrop ved Tempevegen gjennom en skråning ut mot Nidelva. Skråningen har en gjennomsnittlig helning på 1:2 og er utfordrende med tanke på stabilitet. I tillegg er området et kvikkleireområde og rørpressingen skal utføres gjennom kvikke/sensitive masser. Dette skaper en fare for progressive skred og det er derfor kritisk at skråningen ikke går til brudd.

Stabiliteten har blitt undersøkt for den naturlige skråningen, topografiske stabiliseringstiltak og et alternativt stabiliseringstiltak med kalksementpeler (KS-peler). I tillegg er lokalstabiliteten vurdert for frigraaving av VA-røret i skråningen. Stabilitetsanalyser er gjennomført med elementmetodeprogrammet PLAXIS både for drenert og udrenert analyse for alle fasene av prosjektet. For drenert analyse er det benyttet Mohr Coulomb som materialmodell, mens NGI-ADP er benyttet for udrenert analyse for leirmaterialene.

Utførte beregninger viser at den naturlige skråningen har en sikkerhet mot brudd på 1,02 ved drenert analyse. Skråningen på Sluppen er bratt og kraftig erodert, det er derfor naturlig at den har en lav sikkerhet. NVE (2014) stiller dermed krav om en "forbedring" på ca. 10% før rørpressingen kan starte. Beregningene viser at topografiske stabiliseringstiltak som avlastning og motfylling gjør at skråningen oppnår en sikkerhetsfaktor mot brudd på 1,15. Dette gir en forbedring på 12% og kravet til sikkerhet er dermed tilfredsstillt.

En viktig del av oppgaven har vært å vurdere betydningen av resultatene. Beregningene viser at den naturlige skråningen har en lavere sikkerhet med drenert analyse enn med udrenert analyse. Grunnen til dette er muligens fordi skjærstyrken definert av NGI-ADP totalspenningsparameterene er høyere enn skjærstyrken definert av Mohr Coulomb effektivspenningsparametere. Det kan være riktig at tolkede  $s_u$  verdier er høyere enn styrken fra effektivspenningsparameterene når en leire er overkonsolidert. Høyt overkonsolidert materiale er ofte dilatant og oppnår typisk en maksimal styrke som er høyere enn det som forklares av effektivspenningsparametere.

Et alternativ til topografiske stabiliseringstiltak som har vært undersøkt er grunnforsterkning ved hjelp av

KS-stabilisering. Beregningene viser at avhengig av hvor KS-pelene plasseres blir den kritiske glideflaten presset lenger og lenger ned i skråningen. En plassering i toppen av skråningen ga ingen forbedrende effekt på stabiliteten av skråningen og denne plasseringen er derfor ikke hensiktsmessig. Dersom KS-stabiliseringen plasseres lenger ned i skråningen, rundt området der VA-røret skal frigraves, vil den kritiske glideflaten ha en sikkerhetsfaktor på 1,38. Resultatene viser at det er mulig å tilfredsstille kravene fra Eurokoden og oppnå en sikkerhet mot brudd  $F \geq 1,4$ . Det vil si at i ferdig tilstand vil KS-stabilisering være en alternativ løsning til motfylling. Det anbefales for videre arbeid å se nærmere på effektene av installasjonen av KS-peler ettersom de er sett bort i fra i denne oppgaven.

Frigravingen av VA-røret ga en kritisk glideflate som gikk langs toppen av røret. Ettersom røret kun har en bredde på 2,5 m er det ikke trolig at bruddet vil følge toppen, men heller gå på sidene av røret. Fordi det kun er utført 2D analyse har ikke glideflaten mulighet til å gå på sidene av røret. Resultatene fra frigravingen er derfor trolig ikke representative verdier, og det er ikke mulig å vurdere denne situasjonen ved å modellere slik som er valgt i denne masteroppgaven. Derfor anbefales det for videre arbeid å se på denne situasjonen i 3D.



## Abstract

The main scope of this thesis has been to assess how the slope stability is affected through the different phases of the project *VA Sluppenvegen*. Trondheim kommune is installing a new waste water pipeline and overwater pipeline under Sluppenvegen, E6, Tempevegen and out towards Nidelva. The overwater pipe with an outer diameter of 2,5 m is being installed by pipe jacking from a jacking pit at Tempevegen through a slope towards Nidelva. The slope has an average inclination of 1:2 and is challenging for stability. In addition, the area is a quick clay area and the pipe jacking must be carried out through quick/sensitive masses. This creates a danger of progressive landslides and it is therefore critical that the slope does not fail.

Stability has been investigated for the natural slope, topographical stabilization measures and an alternative stabilization action with lime cement piles (KS piles). In addition, the local stability is considered for the excavation of the water pipe in the slope. Stability analyzes have been carried out with the finite element method program PLAXIS for both drained and undrained analysis for all phases of the project. For drained analysis, Mohr Coulomb has been used as a material model, while for undrained analysis, NGI-ADP has been used as a material model for the clay materials.

Performed calculations show that the natural slope has a factor of safety of 1,02 by drained analysis. The slope at Sluppen is steep and heavily eroded, so it is natural that it has a low factor of safety. NVE (2014) demands a “improvement” of ca. 10% before the pipe jacking can start. The calculations show that topographical stabilization measures such as unloading and fill at the bottom make the slope achieve a factor of safety of 1,15. This gives an improvement of 12% and the safety requirement is satisfied.

An important part of the thesis has been to assess the significance of the results. The calculations show that the natural slope has a lower safety by drained analysis than by undrained analysis. The reason for this is possibly because the shear strength defined by NGI-ADP total stress parameters is higher than the shear strength defined by Mohr Coulomb's effective stress parameters. It may be true that interpreted  $s_u$  values are higher than the strength from the effective stress parameters when a clay is over consolidated. Highly overconsolidated material is often dilatant and typically achieves a maximum strength higher than what is explained by effective stress parameters.

As an alternative to topographical stabilization ground reinforcement by lime cement stabilization has been investigated. Calculations show that, depending on where the piles are placed, the critical slip

surface is pressed further and further down the slope. A position at the top of the slope did not have any effect on the stability of the slope and therefore this location has no purpose. If the KS stabilization is placed further down the slope, around the area where the water pipe is to be excavated, the critical slip surface achieves a factor of safety of 1,38. The results show that it is possible to satisfy the demands from the Eurocode and achieve a factor of safety  $F \geq 1,4$ . Therefore KS stabilization is a possible alternative when looking at the finished state. It is recommended for further work to investigate the effects of the installation of KS piles as they are disregarded in this thesis.

The excavation of the water pipe gave a critical slip surface that followed the top of the pipe. Since the pipe only has a width of 2,5 m, it is not likely that the failure will follow the top, but rather go down the sides of the pipe. Because only 2D analysis has been performed, the slip surface does not have the ability to go on the sides of the pipe. The results from the excavation are therefore probably not representative values, and it is not possible to assess this situation by modeling the way it has been in this master's thesis.

# Innhold

<b>1</b>	<b>Introduksjon</b>	<b>1</b>
1.1	Bakgrunn . . . . .	1
1.2	Formål med oppgaven . . . . .	3
1.3	Avgrensning av oppgaven . . . . .	3
1.4	Leserveiledning . . . . .	4
<b>2</b>	<b>Teori</b>	<b>5</b>
2.1	Skråningsstabilitet . . . . .	5
2.2	Stabiliserende tiltak . . . . .	6
2.2.1	Kalksementstabilisering . . . . .	7
2.3	Udrenert tilstand . . . . .	8
2.3.1	Bestemmelse av udrenert skjærstyrke . . . . .	9
2.4	Kvikkleire og sprøbruddmateriale . . . . .	11
2.5	Materialmodeller . . . . .	12
2.5.1	Mohr Coulomb . . . . .	12
2.5.2	NGI-ADP . . . . .	13
2.6	Elementmetoden og PLAXIS 2D . . . . .	15
2.7	Krav til sikkerhet i skråningen . . . . .	15
<b>3</b>	<b>Grunnforhold Sluppen</b>	<b>17</b>
3.1	Området og topografi . . . . .	17
3.2	Løsmasser . . . . .	18
3.3	Grunnvannstand . . . . .	19
3.4	Tidligere utførte grunnundersøkelser . . . . .	20

<b>4</b>	<b>Tolking av materialparametere og modellering</b>	<b>21</b>
4.1	PLAXIS . . . . .	21
4.2	Lagdeling . . . . .	22
4.3	Grunnvannstand . . . . .	23
4.4	Tolking av materialparametere . . . . .	24
4.4.1	Drenerte materialparametere . . . . .	24
4.4.2	Udrenerte materialparametere . . . . .	27
4.5	Laster . . . . .	29
4.6	Faser i modelleringen . . . . .	29
4.6.1	Initialfase . . . . .	30
4.6.2	Dagens skråning . . . . .	30
4.6.3	Avlastning . . . . .	31
4.6.4	Motfylling . . . . .	31
4.6.5	Alternativ: KS-stabilisering . . . . .	32
4.6.6	Frigraving av VA-rør . . . . .	33
<b>5</b>	<b>Resultater</b>	<b>35</b>
5.1	Dagens skråning . . . . .	35
5.1.1	Dagens skråning, drenert analyse . . . . .	36
5.1.2	Dagens skråning, udrenert analyse . . . . .	38
5.2	Avlastning . . . . .	40
5.2.1	Avlastning, drenert analyse . . . . .	40
5.2.2	Avlastning, udrenert analyse . . . . .	42
5.3	Motfylling . . . . .	44
5.3.1	Motfylling, drenert analyse . . . . .	44
5.3.2	Motfylling, udrenert analyse . . . . .	46
5.4	Alternativ: KS-stabilisering . . . . .	48
5.4.1	KS-stabilisering i topp av skråningen . . . . .	48
5.4.2	KS-stabilisering i bunn av skråningen . . . . .	50
5.5	Lokal stabilitet ved frigraving . . . . .	52
5.5.1	Frigraving, drenert analyse . . . . .	52
5.5.2	Frigraving, udrenert analyse . . . . .	54

5.6 Oppsummering resultater . . . . .	56
<b>6 Diskusjon</b>	<b>57</b>
6.1 Resultater . . . . .	57
6.2 Usikkerheter og feilkilder . . . . .	61
6.2.1 Tolkede grunnforhold . . . . .	61
6.2.2 Materialparametere og materialmodell . . . . .	61
6.2.3 PLAXIS . . . . .	63
<b>7 Konklusjon og videre arbeid</b>	<b>65</b>
7.1 Konklusjon . . . . .	65
7.2 Videre arbeid . . . . .	66
<b>A Grunnundersøkelser</b>	<b>71</b>
<b>B Utstrekning av topografiske stabiliseringstiltak</b>	<b>75</b>
<b>C Utvalgte skjærstyrkeprofil</b>	<b>77</b>
<b>D Utvalgte poretrykksmålinger</b>	<b>81</b>
<b>E Materialparametere i PLAXIS</b>	<b>87</b>

# INNHALD

# Figurer

1.1	Planlagt trase av nytt VA-anlegg (Multiconsult, 2019b) . . . . .	2
2.1	Ulike glideflater (NVE, 2014) . . . . .	6
2.2	Prinsipp ved installasjon av KS-peler (NGF, 2012) . . . . .	7
2.3	Mønstre for KS-stabilisering (NGF, 2012) . . . . .	8
2.4	Bruddkriterium på totalspenningsbasis (Emdal et al., 2016) . . . . .	9
2.5	$N_{kt}$ korrelert mot OCR, sensitivitet og plastisitet (Karlsrud et al., 2005) . . . . .	10
2.6	$N_{du}$ korrelert mot OCR, sensitivitet og plastisitet (Karlsrud et al., 2005) . . . . .	11
2.7	Utvikling av fastheten i sprøbruddsmaterialer(NVE, 2014) . . . . .	12
2.8	Illustrert lineær-elastisk, perfekt plastisk oppførsel av Mohr Coulomb (Nordal, 2018) . . . . .	13
2.9	Anisotrop spenningstilstand i skråning (NIFS, 2014) . . . . .	14
2.10	Anbefalingskurver for ADP forholdet i leirer (NIFS, 2014) . . . . .	14
2.11	Minimum prosentvis forbedring (NVE, 2014) . . . . .	16
3.1	Oversiktskart over det aktuelle området på Sluppen (Kartverket, 2018) . . . . .	17
3.2	Løsmassekaret over det aktuelle området på Sluppen (NGU, 2018) . . . . .	18
3.3	Kvikkleiresonen 228 Nidarvoll (NVE, 2018) . . . . .	19
4.1	Generert elementnett med 5079 elementer og 41208 knutepunkt . . . . .	22
4.2	Modellert lagdeling i PLAXIS . . . . .	22
4.3	Modellert grunnvannstand i PLAXIS . . . . .	23
4.4	Tolket udrenert skjærstyrkeprofil, $s_u^A$ plottet mot dybde under terreng. . . . .	28
4.5	Udrenert modell med soner for styrkeøkning i PLAXIS . . . . .	28
4.6	Modellering av initialfasen . . . . .	30
4.7	Modellering av dagens skråning . . . . .	31

## FIGURER

4.8	Modellering av avlastning . . . . .	31
4.9	Modellering av motfylling . . . . .	32
4.10	Modellering av KS-stabilisering i topp av skråningen . . . . .	32
4.11	Modellering av KS-stabilisering i bunn av skråningen . . . . .	33
4.12	Modellering av rørpresing og frigraving . . . . .	33
5.1	Bruddmekanisme for dagens skråning med drenert analyse . . . . .	36
5.2	Utvikling av sikkerhetsfaktor for dagens skråning med drenert analyse . . . . .	37
5.3	Bruddmekanisme for dagens skråning med udrenert analyse . . . . .	38
5.4	Utvikling av sikkerhetsfaktor for dagens skråning med udrenert analyse . . . . .	39
5.5	Bruddmekanisme for skråning med avlastning med drenert analyse . . . . .	40
5.6	Utvikling av sikkerhetsfaktor for skråning med avlastning med drenert analyse . . . . .	41
5.7	Bruddmekanisme for skråning med avlastning med udrenert analyse . . . . .	42
5.8	Utvikling av sikkerhetsfaktor for skråning med avlastning med udrenert analyse . . . . .	43
5.9	Bruddmekanisme for skråning med motfylling med drenert analyse . . . . .	44
5.10	Utvikling av sikkerhetsfaktor for skråning med motfylling med drenert analyse . . . . .	45
5.11	Bruddmekanisme for skråning med motfylling med udrenert analyse . . . . .	46
5.12	Utvikling av sikkerhetsfaktor for skråning med motfylling med drenert analyse . . . . .	47
5.13	Bruddmekanisme for KS-stabilisering i topp av skråningen . . . . .	48
5.14	Utvikling av sikkerhetsfaktor for KS-stabilisering i topp av skråningen . . . . .	49
5.15	Bruddmekanisme for KS-stabilisering i bunn av skråningen . . . . .	50
5.16	Utvikling av sikkerhetsfaktor for KS-stabilisering i bunn av skråningen . . . . .	51
5.17	Bruddmekanisme for frigraving av skråning med drenert analyse . . . . .	52
5.18	Utvikling av sikkerhetsfaktor for frigraving av skråning med drenert analyse . . . . .	53
5.19	Bruddmekanisme for frigraving av skråning med udrenert analyse . . . . .	54
5.20	Utvikling av sikkerhetsfaktor frigraving av skråning med udrenert analyse . . . . .	55
6.1	Utvikling av sikkerhetsfaktor for de ulike fasene . . . . .	58
6.2	Skjærstyrke $\tau_{max}$ i to valgte snitt i skråningen med effektivspenningsparametere . . . . .	59
6.3	Skjærstyrke $\tau_{max}$ i to valgte snitt i skråningen med totalspenningsparametere . . . . .	59
6.4	Udrenert skjærstyrke ved kontraktant og dilatant oppførsel . . . . .	62
A.1	Utsnitt av borplan som viser plassering av utførte grunnundersøkelser . . . . .	72



A.2	Utførte boringer sammen med tolket lagdeling for Profil C (Multiconsult, 2019a) . . . . .	73
B.1	Utstrekning av avlastning og motfylling . . . . .	76
C.1	Tolket skjærstyrkeprofil fra borhull GE106 . . . . .	78
C.2	Tolket skjærstyrkeprofil fra borhull GE142 . . . . .	79
C.3	Tolket skjærstyrkeprofil fra borhull GE144 . . . . .	80

FIGURER

# Tabeller

3.1	Registrerte poretrykksmålinger (Multiconsult, 2018b) . . . . .	20
3.2	Tidligere utførte grunnundersøkelser i området . . . . .	20
4.1	Grunnvannsstand definert i PLAXIS . . . . .	24
4.2	Materialparametere for drenerte materialer . . . . .	25
4.3	Stivhetsparametre for MC materialer . . . . .	26
4.4	Materialparametere for motfylling i MC materiale . . . . .	26
4.5	Materialparametere for KS-stabilisering med MC materiale . . . . .	26
4.6	Modellert udrenert skjærstyrke for NGI-ADP materialer brukt i PLAXIS . . . . .	29
5.1	Oppsummering av sikkerhetsfaktor for de ulike fasene . . . . .	56



# Kapittel 1

## Introduksjon

### 1.1 Bakgrunn

Trondheim kommune skal installere ny spillvannsledning og overvannsledning under Sluppenvegen, E6, Tempevegen og ut mot Nidelva. Multiconsult er engasjert av Steg Entreprenør AS for å utføre geotekniske grunnundersøkelser og prosjektering i forbindelse med tunnelering og pressing/styrt boring av spillvannsledning og overvannsledning. Prosjektet *VA Sluppenvegen* består av en pressgrop (S9), to mottaksgroper (S20 og S15), og et utløp mot Nidelva. Traseen er vist i Figur 1.1. Arbeidet har planlagt start i februar 2019 og ventes å være ferdigstilt i løpet av våren 2019 (Multiconsult, 2019b).

Det er identifisert flere geotekniske problemstillinger knyttet til prosjektet. Området ned mot Nidelva er et kvikkleireområde og tunneleringen skal utføres gjennom kvikkleire/sensitive masser. Det skal utføres stabilisering av leira rundt pressgropene ved hjelp av kalksementpeler (KS-peler) for å unngå problemer med omrøring og innstrømming av leire i gropene, samt for å oppnå tilstrekkelig mothold for tunnelleringen.



Figur 1.1: Planlagt trase av nytt VA-anlegg (Multiconsult, 2019b)

Skråningen langs traseen fra S9 mot Nidelva har en gjennomsnittlig helning på 1:2 og er utfordrende med tanke på stabilitet. Det må derfor utføres stabiliserende tiltak før man kan begynne med rørpressing. Det skal utføres en avlastning toppen av skråningen. Deretter skal det etableres en skråning med helning på 1:5 ned mot Nidelva. Denne skråningen etableres for at gravemaskin skal kunne legge ut en motfylling i bunn av skråningen. Først etter motfyllingen er ferdig etablert kan rørpressingen av VA-røret fra pressgrop S9 ut mot Nidelva starte.

Selve rørpressingen skal utføres med et lufttrykk i fronten for å unngå at kvikke/sensitive masser blir flytende under utførelse slik at grunnbrudd oppstår. For høyt trykk vil skape utblåsning av grunnen, en såkalt "blowout". For lavt trykk vil føre til kollaps av jorda og innstrømning av masser inn i røret. Rørpressingen skal avsluttes et stykke før skråningsutslaget for å hindre stabilitetsproblemer av skråningen. Fronten av VA-røret skal frigraeves manuelt for å unngå utblåsning av skråningen.

Det blir skrevet tre uavhengige masteroppgaver som omhandler prosjektet på Sluppen. I tillegg til denne masteroppgaven skriver Marit Rønning Skoglund om poretrykksoppbygning ved kalksementstabilisering, og Vilde Hellebust om frontstabilitet ved rørpressing i kvikkeleire.

## 1.2 Formål med oppgaven

Hovedfokuset i denne masteroppgaven er knyttet til stabilitet av skråningen ut mot Nidelva for prosjektet *VA Sluppenvegen*. Det skal undersøkes hvordan stabiliteten i skråningen påvirkes gjennom ulike stabiliseringstiltak.

En viktig del av oppgaven er å vurdere betydningen av resultatene. Dette skal gjøres ved å diskutere usikkerheter og feilkilder for materialparametere og materialmodeller. En del av å vurdere resultatet er å se om tiltakene tilfredsstiller regelverk og krav som stilles. Dersom skråningen ikke tilfredsstiller kravene om sikkerhet mot brudd, finnes det mulighet for å utføre stabiliseringsstiltak ved å oppnå en prosentvis forbedring. Dette må dokumenteres gjennom stabilitetsanalyser der man vurderer både drenert og udrenert tilstand.

Stabiliteten av skråningen skal vurderes for følgende faser:

- Den naturlige skråningen - dagens skråning
- Topografiske stabilitetstiltak - avlasting og motfylling
- Alternativt stabilitetstiltak - kalksementstabilisering
- Lokal stabilitet - frigraving av VA-rør

Stabilitetsberegningene skal utføres med elementprogrammet PLAXIS 2D. Det skal utføres både drenert effektivspenningsanalyse og udrenert totalspenningsanalyse for alle fasene. Sikkerheten mot brudd i skråningen gjennom hver fase skal undersøkes ved å se på den mest kritiske glideflaten.

## 1.3 Avgrensning av oppgaven

I denne oppgaven er det kun vurdert 2D situasjonen av tiltakene. Dette er en forenkling, da spesielt frigraving av VA-røret og KS-stabilisering har liten utstrekning og vil derfor ha store 3D effekter. Størrelsen av denne effekten avhenger av lengden og bredden på den kritiske sonen.

Det er i denne oppgaven kun sett på den endelige styrken av KS-stabiliseringen. Dette er for å vurdere om Ks-peler kan være et alternativ til topografisk stabilisering når den har nådd sin endelige styrke. Ved

å gjøre denne forenklingen er det sett bort i fra kritiske problemer ved installasjonsprosessen. Under installasjon av KS-pelene vil den berørte leira bli omrørt. Dersom denne leira er kvikk vil den oppnå en skjærstyrke på nærmere 0 kPa. Det vil i tillegg oppstå et økt poretrykk som følge av volumtøyning, som oppstår når bindemiddelet blandes inn. Installasjon av KS-pelene vil derfor være den mest kritiske delen av operasjonen.

Det er ikke vurdert hvor gjennomførbare de ulike tiltakene er. KS-stabilisering er for eksempel ikke alltid enkelt å gjennomføre i bratt terreng. I praksis er både økonomi og miljø viktige parametere å vurdere. En motfylling i elva kan for eksempel være problematisk på grunn av økosystemet.

### **1.4 Leserveiledning**

Denne masteroppgaven er videre strukturert på følgende måte. I Kapittel 2 presenteres teori for å danne et grunnlag for skråningsstabilitet. Videre i Kapittel 3 presenteres grunnforholdene for det aktuelle området på Sluppen. Kapittel 4 beskriver tolkning av materialparametere og hvordan modelleringen i PLAXIS er utført. Resultatene av stabilitetsberegningene presenteres så i Kapittel 5, før diskusjon av resultater, usikkerheter og feilkilder presenteres i Kapittel 6. Konklusjon og videre arbeid er presentert i Kapittel 7.

Det forutsettes at leseren har en generell kunnskap om geoteknikk og skråningsstabilitet på forhånd.



# Kapittel 2

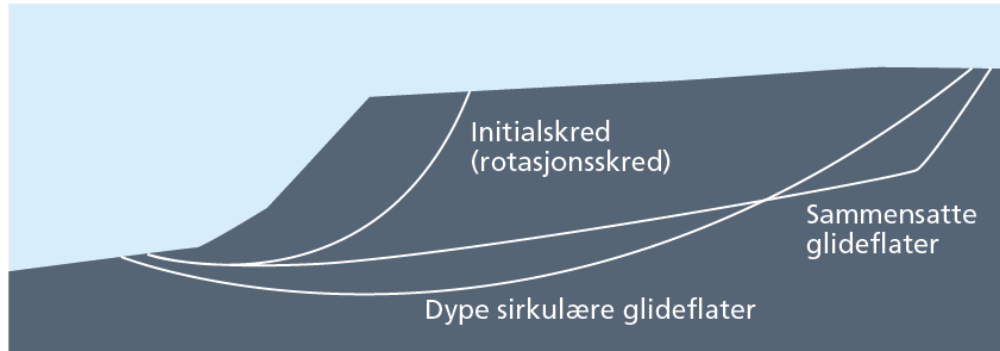
## Teori

I følgende kapittel er en del teori for å danne et grunnlag for skråningsstabilitet presentert. Først vil den generelle teorien knyttet til skjærstyrke og skråningsstabilitet, med et fokus på kalksementstabilisering som stabiliseringsmetode. Teorien bak materialmodellene som er benyttet vil bli presentert kort. Stabilitetsberegningene i denne oppgaven er utført med PLAXIS 2D, og det vil bli gitt en kort presentasjon av beregningsprogrammet og elementmetoden.

### 2.1 Skråningsstabilitet

Naturlige skråninger avspeiler de geologiske prosessene gjennom tiden. Skråningshelningen er bestemt av forholdene ved avsetningen og av senere erosjon, utrasninger eller utgravinger (Emdal et al., 2016). Mange naturlige skråninger er derfor nær utrasning, særlig om de er utsatt for erosjon av en bekk eller elv. Ved høyt poretrykk vil skråningen ha en kritisk tilstand, som for eksempel ved regnvær eller snøsmelting.

En skråning er stabil når den ikke raser ut, men både geologiske prosesser og menneskelig aktivitet kan gjøre skråningen ustabil. Stabiliteten for naturlige skråninger svekkes over tid pga. for eksempel erosjon, saltutvasking, ionebytte eller sedimentering (Statens Vegvesen, 2014a). Dersom de drivende kreftene på skråningen er større enn de stabiliserende kreftene, vil skråningen rase ut og massene vil gli langs en kritisk glideflate. Ulike glideflater kan være dype glidesflater, sammensatte glideflater og sirkulære glideflater. Disse er vist i Figur 2.1. I naturlige skråninger er spennings- og lasttilstanden konstant og



Figur 2.1: Ulike glideflater (NVE, 2014)

skråningen betraktes derfor som drenert. Bruddsituasjoner i naturlige skråninger kan oppstå både ved drenert og udrenert påvirkning (Statens Vegvesen, 2014a). Dette kan være som følge av på- eller avlastning i form av endret geometri, overflatelaster eller endret vannstand.

## 2.2 Stabiliserende tiltak

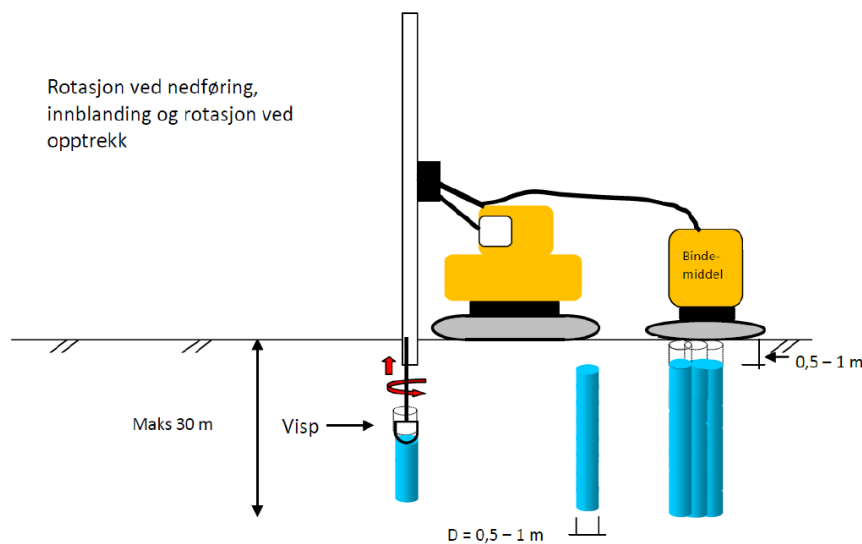
For å forbedre stabiliteten må enten de drivende kreftene reduseres, eller motstanden mot glidning øke. Dette kan gjøres ved hjelp av topografiske tiltak, grunnforsterkning eller lette masser (Emdal et al., 2016). Avlastning i form av nedplanering av skråningstoppen, samt utslaking av skråningshelningen er topografiske tiltak som reduserer drivende krefter. Motfylling er et topografisk tiltak som øker motstanden mot glidning.

Avlastning av leire medfører svelling og skjærfastheten vil reduseres med tiden. I seigbruddsmaterialer vil langtidsstabiliteten være ugunstigst. I sprøbruddmaterialer må en kontrollere både udrenert korttidstilstand og drenert langtidstilstand. Fyllinger på leire øker trykkspenningene i leira. Ved byggetidens slutt er skjærspenningene maksimale og vil forbli konstant, mens skjærfastheten vil øke med tiden etter hvert som poreovertrykket dreneres ut. Stabiliteten analyseres på basis av udrenert skjærfasthet. Ved fylling på fast overkonsolidert leire er langtidsstabiliteten kritisk og det benyttes effektivspenningsanalyse.

### 2.2.1 Kalksementstabilisering

Kalksementstabilisering (KS-stabilisering) er en grunnforsterkningsmetode som brukes blant annet ved veg- og jernbanebygging, kommunaltekniske anlegg, byggegroper, anleggsveger og ved sikring av skrånninger (Norcem, 2014). Innblanding av kalk og sement gir økt fasthet og forbedrer egenskapene i grunnen med tanke på setninger, stabilitet og vibrasjoner (NGF, 2012). Kalksementstabilisering kan benyttes i form av kalksementpeler (KS-peler) satt i ribber eller som massestabilisering.

Kalksementstabilisering har vist seg å være fordelaktig sammenlignet med alternative løsninger (Norcem, 2014). KS-peler etableres ved at en roterende visp bores ned til ønsket dybde for underkant pel



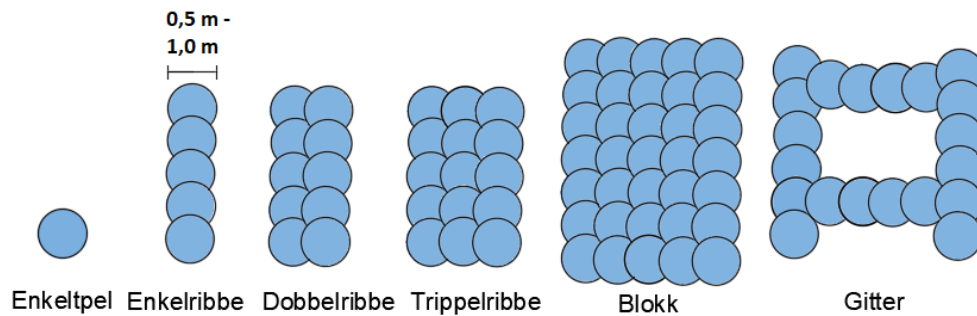
Figur 2.2: Prinsipp ved installasjon av KS-peler (NGF, 2012)

ved hjelp av en borstang (Statens Vegvesen, 2014b). Når vispen er på ønsket nivå starter innblåsning av bindemiddelet gjennom en dyse samtidig som vispen roterer og trekkes opp. Bindemiddelet reagerer kjemisk med jordmaterialet og gir økt fasthet og stivhet. På denne måten får jorden søyler av fastere masse der bindemiddelet er blandet inn. Prinsippene i installeringsprosessen er vist i Figur 2.2.

Grunnforholdene har stor betydning for det endelige resultatet og anvendbarheten av metoden (NGF, 2012). KS-peler blir hovedsaklig brukt i sensitiv bløt til middels fast leire med skjærfasthet 5 - 30 kPa. For typiske norske forhold kan det oppnås en skjærfasthet på 100 - 1000 kPa i KS-stabilisert leire, der en betydelig andel av forbedringen oppnås etter få dager. Oppnådd fasthet er i hovedsak avhengig av leiras egenskaper, bindemiddel type og mengde, innblandingsarbeid og herdebetingelser. Viktige jordartsparemetre er vanninnhold, humusinnhold, sensitivitet og skjærfasthet. Normalkonsolidert leire

og kvikkleire er godt egnet for KS-stabilisering. Stor andel silt og sand vil kreve mer innblandingsarbeid for å oppnå god kvalitet. Høyt vanninnhold og humusinnhold gir som oftest dårligere fasthet.

Diameteren på pelen avhenger av størrelsen på vispen, som regel en størrelse mellom 0,5 - 1 m. Pelene plasseres i ulike mønstre, de vanligste er illustrert i Figur 2.3, avhengig av formålet til stabiliseringen. KS-peler satt i ribber bør ha et overlapp på ca. 20% for å sikre at de blir sammenhengende (NGF, 2012). Det vanligste bindemiddelet som brukes i KS-stabilisering i Norge er 50/50 kalk og sement. I senere tid



Figur 2.3: Mønstre for KS-stabilisering (NGF, 2012)

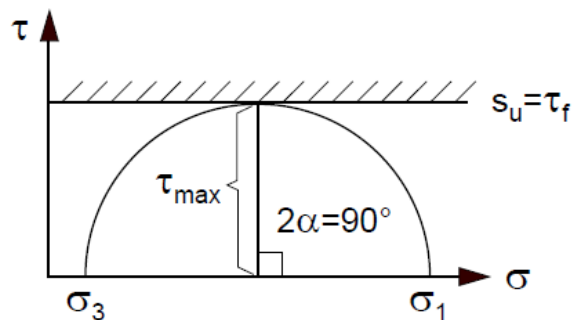
har det blitt mer vanlig å benytte Multicem i en andel på 50% sammen med sement (NGF, 2012). Andre typer og mengder bindemiddel kan være aktuelt avhengig av stabiliseringens formål og leiras sammensetning.

Naturlige skråninger står som oftest med relativt lav sikkerhet. Midlertidig svekkelse av stabiliteten under stabiliseringsarbeidet kan derfor være kritisk. Det kan derfor være nødvendige å etablere en midlertidig motfylling for å bedre stabiliteten før KS-stabiliseringen starter (Statens Vegvesen, 2014b). Det bør planlegges spesiell oppfølging som måling av poretrykk og deformasjoner for å oppdage tegn på begynnende bruddutvikling. I relativt høye skråninger kan potensielle glideflater gå dypt under terreng. Dette må tas hensyn til ved dimensjonering ettersom dybde på KS-peler er begrenset til 30 m (Statens Vegvesen, 2014b).

### 2.3 Udrenert tilstand

Udrenert tilstand oppstår kort tid etter en spenningsendring i kohesjonsjordarter, som leire og silt. Kohesjonsjordarter har lav permeabilitet, det vil si at vannet i porene tar lang tid å bevege seg. Ved

pålasting eller avlastning vil derfor vannet være stengt inne i porene og det oppstår en udrenert situasjon. Over tid vil poreovertrykket forsvinne og situasjonen vil gradvis gå fra udrenert til drenert. Hvor lang tid dette tar avhenger av permeabiliteten, stivheten og deneringsvegen (Nordal, 2018). Friksjonsjordarter som sand og grus har i motsetning høy permeabilitet, og vil alltid være i drenert tilstand da vannet strømmer gjennom porene som det trengs. Udrenert tilstand blir vanligvis beskrevet ved hjelp av totalspenningsanalyse, der skjærstyrken beskrives av totalspenningene. Bruddkriteriet er definert ved at den maksimale skjærspenningen,  $\tau_f$  er lik den udrenerte skjærstyrken,  $s_u$ . Udrenert skjærstyrke,  $s_u$ , er



Figur 2.4: Bruddkriterium på totalspenningsbasis (Emdal et al., 2016)

ofte avhengig av prekonsolideringsspenningen,  $\sigma'_c$ . Dersom skjærstyrken i leira viser seg å være høyere enn eksisterende initialspenninger i materialet, betyr dette at leira er overkonsolidert. Et overkonsolidert materiale har tidligere opplevd større spenninger enn hva den gjør på nåværende tidspunkt. Hvor overkonsolidert en leire er beskrives av overkonsolideringsgraden (OCR). OCR er definert som forholdet mellom prekonsolideringsspenningen,  $\sigma'_c$ , og effektiv vertikal in-situspenning  $\sigma'_{v0}$ :

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{v0}} \quad (2.1)$$

Et normalkonsolidert materiale har ikke opplevd større spenninger før, og vil dermed ha  $OCR = 1$ . OCR er en viktig parameter for å bestemme skjærstyrken til materialet.

### 2.3.1 Bestemmelse av udrenert skjærstyrke

Udrenert skjærstyrke kan bestemmes ved en rekke ulike forsøksmetoder. Fra konusforsøk, enaksialforsøk, treaksial i laboratoriet og skjærboksforsøkslaboratoriet og CPTU og vinge boring i felt (Emdal et al., 2016).

Det er i denne oppgaven lagt vekt på bestemmelse av  $s_u$  ved hjelp av CPTU. For CPTU brukes to metoder for å tolke  $s_u$ : basert på registrert poretrykk og basert på registrert spissmotstand. Disse metodene er beskrevet i artikkelen “CPTU correlations for clays” (Karlsrud et al., 2005). En kort forklaring på de to ulike metodene er beskrevet nedenfor.

Udrenert skjærstyrke basert på registrert spissmotstand fra CPTU:

$$s_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \quad (2.2)$$

For lavsensitiv leire ( $St \leq 15$ ):  $N_{kt} = 7,8 + 2,5 * \log(OCR) + 0,082 * I_p$

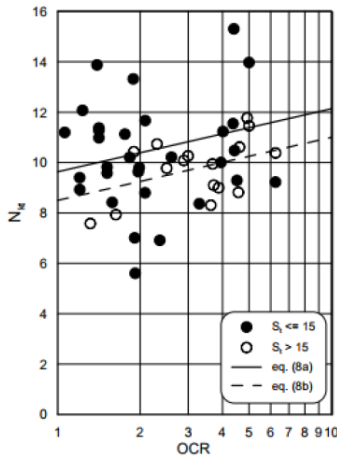


Figure 8. Relationship between  $N_{kt}$  and OCR

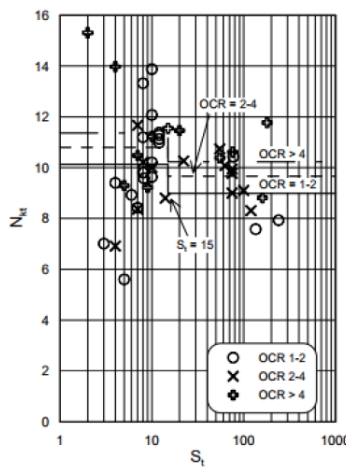


Figure 9. Influence of sensitivity on  $N_{kt}$

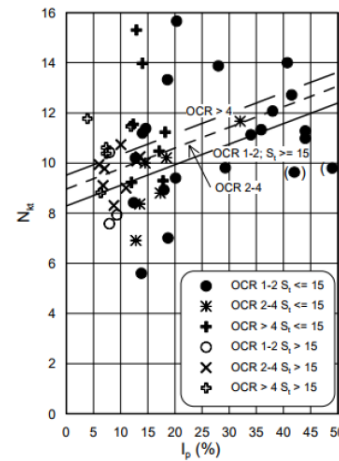


Figure 10. Influence of plasticity index on  $N_{kt}$

Figur 2.5:  $N_{kt}$  korrelert mot OCR, sensitivitet og plastisitet (Karlsrud et al., 2005)

For sensitiv leire ( $St > 15$ ):  $N_{kt} = 8,5 + 2,5 * \log(OCR)$

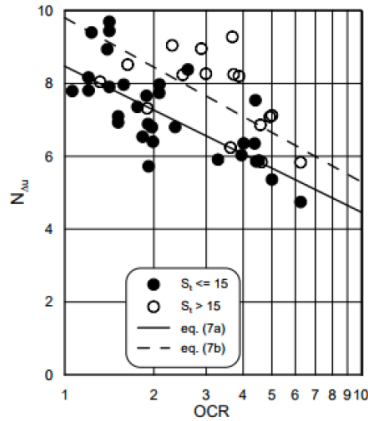
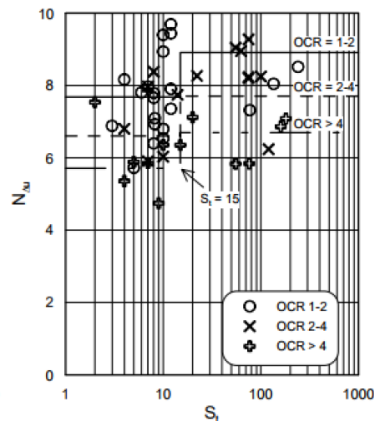
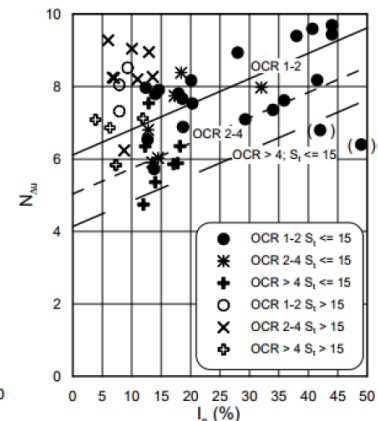
Udrenert skjærstyrke basert på registrert poretrykk fra CPTU:

$$s_u = \frac{u_2 - u_0}{N_{du}} \quad (2.3)$$

For lavsensitiv leire ( $St \leq 15$ ):  $N_{du} = 6,9 - 4,0 * \log(OCR) + 0,07 * I_p$

For sensitiv leire ( $St > 15$ ):  $N_{du} = 9,8 + 4,5 * \log(OCR)$

En annen metode som er benyttet for å få et estimat for den udrenerte skjærstyrken er SHANSEP-teorien. SHANSEP står for «Stress History and Normalized Soil Engineering Properties» og ble beskrevet av Ladd and Foott (1974). Teorien går ut på at økning av udrenert skjærstyrke er avhengig av

Figure 5. Relationship between  $N_{su}$  and OCRFigure 6. Influence of sensitivity on  $N_{su}$ Figure 7. Influence of plasticity index on  $N_{su}$ Figur 2.6:  $N_{du}$  korrelert mot OCR, sensitivitet og plastisitet (Karlsrud et al., 2005)

effektiv vertikal in-situspenning  $\sigma'_{v0}$  og OCR. Det ble presentert følgende ligning:

$$\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} = \alpha * OCR^m \quad (2.4)$$

Ifølge Karlsrud et al. (2005) varierer normalkonsolideringsforholdet,  $\alpha$ , ofte mellom 0,28 - 032.

Kurvetilpasningsverdien,  $m$ , er ofte mellom 0,6 - 0,9 for norske leirer.

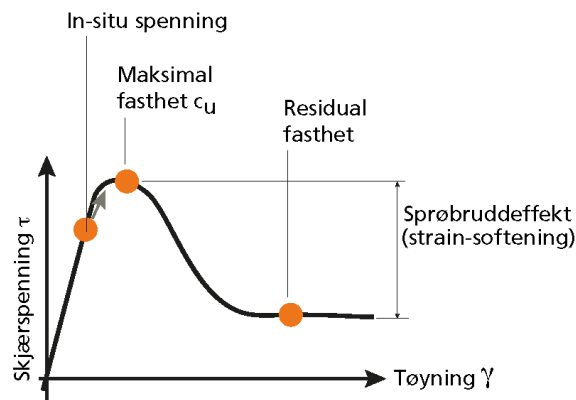
## 2.4 Kvikkleire og sprøbruddmateriale

Kvikkleire er en svært sensitiv, marin leire, definert av en omrørt skjærstyrke  $s_r < 0,5 kPa$  (NGF, 2011).

Denne typen leire er hovedsakelig funnet i Skandinavia, Nord-Russland og Canada. Problemet med denne typen leire er stor risiko for jordskred og potensielt store konsekvenser som følge av dette. Marin leire forekommer i områder der leire har blitt avsatt i saltvann, under marin grense. Marin grense er høyden som havet stiger til etter siste istid og varierer etter hvor mye landet har steget. I Norge varierer marin grense mellom 0 og 200 m over havnivået og marin leire er vanlig i Trøndelag og Oslo. Marin leire er karakterisert ved den spesielle korthusstrukturen på grunn av ladningen mellom partiklene. Etter landhevingen har grunnvannstrømmer vasket ut og redusert det høye saltinnholdet og fylt porene med grunnvann slik at korthusstrukturen blir ustabil. Hvis kvikkleire blir overlastet, kan strukturen kollapse og leira blir flytende når alt vannet i porene er frigjort. Dette kalles at leira blir kvikk.

Sprøbruddmateriale er definert som løsmasser som utviser en utpreget sprøbruddoppførsel, dvs. en betydelig reduksjon i fasthet ved tøyninger ut over maksimal fasthet er nådd (NVE, 2014). Fastheten i

sprøbruddmaterialet endrer seg ved pålastning fra opprinnelig spenningstilstand i jorda, til maksimal fasthet lik skjærfastheten,  $s_u$ . Ved pålastning utover maksimal fasthet mister sprøbruddmaterialet brått skjærfasthet, slik at et brudd oppstår. Ved ytterligere tøyning minsker skjærfastheten varig til den omrørte, residuale, fastheten. Denne effekten er vist i Figur 2.7 og medfører stor fare for progressive brudd. Progressivt brudd kan forklares ved at dersom ett punkt i sprøbruddmaterialet overbelastes, vil det neste punktet i materialet også overbelastes, og slik fortsetter bruddet videre gjennom materialet som en slags kjedereaksjon av brudd langs glideflaten.



Figur 2.7: Utvikling av fastheten i sprøbruddsmaterialer(NVE, 2014)

## 2.5 Materialmodeller

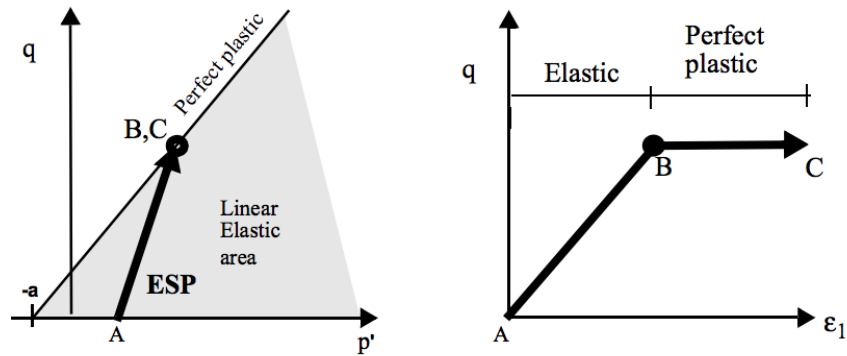
### 2.5.1 Mohr Coulomb

Mohr Coulomb er en lineær-elastisk, perfekt plastisk materialmodell. Modellen definerer jordas styrke etter en bruddlinje som er beskrevet av Ligning 2.5.

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi = (\sigma' + a) \tan \phi \quad (2.5)$$

Fordelen ved å bruke Mohr Coulomb som materialmodell er at det kreves få jordparametre som inndata for å beskrive oppførselen til jorda. Modellen beskriver oppførselen til jorda som lineær elastisk frem til brudd og antar at den oppfører seg perfekt plastisk etter brudd som vist i Figur 2.8.





Figur 2.8: Illustrert lineær-elastisk, perfekt plastisk oppførsel av Mohr Coulomb (Nordal, 2018)

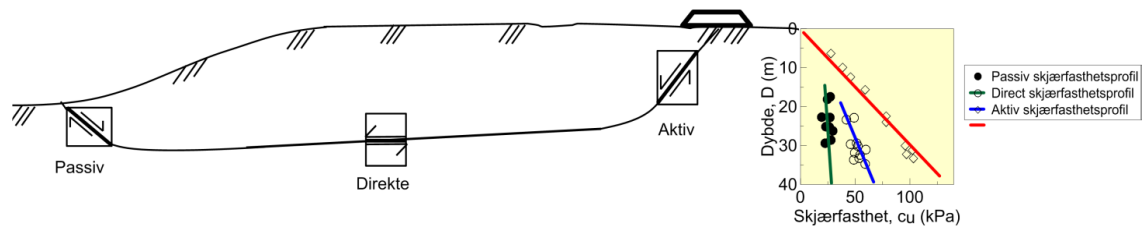
### 2.5.2 NGI-ADP

NGI-ADP er en avansert materialmodell som ble utviklet for å modellere udrenert leire og silt. Den kan også benyttes på drenerte beregninger, men da med noen begrensninger. I det følgende gis en overordnet beskrivelse av materialmodellen, basert på teorien som er grundigere forklart av Grimstad et al. (2012).

NGI-ADP er basert på anisotrop, udrenert skjærstyrke,  $s_u$ , der den udrenerte skjærstyrken må hentes ut indirekte fra en effektivspenningsbasert modell. I tillegg er den udrenerte skjærstyrken beskrevet med ulike verdier for aktiv (A), direkte (D) og passiv (P) skjærstyrke. NGI-ADP er utviklet slik at stivheten er spenningsavhengig. De ulike skjærstyrkene er tatt med i modellen via anisotropifaktorer (Grimstad et al., 2012).

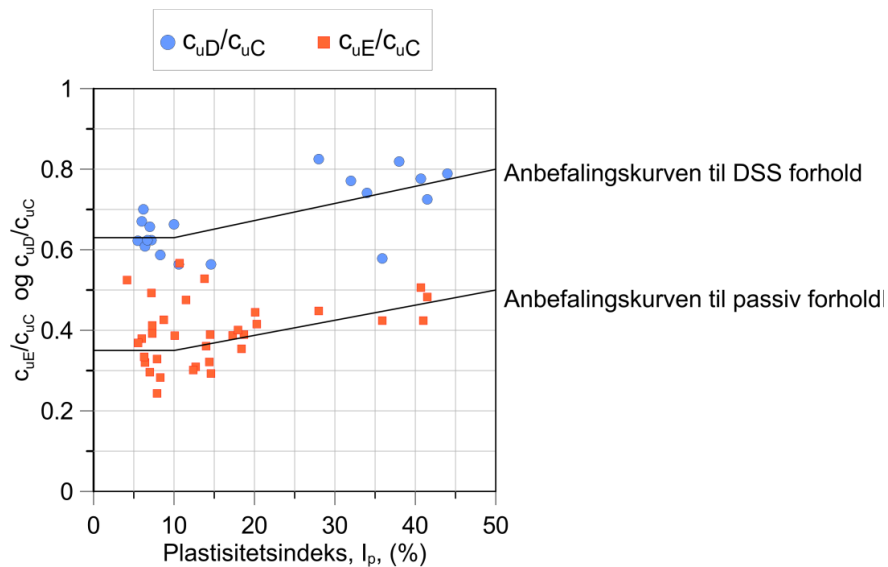
Anisotropi i et materiale betyr at materialet har ulike fysiske egenskaper avhengig av retning. Udrenert skjærfasthet i leire er avhengig av hvilken retning tøyningensendringen i leira får i forhold til retning på in-situ spenninger/spenningshistorie og i forhold til lagringsstrukturen for leirmineralene (NIFS, 2014). Styrken vil altså variere langs en bruddflate. Forholdet mellom de ulike anisotropifaktorene og deres påvirkning av skjærfastheten er vist i Figur 2.9. Som det fremkommer av figuren er den aktive udrenerte skjærstyrken høyere enn den passive.

Normalt vil man benytte treaksial kompresjonstest for å definere aktiv skjærstyrke,  $s_u^A$ , treaksial strekktest for å definere passiv skjærstyrke,  $s_u^P$ , og direkte skjærttest for å definere direkte skjærstyrke,  $s_u^D$ . Merk at forholdet mellom aktiv styrke og styrken fra treaksial kompresjonstest ikke er helt lik, da aktiv styrke er fra plan tøyning, mens treaks er en aksesymmetrisk test (Grimstad et al., 2012).



Figur 2.9: Anisotrop spenningstilstand i skråning (NIFS, 2014)

NIFS anbefaler at ADP forholdet i leirer korreleres mot plastisitetsindeksen,  $I_p$ , dersom det ikke foreligger lokale prøver av god kvalitet. Anbefalingskurven er vist i Figur 2.10 der følgende forhold er definert:



Figur 2.10: Anbefalingskurver for ADP forholdet i leirer (NIFS, 2014)

For lavplastiske leirer ( $I_p < 10$ ):

$$s_u^D / s_u^A = 0,63$$

$$s_u^P / s_u^A = 0,35$$

For høypastiske leirer ( $I_p > 10$ ):

$$s_u^D / s_u^A = 0,63 + 0,00425 * (I_p - 10)$$

$$s_u^P / s_u^A = 0,35 + 0,00375 * (I_p - 10)$$

## 2.6 Elementmetoden og PLAXIS 2D

Elementmetoden er en numerisk metode for å løse problemer som er vanskelig å løse analytisk (Bell, 2015). Problemstillinger beskrives av partielle differensiallikninger eller integrallikninger. Metoden er basert på å dele problemet opp i mindre trekantede eller firkantede elementer som defineres gjennom et sett frihetsgrader i hvert knutepunkt. Frihetsgradene definerer elementets evne til forskyvning, deformasjon og rotasjon. Elementene settes sammen slik at krav om kinematisk kompatibilitet og statisk likevekt er tilfredsstillt i knutepunktene.

PLAXIS 2D er et beregningsverktøy basert på elementmetoden og er utviklet for analyse av deformasjoner, stabilitet og grunnvannstrømning innen geoteknikk (Brinkgreve et al., 2018). I PLAXIS 2D benyttes trekantede elementer med enten 6 eller 15 noder til å modellere jordlag og andre materialer. 15 noder elementer gir størst nøyaktighet, og er satt som standard i PLAXIS. Programmet løser problemer gjennom å utføre flere iterasjoner for å oppnå likevekt. Resultatene blir gitt som krefter, spenninger, setninger og deformasjoner i ulike knutepunkter.

Elementmetoden er et godt alternativ til grenselikevekt når det kommer til å regne på skråningsstabilitet. Fordelen med å bruke elementmetoden til å regne på skråningsstabilitet er den finner den mest kritiske glideflaten selv om den ikke er sirkulær. For å bestemme sikkerhetsfaktor utfører PLAXIS en  $c\phi$ -reduksjon. Dette vil si at styrken reduseres gradvis til jordmaterialet går til brudd. En kritisk glideflate vil da oppstå på bakgrunn av de mobiliserte skjærtøyningene i skråningen.

## 2.7 Krav til sikkerhet i skråningen

Sikkerhet mot brudd er gitt ved en sikkerhetsfaktor,  $F$ . Den er definert som forholdet mellom skjærstyrke og skjærspenning som vist i ligning 2.6. Eurokode 7 (Standard Norge, 2016) stiller krav til en partialfaktor  $\gamma_m \geq 1,25$  for drenert tilstand og  $\gamma_m \geq 1,40$  for udrenert tilstand.

$$F = \gamma_m = \frac{\text{skjærstyrke}}{\text{skjærspenning}} = \frac{\tan\phi}{\tan\rho} \quad (2.6)$$

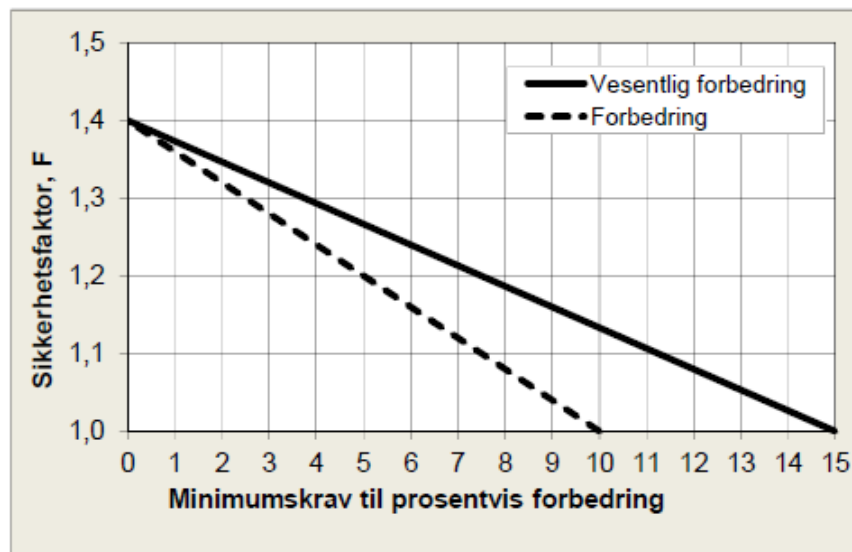
Dersom området ligger innenfor en kvikkleiresone, eller det ved grunnundersøkelser er påtruffet kvikkleire må NVE (2014)s veileder nr. 7/2014 "Sikkerhet mot kvikkleireskred" følges. Retningslinjene

stiller krav om en sikkerhetsfaktor  $F \geq 1,40$  for både drenert og udrenert tilstand. Alternativt kan en dokumentere ved stabilitetsanalyse “Vesentlig forbedring” eller “Forbedring” av stabiliteten avhengig av hvilken tiltaksklasse og faregrad prosjektet har.

Det er en forutsetning at sikkerheten er ivaretatt under utførelse. Veilederen har et krav om “ikke forverring” og forutsetter at stabilitet i utførelsesfasen aldri skal være dårligere enn dagens situasjon. Metoden om prosentvis forbedring kan kun benyttes ved å gjøre topografiske endringer eller bruk av lette masser. Dersom stabiliteten forbedres ved grunnforsterkning, som for eksempel KS-stabilisering, må en sikkerhetsfaktor  $F \geq 1,4$  oppnås etter at tiltaket er utført.

VA-anlegget på Sluppen plasseres i tiltakskategori K3 og klassifiseres med høy faregrad. For å tilfredsstille krav om sikkerhet (NVE, 2014) må det forligge en stabilitetsanalyse som dokumenterer:

- a) Sikkerhetsfaktor for områdestabilitet  $F \geq 1,4$  eller
- b) “Forbedring” hvis  $F < 1,4$ , se Figur 2.11.



Figur 2.11: Minimum prosentvis forbedring (NVE, 2014)

Dette betyr at dersom beregnet sikkerhetsfaktor i stabilitetsberegningene før utbygging viser seg å være mindre enn 1,4, må kravet til “Forbedring” tilfredsstilles gjennom topografiske tiltak eller bruk av lette masser. Dette illustreres ovenfor i Figur 2.11.

## Kapittel 3

# Grunnforhold Sluppen

### 3.1 Området og topografi

Det aktuelle området for prosjektet ligger på Sluppen i Trondheim kommune i Trøndelag. Området er markert i Figur 3.1 og brukes i dag til næringsbygg.

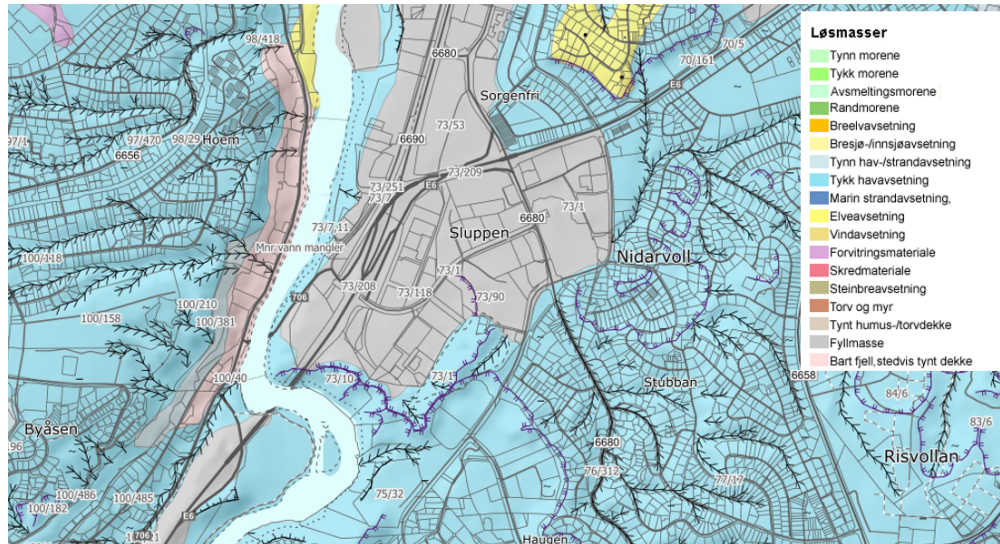


Figur 3.1: Oversiktskart over det aktuelle området på Sluppen (Kartverket, 2018)

Langs Sluppenveien heller terrenget jevnt i nordvestlig retning fra ca. kote +34,0, til Tempeveien rundt kote +24,3. Fra Tempeveien heller terrenget fra ca. kote + 24,3 ned til Nidelva på kote + 4,4. Skråningen har en gjennomsnittlig helning på 1:2.

### 3.2 Løsmasser

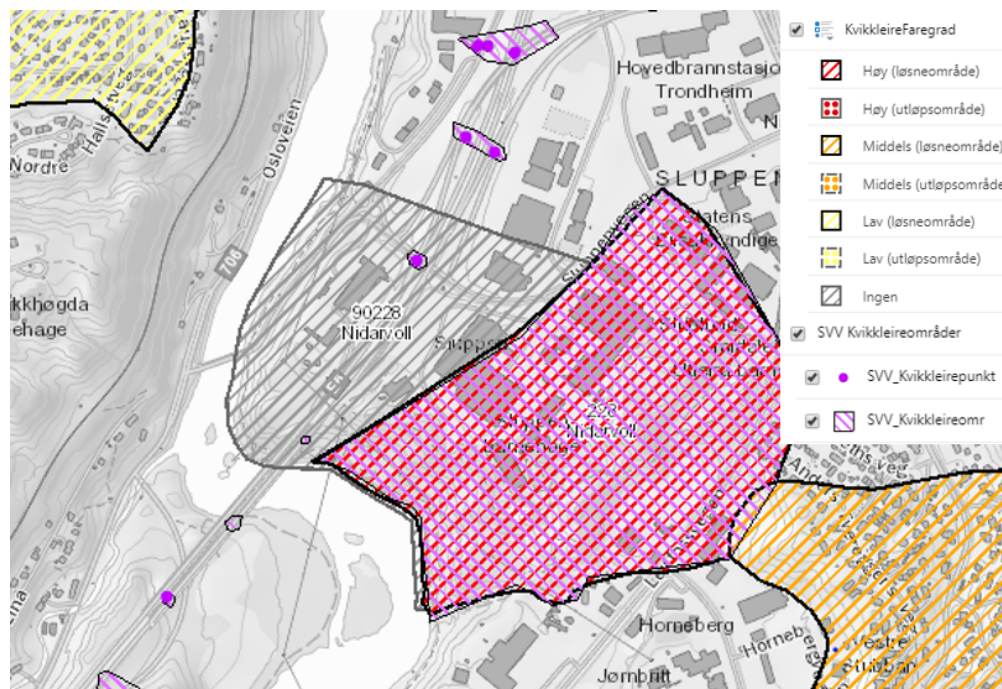
Kvartærgeologiske løsmassekart i Figur 3.2 viser at området består av fyllmasser over tykk havbunnavsetning. Kvartærgeologiske kart er en visuell overflatekartlegging og gir ingen informasjon om løsmassefordeling i dybden (NGU, 2018).



Figur 3.2: Løsmassekartet over det aktuelle området på Sluppen (NGU, 2018)

Grunnundersøkelser utført av Multiconsult, Trondheim kommune, Norconsult og NGI, viser at løsmassene i området består av et topplag av tørrskorpeleire med en mektighet på 1-2 m over bløt siltig leire. Leirlaget har en mektighet på opp mot 10 m, før et drenerende friksjonslag av sand/grus. Under topplaget er det leire med mektighet på 6 - 14 m over friksjonsmasser, mulig morene.

Faresonekart i Figur 3.3 viser at området ligger innenfor kvikkleiresone nr. 228 "Nidarvoll". Det er påvist kvikkleire/sprøbruddmateriale i flere borpunkt langs planlagt trasé, og utførte sonderinger indikerer at det også kan være kvikkleire/sprøbruddmateriale i andre borpunkt. Det er utført supplerende grunnundersøkelser i skråningen ut mot Nidelva, for å avgrense utbredelsen av kvikkleire/sensitive masser.



Figur 3.3: Kvikkleiresonen 228 Nidarvoll (NVE, 2018)

### 3.3 Grunnvannstand

Utførte poretrykksmålinger viser at grunnvannstanden på toppen av skråningen ligger 4,0-4,7 m under terreng på ca. kote +20. Poretrykksmålinger nede ved Nidelva viser at grunnvannstanden ligger ca 1,0 m under terreng. I følge flomsonekart for Nidelva (NVE, 2001) gir normal vannføring i Nidelva gi en vannhøyde på ca. kote + 4,7. Det er antatt hydrostatisk poretrykksfordeling med dybden.

Tidligere poretrykksmålinger utført av NGI viser at det er et hengende grunnvannsstand i området ned mot Nidelva. Fra utførte grunnundersøkelser er det grunn til å tro at et drenerende lag av friksjonsmasser er årsaken til dette. Poretrykksmålinger fra borpunkt 15 og GE109, viser hvordan leira under det drenerende friksjonslaget har en lavere grunnvannstand enn leira over det drenerende laget.

Multiconsult har utført supplerende poretrykksmålinger i elveskråningen og rundt pressgrop S9. Poretrykksmålere i borpunkt 17, 18 og 19 er alle installert rundt pressgrop S9 og viser en stighøyde til ca. kote +20,0. Poretrykksmålerene er elektroniske og målingene er utført fra november til desember 2018. Denne perioden har en del nedbør og det er derfor ikke forventet en mye høyere grunnvannstand enn dette i løpet av året.

Plasseringen av de ulike poretrykksmålerene er vist i borplan i Tillegg A.1. De tilhørende målingene er presentert i Tillegg D og oppsummert i Tabell 3.1.

Tabell 3.1: Registrerte poretrykksmålinger (Multiconsult, 2018b)

Borpunkt	Kote	Installert dybde	GV stighøyde (kote)
4	+21,5	7	+17,0
15	+23,8	7	+19,5
15	+23,8	20	+10,5
16	+24,0	7	+20,0
17	+23,3	7	+20,0
18	+23,4	7	+20,0
19	+23,3	7	+20,0
GE109	+6,9	5	+5,9
GE109	+6,9	10	+6,8

### 3.4 Tidligere utførte grunnundersøkelser

Det er tidligere utført grunnundersøkelser i flere omganger i området. Disse er listet opp i Tabell 3.2.

Plasseringene av alle tidligere boringer er vist i Tillegg A.1. I denne oppgaven er undersøkelsene utført av Multiconsult i forbindelse med prosjektet *VA Sluppenvegen* vektlagt for tolking av materialparametere.

Disse grunnundersøkelsene er relativt grunne, og det er for tolking av lagdeling og skjærstyrkeprofil derfor lagt vekt på utførte CPTU utført av NGI i forbindelse med prosjektet *Rv. 706 Sluppen - Sivert Dahlens veg*.

Tabell 3.2: Tidligere utførte grunnundersøkelser i området

Rapport	Oppdragsnavn	Utført av	År
R.1001	Fredlybekken avløpssone	Trondheim kommune	1997
410760	Lagerbygg Sluppen	Multiconsult	2004
R.1536	Fredlybekken	Trondheim kommune	2012
5143727-RIG-RAP-03	Sluppen bru	Norconsult	2014
20140539-07-R	Rv. 706 Sluppen - Sivert Dahlens veg	NGI	2016
R.1690	Sluppenvegen	Trondheim kommune	2017
418452-1-RIG-RAP-002	VA Sluppenvegen	Multiconsult	2018



## Kapittel 4

# Tolking av materialparametere og modellering

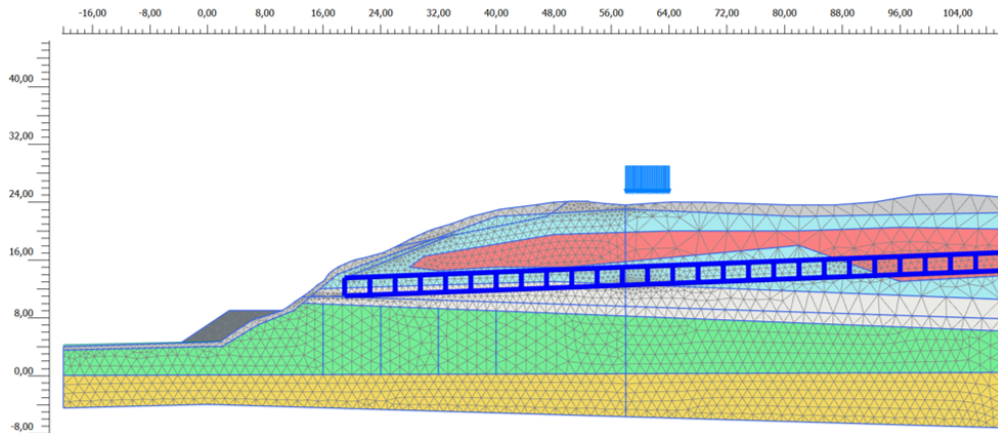
I følgende kapittel er lagdeling og materialparametere som er brukt for stabilitetsberegningene i PLAXIS 2D presentert. Det er kun regnet stabilitet i snittet der VA-ledningen skal presses ut gjennom skråningen. Dette tilsvarer "Profil C" i Multiconsult sine tegninger og er vist i Tillegg A.2 (Multiconsult, 2019a). Det er tidligere utført mye grunnundersøkelser i det aktuelle området og lagdeling og jordparametere er tolket av Multiconsult (2019a). Det er tatt utgangspunkt i denne tolkningen for beregningene.

### 4.1 PLAXIS

Alle beregninger er utført i PLAXIS 2D. Fordelen med å bruke elementmetode til å regne på skråningsstabilitet er at den finner den mest kritiske glideflaten selv om den ikke er sirkulær. Med en lagdeling som i den aktuelle skråningen er det veldig sannsynlig at lagdelingen påvirker den kritiske glideflata slik at den ikke er sirkulær. Det er også mulig å tildele ulike lag i modellen økende styrke og stivhet, noe som er en realistisk egenskap for jordmaterialer.

Modellen er definert med x-koordinater mellom -20 og 110 og y-koordinater mellom -8 og 30. Det er importert terrengoverflate til modellen fra CAD-fil fra Multiconsult. Y-aksen angir kotehøyde, mens x-aksen har definert bunn av skråningen på  $x = 2,2$ . Dette er på grunn av den importerte terrengoverflaten som startet på  $x = 0$ .

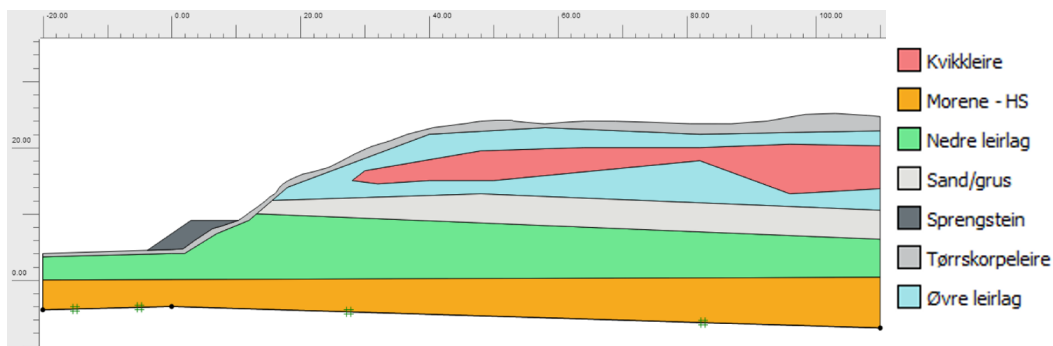
Det er benyttet triangulære elementer med 15 knutepunkt og generert et elementnett som “veldig fint”. For å få små nok elementer i den delen av skråningen som er interessant å se på, er modellen delt i to med en vertikal linje og det er valgt “mesh refinement” i noen områder. Generert elementnett er vist i Figur 4.1.



Figur 4.1: Generert elementnett med 5079 elementer og 41208 knutepunkt

## 4.2 Lagdeling

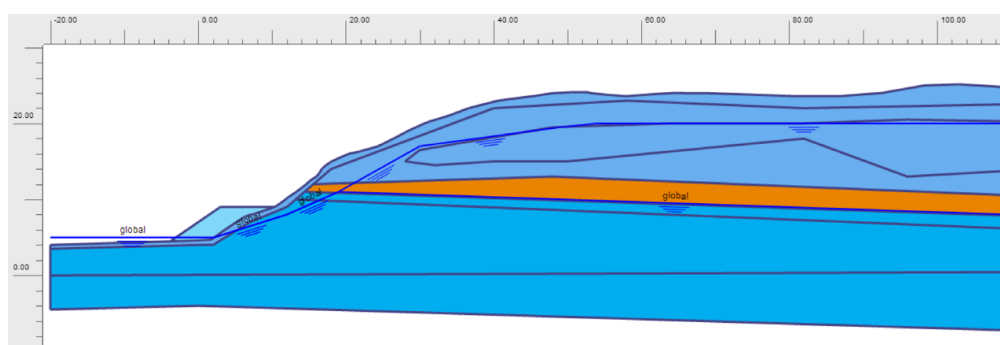
Lagdelingen er basert på utførte grunnundersøkelser og Multiconsult sin tolkning av lagdelingen (Multiconsult, 2018b). Disse er presentert i Tillegg A.2. Lagdelingen i modellen i PLAXIS er presentert i Figur 4.2. Øverst er det tørrskorpeleire over øvre leirlag som har en kvikkleirelomme. Deretter er et drenerende sand/gruslag over nedre leirlag og morene. De ulike lagene er tegnet opp ved hjelp av “soil polygons”. Etersom fjelloverflaten ikke er horisontal er det brukt “fixed line displacement” for å modellere fjell.



Figur 4.2: Modellert lagdeling i PLAXIS

### 4.3 Grunnvannstand

Grunnvannstand i skråningen er modellert etter poretrykksmålinger som beskrevet i Kapittel 3. Det er lagt særlig vekt på poretrykksmålere i borpunkt 4, 15, 16 og GE109. Grunnvannstand i toppen av skråningen er satt til å være ca. 4 m under terreng, ved kote +20,0. Laget av sand/grus virker drenerende, noe som har skapt en hengende grunnvannstand i det øverste leirlaget og kvikkleira. I PLAXIS er dette modellert med en øvre grunnvannstand som gjelder de tre øverste lagene, og en nedre grunnvannstand for de tre nederste lagene, som vist i Figur 4.3. Figuren viser at lagene med mørkere blåfarge har definert en nedre grunnvannstand, mens lagene med lysere blåfarge har definert en øvre grunnvannstand.



Figur 4.3: Modellert grunnvannstand i PLAXIS

Drenert analyse i PLAXIS gikk til brudd i initialfasen og derfor ble grunnvannstanden endret slik at skråningen er stabil. Grunnvannstanden i toppen av skråningen og nede ved elva reflekterer de målte poretrykksmålingene, men senkes litt i selve skråningen. Grunnvannstanden i de nederste lagene senkes til å følge det drenerende sand/gruslaget. En sone på ca. 2 m etableres nederst i det øvre leirlaget, slik at poretrykket interpoleres mellom laget leir- og sandlaget. Da oppstår en gradvis senking av poretrykket, som er realistisk da leirlaget dreneres nedover. Denne sonen er vist som oransje sone i Figur 4.3. De endelige verdiene som er brukt for å definere de to grunnvannstandene er presentert i Tabell 4.1.

Tabell 4.1: Grunnvannsstand definert i PLAXIS

x-koordinat	Gv nivå (kote)
-20	+5,0
2,2	+5,0
12	+8,0
19	+11,0
30	+17,0
49	+19,5
54	+20,0
110	+20,0

(a) Øvre grunnvannstand

x-koordinat	Gv nivå (kote)
-20	+5,0
2,2	+5,0
12	+8,0
19	+11,0
110	+8,0

(b) Nedre grunnvannstand

## 4.4 Tolking av materialparametere

Skråningsstabiliteten er i denne oppgaven vurdert for både drenert langtidstilstand og udrenert korttidstilstand. Det må derfor bestemmes materialparametere for begge tilfellene. For drenert langtidstilstand brukes jordmodellen Mohr Coulomb (MC) til å beskrive jordartenes oppførsel. For korttidstilstand antas det at tørrskorpeleira og sand/gruslaget dreneres raskt slik at de fortsatt beskrives som drenert. Leirlagene vil derimot oppføre seg udrenert og oppførselen deres modelleres ved bruk av jordmodellen NGI-ADP. Morenelaget er modellert med jordmodellen Hardening Soil (HS).

For bestemmelse av parametere er det lagt vekt på de boringene som ligger i nærheten av "Profil C". Disse inkluderer boring 2, 3, MC2-100, MC2-101, MC2-102, GE106. Alle inputparametere for materialer i PLAXIS er vist i Tillegg E.

### 4.4.1 Drenerte materialparametere

Tørrskorpeleire, leirlagene og sandlaget er modellert med drenert MC som jordmodell, mens morenelaget er modellert med drenert HS. Jordmodellen MC har følgende inputverdier: Tyngdetetthet,  $\gamma$ , Stivhet,  $E'$ , Poissonstall,  $\nu$ , Kohesjon,  $c'$ , Friksjonsvinkel,  $\phi$ , Dilatansvinkel,  $\psi$ .

Styrke av de drenerte jordmaterialene beskrives av kohesjon, friksjonsvinkel og dilatansvinkel. Disse er basert på jordparametere tolket av Multiconsult (2019a) fra utførte felt- og laboratorieundersøkelser, samt erfaringsverdier fra Håndbok V220 (Statens Vegvesen, 2014a). Kohesjonen i modellen er økt noe i

forhold til Multiconsult sine parametere for å få nok styrke til at dagens skråning er stabil. Valgte materialparametere er presentert i Tabell 4.2.

Dilatansvinkel settes ofte til å være  $\psi = \phi - 30^\circ$  (Nordal, 2018). Dilatansvinkel er i de fleste tilfeller et par grader for dilatante materialer. Kontraktante materialer vil i teorien derfor få en negativ dilatansvinkel. For å unngå problemer i forhold til de numeriske beregningene settes dilatansvinkel lik 0 for tørrskorpeleira, øvre leirlag og kvikkleira. For nedre leirlag og sand/grus bestemmes dilatansvinkel etter ligningen over.

Tabell 4.2: Materialparametere for drenerte materialer

Materiale	Tyngdetetthet	Friksjonsvinkel	Dilatansvinkel	Attraksjon	Kohesjon
	$\gamma$	$\phi$	$\psi$	$a$	$c$
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]
Tørrskorpeleire	19	30	0	10	5,77
Øvre leirlag	21	28	0	6	3,19
Kvikkleire	21	28	0	6	3,19
Nedre leirlag	21	31	1	6	3,61
Sand/grus	18	35	5	0	0,00
Morene	18	35	0	0	7,00

Stivheten er i MC materialer beskrevet av elastisitetsmodulen,  $E'$ , og tverrkontaksjonstallet,  $\nu$ . For de drenerte materialene i skråningen er stivheten valgt på bakgrunn av utførte ødometerforsøk, samt erfaringsparametere. Ettersom det i denne oppgaven er fokus på bruddtilstanden vil ikke den valgte stivheten gi mye forskjell. Det er lagt vekt på at stivheten er i de ulike materialene er i samme størrelsesorden. Tørrskorpeleira er en uttørket variant av leira under, og det er derfor naturlig å anta at denne er litt stivere. Tverrkontraksjonstallet,  $\nu$  er valgt til å være 0,3 for alle materialer. Det er for leirlagene antatt en økning av stivheten med dybden. Den defineres med  $E'_{inc}$  som gjelder fra en referansekote  $y_{ref}$ . Stivheten vil da være konstant lik  $E'$  over referansedybden  $y_{ref}$ , for å deretter øke med dybden med  $E'_{inc}$ . Valgte stivhetsparametere er presentert i Tabell 4.3.

Morenelaget er modellert med jodmodellen HS, der stivheten er beskrevet av  $E_{50}^{ref} = 6500$  kPa og  $E_{ur}^{ref} = 20000$  kPa. Disse beskriver stivheten ved en referansespenning på 100 kPa (Nordal, 2018). I modellen vil stivheten avhenge av overdekningen etter hvor stor spenningen er i jorda. Da får man større stivhet under toppen av skråningen som avtar når man beveger seg horisontalt mot elva.

Tabell 4.3: Stivhetsparametre for MC materialer

<b>Materiale</b>	<b>Poissontall, <math>\nu</math></b> [-]	<b>Elastisitetsmodul, <math>E'</math></b> [kPa]	$E'_{inc}$ [kPa]	$y_{ref}$
Tørreskorpeleire	0,30	10000	0	-
Øvre leirlag	0,30	5000	250	24
Kvikkleire	0,30	5000	250	24
Nedre leirlag	0,30	6000	350	24
Sand/grus	0,30	30000	0	-

### Motfylling i sprengstein

For å tilfredsstille sikkerheten mot skred i skråningen, skal det etableres en motfylling i elva. Motfyllingen legges i sprengstein med materialparametere som vist i Tabell 4.4. Disse er erfaringsparametere fra Håndbok V220 (Statens Vegvesen, 2014a).

Tabell 4.4: Materialparametere for motfylling i MC materiale

<b>Materiale</b>	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$	$\psi$	$c$ [kPa]	$\nu$ [-]	$E'$ [kPa]
Sprengstein	19	42	0	0,00	0,30	30000

### KS-stabilisering

Det KS-stabiliserte området er modellert med drenert Mohr Coulomb som jordmodell. Styrken i KS-stabiliseringen er satt til å være rundt 200 kPa. Dette kommer av en gjennomsnittlig  $s_u$  i leira på 50 kPa og i KS-pelene på rundt 300 kPa. Disse verdiene er hentet fra mottatte resultater fra treaksialtester. Det er antatt at volumet av det stabiliserte området består av 50% jord og 50% KS-peler. Dette gir derfor en gjennomsnittlig  $s_u = 0,50 * 50 + 0,50 * 300 = 175$  kPa. Det KS-stabiliserte området modelleres med jordmodellen MC med samme friksjonsvinkel og tyngdetetthet som det originale jordvolumet, der stivheten og fastheten har økt betraktelig. Fastheten vil på drenert basis bli uttrykkrykket ved hjelp av kohesjonen.

Tabell 4.5: Materialparametere for KS-stabilisering med MC materiale

<b>Materiale</b>	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$	$\psi$	$c$ [kPa]	$\nu$ [-]	$E'$ [kPa]
Sprengstein	21	28	0	200	0,30	20000

#### 4.4.2 Udrenerte materialparametere

For udrenert korttidstilstand blir leirlagene beskrevet av jordmodellen NGI-ADP, undrained (C). Det er antatt at tørrskorpa, sandlaget og morenelaget vil dreneres relativt raskt, og disse vil fortsatt være modellert med de drenerte parameterene beskrevet tidligere. Jordmodellen NGI-ADP har følgende inputparametere:  $G_{ur}/s_u^A$ ,  $\gamma_f^C$ ,  $\gamma_f^E$ ,  $\gamma_f^D$ ,  $s_{u,ref}^A$ ,  $s_{u,inc}^A$ ,  $s_u^P/s_u^A$ ,  $s_u^D/s_u^A$ . Udrenerte parametere er basert på 10204943-RIG-BerNot-001b (Multiconsult, 2018a).

For leirer er drenert og udrenert stivhet veldig forskjellig. Udrenert stivhet kan være mye høyere enn drenert stivhet, noen ganger opp til 10 ganger så stiv (Nordal, 2018). I teorien er forholdet mellom  $E'$  og  $E_u$  gitt ved poissontallet  $\nu$  og  $\nu_u$ . Den udrenerte stivheten for leirlagene,  $E_u$ , er tolket fra treksforsøk, der  $G_{50}$  er brukt til å estimere  $E_u$ .

Styrke av de udrenerte jordmaterialene beskrives av udrenert aktiv skjærstyrke,  $s_u^A$ , samt ADP parametere som bestemmer forholdet mellom aktiv, passiv og direkte styrke. Udrenert skjærstyrke,  $s_u^A$ , er tolket ved hjelp av treksialforsøk og CPTU. For CPTU er det brukt tre metoder for å tolke  $s_u^A$ : basert på registrert poretrykk, spissmotstand og SHANSEP analyse. Disse metodene er beskrevet i 2.3.1. Multiconsult har utført disse metodene etter empirisk variasjon i poretrykksparmeteren,  $B_q$ . Dette er en metode som presentert av Karlsrud et al. (1997). Følgende verdier er brukt i tolkningene.

Udrenert skjærstyrke basert på registrert spissmotstand:

$$N_{kt} = 1,8 + 7,25 * B_q$$

Udrenert skjærstyrke basert på registrert poretrykk:

$$N_{du} = 18,7 - 12,5 * B_q$$

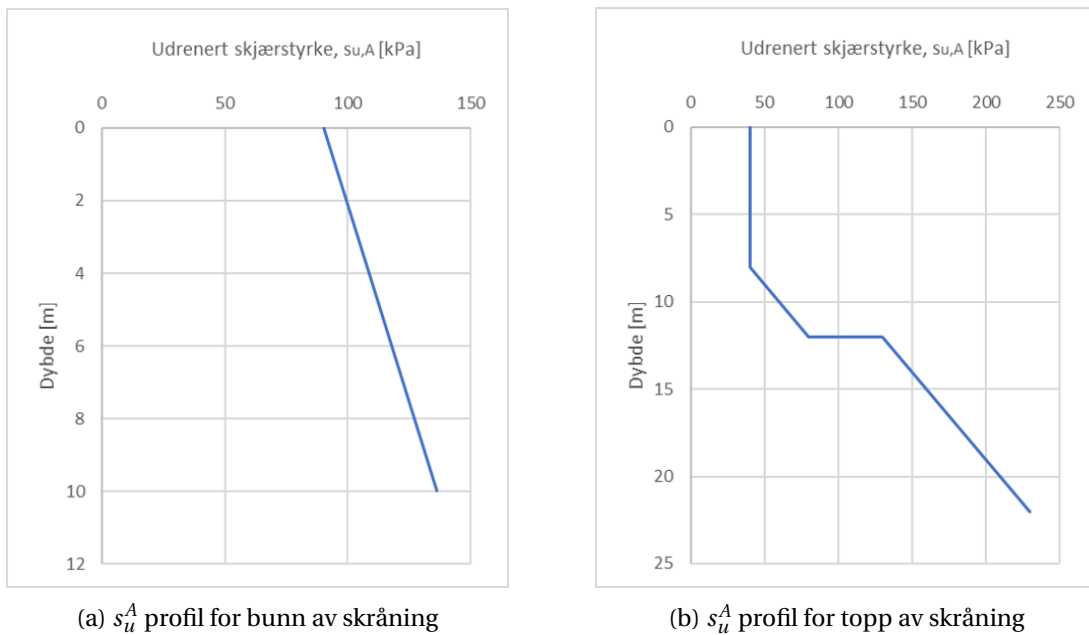
SHANSEP-teorien er benyttet for å få et annet estimat for den aktive udrenerte skjærstyrken ut i fra OCR, som vist i ligning 4.1. OCR er funnet fra CPTU og ødometertester.

$$\frac{s_u}{\sigma'_{v0}} = \alpha * OCR^m \quad (4.1)$$

I beregningene er det valgt å benytte verdiene  $\alpha = 0,25-0,30$  og  $m = 0,85$ .

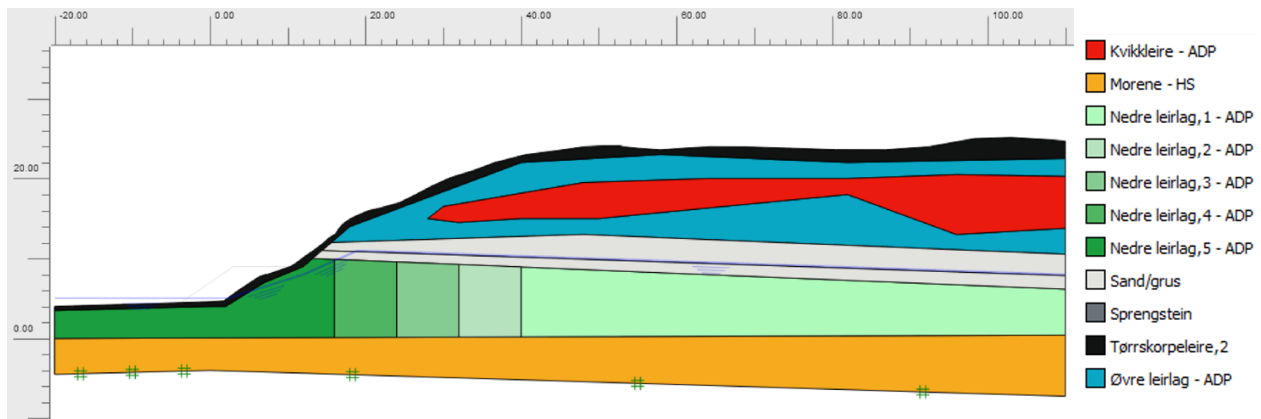
Tolket styrkeprofil er dermed bestemt ved å gjøre en vurdering basert på all innlagt data. Det er lagt vekt på tolket styrkeprofil fra borhull GE142 og GE144 for å lage et samlet styrkeprofil for topp av skråningen

og fra borhull GE106 for bunn av skråningen. Tolkningene i disse borhullene er presentert i Tillegg C, og tolkning av styrkeprofil i topp og bunn av skråningen er vist i Figur 4.4.



Figur 4.4: Tolket udrenert skjærstyrkeprofil,  $s_u^A$  plottet mot dybde under terreng.

For å modellere ulik styrke i samme jordlag er nedre leirlag delt inn i 5 seksjoner i PLAXIS, som vist i Figur 4.5. Dette gjør at man mellom topp skråning og bunn skråning får en gradvis økning av skjærstyrken horisontalt. Verdiene brukt i PLAXIS for de ulike seksjonene er oppsummert i Tabell 4.6. Verdiene i “Nedre leirlag, 1” tilsvarer skjærprofilen i Figur 4.4a, mens verdiene i “Nedre leirlag, 5” tilsvarer skjærprofilen i Figur 4.4b. I henhold til NVEs veileder 7/2014 er den aktive udrenerte skjærstyrken i kvikkleira redusert med 15% og er i PLAXIS satt til å være 32 kPa.



Figur 4.5: Udrenert modell med soner for styrkeøkning i PLAXIS



Tabell 4.6: Modellert udrenert skjærstyrke for NGI-ADP materialer brukt i PLAXIS

Materiale	$s_u^A$ [kPa]	$s_{u,inc}^A$ [kPa]	$\gamma_{ref}$
Øvre leirlag	32	10	16
Kvikkleire	40	10	16
Nedre leirlag, 1	130	5	12
Nedre leirlag, 2	120	4,9	12
Nedre leirlag, 3	110	4,8	12
Nedre leirlag, 4	100	4,7	12
Nedre leirlag, 5	90	4,6	12

ADP parametere korreleres mot plastisitetsindeksen, og utførte grunnundersøkelser viser at den ligger i området mindre enn 10. Det er ikke utført passive treaksialforsøk og anisotropiforholdet er derfor basert på erfaringstall (NIFS, 2014). Følgende verdier er benyttet i tråd med anbefalinger for lavplastiske leirer:

$$s_u^D / s_u^A = 0,63$$

$$s_u^P / s_u^A = 0,35$$

## 4.5 Laster

For dagens situasjon ligger Tempevegen lokalisert på toppen av skråningen. Denne lasten vil påvirke stabiliteten negativt ettersom den øker skjærspenningene i skråningen. Trafikkklaster skal ifølge Håndbok V220 (Statens Vegvesen, 2014a) betraktes som en variabel jevnt fordelt last på 10 kPa over hele vegbredden. Variable laster har en partialfaktor  $\gamma_Q$  på 1,3 (Standard Norge, 2008) og den dimensjonerene trafikklasten blir dermed 13 kPa. Det er antatt en vegbredde på 6 m.

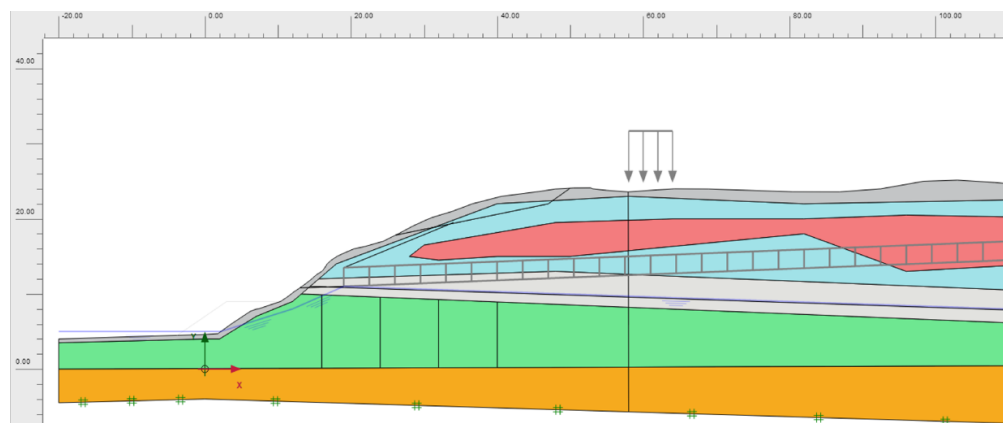
## 4.6 Faser i modelleringen

I følgende underkapittel er de ulike fasene gjennom prosjektet presentert. Det er presisert hvilke tiltak som skal gjøres og hvordan disse er modellert i PLAXIS. Modelleringen i PLAXIS blir forklart ved en figur som viser hvordan tiltaket er modellert og en forklarende tekst. Alle fasene utenom initialfasen er modellert med plastisk beregningsmetode, en metode som er velegnet for både drenert og udrenert analyse. For hver fase er både drenert og udrenert analyse vurdert. Drenerte analyse bruker

effektivspenningsparametere for å beskrive oppførselen av jordlagene, mens udrenert analyse er en kombinert analyse der totalspenningsparametere er benyttet for leirmaterialene, mens effektivspenningsparametere fortsatt brukes for friksjonsmaterialene. For hver fase er det utført en sikkerhetsanalyse for å finne sikkerheten mot brudd. Resultatene av sikkerhetsanalysene er presentert i Kapittel 5.

### 4.6.1 Initialfase

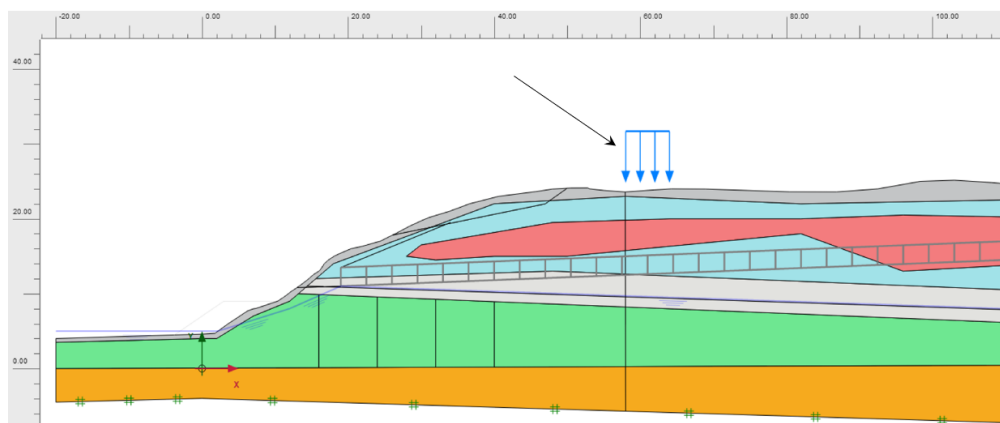
I initialfasen er lagdelingen lagt inn og alle materialene er definert ved drenert MC som jordmodell. “soil polygons” og “line displacement” aktiveres. Fordi lagdelingen ikke er horisontal er det brukt “gravity loading” som beregningstype. Da finner PLAXIS retningene på hovedspenningene i skråningen og regner ut spenningene ved hjelp av poissontallet  $\nu$ . Det er benyttet standard iterasjonsparametere i initialfasen med maksimalt 60 iterasjoner.



Figur 4.6: Modelling av initialfasen

### 4.6.2 Dagens skråning

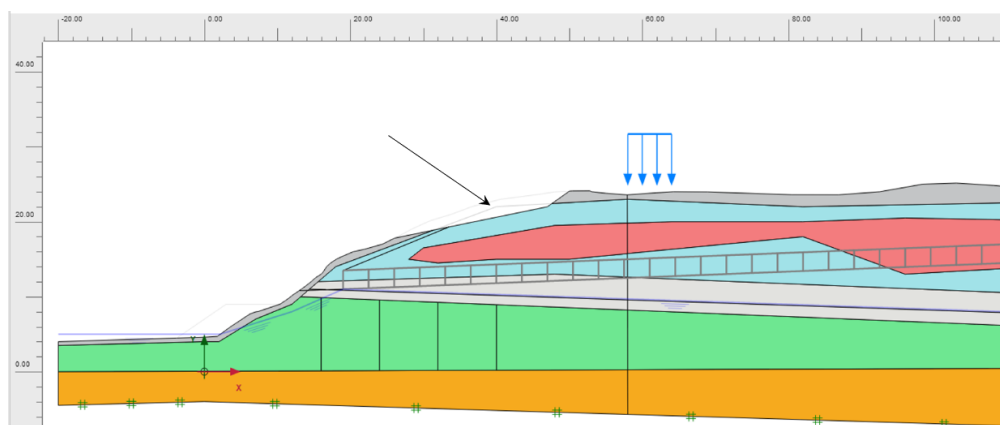
I fasen for dagens skråning blir trafikklaster fra Tempevegen på 13 kPa påført. Dette gjøres ved å aktivere lasten i modellen som vist med pil i Figur 4.7. Forskyvningene fra initialfasen nullstilles, slik at man ikke ser på setninger som har oppstått tidligere. For udrenert analyse byttes jordmodellen til leirlagene til udrenert NGI-ADP med de materialparameterene som er beskrevet i 4.4.2.



Figur 4.7: Modellering av dagens skråning

### 4.6.3 Avlastning

Den naturlige skråningen har ikke høy nok sikkerhet og det må derfor avlastes av toppen av skråningen før motfylling kan etableres. Det skal avlastes ned 2 m for deretter å etablere skråningen med helning 1:5 mot Nidelva. På denne måten kan gravemaskin kunne forflytte masser nedover skråningen og etablere en motfylling i bunn. I modellen er dette gjort ved å deaktivere jordvolumet som blir gravd bort. Dette er markert med pil i Figur 4.8.

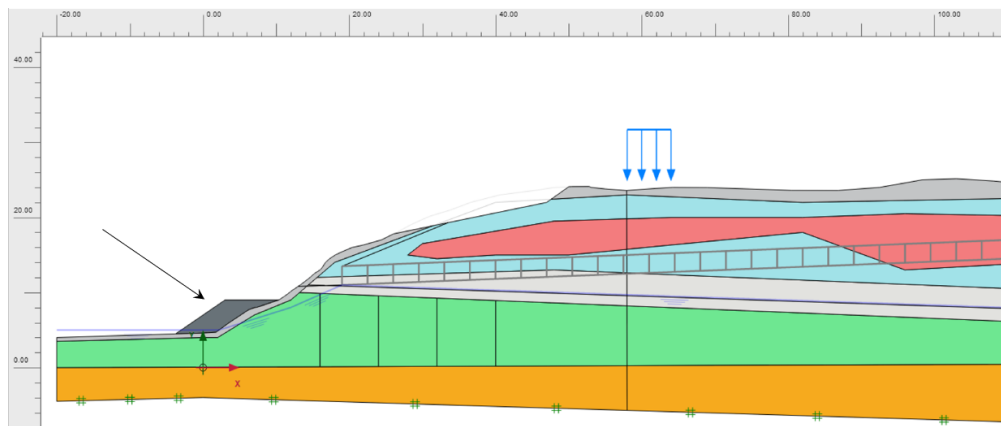


Figur 4.8: Modellering av avlastning

### 4.6.4 Motfylling

For å tilfredsstille sikkerheten mot skred i skråningen, skal det etableres en motfylling i elva. Motfyllingen starter på kote + 9,0 og strekker seg ca. 7 m horisontalt før den har en helning 1:1,5 ned til

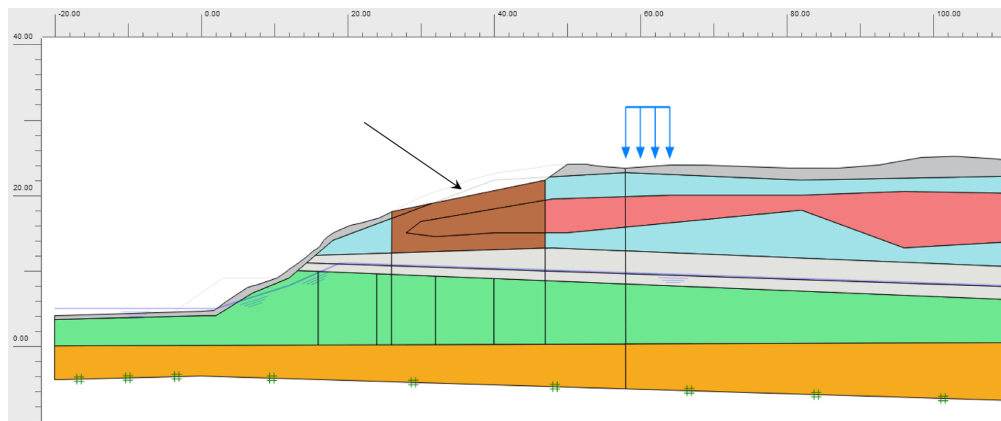
bunn av Nidelva. Motfyllingen er modellert ved å aktivere “soil polygon” med sprengstein som har materialparametere som presentert i 4.4.1. Fyllingen er vist i Figure 4.9.



Figur 4.9: Modellering av motfylling

#### 4.6.5 Alternativ: KS-stabilisering

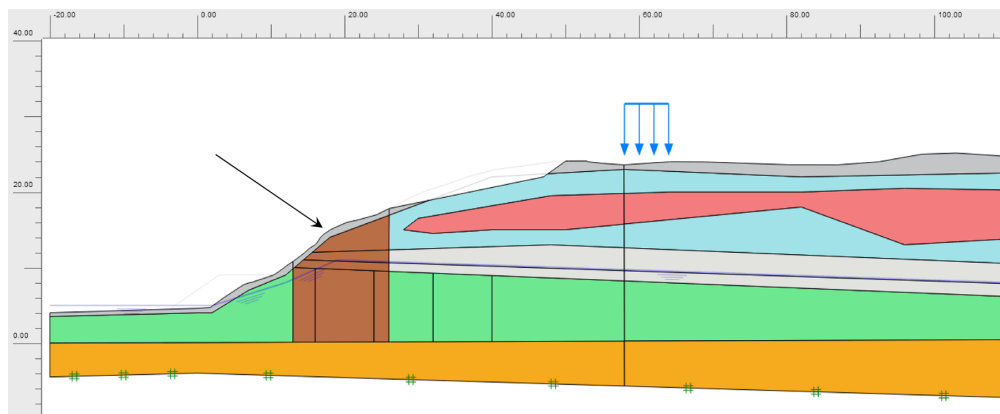
En alternativ måte å stabilisere skråningen på er å utføre en avlastning, for å deretter utføre grunnforsterkning ved hjelp av KS-stabilisering. Denne skal etableres for å oppnå nok sikkerhet på drenert basis. I denne oppgaven er det sett på to lokasjoner for KS-stabilisering, en på toppen av skråningen og en på bunn. Først er det vurdert et tilfelle med KS-stabilisering av området under



Figur 4.10: Modellering av KS-stabilisering i topp av skråningen

avlastningen som vist i Figur 4.10. Det er da antatt en dybde ned til det drenerende sandlaget. Området for KS-stabiliseringen er begrenset ved å tegne inn vertikale linjer i PLAXIS for. Dette området fikk deretter byttet jordmaterialet til “KS\_leire” med materialparametere som presentert tidligere i dette

kapittelet.

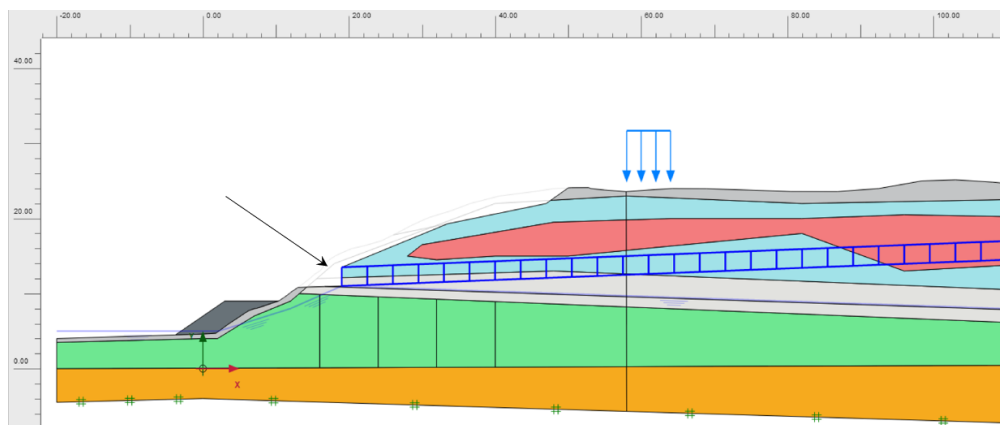


Figur 4.11: Modellering av KS-stabilisering i bunn av skråningen

Det neste tilfellet som er vurdert er en lokasjon på bunn av skråningen i området VA-røret skal frigraves som vist i Figur 4.11. I dette området er det kort ned til det drenerende sandlaget. Det er derfor antatt at en KS-stabilisering her vil ha en dybde som når helt ned til morenelaget. Dette er en dybde på 10 - 15 m.

#### 4.6.6 Frigraving av VA-rør

Lokaliseringen av røret er tolket fra mottatte tegninger fra Multiconsult, se Tillegg A.2. Røret er modellert med bunn rør på kote +14,5 ved  $x = 110$  m til bunn rør på kote +11,0 ved  $x = 19$  m. VA-røret har en ytre diameter på 2,5 m. Utgraving for frigravingen av røret skal utføres ca. 4,0 m inn i terrenget med en helning på 1:2,5 i overkant rør. Utgravingen er forutsatt til å strekke seg ca. 5 m horisontalt. Tilbakefylling rundt røret skal utføres rett etter at rørpressingen er ferdigstilt.



Figur 4.12: Modellering av rørpressing og frigraving

#### KAPITTEL 4. TOLKING AV MATERIALPARAMETERE OG MODELLERING

I denne oppgaven er det interessant å se hvordan frigravingen av røret påvirker stabiliteten i skråningen. Det er ikke fokusert på effektene av selve rørpressingen. Det er antatt at rørets vekt er lik vekten av det utgravde jordvolumet, slik at man ser bort i fra setninger på grunn av rørpressingen. Røret er modellert med vektløse “plates” med stor stivhet over og under, og beholde jordvolumet inni røret. Da oppnår man stivheten av røret, uten å endre andre parametere slik at det kun er selve frigravingen som er fokuset. Det er lagt inn plater på begge endene av røret, samt hver 3,5 m innvendig av røret. Modelleringen er gjort ved å aktivere “plates” som representerer selve røret, som vist i blått i Figur 4.12. Deretter deaktiveres jordvolumet som representerer utgravingen.

## Kapittel 5

# Resultater

I følgende kapittel er resultatene av de ulike sikkerhetsfasene presentert. Det er i PLAXIS utført en sikkerhetsanalyse for hvert inngrep for å se hvordan inngrepet påvirker stabiliteten til skråningen. En sikkerhetsanalyse utføres i PLAXIS ved å utføre en  $c\phi$ -reduksjon der skjærstyrken reduseres gradvis i jordmaterialene helt til det oppstår brudd. En kritisk glideflate vil da oppstå på bakgrunn av de mobiliserte skjærtøyningene i skråningen.

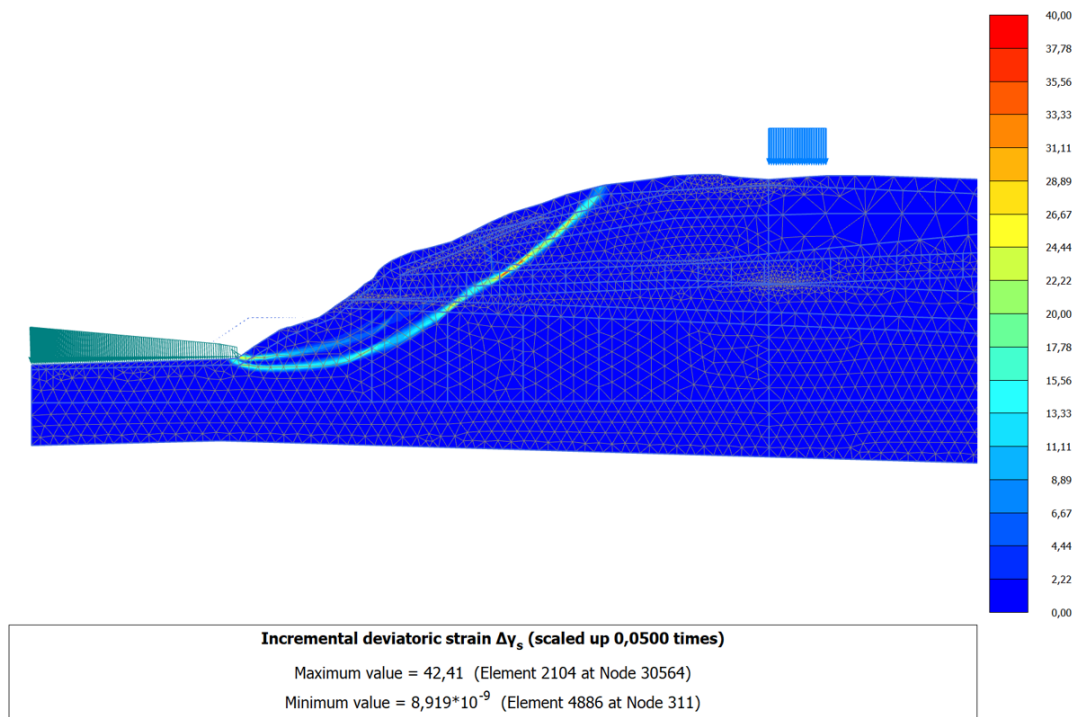
Resultatene er presentert slik at for hver fase presenteres først den drenerte analysen, deretter den udrenerte. For hvert resultat er det vist den kritiske glideflaten og resulterende sikkerhetsfaktor. Den kritiske glideflaten er presentert i en figur som viser inkrementell deviatorisk tøyning. Beregnet sikkerhetsfaktor vil bli presentert i en graf som viser utviklingen av sikkerhetsfaktoren,  $\Sigma MSF$ , mot totale deformasjoner  $|u|$  i et valgt knutepunkt. Formen på bruddflaten vil bli kommentert og sammenlignet med de tidligere fasene. Diskusjon av resultater blir presentert senere i Kapittel 6.

### 5.1 Dagens skråning

I fasen for dagens skråning blir ytre laster påført. Dette er trafikklaster fra Tempevegen på 13 kPa. Beregningsmetoden er satt til plastisk, som er velegnet for både drenert og udrenert analyse. Forskyvningene fra initialfasen nullstilles, slik at man ikke ser på setninger som har oppstått tidligere.

### 5.1.1 Dagens skråning, drenert analyse

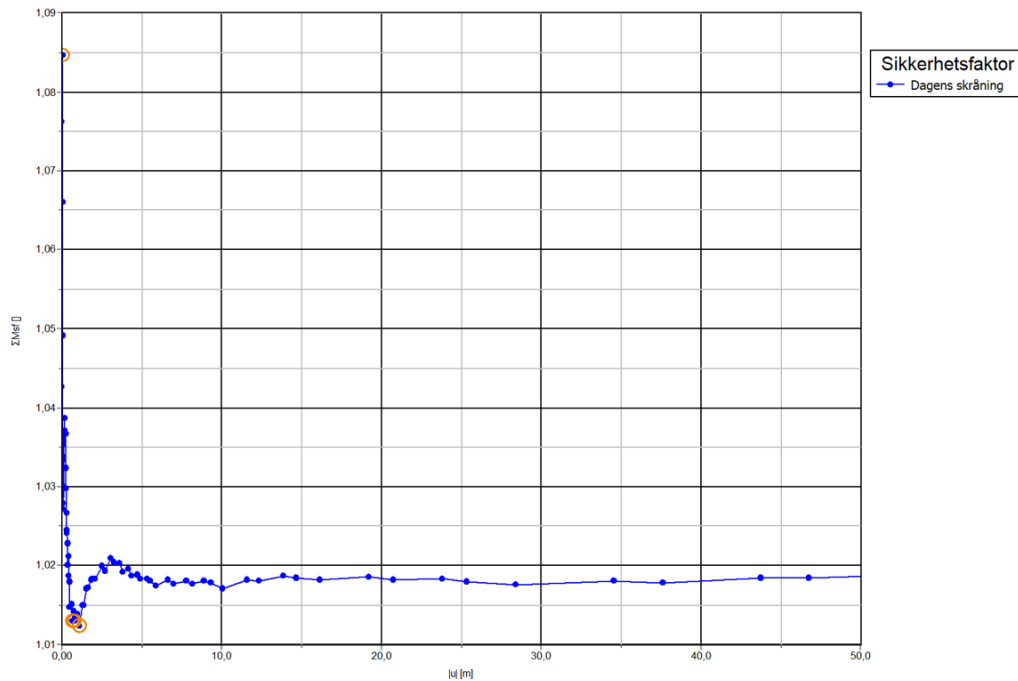
Dagens skråning er antatt å være en drenert tilstand ettersom skråning har stått med de aktuelle lastene lenge slik at et eventuelt poreovertrykk er drenert ut. Siden skråningen er stabil for dagens tilfelle må den drenerte sikkerhetsfaktoren være over 1.



Figur 5.1: Bruddmekanisme for dagens skråning med drenert analyse

Kritisk glideflate for drenert analyse er vist i Figur 5.1. Det er en relativt grunn glideflate som ender opp i skråningsfoten. På grunn av lagdelingen oppstår en det en nær sirkulær, sammensatt glideflate.





Figur 5.2: Utvikling av sikkerhetsfaktor for dagens skråning med drenert analyse

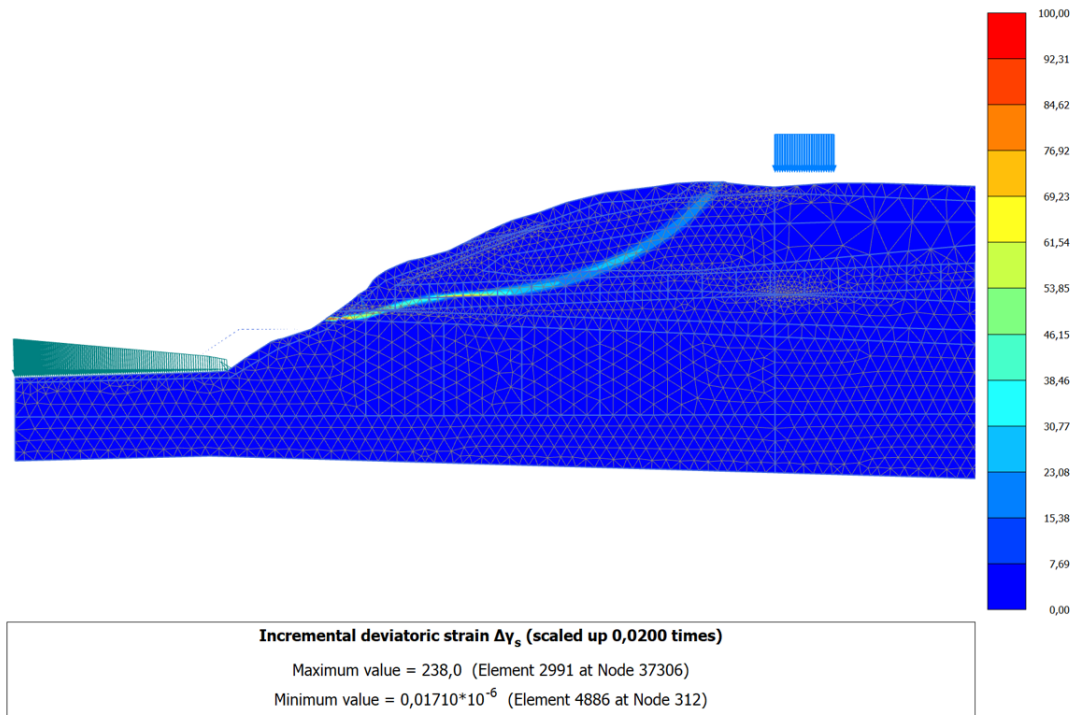
Med en tolerert feil satt til 0,02 og 200 laststeg oppnås en velutviklet konvergens av sikkerhetsfaktoren. Den kritiske glideflaten oppnår dermed følgende sikkerhetsfaktor:

**Sikkerhetsfaktor  $F = 1,020$**

Sikkerhetsfaktoren  $F < 1,4$  og dagens skråning tilfredsstiller derfor ikke kravene til sikkerhet mot brudd. Som presentert i Kapittel 2.7 må derfor kravet om prosentvis forbedring tilfredsstilles. Med en beregnet sikkerhetsfaktor på 1,02 stilles det derfor et minimumskrav til en forbedring i sikkerheten på ca. 10%. Dette tilsvarer en sikkerhetsfaktor på minimum  $F = 1,12$ .

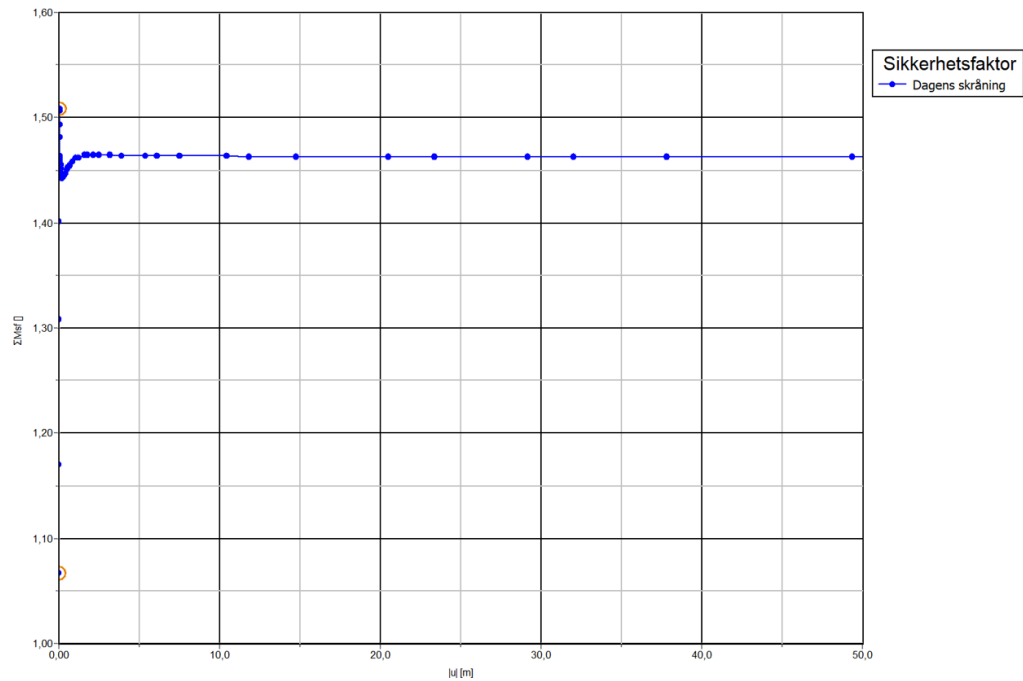
### 5.1.2 Dagens skråning, udrenert analyse

For udrenert analyse er leirmaterialene med NGI-ADP materialmodell aktivert i modellen med materialparametere som beskrevet i 4.4.2. I udrenert analyse oppstår det lokale brudd i overflaten, og tørrskorpeleira har derfor fått en dobbel kohesjon i disse beregningene for å se bort i fra dette.



Figur 5.3: Bruddmekanisme for dagens skråning med udrenert analyse

Kritisk glideflate for udrenert analyse er vist i Figur 5.3. Den er en relativt grunn, sammensatt glideflate. Hele glideflaten er i det øverste leirlaget før den ender i bunn av det drenerende sand/grus-laget.



Figur 5.4: Utvikling av sikkerhetsfaktor for dagens skråning med udrenert analyse

Den kritiske glideflaten oppnår følgende sikkerhetsfaktor:

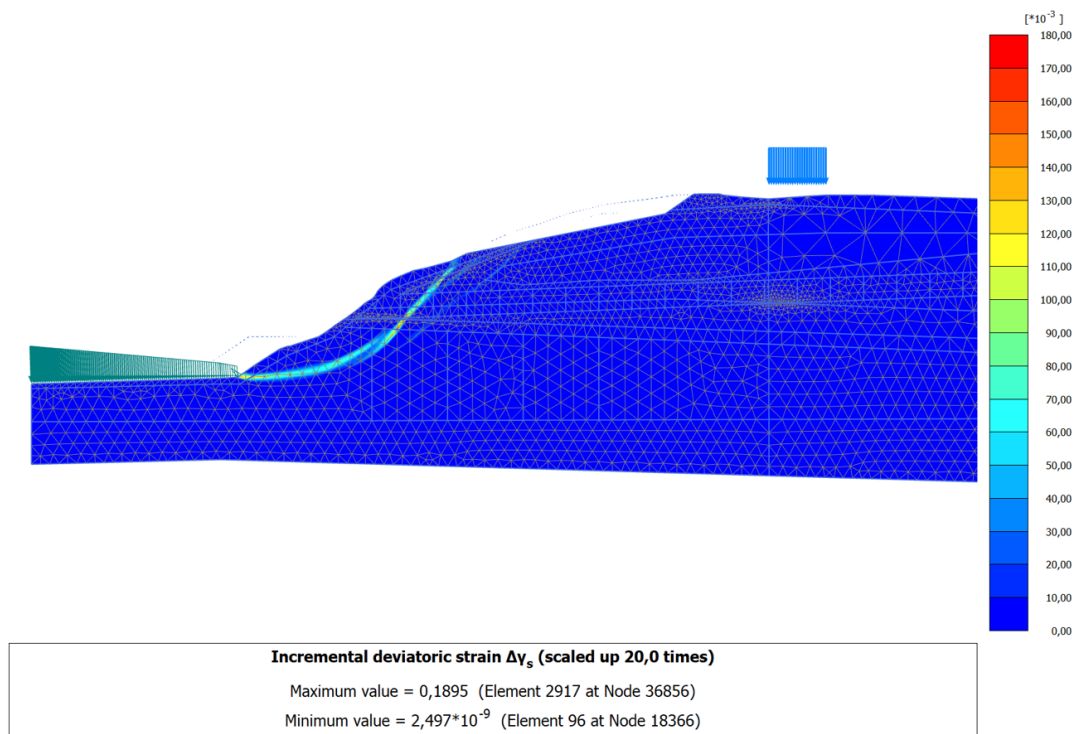
$$\text{Sikkerhetsfaktor } F = 1,464$$

Som vist i Figur 5.4 oppnår den kritiske glideflaten en tydelig konvergens av sikkerhetsfaktoren  $F$ . Med en sikkerhetsfaktor  $F > 1,4$  oppfyller udrenert analyse kravene til sikkerhet mot brudd i skråningen.

## 5.2 Avlastning

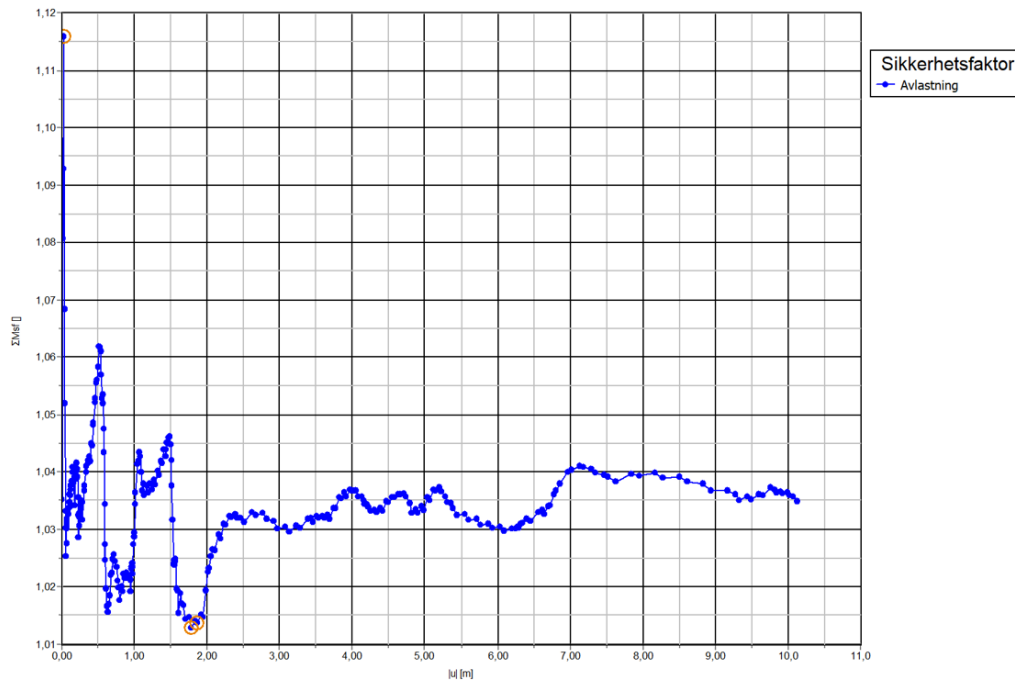
Den naturlige skråningen har ikke høy nok sikkerhet og det må derfor avlastes tilstrekkelig av toppen av skråningen før motfylling kan etableres. Det skal avlastes ned 2 m for deretter å etablere skråningen med helning 1:5 mot Nidelva.

### 5.2.1 Avlastning, drenert analyse



Figur 5.5: Bruddmekanisme for skråning med avlastning med drenert analyse

Kritisk glideflate for drenert analyse er vist i Figur 5.5. Den starter nederst i den planerte skråningen og kommer ut i skråningsfoten. Glideflaten kan betraktes som en nær sirkulær glideflate.



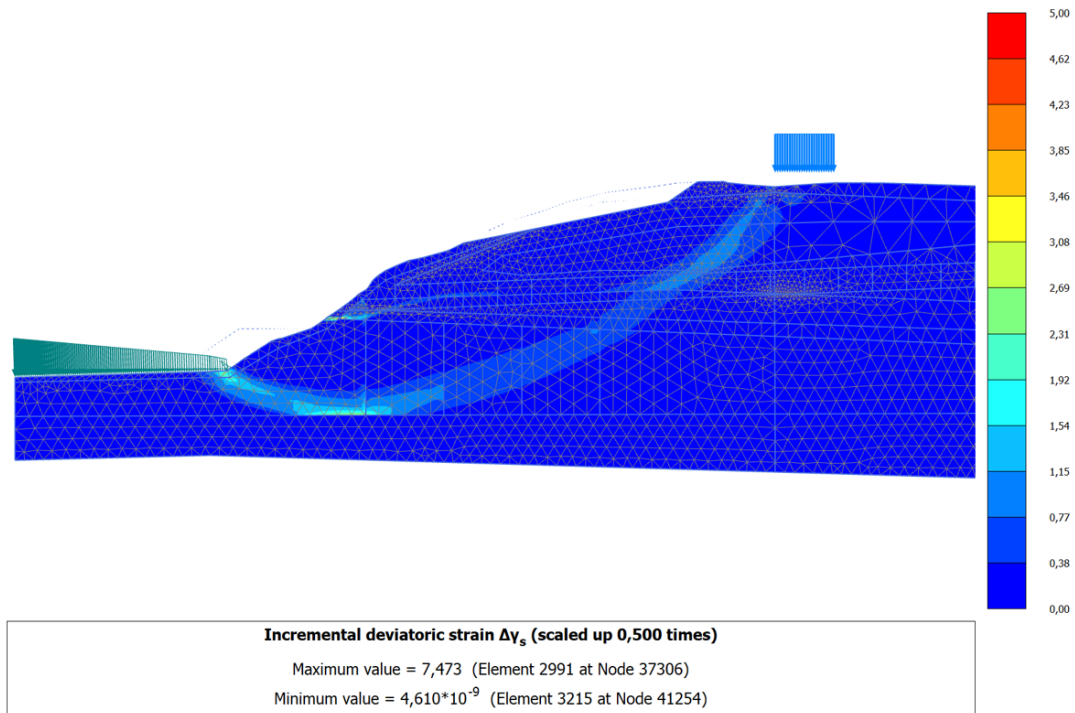
Figur 5.6: Utvikling av sikkerhetsfaktor for skråning med avlastning med drenert analyse

Den kritiske glideflaten oppnår følgende sikkerhetsfaktor:

**Sikkerhetsfaktor  $F = 1,035$**

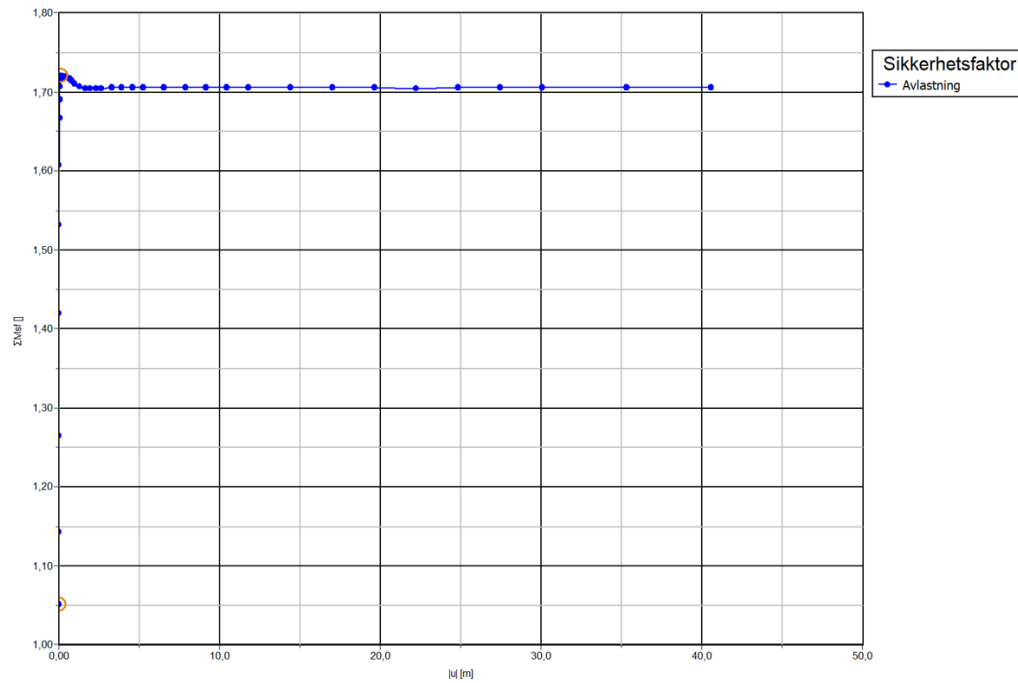
Fra Figur 5.6 ser man at utviklingen av sikkerhetsfaktoren ikke er like tydelig som de to tidligere analysene. Dette er muligens på grunn av at PLAXIS prøver ulike glideflater før den finner den kritiske. Det er tydelig at skråningen har gått til brudd ettersom deformasjonen er opp mot 10 m. Sikkerhetsfaktoren her ligger tydelig mellom 1,30 og 1,40, men har ikke en klar konvergens.

### 5.2.2 Avlastning, udrenert analyse



Figur 5.7: Bruddmekanisme for skråning med avlastning med udrenert analyse

Kritisk glideflate for udrenert analyse er vist i Figur 5.7. Den er en dyp, nær sirkulær glideflate. Den starter i front av lasten fra Tempevegen og går ned til bunn av nedre leirlag før den ender i skråningsfoten. Det er også en antydning til den samme, grunne glideflaten som var kritisk for dagens skråning, men denne er ikke like fremtredende som den dype.



Figur 5.8: Utvikling av sikkerhetsfaktor for skråning med avlastning med udrenert analyse

Den kritiske glideflaten oppnår følgende sikkerhetsfaktor:

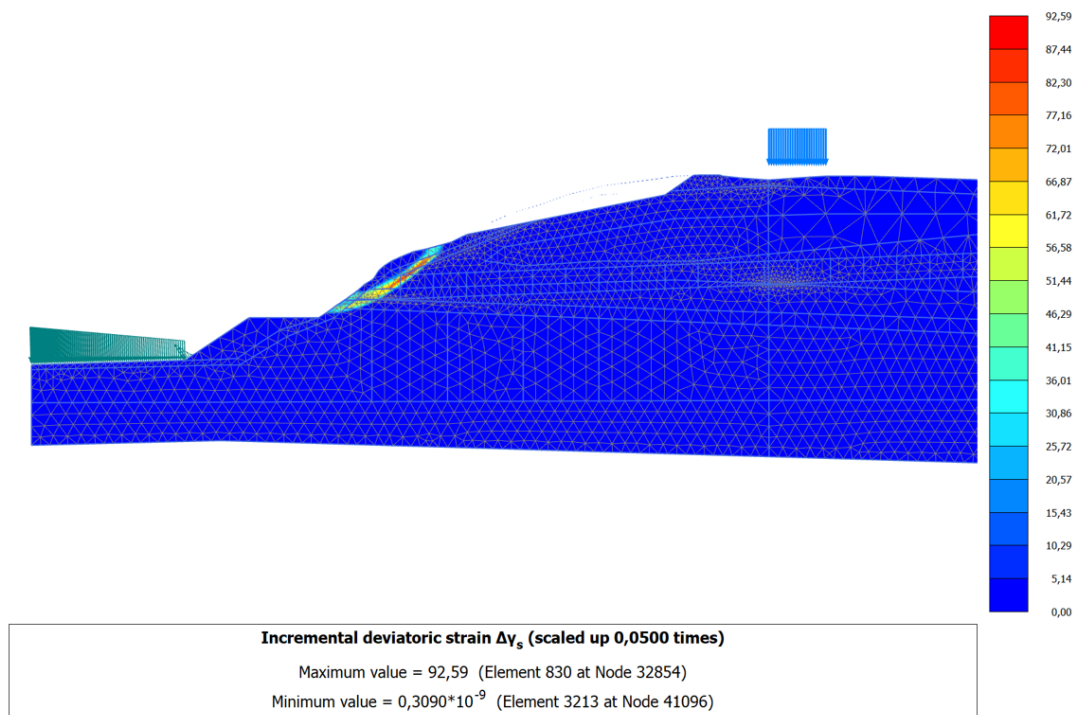
**Sikkerhetsfaktor  $F = 1,705$**

Som vist i Figur 5.8 konvergerer verdien av sikkerhetsfaktoren veldig fint. Avlastning av skråningen har stor betydning for den udrenerte analysen og sikkerhetsfaktoren har økt betraktelig.

### 5.3 Motfylling

For å tilfredsstille krav om sikkerhet mot skred i skråningen, skal det etableres en motfylling i elva. Motfyllingen starter på kote + 9,0 og strekker seg ca. 7 m horisontalt før den har en helning 1:1,5 ned til bunn av Nidelva.

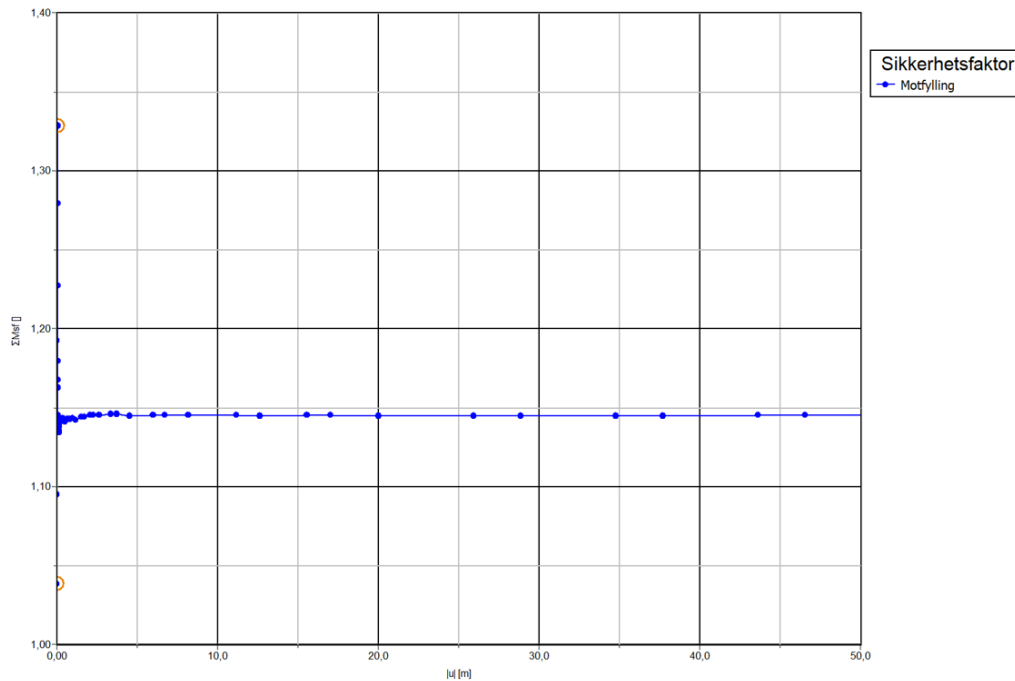
#### 5.3.1 Motfylling, drenert analyse



Figur 5.9: Bruddmekanisme for skråning med motfylling med drenert analyse

Kritisk glideflate for drenert analyse er vist i Figur 5.9. Glidenflaten er relativt grunn og går kun gjennom tørrskorpa og øverste del av øvre leirlag.





Figur 5.10: Utvikling av sikkerhetsfaktor for skråning med motfylling med drenert analyse

Den kritiske glideflaten oppnår følgende sikkerhetsfaktor:

$$\text{Sikkerhetsfaktor } F = 1,147$$

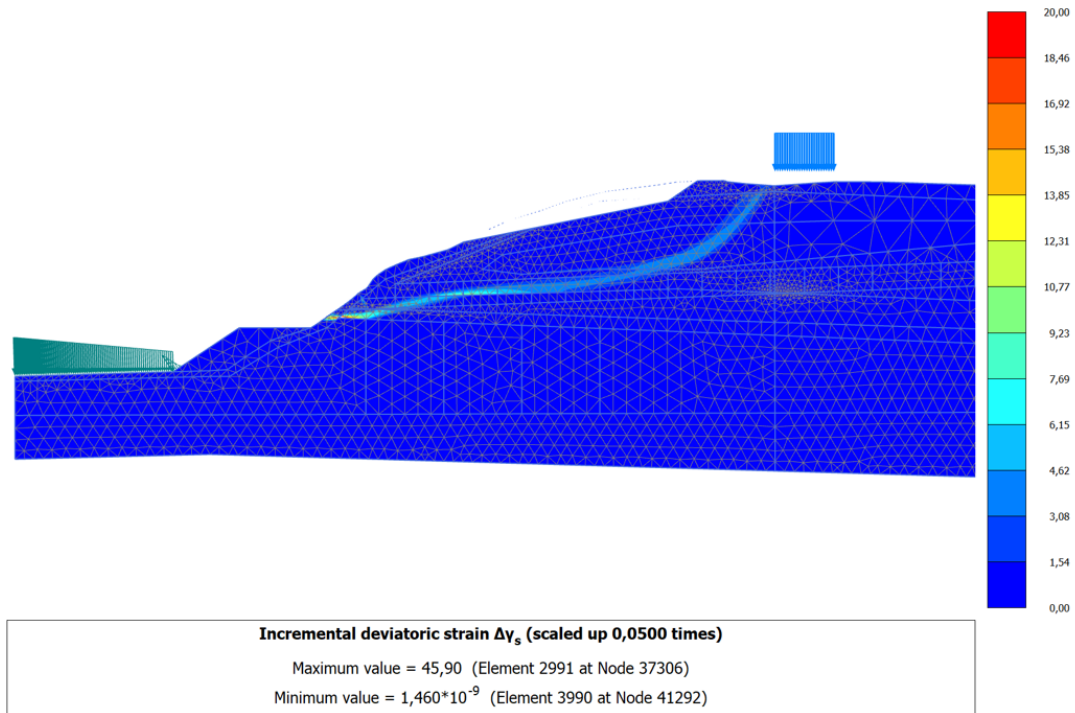
Som vist i Figur 5.8 konvergerer verdien av sikkerhetsfaktoren veldig fint. Etter topografiske tiltak som avlastning og motfylling vil skråningen på drenert basis ha oppnådd en sikkerhetsfaktor  $F = 1,15$ .

Sammenlignet med dagens skråning gir dette en total forbedring på  $\frac{1,15}{1,02} = 1,127$ .

En forbedring på 12,7% tilfredsstillende kravene til NVEs veileder 7/2014 og løsningen med avlastning og motfylling er tilstrekkelig.

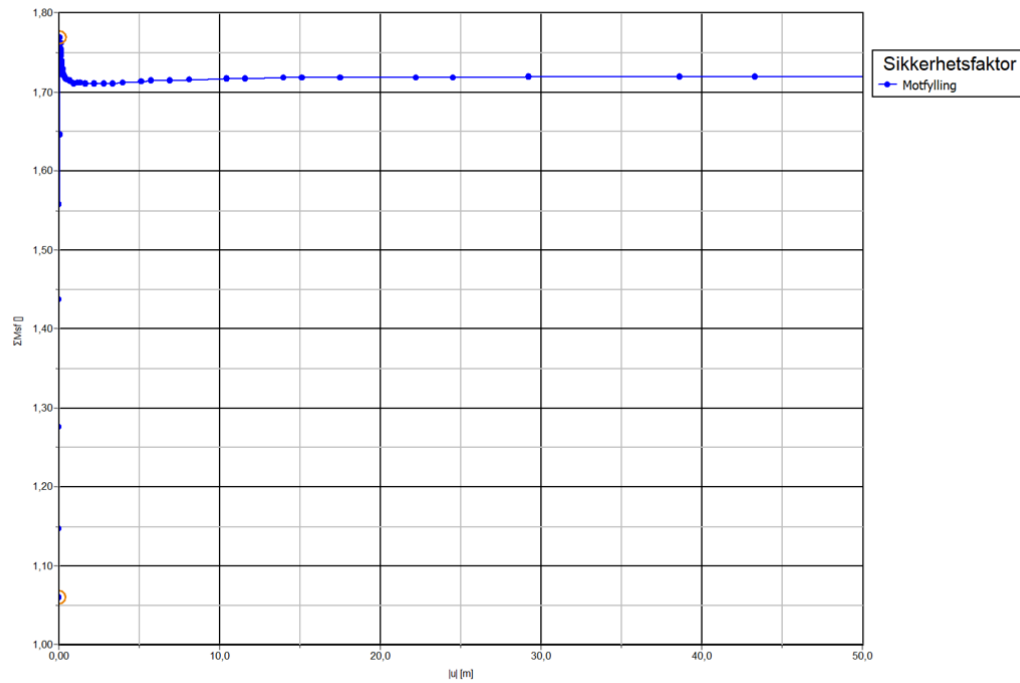
### 5.3.2 Motfylling, udrenert analyse

I udrenert analyse oppstår det brudd i motfyllingen med en sikkerhet på 1,3. Det er derfor lagt inn en kohesjon på 3 kPa for sprengsteinsmaterialet for å se bort i fra dette.



Figur 5.11: Bruddmekanisme for skråning med motfylling med udrenert analyse

Kritisk glideflate for udrenert analyse er vist i Figur 5.11. Den starter i front av lasten fra Tempevegen og ender i friksjonslaget, rett over toppen av motfyllingen. Dette er den samme glideflaten som var kritisk for dagens skråning.



Figur 5.12: Utvikling av sikkerhetsfaktor for skråning med motfylling med drenert analyse

Den kritiske glideflaten oppnår følgende sikkerhetsfaktor:

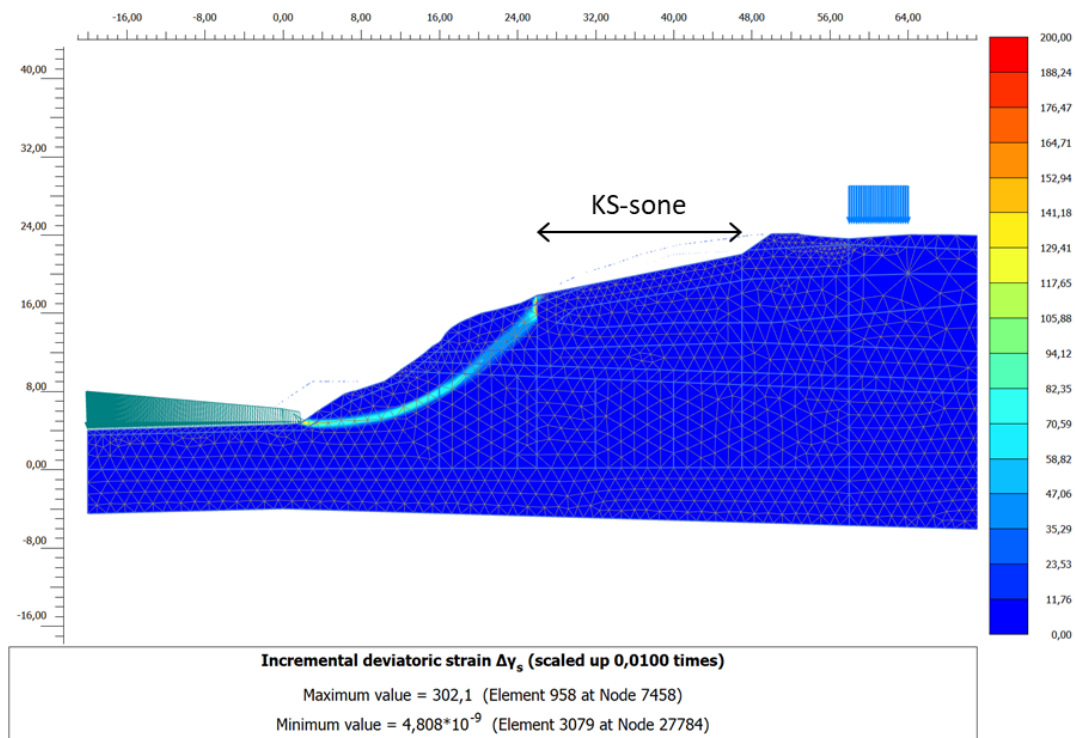
**Sikkerhetsfaktor  $F = 1,719$**

Med en sikkerhet på 1,705 er det god sikkerhet mot brudd i skråningen og alle krav fra Eurokoden og NVE er tilfredsstillt.

## 5.4 Alternativ: KS-stabilisering

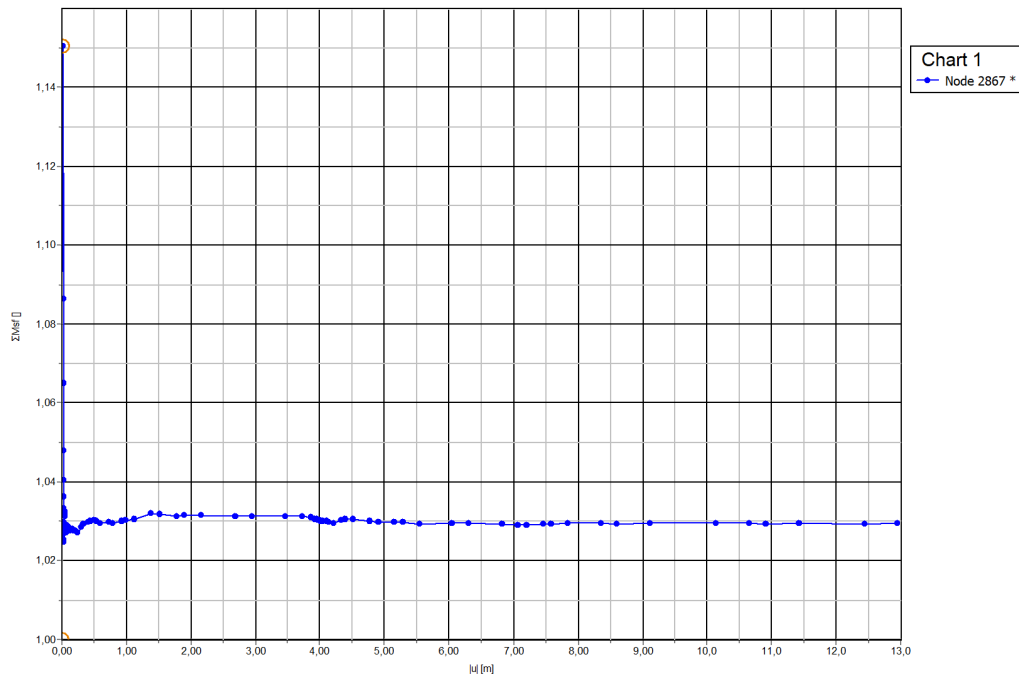
En alternativ måte å stabilisere skråningen på er å utføre en avlastning, for å deretter utføre grunnforsterkning ved hjelp av KS-stabilisering. KS-stabiliseringen i skråningen skal etableres for å oppnå nok sikkerhet på drenert basis, det er derfor kun utført drenert analyse.

### 5.4.1 KS-stabilisering i topp av skråningen



Figur 5.13: Bruddmekanisme for KS-stabilisering i topp av skråningen

Kritisk glideflate for drenert analyse er vist i Figur 5.13. Den starter der KS-stabiliseringen slutter og kommer ut i skråningsfoten. Glideflaten har så og si samme plassering som den kritiske glideflaten etter avlastningen.



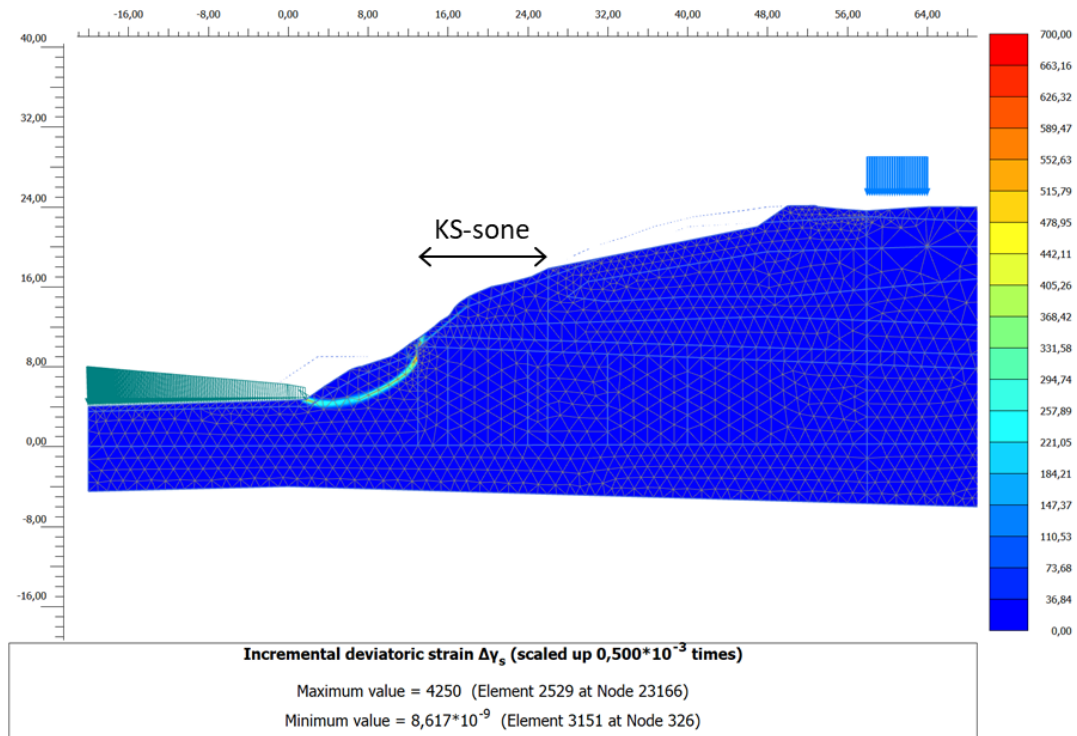
Figur 5.14: Utvikling av sikkerhetsfaktor for KS-stabilisering i topp av skråningen

Den kritiske glideflaten oppnår følgende sikkerhetsfaktor:

$$\text{Sikkerhetsfaktor } F = 1,030$$

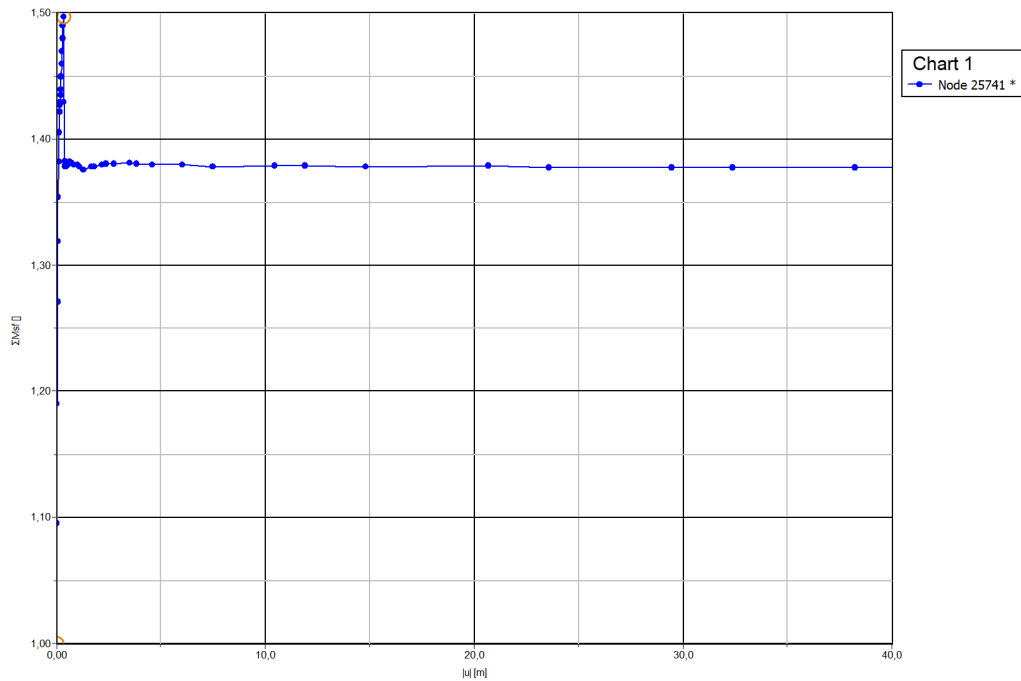
Den kritiske glideflaten oppnår her en sikkerhetsfaktor på  $F = 1,03$  for drenert analyse. Dette er ingen forbedring fra avlastningen, og denne plasseringen av KS-stabilisering er derfor ikke hensiktsmessig. Derfor er det utført beregninger med en alternativ plassering i bunn av skråningen, i området der VA-røret skal frigraves.

### 5.4.2 KS-stabilisering i bunn av skråningen



Figur 5.15: Bruddmekanisme for KS-stabilisering i bunn av skråningen

Kritisk glideflate for drenert analyse er vist i Figur 5.15. Den starter der KS-stabiliseringen slutter og kommer ut i skråningsfoten. Ved å plassere KS-pelene lenger ned i skråningen vil dermed den kritiske glideflaten bli tvunget lenger ned.



Figur 5.16: Utvikling av sikkerhetsfaktor for KS-stabilisering i bunn av skråningen

Den kritiske glideflaten oppnår følgende sikkerhetsfaktor:

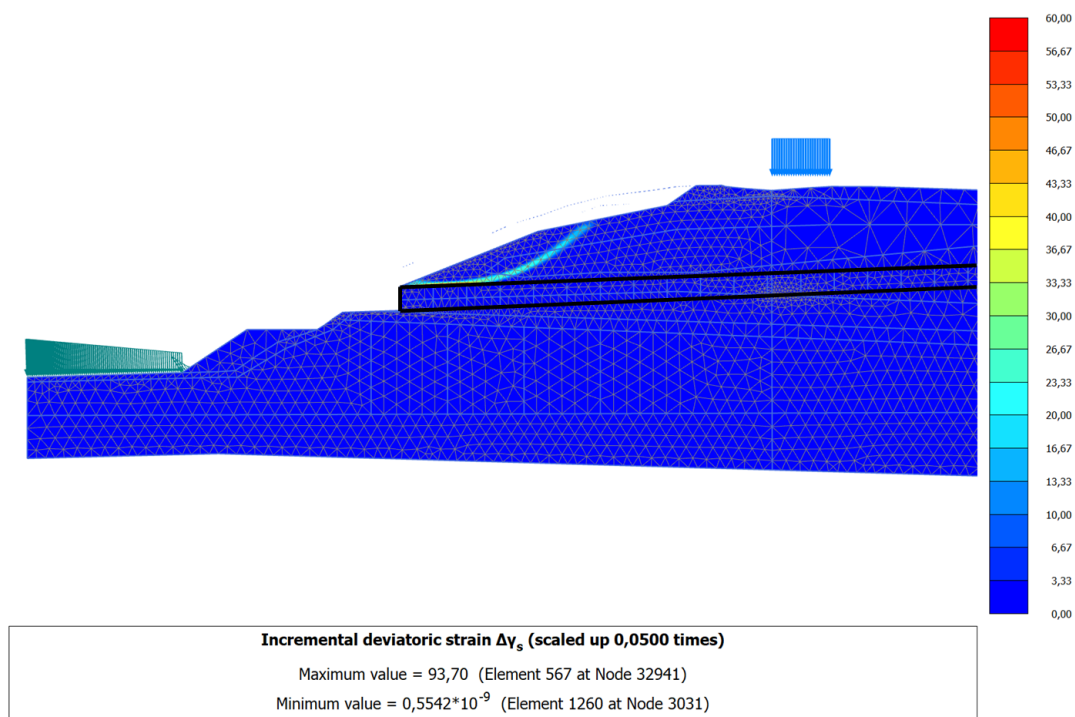
**Sikkerhetsfaktor  $F = 1,377$**

Den kritiske glideflaten oppnår her en sikkerhetsfaktor på  $F = 1,38$  for drenert analyse. Skråningen oppnår her en mye høyere sikkerhet mot brudd og er KS-sone i bunn av skråningen har en mye større effekt enn i toppen. Det er kun topografiske stabiliseringsstiltak som gjelder for bruk av prinsippet om prosentvis forbedring. KS-stabilisering, som er en grunnforsterkning må derfor oppfylle et krav om en sikkerhet mot brudd på  $F_{geq} 1,4$ .

## 5.5 Lokal stabilitet ved frigraving

Etter at rørpressingen er gjennomført og stoppet før den når skråningstuppen skal røret graves ut den siste delen for å unngå “blowout”. Utgravingen av VA-røret skal utføres ca. 4,0 m inn i terreng med en helning på 1:2,5 i overkant rør.

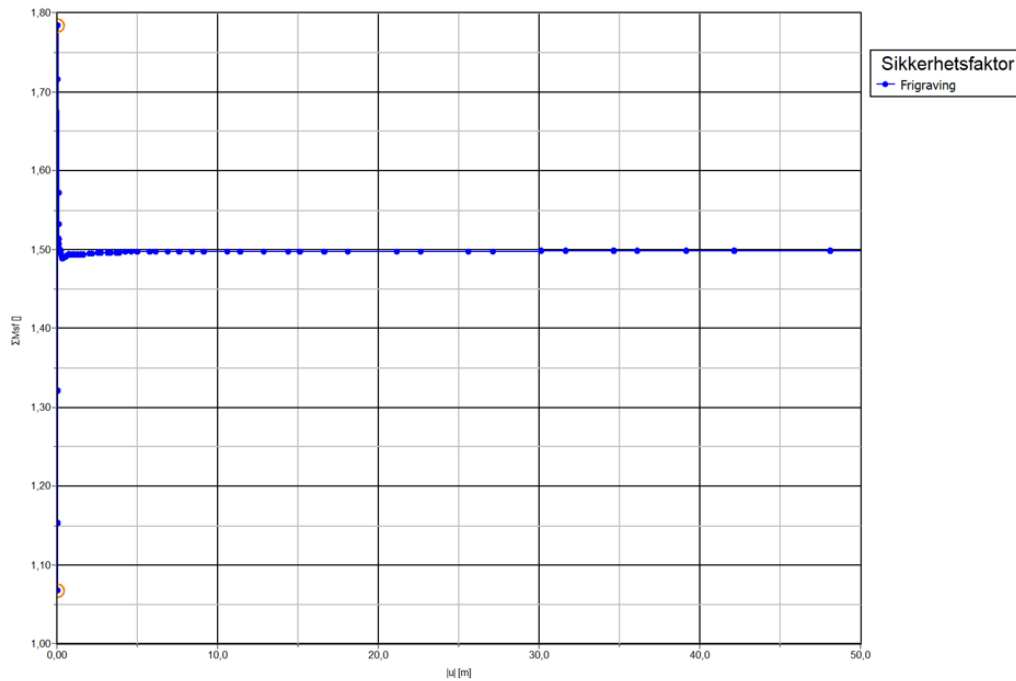
### 5.5.1 Frigraving, drenert analyse



Figur 5.17: Bruddmekanisme for frigraving av skråning med drenert analyse

Kritisk glideflate for drenert analyse er vist i Figur 5.17. Den kritiske glideflaten starter rett i overkant av røret, der den følger røret horisontalt et lite stykke. Siden dette er en 2D analyse er det sett på det snittet der røret går gjennom. Ettersom røret kun har en utstrekning på 2,5 m er det ikke realistisk at et brudd vil følge toppen av røret slik som i denne analysen. Glideflaten ved brudd ville mest sannsynlig gått dypere på sidene av røret, men fordi dette er en 2D analyse har den ikke muligheten til å gjøre dette.





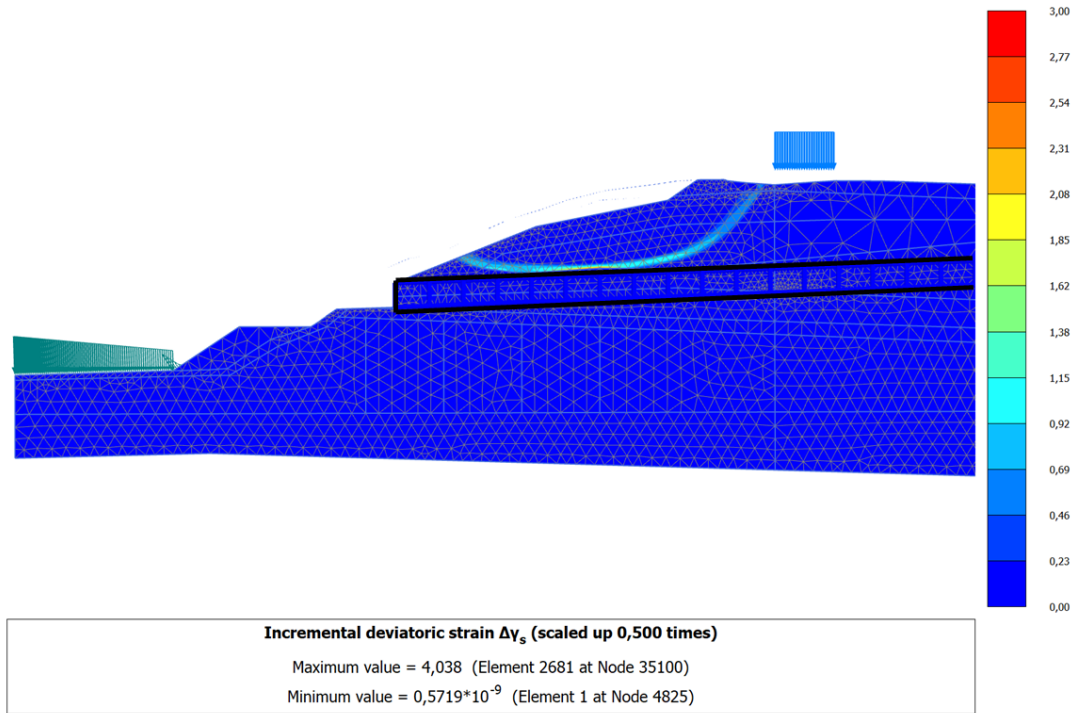
Figur 5.18: Utvikling av sikkerhetsfaktor for frigraving av skråning med drenert analyse

Den kritiske glideflaten oppnår følgende sikkerhetsfaktor:

**Sikkerhetsfaktor  $F = 1,50$**

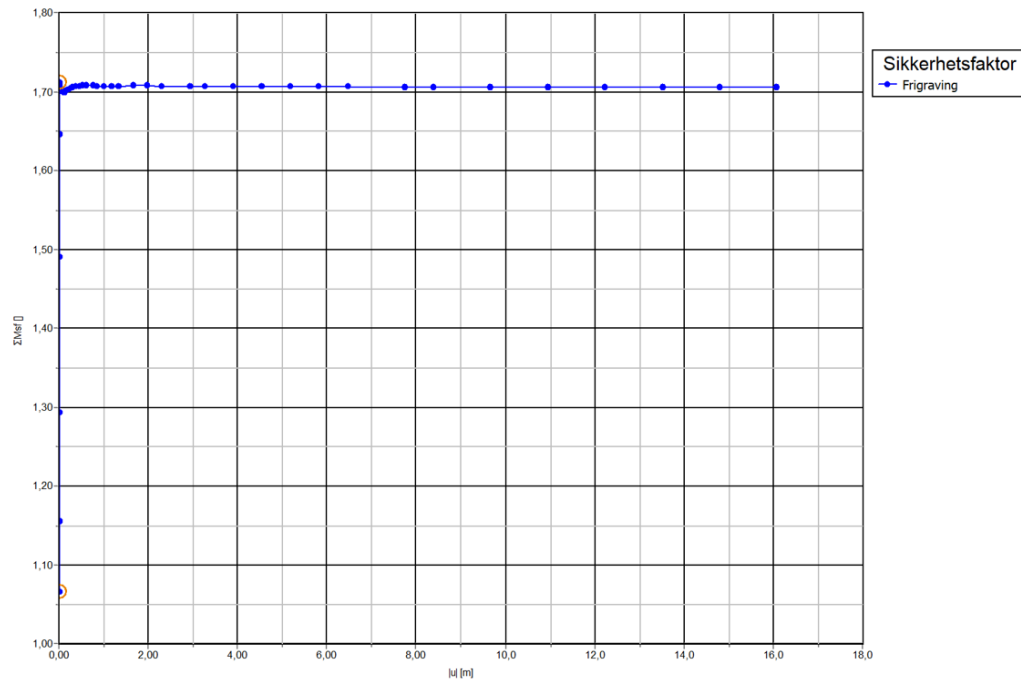
Den kritiske glideflaten oppnår her en sikkerhetsfaktor på  $F = 1,50$  for drenert analyse. Som beskrevet er det tenkelig at en kritisk glideflate for denne situasjonen vil være en glideflate som går på sidene av røret. Dette vil nok gi en lavere sikkerhetsfaktor enn dette tilfellet.

### 5.5.2 Frigraving, udrenert analyse



Figur 5.19: Bruddmekanisme for frigraving av skråning med udrenert analyse

Kritisk glideflate for udrenert analyse er vist i Figur 5.19. Den kritiske glideflaten er sammensatt glideflate. Den starter ved lasten i Tempevegen før den går dypt ned og følger røret. Her gjelder det samme som den forrige analysen med at glideflaten følger røret ettersom den ikke har muligheten til å gå gjennom. Dette ska



Figur 5.20: Utvikling av sikkerhetsfaktor frigraving av skråning med udrenert analyse

Den kritiske glideflaten oppnår følgende sikkerhetsfaktor:

**Sikkerhetsfaktor  $F = 1,710$**

Den kritiske glideflaten oppnår her en sikkerhetsfaktor på  $F = 1,71$  for udrenert analyse.

## 5.6 Oppsummering resultater

Resultatene av de utførte stabilitetsanalysene i PLAXIS er oppsummert i Tabell 5.1. For det valgte profilet er drenert analyse helt klart den mest kritiske. Etter de planlagte topografiske stabilitetstiltakene er gjennomført vil skråningen ha oppnådd en sikkerhet på 1,15. Dette er 13% forbedring fra dagens situasjon og er mer enn nok til å tilfredsstille regelverkets krav, som var en forbedring på 10%.

Tabell 5.1: Oppsummering av sikkerhetsfaktor for de ulike fasene

Fase	F, drenert analyse	F, udrenert analyse
Dagens skråning	1,020	1,464
Avlastning	1,035	1,705
Motfylling	1,147 (12,5% forbedring)	1,719
KS-stabilisering, topp skråning	1,03	-
KS-stabilisering, bunn skråning	1,38	-
Frigraving av VA-rør	1,500	1,710

## Kapittel 6

# Diskusjon

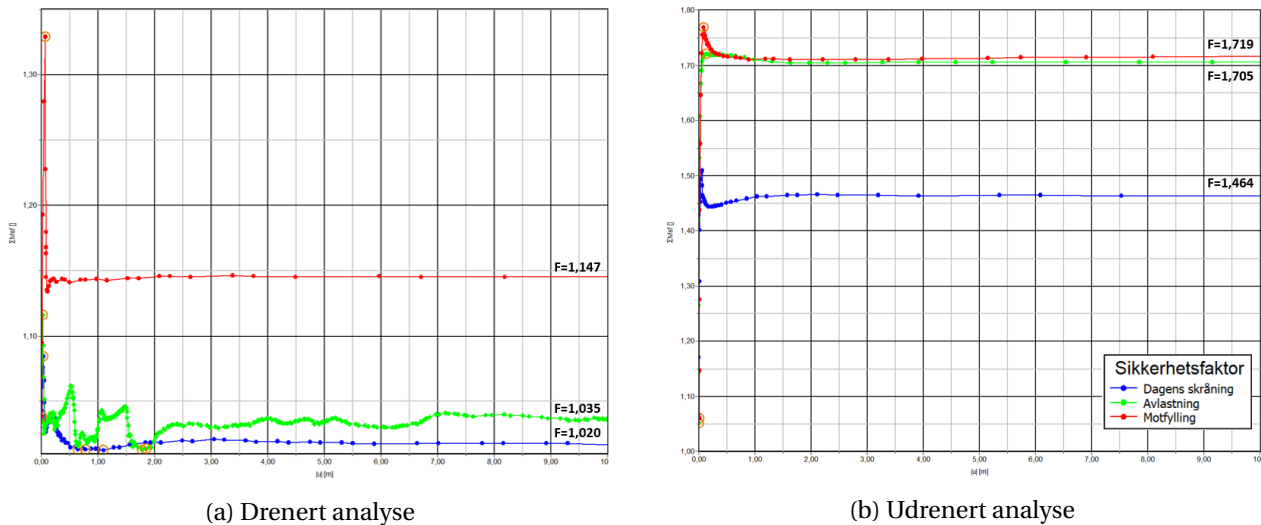
I følgende kapittel er først resultatene diskutert og sammenlignet. Deretter er ulike usikkerheter knyttet til tolking av grunnundersøkelser, materialmodell og materialparametere diskutert. Ettersom grunnforholdene ofte varierer mye lokalt er det store usikkerheter knyttet til tolking av grunnforhold og materialparametere.

### 6.1 Resultater

Resultatene fra beregningene i PLAXIS viser at den aktuelle skråningen på Sluppen er utfordrende med tanke på skråningsstabilitet. Beregningene viser at den drenerte langtidstilstanden til dagens skråning er mest kritisk og at sikkerhetsfaktoren er rett over 1. Skråningen er bratt og kraftig erodert, det er derfor naturlig at den har en veldig lav sikkerhet. Ettersom dagens skråning har stått med de aktuelle lastene over lang tid er det realistisk å anta at et eventuelt poreovertrykk har forsvunnet. Dagens skråning forklares derfor best av en drenert tilstand.

Sikkerhetsanalysen av dagens skråning gir en sikkerhetsfaktor på 1,02 ved drenert analyse. Dette tilfredsstillende ikke det alminnelige kravet i Eurokoden om  $F \geq 1,4$  og NVEs veileder 7/2014 stiller derfor krav om forbedring på ca. 10%. Det er mulig å bruke metoden om prosentvis forbedring fordi avlastning og motfylling er stabiliserende topografiske tiltak for å få skråningen stabil nok. Selve tiltaket i prosjektet er rørpressingen og tilhørende frigraving. Disse må derfor tilfredsstillende krav til Eurokoden, ettersom det utelukkende er stabiliserende tiltak som kommer under NVEs veileder 7/2014. Figur 6.1a viser hvordan

sikkerhetsfaktoren utviklet seg gjennom tiltakene. Avlastning har en liten forbedring, men det er tydelig at motfylling er den fasen som har størst innflytelse på den drenerte analysen. Etter avlastning av toppen og motfylling på bunn av skråningen viser beregningene at man oppnår en sikkerhetsfaktor på 1,15. Dette er en forbedring på 12% og kravet til sikkerhet mot brudd er dermed tilfredsstillt.



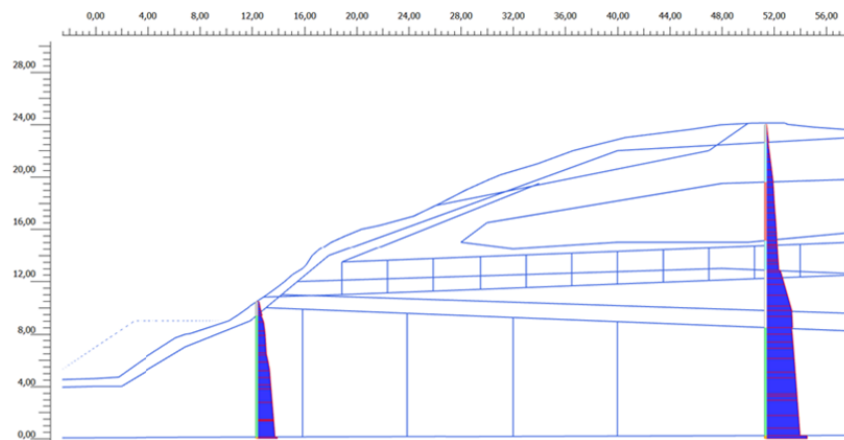
Figur 6.1: Utvikling av sikkerhetsfaktor for de ulike fasene

Dagens skråning oppnår en sikkerhetsfaktor på 1,46 ved udrenert analyse. Dette tilfredsstiller det alminnelige kravet i Eurokoden om en sikkerhet  $F \geq 1,4$ . Figur 6.1b viser hvordan sikkerhetsfaktoren utviklet seg gjennom tiltakene. I motsetning til den drenerte analysen er det her tydelig at avlastningen er den fasen som har størst innflytelse på analysen. Etter avlastning av toppen og motfylling på bunn av skråningen viser beregningene at man oppnår en sikkerhetsfaktor på 1,72. Dette er en forbedring på 17%.

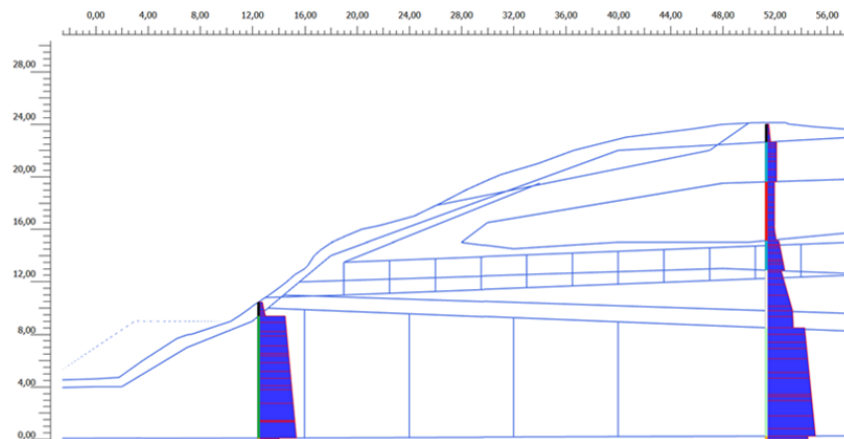
Ved pålastning i en skråning får man en poretrykksoppbygging. Totalspenningen vil være maksimal når motfyllingen er ferdig etablert, og derfor er udrenert analyse kritisk. Tilstanden i skråningen vil gradvis gå fra udrenert til drenert etterhvert som poreovertrykket dreneres bort. Effektivspenningene vil dermed øke og jorda får en større styrke etterhvert. Det er derfor logisk at udrenert analyse gir en lavere sikkerhet enn drenert analyse ved pålastning. Ved avlastning får man motsatt effekt fordi det oppstår et sug når jordmassene forsvinner og totalspenningene minker. Effektivspenningene vil derfor minke etterhvert som suget forvinner og jorda får en lavere styrke. Derfor er det logisk at drenert analyse gir en lavere sikkerhet enn udrenert analyse ved avlastning.

Resultatene avviker noe fra den generelle teorien beskrevet ovenfor. Dagens skråning har en lavere

sikkerhet med drenert analyse enn med udrenert analyse. Skråningen har stått slik den står nå i mange år og det kan antas at et eventuelt poreovertrykk er drenert ut slik at skråningen kan betraktes som drenert. Grunnen til at udrenert analyse gir såpass mye høyere sikkerhet er muligens fordi skjærstyrken definert av NGI-ADP parameterene er høyere enn skjærstyrken definert av Mohr Coulomb parameterene. Figurene under viser at totalspenningsparameterene fra NGI-ADP (Figur 6.3) gir en høyere styrke enn effektivspenningsparameterene fra Mohr Coulomb (Figur 6.2). Dette er fordi tolkede  $s_u$  verdier gir høyere styrke enn tolkede effektivspenningsparameterene. Grunner til at tolkede  $s_u$  verdier gir høyere styrke diskuteres videre under 6.2.2.



Figur 6.2: Skjærstyrke  $\tau_{max}$  i to valgte snitt i skråningen med effektivspenningsparametere



Figur 6.3: Skjærstyrke  $\tau_{max}$  i to valgte snitt i skråningen med totalspenningsparametere

Beregningene av KS-stabiliseringen viser at avhengig av hvor KS-pelene plasseres, blir den kritiske glideflaten presset lenger og lenger ned i skråningen. En plassering i toppen av skråningen ga en sikkerhetsfaktor mot brudd på 1,03. Dette er ingen forbedrende effekt på stabiliteten av skråningen og en slik plassering er derfor ikke hensiktsmessig. Dersom KS-stabiliseringen plasseres lenger ned i

## KAPITTEL 6. DISKUSJON

skråningen, rundt området der VA-røret skal frigraves, vil den kritiske glideflaten ha en sikkerhetsfaktor på 1,38. Resultatene viser at det er mulig å tilfredsstille kravene fra Eurokoden og oppnå en sikkerhet mot brudd  $F \geq 1,4$ . Det vil si at i ferdig tilstand vil KS-stabilisering i bunn av skråningen være en alternativ løsning til motfylling.

Det er i denne oppgaven kun sett på den endelige styrken av KS-stabiliseringen. Under installasjon av KS-pelene vil den berørte leira bli omrørt. Dersom denne leira er kvikk vil den oppnå en skjærstyrke på nærmere 0 kPa. Det vil i tillegg oppstå et økt poretrykk som følge av volumtøyning, som oppstår når bindemiddelet blandes inn. Installasjon av KS-pelene vil derfor være den mest kritiske delen av operasjonen.

Frigravingen av VA-røret oppnår en drenert sikkerhet mot brudd på  $F = 1,50$  og en udrenert sikkerhet mot brudd på  $F = 1,71$ . Den kritiske glideflaten fulgte toppen av røret både for drenert og udrenert analyse. Dette er en 2D analyse og det er kun vurdert et snitt der røret går gjennom. Ettersom røret kun har en utstrekning på 2,5 m er det lite trolig at et brudd vil følge toppen av røret slik som resultatene ga i denne analysen. Glideflaten ved brudd ville mest sannsynlig gått dypere på sidene av røret, men fordi dette er en 2D analyse har den ikke muligheten til å gjøre dette.

Frigravingen virker over en relativt kort bredde og 3D effekter vil derfor gi en stabiliserende effekt. Størrelsen av denne effekten avhenger av lengden og bredden på den kritiske sonen. Fordi frigravingen av røret kun strekker seg 5 m horisontalt er det naturlig å anta at 3D effektene er relativt store. Det ble gjort et forsøk på å modellere problemet i PLAXIS 3D i denne oppgaven, men det ble besluttet å ikke prioritere denne problemstillingen. Terrenget og lagdelingen er såpass kompleks at det var meget tidkrevende å lage en fungerende terrengmodell i PLAXIS 3D.

Selv om tiltakene gjør at skråningen har oppfylt krav til sikkerhet i henhold til prinsippet om prosentvis forbedring er det fortsatt en risiko med å utføre tiltak i et område med såpass lav sikkerhet mot brudd. Å gjennomføre en avlastning krever en tilleggsbelastning av anleggsmaskiner på toppen av skråningen, og dette er en risiko når den beregnede sikkerheten er såpass lav. Det er usikkerheter knyttet til tolking av materialparametere og lagdeling, så når beregnet sikkerhetsfaktor ligger så nært 1 kan skråningen i prinsippet rase når som helst. Konsekvensen av et eventuelt brudd i denne skråningen vil være katastrofal.



## 6.2 Usikkerheter og feilkilder

### 6.2.1 Tolkede grunnforhold

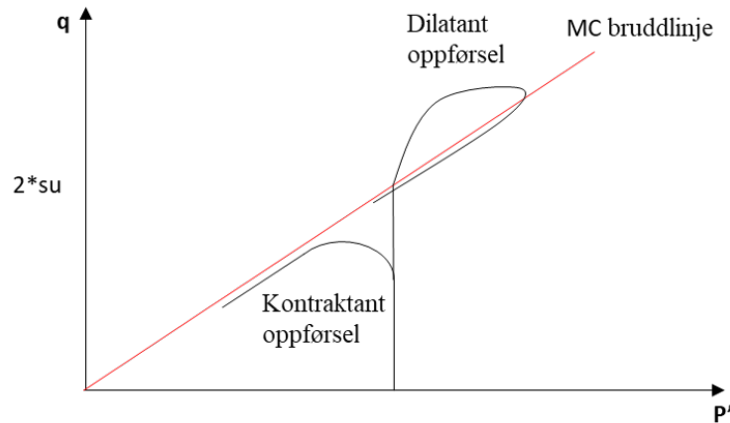
Tolket lagdeling er basert på store mengder grunnundersøkelser. Det er utført mange boringer i skråningen og utstrekningen av kvikkleire/sensitive masser er derfor godt dokumentert. Det finnes selvsagt lokale variasjoner, men de grove trekkene for lagdeling burde stemme godt med virkeligheten. Et poeng er at bunn av skråningen er høy overkonsolidert med en OCR på 3-10, mens det under toppen av skråningen bare er en OCR 1-2. Dette er fordi elva har erodert bort tidligere overdekning. Dette vil si at leira i bunn av skråningen har en litt andre egenskaper og dette er ikke tatt hensyn til ved en horisontal lagdeling med konstante materialparametere.

Grunnvannstanden for skråningen er kompleks med en hengende grunnvannstand, mest sannsynlig skapt av et drenerende friksjonslag midt i skråningen. Derfor kan det muligens være en urealistisk forenkling å tolke grunnvannstanden som hydrostatisk. Hvis det målte poretrykket er lavere på grunn av det drenerende laget kan grunnvannstanden egentlig være høyere enn det som er antatt ved et hydrostatisk poretrykk. Dette vil ha en negativ effekt på stabiliteten ettersom effektivspenningen blir lavere ved en høyere grunnvannstand.

Grunnvannstanden brukt i modellen er justert noe lavere enn tolket grunnvannstand. Dette er for å få dagens skråning til å være stabil nok med de materialparameterene som er brukt. Dersom man studerer lagdelingen sammen med de målte poretrykkene er det naturlig å tro at grunnvannstanden ligger høyere enn det som er brukt i modelleringen. Dette er en stor feilkilde ettersom grunnvannstanden er høyere i virkeligheten enn det som er modellert. Alternativt for å få skråningen stabil kunne styrken i materialene vært økt enda mer, men da til verdier som overskrider tolkingen fra felt og laboratorieundersøkelser. Det er vanskelig å si hvilke undersøkelser man bør legge mest vekt på, tolkede materialparametere eller målt poretrykk.

### 6.2.2 Materialparametere og materialmodell

Det er stor usikkerhet knyttet til bestemmelse av materialparametere. Resultatene fra laboratorieforsøkene varierer mye. Dette er naturlig på grunn av variasjon i materialet. Det er derfor vanskelig å tolke representative verdier. Noen av resultatene fra treaksialforsøkene gir en tolkning med



Figur 6.4: Udrenert skjærstyrke ved kontraktant og dilatant oppførsel

veldig høy attraksjon, så det er mulig at leira har større attraksjon enn det som er antatt. En høyere attraksjon ville gitt større skjærstyrke uttrykt ved effektivspenningsparametere.

Det kan være riktig at de tolkede  $s_u$  verdiene er høyere enn styrken fra effektivspenningsparameterene fordi leira er overkonsolidert. Høyt overkonsolidert materiale er ofte dilatant og oppnår typisk en maksimal styrke som er høyere enn det som forklares av effektivspenningsparametere. Figur 6.4 viser hvordan kontrakt og dilatant oppførsel gir høyere eller lavere udrenert skjærstyrke enn det Mohr-Coulomb bruddlinjen gir. Laboratorieundersøkelser viser at leira i det aktuelle området for det meste har dilatant oppførsel. Som forklart har dilatante materialer ofte en høyere styrke ved brudd enn det som kan forklares ved effektivspenningsparametere. Dette kan forklare at udrenert analyse gir en høyere sikkerhet, men det gir muligens ikke en så stor effekt. En annen forklaring kan være at styrken uttrykt ved effektivspenningsparametere er underestimert, eller at styrken uttrykt ved totalspenningsparametere er overestimert.

Kvikkleire et materiale med kompleks sprøbruddoppførsel som er vanskelig å modellere. Det er stor usikkerhet hvordan kvikkleire bør modelleres. I denne oppgaven er det valgt å modellere kvikkleira på samme måte som leira rundt, bare med en 15% reduisering av skjærstyrken. Den karakteristiske sprøbruddeffekten er dermed ikke tatt høyde for, men man unngår at kvikkleira når sin maksimale styrke.

KS-peler er vanskelige å modellere effekten av. I denne oppgaven er det valgt å betrakte hele det stabiliserte område som et materiale med en gjennomsnittlig styrke mellom leira og KS-pelene. Dette er en veldig forenklet måte å se på effekten av KS-stabiliseringen på. Det hadde også vært mulig å legge inn

hver KS-ribbe for å få effekten mer detaljert.

Ved å bruke NGI-ADP som jordmodell tar beregningene automatisk hensyn til anisotropi. Dette er et viktig argument for at denne jordmodellen er brukt for udrenert analyse og ikke en annen jordmodell som ikke tar hensyn til anisotropi. Anisotropien gjør man får en sikkerhet mot brudd som er mer realistisk enn om man ikke tar hensyn til anisotropi. Hvor stor denne effekten er avhenger av situasjonen og hvor bratt skråningen er. NGI-ADP er utviklet for flatt terreng og ikke for en skråning. Dette betyr at modellen tar utgangspunkt i at materialet er konsolidert med størst spenning i vertikal retning. Dette betyr at i modellen er den aktive styrken definert til å være vertikal og den passive styrken horisontal. Dette er nødvendigvis ikke riktig ettersom naturlige skråninger som har stått lenge ikke nødvendigvis har hovedspenningsretninger horisontalt og vertikalt.

Morene er modellert med drenert Hardening Soil som jordmodell. Morene er et vidt begrep og kan ha store variasjoner i egenskaper. Siden det ikke er noen undersøkelser på morenematerialet for dette tilfellet er materialparameterene antatt. Bruddflatene er antatt å ikke gå så dypt som ned i morenelaget, og materialparameterene er derfor ikke av stor innflytelse på stabilitetsvurderingene.

### 6.2.3 PLAXIS

Grunnundersøkelser har vist at leira har en høyere skjærstyrke under toppen av skråningen, enn nede ved bunn av skråningen. Begrensninger i PLAXIS gjør at det ikke er mulig å modellere en gradvis overgang mellom disse. I denne oppgaven ble løsningen å legge inn fem horisontale seksjoner som “soil polygons” der både  $s_u$  og  $s_{u,inc}$  ble gradvis redusert fra topp skråning til bunn skråning. Dette ga en relativt jevn økning i styrke, men det hadde vært fordelaktig med en jevnere reduksjon i skjærstyrke. Effekten av sonene er noe synlig der den kritiske glideflaten går gjennom disse sonene og de inkrementelle tøyningene får et plutselig hopp. Derfor ser den dype kritiske glideflaten i udrenert analyse noe hakkete ut.

NVEs veileder 7/2014 sier “Glideflater som får en forverring som følge av tiltaket skal ikke ha en beregnet sikkerhetsfaktor mindre enn 1,4”. Dette betyr at selv om den kritiske glideflaten har fått en økt sikkerhet som følge av de topografiske tiltakene, må ingen glideflater med sikkerhet under 1,4 oppnådd noe forverring. Ved å bruke elementmetoden i PLAXIS er det kun mulighet til å se den kritiske glideflaten, og man vet derfor ikke om noen andre glideflater har oppnådd en forverring til under 1,4.



## Kapittel 7

# Konklusjon og videre arbeid

Hovedfokuset for denne oppgaven har vært å undersøke skråningsstabiliteten gjennom de ulike fasene av prosjektet *VA Sluppenvegen*. Stabiliteten har blitt undersøkt for den naturlige skråningen, topografiske stabiliseringstiltak og et alternativt stabiliseringstiltak med KS-peler. I tillegg er det sett på lokalstabiliteten ved frigraaving av VA-røret i skråningen. Beregningene er gjennomført med elementmetodeprogrammet PLAXIS både for drenert og udrenert analyse for alle fasene av prosjektet. For drenert analyse er det benyttet Mohr Coulomb som materialmodell, mens det for udrenert analyse er benyttet NGI-ADP som materialmodell for leirmaterialene.

### 7.1 Konklusjon

Utførte beregninger viser at den naturlige skråningen har en sikkerhet mot brudd på 1,02 ved drenert analyse. Skråningen på Sluppen er bratt og kraftig erodert, det er derfor naturlig at den har en lav sikkerhet. NVE (2014) stiller dermed krav om en "forbedring" på ca. 10% før rørpressingen kan starte. Ved å utføre topografiske stabiliseringstiltak som avlastning og motfylling viser de utførte stabilitetsberegningene i PLAXIS at skråningen oppnår en sikkerhetsfaktor på 1,15. Dette gir en forbedring på 12% og kravet til sikkerhet er dermed tilfredsstillt.

Et alternativ til topografiske stabiliseringstiltak som har vært undersøkt er grunnforsterkning ved hjelp av KS-stabilisering. Beregningene viser at avhengig av hvor KS-pelene plasseres blir den kritiske glideflaten presset lenger og lenger ned i skråningen. En plassering i toppen av skråningen ga ingen forbedrende

effekt på stabiliteten av skråningen og denne plasseringen er derfor ikke hensiktsmessig. Dersom KS-stabiliseringen plasseres lenger ned i skråningen, rundt området der VA-røret skal frigraves, vil den kritiske glideflaten ha en sikkerhetsfaktor på 1,38. Resultatene viser at det er mulig å tilfredsstille kravene fra Eurokoden og oppnå en sikkerhet mot brudd  $F \geq 1,4$ . Det vil si at i ferdig tilstand vil KS-stabilisering være en alternativ løsning til motfylling.

Frigravingen av VA-røret ga en kritisk glideflate som fulgte toppen av røret både for drenert og udrenert analyse. Ettersom røret kun har en bredde på 2,5 m er det ikke trolig at bruddet vil følge toppen, men heller gå på sidene av røret. Fordi det kun er utført 2D analyse har ikke glideflaten mulighet til å gå på sidene av røret. Resultatene fra frigravingen er derfor trolig ikke representative verdier, og det er ikke mulig å vurdere denne situasjonen ved å modellere slik som er valgt i denne masteroppgaven.

Beregningene viser at den naturlige skråningen har en lavere sikkerhet med drenert analyse enn med udrenert analyse. Grunnen til at udrenert analyse gir såpass mye høyere sikkerhet er muligens fordi skjærstyrken definert av NGI-ADP parameterene er høyere enn skjærstyrken definert av Mohr Coulomb parametere. Det kan være riktig at tolkede  $s_u$  verdier er høyere enn styrken fra effektivspenningsparameterene når en leire er overkonsolidert. Høyt overkonsolidert materiale er ofte dilatante og oppnår typisk en maksimal styrke som er høyere enn det som forklares av effektivspenningsparameterene. Dette kan forklare at udrenert analyse gir en høyere sikkerhet, men det gir muligens ikke en så stor effekt. En annen forklaring kan være at styrken uttrykt ved effektivspenningsparameterene er underestimert, eller at styrken uttrykt ved totalspenningsparameterene er overestimert.

### **7.2 Videre arbeid**

Det anbefales for videre arbeid å se nærmere på installasjonsprosessen av KS-peler påvirker skråningsstabiliteten. Installasjon av KS-peler er en kritisk fase på grunn av flere faktorer. Den berørte leira blir omrørt og dersom leira er sensitiv mister den så og si all styrke før herdeprosessen starter. Det vil også oppstå et poreovertrykk som følge av en volumtøyning når bindemiddelet blandes inn.

Det anbefales også å utføre 3D analyse av frigraving for å finne en troverdig kritisk glideflate. I tillegg til at bruddet trolig vil gå rundt røret, vil den begrensede bredden av frigravingen gi en stabiliserende 3D effekt. Størrelsen av denne effekten avhenger av lengden og bredden på den kritiske sonen. Fordi

frigravingen av røret kun strekker seg 5 m horisontalt er det naturlig å anta at 3D effektene er relativt store. Det ble gjort et forsøk på å modellere problemet i PLAXIS 3D i denne oppgaven, men det ble besluttet å ikke prioritere denne problemstillingen. Terrenget og lagdelingen er såpass kompleks at det var meget tidkrevende å lage en fungerende terrengmodell i PLAXIS 3D. Det anbefales derfor som videre arbeid.





# Bibliografi

- Bell, K. (2015). *Engineering approach to finite element analysis of linear structural mechanics problems*. Akademica Publishing.
- Brinkgreve, R., Kumarswamy, S., and Swolfs, W. (2018). *Plaxis 2D Reference Manual*. Plaxis BV, Delft.
- Emdal, A., Grande, L., Nordal, S., Eiksund, G., and Grimstad, G. (2016). *Geoteknikk beregningsmetoder*. Faggruppe for geoteknikk - NTNU.
- Grimstad, G., Andresen, L., and Jostad, H. P. (2012). NGI-ADP: Anisotropic shear strength model for clay. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, 36(4):483–497.
- Karlsrud, K., Brattlien, K., and Lunne, T. (1997). Improved cptu interpretations based on block samples.
- Karlsrud, K., Lunne, T., Kort, D., and Strandvik, S. (2005). Cptu correlations for clays. In *Proceedings of the international conference on soil mechanics and geotechnical engineering*, volume 16, page 693. AA BALKEMA PUBLISHERS.
- Kartverket (2018). Norgeskart. <https://norgeskart.no>. Hentet: 22.01.2019.
- Ladd, C. C. and Foott, R. (1974). New design procedure for stability of soft clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 100(Proc Paper 10064).
- Multiconsult (2018a). *10204943-RIG-BerNot-001b VA-Sluppenvegen: Beregningshefte - SPUNT pressgrop*.
- Multiconsult (2018b). *10204943-RIG-RAP-001 E1 - VA Sluppenvegen: Geotekniske grunnundersøkelser*.
- Multiconsult (2019a). *10204943-RIG-BerNot-002 VA-Sluppenvegen: Beregningshefte - JORDPARAMETERE*.
- Multiconsult (2019b). *10204943-RIG-RAP-002 VA-Sluppenvegen: Geotekniske prosjekteringsforutsetninger*.

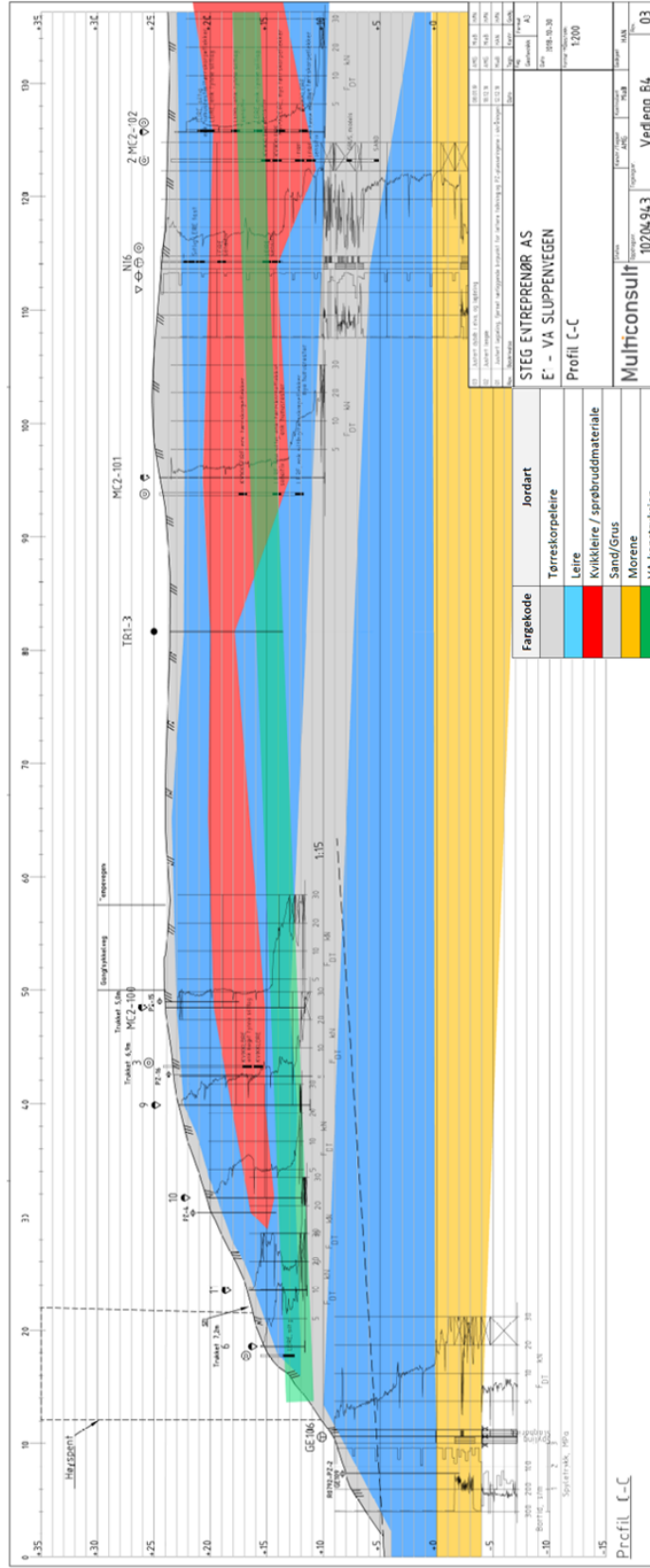
- NGF (2011). *Veiledning for symboler og definisjoner i geoteknikk: Identifisering og klassifisering i jord.*
- NGF (2012). *Veiledning for grunnforsterkning med kalksementpeler.*
- NGU (2018). Løsmassekart. <http://geo.ngu.no/kart/losmasse/>. Hentet: 22.01.2019.
- NIFS (2014). *Rapport nr. 14/2014: En omforent anbefaling for bruk av anisotropifaktorer i prosjektering i norske leirer.*
- Norcem (2014). *Grunnforsterkning med kalksement.*
- Nordal, S. (2018). *TBA4116: Geotechnical Engineering - Advanced Course.* Faggruppe for geoteknikk - NTNU.
- NVE (2001). *Flomsonkart nr. 6/2001: Delprosjekt Trondheim.*
- NVE (2014). *Veileder 7/2014: Sikkerhet mot kvikkleireskred.*
- NVE (2018). NVE Atlas. <https://atlas.nve.no>. Hentet: 22.01.2019.
- Standard Norge (2008). *NS-EN 1990:2002+NA:2008 - Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.*
- Standard Norge (2016). *NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016 - Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering.*
- Statens Vegvesen (2014a). *Håndbok V220: Geoteknikk i vegbygging.* Vegdirektoratet.
- Statens Vegvesen (2014b). *Håndbok V221: Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger.* Vegdirektoratet.

## Tillegg A

# Grunnundersøkelser

Borplan som viser plassering av alle utførte grunnundersøkelser, hentet fra 10204943-RIG-BerNot-002 (Multiconsult, 2019a) Vedlegg A. Utvalgt snitt i "Profil C" som viser utførte boringer fra grunnundersøkelser sammen med tolket lagdeling. Tolkningen er hentet fra 10204943-RIG-BerNot-002 Vedlegg B4.





Figur A.2: Utførte borerings sammen med tolket lagdeling for Profil C (Multiconsult, 2019a)



## **Tillegg B**

# **Utstrekning av topografiske stabiliseringstiltak**



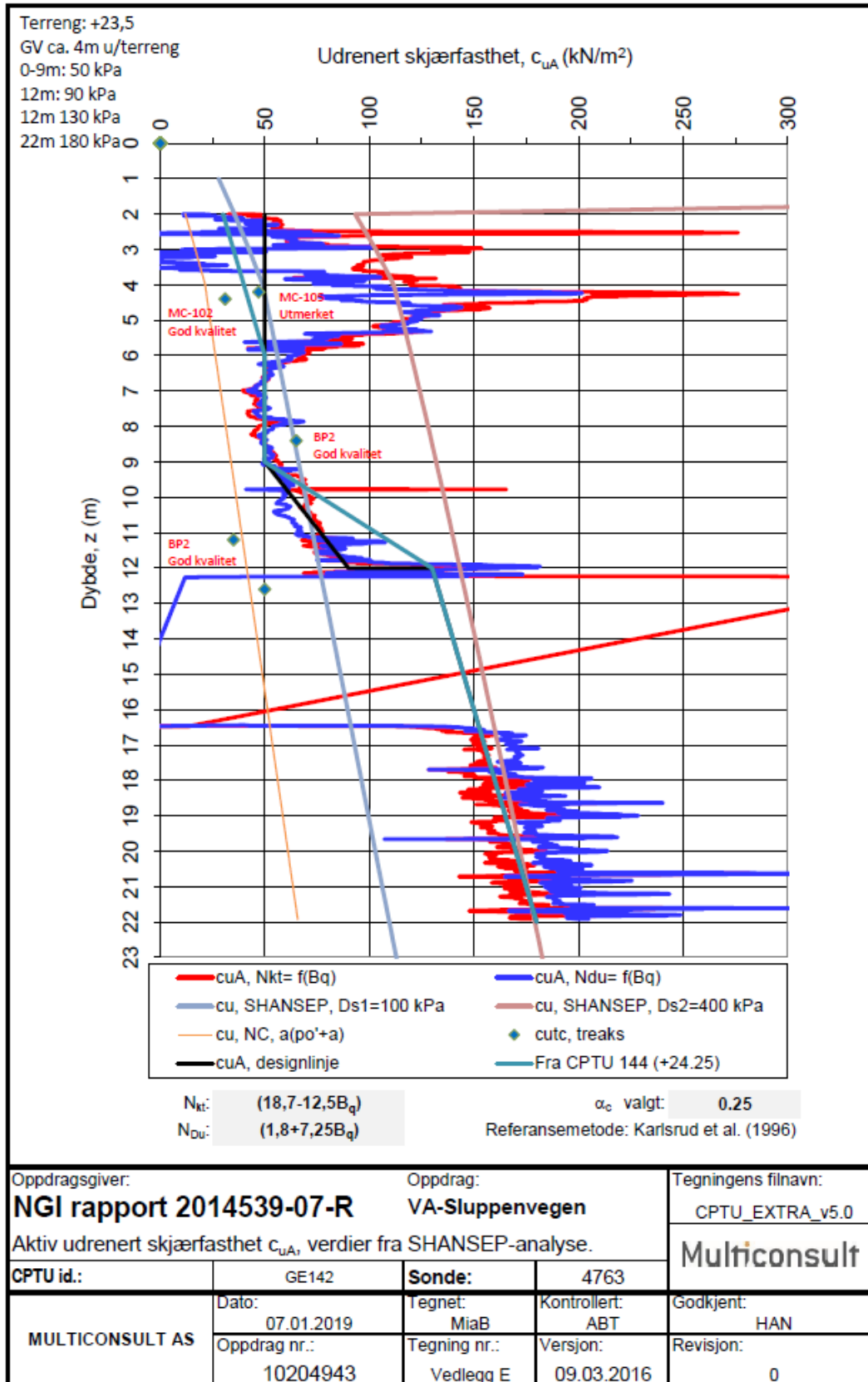


## Tillegg C

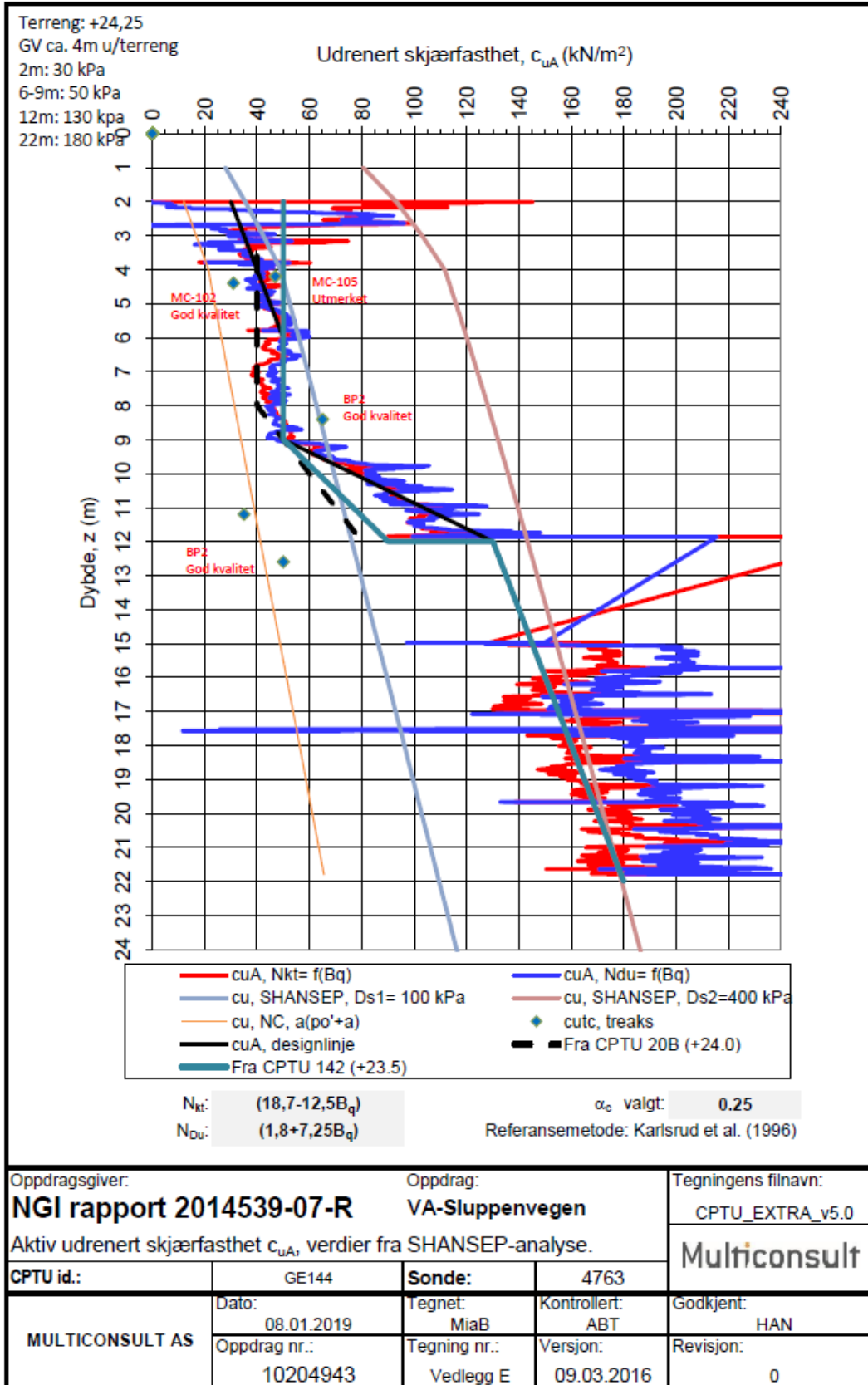
# Utvalgte skjærstyrkeprofil

Tolkede  $s_u$  profiler for utvalgte borhull mest relevante for “Profil C” i skråningen. Tolkningen er hentet fra 10204943-RIG-BerNot-002 (Multiconsult, 2019a) Vedlegg E.





Figur C.2: Tolket skjærstyrkeprofil fra borhull GE142

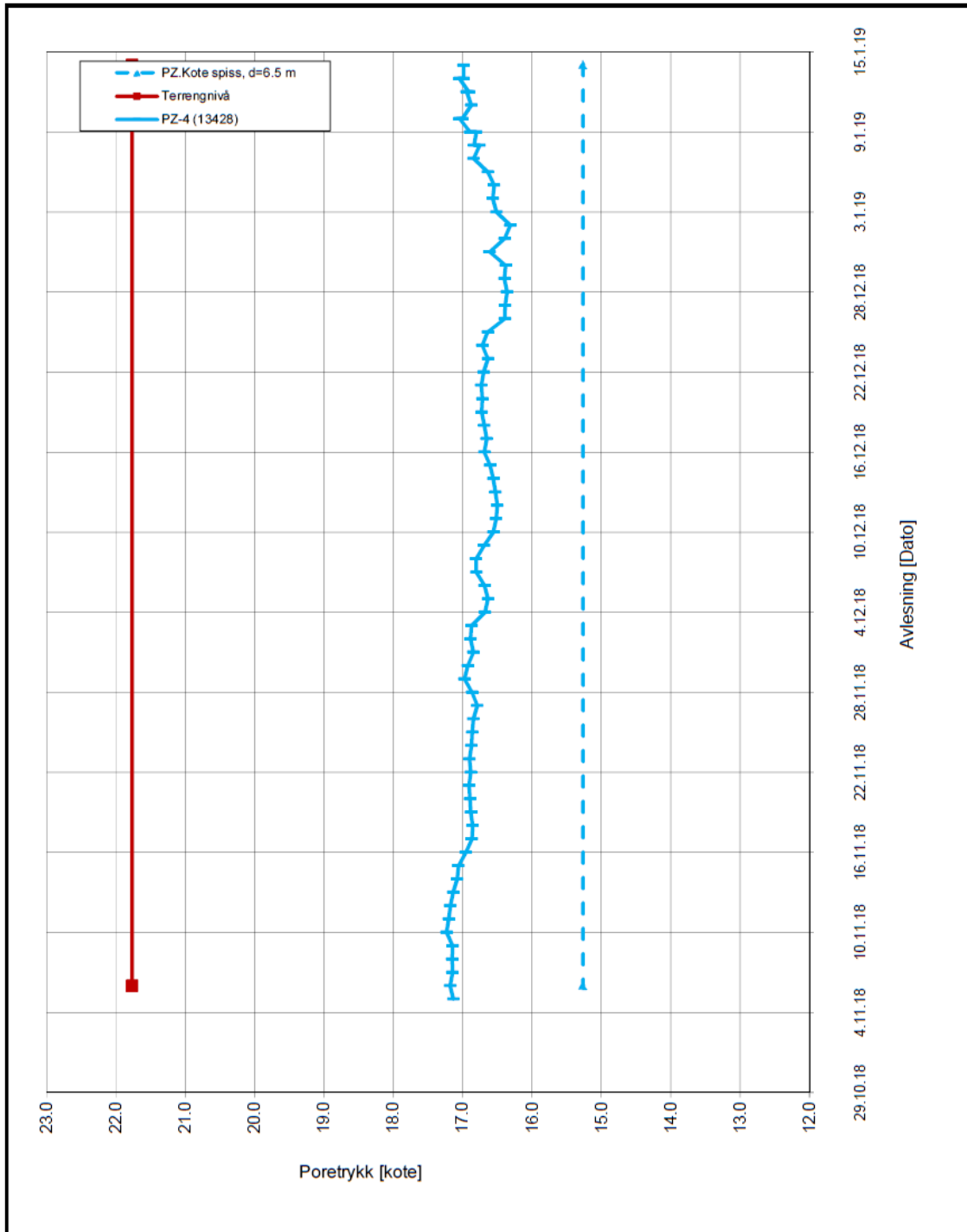


Figur C.3: Tolket skjærstyrkeprofil fra borhull GE144

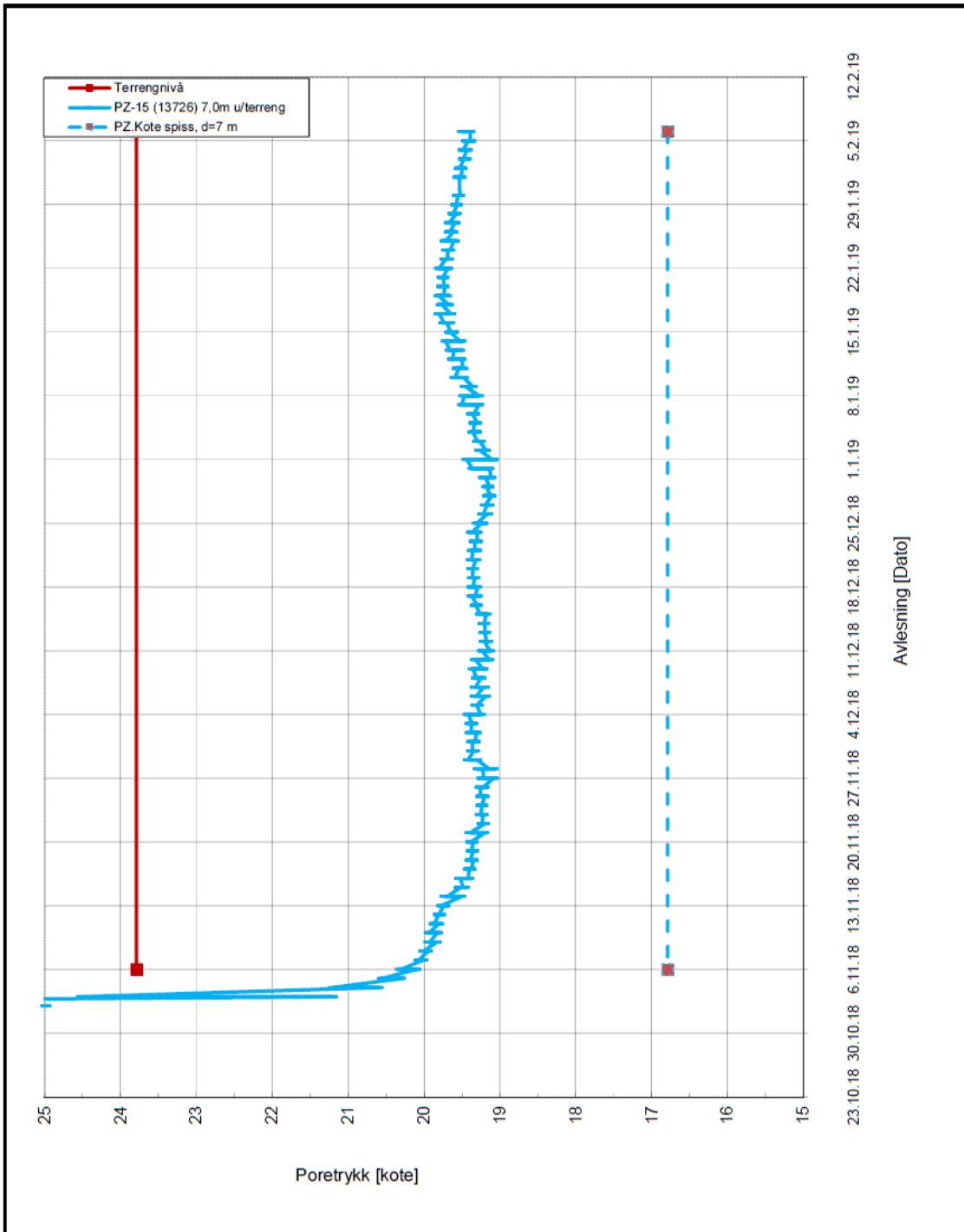
## **Tillegg D**

# **Utvalgte poretrykksmålinger**

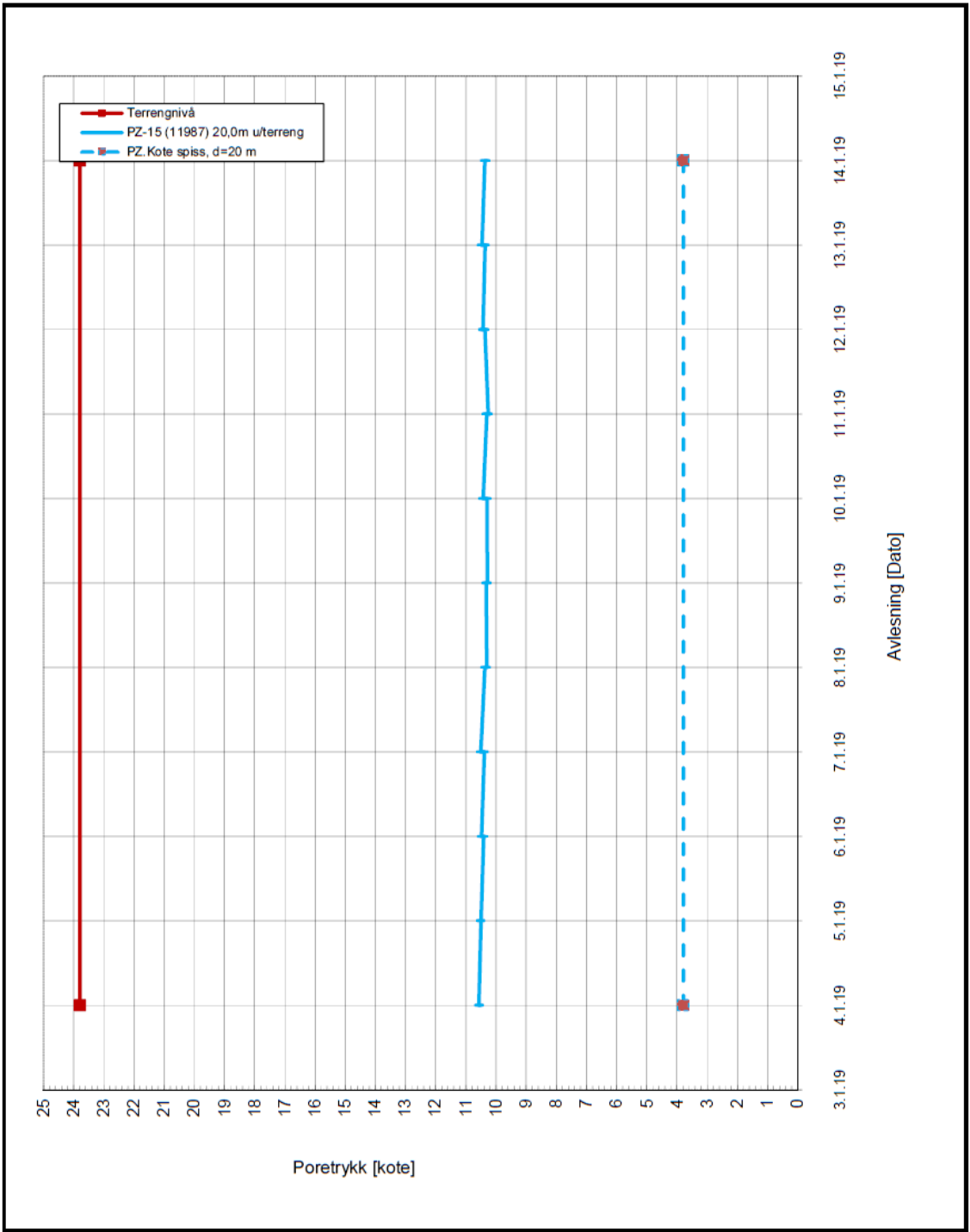
Utvalgte poretrykksmålinger er hentet fra 10204943-RIG-BerNot-002 (Multiconsult, 2019a) Vedlegg F.



PORETRYKKS MÅLING			
Elektriske poretrykksmålere, PZ-4		Konstr./Tegnet	Kontrollert
STEG Entreprenør VA-Sluppenvegen		MiaB	ARV
		Dato	Godkjent
MULTICONSULT NORGE AS Sluppenvegen, 15 7486 TRONDHEIM Tlf.: 73 10 62 00		08.01.19	ARV
Oppdragsnr.	Tegn.nr.	Rev.	
10204943	VEDLEGG F	00	

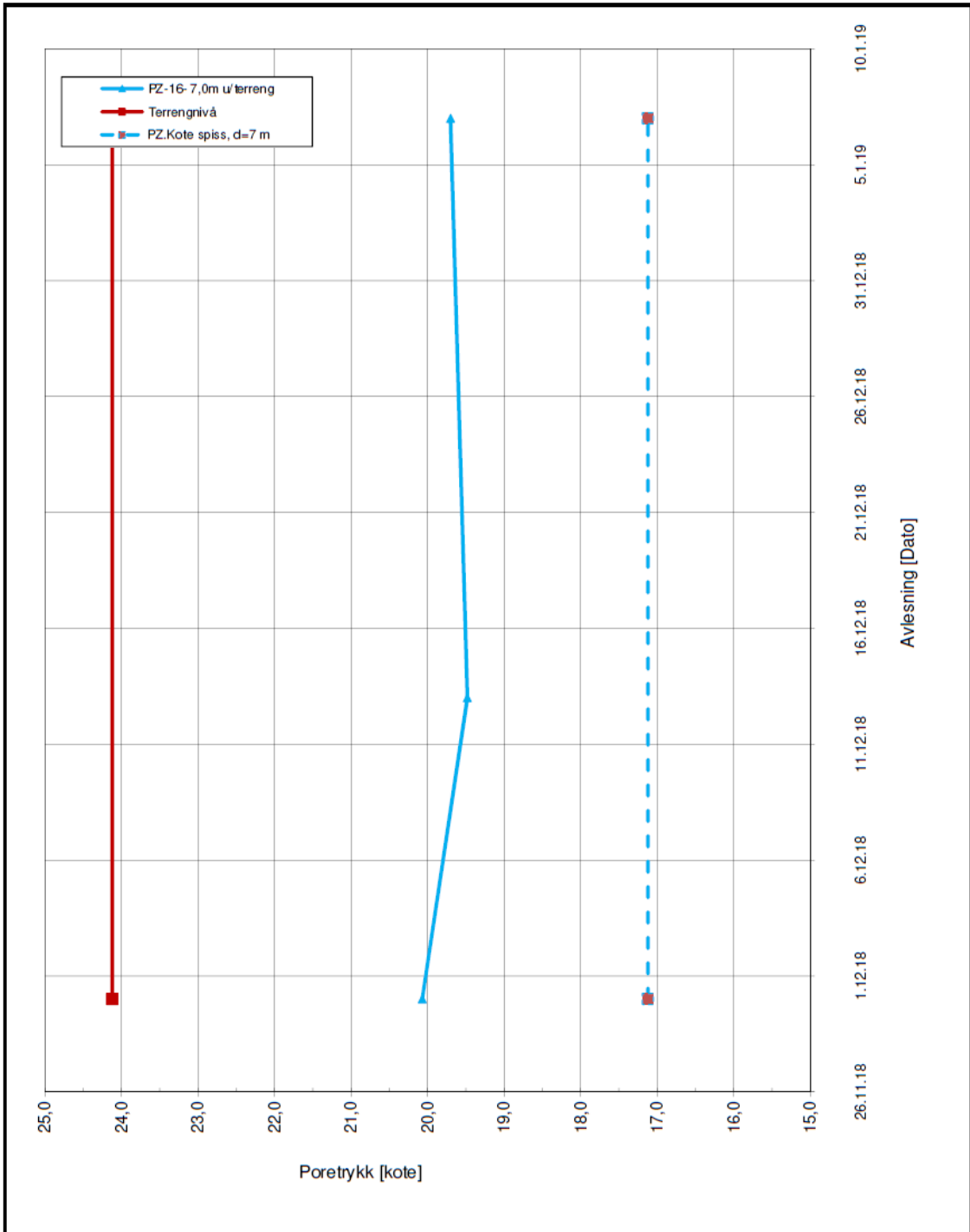


PORETRYKKS MÅLING			
Elektriske poretrykksmålere, PZ-15A		Konstr./Tegnet	Kontrollert
STEG entreprenør VA- Sluppenvegen		MiaB	ARV
		Dato	Godkjent
MULTICONSULT NORGE AS Sluppenvegen, 15 7486 TRONDHEIM Tlf.: 73 10 62 00		08.01.19	ARV
Oppdragsnr.	Tegn.nr.	Rev.	
10204943	VEDLEGG F	00	

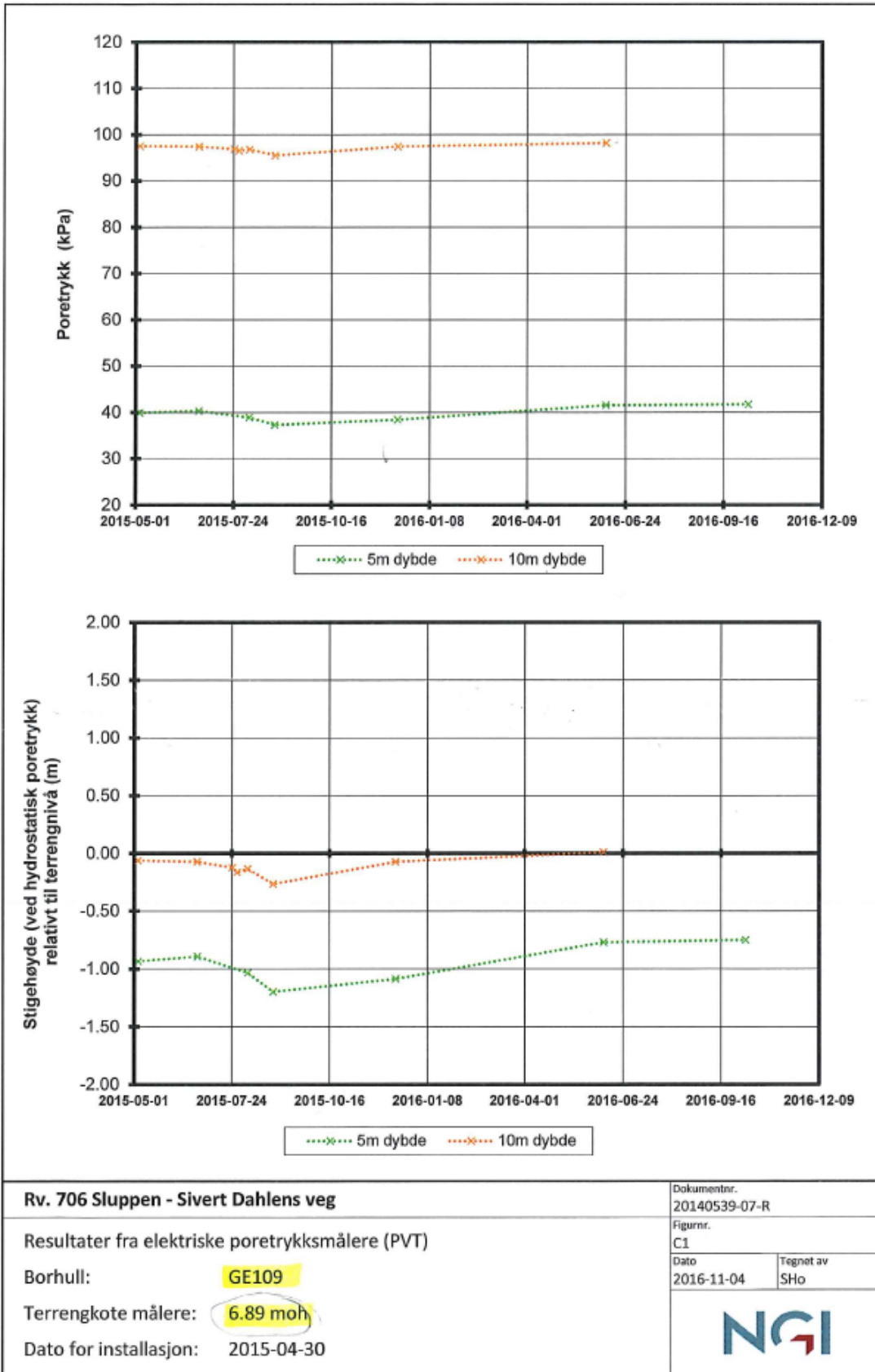


<b>PORETRYKSMÅLING</b>			
Elektriske poretrykksmålere, PZ-15B		Konstr./Tegnet	Kontrollert
STEG entreprenør		MiaB	ARV
VA- Sluppenvegen		Dato	Godkjent
		08.01.19	ARV
MULTICONSULT NORGE AS Sluppenvegen, 15 7486 TRONDHEIM Tlf: 73 10 62 00		Oppdragsnr.	Rev.
		10204943	00
		Tegn.nr.	
		VEDLEGG F	





<b>PORETRYKKS MÅLING</b>			
Elektriske poretrykksmålere, PZ-16		Konstr./Tegnet	Kontrollert
STEG Entreprenør VA-Sluppenvegen		MiaB	ARV
		Dato	Godkjent
MULTICONSULT NORGE AS Sluppenvegen, 15 7486 TRONDHEIM Tlf.: 73 10 62 00		08.01.19	ARV
Oppdragsnr. 10204943		Tegn.nr. VEDLEGG F	Rev. 00



**Rv. 706 Sluppen - Sivert Dahlens veg**

Resultater fra elektriske poretrykkmålere (PVT)

Borhull: **GE109**

Terrengkote målere: **6.89 moh**

Dato for installasjon: 2015-04-30

Dokumentnr.  
20140539-07-R

Figurnr.  
C1

Dato  
2016-11-04

Tegnet av  
SHo








## **Tillegg E**

# **Materialparametere i PLAXIS**

Materialparametere brukt i Plaxis

### 1.1.1.1.1 Materials - Soil and interfaces - Mohr-Coulomb (1/2)




Identification	Torrskorpeleire	Øvre leirlag	Kvikkleire	Nedre leirlag	Sand/grus
Identification number	1	2	3	4	5
Drainage type	Drained	Drained	Drained	Drained	Drained
Colour					
Comments					
$\gamma_{\text{unsat}}$	kN/m <sup>3</sup>	19,00	21,00	21,00	18,00
$\gamma_{\text{sat}}$	kN/m <sup>3</sup>	19,00	21,00	21,00	18,00
Dilatancy cut-off	No	No	No	No	No
$e_{\text{init}}$	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000
$e_{\text{min}}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$e_{\text{max}}$	999,0	999,0	999,0	999,0	999,0
Rayleigh $\alpha$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Rayleigh $\beta$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
E	kN/m <sup>2</sup>	10,00E3	5000	5000	30,00E3
$\nu$ (nu)	0,3000	0,3000	0,3000	0,3000	0,3000
G	kN/m <sup>2</sup>	3846	1923	1923	11,54E3
$E_{\text{oed}}$	kN/m <sup>2</sup>	13,46E3	6731	6731	40,38E3

Identification		Torrskorpeleire	Ovvre leirlag	Kvikkleire	Nedre leirlag	Sand/grus
$c_{ref}$	kN/m <sup>2</sup>	5,770	3,190	3,190	3,610	0,000
$\phi$ (phi)	o	30,00	28,00	28,00	31,00	35,00
$\psi$ (psi)	o	0,000	0,000	0,000	1,000	5,000
$V_s$	m/s	44,56	29,97	29,97	32,83	79,30
$V_p$	m/s	83,37	56,07	56,07	61,43	148,4
Set to default values		Yes	No	No	No	No
$E_{inc}$	kN/m <sup>2</sup> /m	0,000	250,0	250,0	350,0	0,000
$\gamma_{ref}$	m	0,000	24,00	24,00	24,00	0,000
$c_{inc}$	kN/m <sup>2</sup> /m	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$\gamma_{ref}$	m	0,000	24,00	24,00	24,00	0,000
Tension cut-off		Yes	Yes	Yes	Yes	No
Tensile strength	kN/m <sup>2</sup>	0,000	0,000	0,000	0,000	10,00E6
Undrained behaviour		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Skempton-B		0,9783	0,9783	0,9783	0,9783	0,9783
$\nu_u$		0,4950	0,4950	0,4950	0,4950	0,4950
$K_{w,ref} / n$	kN/m <sup>2</sup>	375,0E3	187,5E3	187,5E3	225,0E3	1,125E6
Strength		Rigid	Rigid	Rigid	Rigid	Rigid
$R_{liner}$		1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Consider gap closure		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
$\delta_{liner}$		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Identification	Tørrskorpeleire	Øvre leirlag	Kvikkleire	Nedre leirlag	Sand/grus
	Impermeable	Impermeable	Impermeable	Impermeable	Impermeable
Cross permeability					
Drainage conductivity, dk	m <sup>3</sup> /day/m	0,000	0,000	0,000	0,000
R	m <sup>2</sup> K/kW	0,000	0,000	0,000	0,000
K <sub>0</sub> determination	Automatic	Manual	Manual	Manual	Automatic
K <sub>0,x</sub> = K <sub>0,z</sub>	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
K <sub>0,s</sub>	0,5000	0,7000	0,7000	0,7000	0,4264
K <sub>0,z</sub>	0,5000	0,7000	0,7000	0,7000	0,4264
OCR	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
POP	kN/m <sup>2</sup>	0,000	0,000	0,000	0,000
Data set	Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Type	Fine	Very fine	Very fine	Very fine	Medium
< 2 µm	%	46,00	74,00	74,00	19,00
2 µm - 50 µm	%	26,00	11,00	11,00	41,00
50 µm - 2 mm	%	28,00	15,00	15,00	40,00
Use defaults	None	None	None	None	None
k <sub>x</sub>	m/day	0,7510E-3	0,01517E-3	0,01517E-3	2,580E-3
k <sub>y</sub>	m/day	0,7510E-3	0,01517E-3	0,01517E-3	2,580E-3
-ψ <sub>unsat</sub>	m	10,00E3	10,00E3	10,00E3	10,00E3
e <sub>init</sub>		0,5000	0,5000	0,5000	0,5000
S <sub>s</sub>	1/m	0,000	0,000	0,000	0,000

Identification	Torrskorpeleire	Øvre leirlag	Kvikkleire	Nedre leirlag	Sand/grus
$c_k$	1000E12	1000E12	1000E12	1000E12	1000E12
$c_s$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$\lambda_s$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$\rho_s$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Solid thermal expansion	Linear	Linear	Linear	Linear	Linear
$\alpha_x$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$\alpha_y$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$\alpha_z$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$D_v$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$f_{Tv}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Unfrozen water content	None	None	None	None	None

### 1.1.2.1.1.2 Materials - Soil and interfaces - Mohr-Coulomb (2/2)

Identification	Sprengstein	KS_leire	Torrskorpe2
Identification number	10	15	16
Drainage type	Drained	Drained	Drained
Colour			
Comments			
$\gamma_{unsat}$	19,00	21,00	19,00
$\gamma_{sat}$	19,00	21,00	19,00
Dilatancy cut-off	No	No	No
$e_{init}$	0,5000	0,5000	0,5000
$e_{min}$	0,000	0,000	0,000
$e_{max}$	999,0	999,0	999,0
Rayleigh $\alpha$	0,000	0,000	0,000
Rayleigh $\beta$	0,000	0,000	0,000
E	30,00E3	20,00E3	10,00E3
$\nu$ (nu)	0,3000	0,3000	0,3000
G	11,54E3	7692	3846
$E_{osd}$	40,38E3	26,92E3	13,46E3





Identification	Sprengstein	KS_leire	Torrskorpe2
$c_{ref}$	3,000 kN/m <sup>2</sup>	200,0	11,40
$\phi$ (phi)	42,00 °	28,00	30,00
$\psi$ (psi)	0,000 °	0,000	0,000
$V_s$	77,18 m/s	59,95	44,56
$V_p$	144,4 m/s	112,1	83,37
Set to default values	Yes	Yes	Yes
$E_{inc}$	0,000 kN/m <sup>2</sup> /m	0,000	0,000
$\gamma_{ref}$	0,000 m	0,000	0,000
$c_{inc}$	0,000 kN/m <sup>2</sup> /m	0,000	0,000
$\gamma_{ref}$	0,000 m	0,000	0,000
Tension cut-off	Yes	Yes	Yes
Tensile strength	0,000 kN/m <sup>2</sup>	0,000	0,000
Undrained behaviour	Standard	Standard	Standard
Skempton-B	0,9783	0,9783	0,9783
$\nu_u$	0,4950	0,4950	0,4950
$K_{u,ref} / n$	1,125E6 kN/m <sup>2</sup>	750,0E3	375,0E3
Strength	Rigid	Rigid	Rigid
$R_{inter}$	1,000	1,000	1,000
Consider gap closure	Yes	Yes	Yes
$\delta_{inter}$	0,000	0,000	0,000

Identification	Sprengstein	KS_leire	Torrskorpe2
Cross permeability	Impermeable	Impermeable	Impermeable
Drainage conductivity, dk	0,000	0,000	0,000
R	0,000	0,000	0,000
K <sub>0</sub> determination	Automatic	Manual	Automatic
K <sub>0,x</sub> = K <sub>0,z</sub>	Yes	Yes	Yes
K <sub>0,s</sub>	0,3309	0,7000	0,5000
K <sub>0,z</sub>	0,3309	0,7000	0,5000
OCR	1,000	1,000	1,000
POP	0,000	0,000	0,000
Data set	Standard	Standard	Standard
Type	Coarse	Very fine	Fine
< 2 µm	10,00	74,00	46,00
2 µm - 50 µm	13,00	11,00	26,00
50 µm - 2 mm	77,00	15,00	28,00
Use defaults	None	None	None
k <sub>x</sub>	0,2624	0,000	0,7510E-3
k <sub>y</sub>	0,2624	0,000	0,7510E-3
-ψ <sub>unSAT</sub>	10,00E3	10,00E3	10,00E3
e <sub>init</sub>	0,5000	0,5000	0,5000
S <sub>s</sub>	0,000	0,000	0,000

Identification	Sprengstein	KS_leire	Torrskorpe2
$c_k$	1000E12	1000E12	1000E12
$c_s$	kJ/t/K	0,000	0,000
$\lambda_s$	kW/m/K	0,000	0,000
$\rho_s$	t/m <sup>3</sup>	0,000	0,000
Solid thermal expansion	Linear	Linear	Linear
$\alpha_x$	1/K	0,000	0,000
$\alpha_y$	1/K	0,000	0,000
$\alpha_z$	1/K	0,000	0,000
$D_v$	m <sup>2</sup> /day	0,000	0,000
$f_{Tv}$	0,000	0,000	0,000
Unfrozen water content	None	None	None



### 1.1.1.1.2.1 Materials - Soil and interfaces - NGI-ADP (1/2)

Identification	Kvikkleire - ADP	Nedre leirlag,5 - ADP	Øvre leirlag - ADP	Nedre leirlag,2 - ADP	Nedre leirlag,3 - ADP
Identification number	6	7	8	11	12
Drainage type	Undrained (C)	Undrained (C)	Undrained (C)	Undrained (C)	Undrained (C)
Colour					
Comments					
$\gamma_{\text{unsat}}$	21,00	21,00	21,00	21,00	21,00
$\gamma_{\text{sat}}$	21,00	21,00	21,00	21,00	21,00
Dilatancy cut-off	No	No	No	No	No
$e_{\text{init}}$	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000
$e_{\text{min}}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$e_{\text{max}}$	999,0	999,0	999,0	999,0	999,0
Rayleigh $\alpha$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Rayleigh $\beta$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$G_{\text{ur}}/s_{\text{u}}^A$	200,0	200,0	200,0	200,0	200,0
$\gamma_f^C$	%	1,500	1,500	1,500	1,500
$\gamma_f^E$	%	2,000	4,000	4,000	4,000
$\gamma_f^{\text{DSS}}$	%	1,400	2,500	2,500	2,500
$s_{\text{u}}^A$ ref	kN/m <sup>2</sup>	32,00	90,00	40,00	120,0
					110,0

Identification	Kvikkleire - ADP	Nedre leirlag,5 - ADP	Øvste leirlag - ADP	Nedre leirlag,2 - ADP	Nedre leirlag,3 - ADP
$s_{u,CTX}/s_u^A$	0,9900	0,9900	0,9900	0,9900	0,9900
$Y_{ref}$	16,00	12,00	16,00	12,00	12,00
$s_{u,inc}^A$	8,500	4,600	10,00	4,900	4,800
$s_{u,P}/s_u^A$	0,4100	0,3500	0,3500	0,3500	0,3500
$t_0/s_u^A$	0,7000	0,7000	0,7000	0,7000	0,7000
$s_{u,DSS}/s_u^A$	0,7400	0,6300	0,6300	0,6300	0,6300
$v$ (nu)	0,4950	0,4950	0,4950	0,4950	0,4950
Strength	Rigid	Rigid	Rigid	Rigid	Rigid
$R_{iner}$	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Consider gap closure	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
$\delta_{iner}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Cross permeability	Impermeable	Impermeable	Impermeable	Impermeable	Impermeable
Drainage conductivity, dk	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
R	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$K_0$ determination	Manual	Manual	Manual	Manual	Manual
$K_{0,x} = K_{0,z}$	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
$K_{0,x}$	0,7000	0,7000	0,7000	0,7000	0,7000
$K_{0,z}$	0,7000	0,7000	0,7000	0,7000	0,7000
$k_x$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$k_y$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Identification	Kvikkleire - ADP	Nedre leirlag,5 - ADP	Øvre leirlag - ADP	Nedre leirlag,2 - ADP	Nedre leirlag,3 - ADP
$-\psi_{\text{usar}}$	10,00E3	10,00E3	10,00E3	10,00E3	10,00E3
$e_{\text{init}}$	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000
$c_k$	1000E12	1000E12	1000E12	1000E12	1000E12
$c_s$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$\lambda_s$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$\rho_s$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Solid thermal expansion	Linear	Linear	Linear	Linear	Linear
$\alpha_x$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$\alpha_y$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$\alpha_z$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$D_v$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$f_{Tv}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Unfrozen water content	None	None	None	None	None

### 1.1.1.1.2.2 Materials - Soil and interfaces - NGI-ADP (2/2)

Identification	Nedre leirlag,4 - ADP	Nedre leirlag,1 - ADP
Identification number	13	14
Drainage type	Undrained (C)	Undrained (C)
Colour		
Comments		
$\gamma_{\text{unsat}}$	21,00 kN/m <sup>3</sup>	21,00
$\gamma_{\text{sat}}$	21,00 kN/m <sup>3</sup>	21,00
Dilatancy cut-off	No	No
$e_{\text{init}}$	0,5000	0,5000
$e_{\text{min}}$	0,000	0,000
$e_{\text{max}}$	999,0	999,0
Rayleigh $\alpha$	0,000	0,000
Rayleigh $\beta$	0,000	0,000
$G_w / s_u \wedge A$	200,0	200,0
$\gamma_f \wedge C$	1,500 %	1,500
$\gamma_f \wedge E$	4,000 %	4,000
$\gamma_f \wedge \text{DSS}$	2,500 %	2,500
$S_{u \text{ ref}}^A$	100,0 kN/m <sup>2</sup>	130,0

Identification	Nedre leirlag,4 - ADP	Nedre leirlag,1 - ADP
$s_u^{CIX}/s_u^A$	0,9900	0,9900
$Y_{ref}$	12,00	12,00
$s_u^{inc}$	4,700	5,000
$s_u^P/s_u^A$	0,3500	0,3500
$\tau_0/s_u^A$	0,7000	0,7000
$s_u^{DSS}/s_u^A$	0,6300	0,6300
$v$ (mu)	0,4950	0,4950
Strength	Rigid	Rigid
$R_{inter}$	1,000	1,000
Consider gap closure	Yes	Yes
$\delta_{inter}$	0,000	0,000
Cross permeability	Impermeable	Impermeable
Drainage conductivity, dk	0,000	0,000
R	0,000	0,000
$K_0$ determination	Manual	Manual
$K_{0,x} = K_{0,z}$	Yes	Yes
$K_{0,x}$	0,7000	0,7000
$K_{0,z}$	0,7000	0,7000
$k_x$	0,000	0,000
$k_y$	0,000	0,000



Identification		Nedre leirlag,4 - ADP	Nedre leirlag,1 - ADP
$-\psi_{\text{unsat}}$	m	10,00E3	10,00E3
$e_{\text{init}}$		0,5000	0,5000
$c_k$		1000E12	1000E12
$c_s$	kJ/t/K	0,000	0,000
$\lambda_s$	kW/m/K	0,000	0,000
$\rho_s$	t/m <sup>3</sup>	0,000	0,000
Solid thermal expansion		Linear	Linear
$\alpha_x$	1/K	0,000	0,000
$\alpha_y$	1/K	0,000	0,000
$\alpha_z$	1/K	0,000	0,000
$D_v$	m <sup>2</sup> /day	0,000	0,000
$f_{Tv}$		0,000	0,000
Unfrozen water content		None	None

### 1.1.1.1.3 Materials - Soil and interfaces - Hardening soil

<b>Identification</b>	Morene - HS	
Identification number	9	
Drainage type	Drained	
Colour		
<b>Comments</b>		
$\gamma_{unsat}$	kN/m <sup>3</sup>	18,00
$\gamma_{sat}$	kN/m <sup>3</sup>	18,00
Dilatancy cut-off	No	
$e_{init}$	0,5000	
$e_{min}$	0,000	
$e_{max}$	999,0	
Rayleigh $\alpha$	0,000	
Rayleigh $\beta$	0,000	
$E_{50}^{ref}$	kN/m <sup>2</sup>	6500
$E_{oed}^{ref}$	kN/m <sup>2</sup>	6500
$E_{ur}^{ref}$	kN/m <sup>2</sup>	20,00E3
power (m)	0,5000	
Use alternatives	No	

Identification	Morene - HS
$C_c$	0,05308
$C_s$	0,01552
$e_{init}$	0,5000
$C_{ref}$	7,000 kN/m <sup>2</sup>
$\varphi$ (phi)	35,00 °
$\psi$ (psi)	0,000 °
Set to default values	Yes
$V_{ur}$	0,2000
$P_{ref}$	100,0 kN/m <sup>2</sup>
$K_0^{inc}$	0,4264
$C_{inc}$	0,000 kN/m <sup>2</sup> /m
$\gamma_{ref}$	0,000 m
$R_f$	0,9000
Tension cut-off	Yes
Tensile strength	0,000 kN/m <sup>2</sup>
Undrained behaviour	Standard
Skempton-B	0,9866
$V_u$	0,4950
$K_{wref} / n$	819,4E3 kN/m <sup>2</sup>
Strength	Rigid

<b>Identification</b>	<b>Morene - HS</b>
$R_{\text{liner}}$	1,000
<b>Consider gap closure</b>	<b>Yes</b>
$\delta_{\text{liner}}$	0,000
<b>Cross permeability</b>	<b>Impermeable</b>
<b>Drainage conductivity, dk</b>	<b>m<sup>3</sup>/day/m</b>
<b>R</b>	<b>0,000</b>
<b><math>K_0</math> determination</b>	<b>Manual</b>
$K_{0,x} = K_{0,z}$	<b>Yes</b>
$K_{0,x}$	0,7000
$K_{0,z}$	0,7000
<b>OCR</b>	<b>1,000</b>
<b>POP</b>	<b>0,000</b>
<b>Data set</b>	<b>Standard</b>
<b>Type</b>	<b>Coarse</b>
< 2 $\mu\text{m}$	10,00
2 $\mu\text{m}$ - 50 $\mu\text{m}$	13,00
50 $\mu\text{m}$ - 2 mm	77,00
<b>Use defaults</b>	<b>None</b>
$k_x$	0,000
$k_y$	0,000

Identification	Morene - HS
$-\psi_{\text{unsat}}$	m
$e_{\text{init}}$	10,00E3
$S_s$	0,5000
$C_k$	0,000
$C_s$	1000E12
$\lambda_s$	kJ/t/K
$\rho_s$	kW/m/K
Solid thermal expansion	t/m <sup>3</sup>
$\alpha_x$	Linear
$\alpha_y$	0,000
$\alpha_z$	0,000
$D_v$	0,000
$f_{Tv}$	m <sup>2</sup> /day
Unfrozen water content	0,000
	None