

---

RAPPORT

# Sverres gate 33, Namsos

---

OPPDRAKSGIVER

Sentrum Namsos Eiendom AS

EMNE

Geoteknisk vurderingsrapport av stabilitet  
mot sjøen

DATO / REVISJON: 4. juni 2020 / 01

DOKUMENTKODE: 10215031-RIG-RAP-002

---



Multiconsult

Denne rapporten er utarbeidet av Multiconsult i egen regi eller på oppdrag fra kunde. Kundens rettigheter til rapporten er regulert i oppdragsavtalen. Hvis kunden i samsvar med oppdragsavtalen gir tredjepart tilgang til rapporten, har ikke tredjepart andre eller større rettigheter enn det han kan utlede fra kunden. Multiconsult har intet ansvar dersom rapporten eller deler av denne brukes til andre formål, på annen måte eller av andre enn det Multiconsult skriftlig har avtalt eller samtykket til. Deler av rapportens innhold er i tillegg beskyttet av opphavsrett. Kopiering, distribusjon, endring, bearbeidelse eller annen bruk av rapporten kan ikke skje uten avtale med Multiconsult eller eventuell annen opphavsrettshaver.

## RAPPORT

OPPDRAG	<b>Sverres gate 33, Namsos</b>	DOKUMENTKODE	10215031-RIG-RAP-002
EMNE	Geoteknisk vurderingsrapport av stabilitet mot sjøen	TILGJENGELIGHET	Åpen
OPPDRAGSGIVER	<b>Sentrum Namsos Eiendom AS</b>	OPPDRAGSLEDER	Arne Vik
KONTAKTPERSON	Espen Ledang	UTARBEIDET AV	Konstantinos Kalomoiris
KOORDINATER	SONE: 32V ØST: 619655 NORD: 7151489	ANSVARLIG ENHET	10234011 Geoteknikk Midt
GNR./BNR./SNR.	- / - / / Namsos kommune		

## SAMMENDRAG

Sentrum Namsos Eiendom AS planlegger utbygging av leilighets- og forretningsbygg i Sverres gate 33 og ønsker en vurdering av stabilitetsforholdene for planlagt tiltak, med hensyn til skredfare mot sjøen. I forbindelse med regulering av Sverres gate 33 stilles det krav til å dokumentere at reguleringsplanen er gjennomførbar geoteknisk sett. Foreliggende rapport omfatter en vurdering av stabilitetsforhold for planlagt utbygging.

Planområdet ligger øst for båthavna i Vestre havn ved Namsos sentrum i Namsos kommune. Terrenget for grunnundersøkelsene ligger på koter mellom +0,5 til +1,6.

Grunnundersøkelsene viser at løsmassene i hovedsak består av sandige masser (innspylte mudringsmasser / originale masser) i topplaget over siltig leire med innslag av tynne silt- og sandlag. Topplaget har en mektighet på inntil ca. 10 m, avtagende inn på land. Utførte sonderinger indikerer en overgang til fastere lagdelte masser i større dybder, som trolig består av både leire, silt, sand og grus. Antatt morene er påtruffet i dybde 73,6 meter under terreng i borpunkt 1 og i dybde 68,5 meter under terreng i borpunkt 2, før antatt berg ble påtruffet.

Utbyggingen omfatter et kombinert leilighets- og forretningsbygg over 4 etasjer, med grunnflate på ca. 2000 m<sup>2</sup>. Overkant gulv første etasje vil være på kote +3,3. Bygget fundamenteres på spissbærende peler til berg. Sør for bygget planlegges et plan på kote +2,7 med overbygd parkeringsdekke.

Utførte stabilitetsberegninger viser at det er behov for stabiliserende tiltak for å oppnå sikkerhetskravet. Stabiliserende tiltak vil bestå av masseutskifting av stedlige tyngre masser i topplaget med lette masser (f.eks. skumglass).

Videre er det utført orienterende volum- og kostnadsberegninger for foreslått stabiliserende tiltak.

Det er behov for detaljprosjektering av tiltaket i forbindelse med byggesaken. Foreliggende rapport er en dokumentasjon av at tilstrekkelig stabilitet kan oppnås dersom det utføres stabiliserende tiltak av omfanget som er stipulert. Bestemmelse av endelig omfang og utforming av stabiliserende tiltak, masseutskiftingsdybde, samt ev. etablering av tett spuntgrop skal detaljprosjekteres i forbindelse med byggesaken.

**Revisjon 01: Rapporten er revidert for å ta hensyn til oppdatert tegningsgrunnlag, mottatt på e-post 20.5.2020.**

			KONK	ARV	ARV
01	4.6.2020	Rapporten revidert for å ta hensyn til oppdatert tegningsgrunnlag	Konstantinos Kalomoiris	Arne Vik	Arne Vik
00	9.3.2020	Geoteknisk vurderingsrapport av stabilitet mot sjøen	Konstantinos Kalomoiris	Arne Vik	Arne Vik
REV.	DATO	BESKRIVELSE	UTARBEIDET AV	KONTROLLERT AV	GODKJENT AV

## INNHOLDSFORTEGNELSE

<b>1</b>	<b>Innledning .....</b>	<b>5</b>
<b>2</b>	<b>Grunnlag for geoteknisk vurdering.....</b>	<b>7</b>
	2.1 Grunnundersøkelser .....	7
	2.2 Grunnlagsdokumenter .....	7
<b>3</b>	<b>Områdebeskrivelse .....</b>	<b>8</b>
	3.1 Område og topografi .....	8
	3.2 Kvantærgeologi .....	9
	3.3 Eksisterende faresoner for kvikkleireskred.....	9
	3.4 Grunnforhold .....	9
	3.5 Grunnvannstand/poretrykk .....	10
<b>4</b>	<b>Sikkerhetskrav for planlagt tiltak .....</b>	<b>11</b>
	4.1 Krav til sikkerhet .....	11
	4.2 Kvalitetssikring av stabilitetsvurderinger .....	11
<b>5</b>	<b>Grunnlag for stabilitetsvurderinger.....</b>	<b>12</b>
	5.1 Generelt .....	12
	5.2 Planlagt tiltak .....	12
	5.3 Beregningsprofil.....	12
	5.4 Lagdeling.....	12
	5.5 Materialparametere .....	13
	5.6 Laster .....	13
<b>6</b>	<b>Stabilitetsvurderinger .....</b>	<b>14</b>
	6.1 Resultater fra stabilitetsberegninger .....	14
	6.2 Stabilitetsvurderinger .....	14
	6.3 Sikkerhet mot oppdrift.....	14
<b>7</b>	<b>Kostnadsoverslag stabiliserende tiltak .....</b>	<b>16</b>
	7.1 Generelt .....	16
	7.2 Enhetspriser .....	16
	7.3 Resultat.....	17
<b>8</b>	<b>Konklusjon.....</b>	<b>18</b>
<b>9</b>	<b>Referanser .....</b>	<b>19</b>

**TEGNINGER**

10215031-RIG-TEG -000_rev00	Oversiktskart
-002_rev01	Borplan med planlagt bygg
-003_rev00	Borplan med stabiliserende tiltak
-500.5_rev00	Borhull 1CPTU, Prekonsolideringstrykk $\sigma'_c$
-500.6_rev00	Borhull 1CPTU, Overkonsolideringsgrad OCR
-500.7_rev00	Borhull 1CPTU, Tolkning av udrenert aktiv skjærfasthet
-501.5_rev00	Borhull 2CPTU, Prekonsolideringstrykk $\sigma'_c$
-501.6_rev00	Borhull 2CPTU, Overkonsolideringsgrad OCR
-501.7_rev00	Borhull 2CPTU, Tolkning av udrenert aktiv skjærfasthet
-600_rev02	Profil A-A
-700_rev00	Profil A-A Tolket lagdeling
-810.1_rev00	Profil A-A Stabilitetsberegning, eksisterende byggegrense uten tiltak, ADP-analyse
-810.2_rev00	Profil A-A Stabilitetsberegning, eksisterende byggegrense uten tiltak, Drenert analyse
-811.1_rev00	Profil A-A Stabilitetsberegning, eksisterende byggegrense med tiltak, ADP-analyse
-811.2_rev00	Profil A-A Stabilitetsberegning, eksisterende byggegrense med tiltak, Drenert analyse

**VEDLEGG**

Vedlegg A	Tolkning av materialparametere for stabilitetsberegninger
Vedlegg B	Tolkning spesialforsøk
Vedlegg C	Kostnadsoverslag

## 1 Innledning

Sentrum Namsos Eiendom AS planlegger utbygging av leilighets- og forretningsbygg i Sverres gate 33 og ønsker en vurdering av stabilitetsforholdene for planlagt tiltak, med hensyn til skredfare mot sjøen. I forbindelse med regulering av Sverres gate 33 stilles det krav til å dokumentere at reguleringsplanen er gjennomførbar geoteknisk sett.

Multiconsult Norge AS er engasjert til å utføre supplerende grunnundersøkelser og gjøre en vurdering av stabilitetsforholdene basert på resultater fra de supplerende grunnundersøkelsene. Vurdering av fundamenterings- og andre forhold omfattes ikke av foreliggende rapport. De supplerende grunnundersøkelsene er utført, [1]. Plassering av planlagte bygg er vist i Figur 1-1.

Foreliggende rapport omfatter en vurdering av stabilitetsforhold for planlagt utbygging. Det er utført stabilitetsberegninger i ett kritisk snitt for dokumentasjon av tilfredsstillende sikkerhet mot utglidning.

Vurderingene i foreliggende rapport kvalitetssikres av uavhengig foretak (Norconsult).



Figur 1-1: Planlagt bygg ved Sverres gate 33. Utsnitt av tegning A11-11, utarbeidet av Arcon Prosjekt og datert 22.4.2020

## 2 Grunnlag for geoteknisk vurdering

### 2.1 Grunnundersøkelser

Multiconsult og Noteby har tidligere utført grunnundersøkelser nærliggende planområdet. Plassering av utvalgte grunnundersøkelser er vist på tegning nr. 10215031-RIG-TEG-002. Resultater fra undersøkelsene er ikke medtatt i denne rapporten, men henviser til rapporter vist i Tabell 2-1.

Tabell 2-1: Relevante tidligere grunnundersøkelsesrapporter

Ref.		Rapport-nummer	Utført av	År	Oppdragsgiver	Oppdragsnavn/ rapportnavn
[1]	-	10215031-RIG-RAP-001	Multiconsult	2020	Sentrum Namsos Eiendom AS	Sverres gate 33, Namsos. Datarapport – Geotekniske grunnundersøkelser
[2]	M1-X	412501-1 og -2	Multiconsult	2007-2009	Vestre Havn Bygg AS	Rock city, hotell Vestre Havn
[3]	M2-X	416885-001	Multiconsult	2014	Credo Prosjekt AS	Rock Garden, Namsos
[4]	37340-X	37340-1	Noteby	1991	Namsos kommune	Vestre Havn utfylling

### 2.2 Grunnlagsdokumenter

Utover geotekniske grunnundersøkelsesrapporter er tegninger/dokumenter vist i Tabell 2-2 benyttet som grunnlag for våre vurderinger.

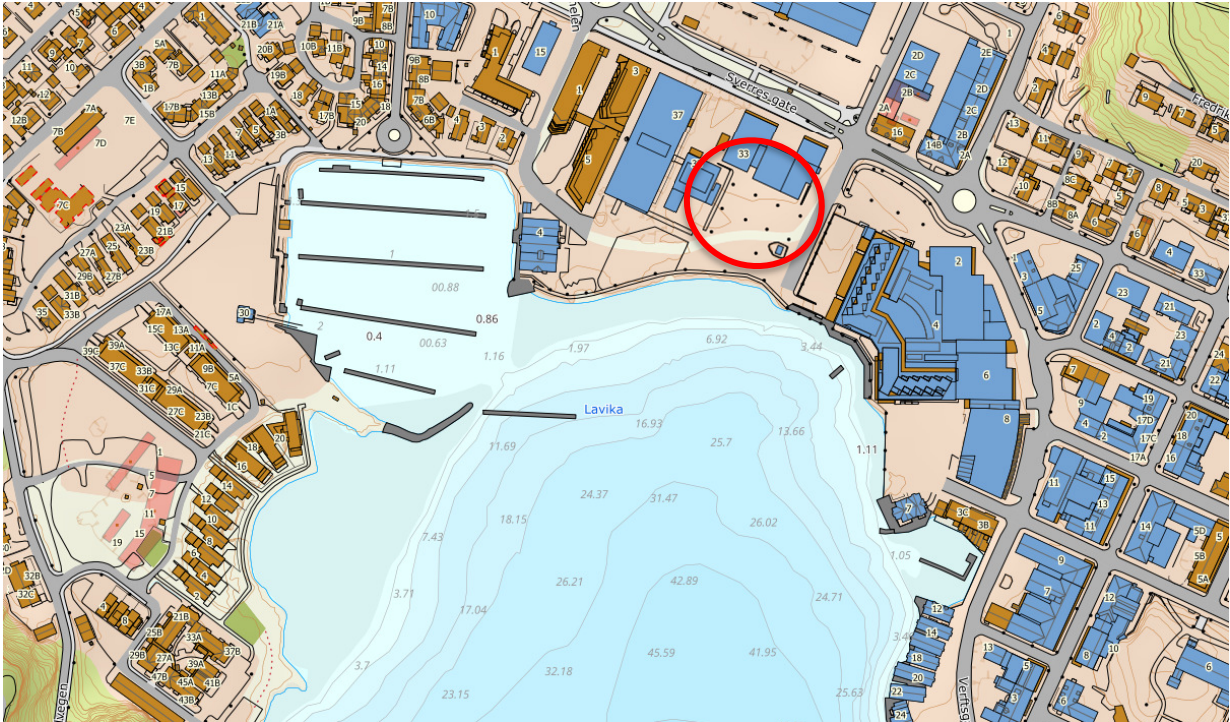
Tabell 2-2 Grunnlagsdokumenter

Nr.	Tegning / Dokument	Tittel / Kommentar	Datert
1	A11-11	Utomhusplan. Tegning utarbeidet av Arcon Prosjekt	22.4.2020
2	A20-12	1. Etasje. Tegning utarbeidet av Arcon Prosjekt	20.5.2020
3	A20-13	2. Etasje. Tegning utarbeidet av Arcon Prosjekt	20.5.2020
4	A20-14	3. Etasje. Tegning utarbeidet av Arcon Prosjekt	20.5.2020
5	A20-15	4. Etasje. Tegning utarbeidet av Arcon Prosjekt	20.5.2020
6	A40-01	Snitt A-A, B-B, C-C. Tegning utarbeidet av Arcon Prosjekt	20.5.2020

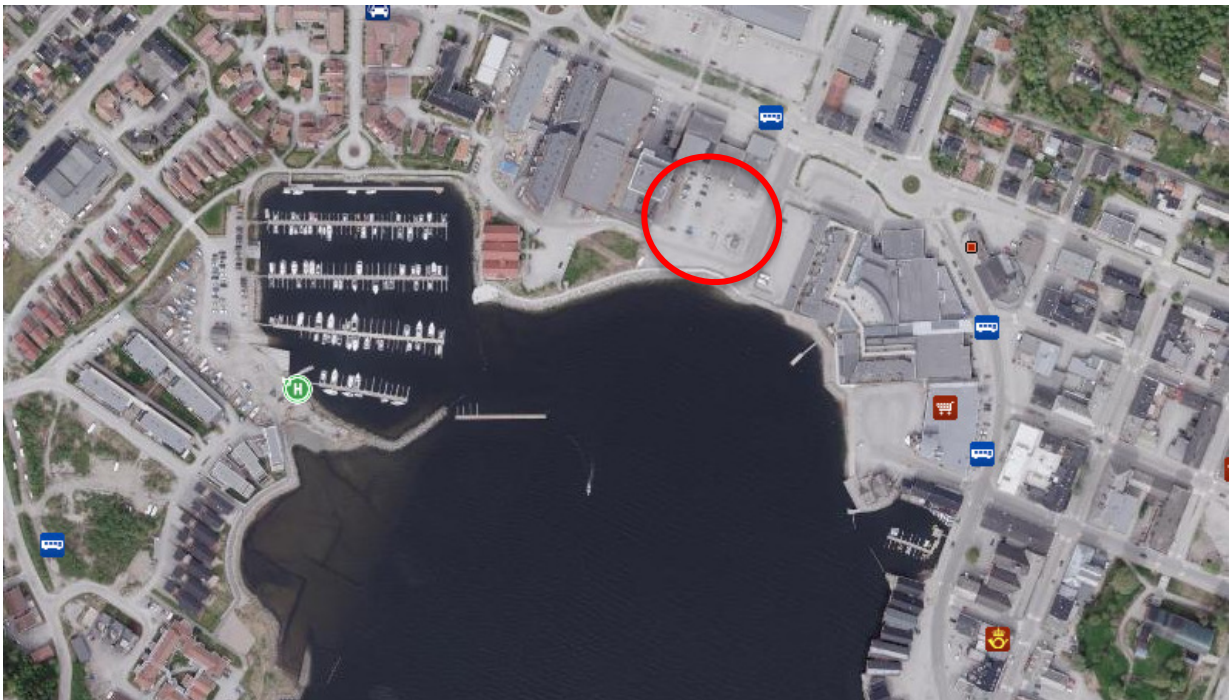
### 3 Områdebeskrivelse

#### 3.1 Område og topografi

Planområdet ligger øst for båthavna i Vestre havn ved Namsos sentrum i Namsos kommune, se Figur 2-1 og 2-2. Terrenget for grunnundersøkelsene ligger på koter mellom +0,5 til +1,6.



Figur 3-1: Oversiktskart med omtrentlig plassering av planområdet markert med rødt. Kilde: [www.norgeskart.no](http://www.norgeskart.no)



Figur 3-2: Flyfoto med omtrentlig plassering av planområdet markert med rødt. Kilde: <https://kart.finn.no>



### 3.2 Kvartærgeologi

NGUs kvartærgeologiske løsmassekart viser at det undersøkte området i hovedsak består av fyllmasser, se figur 4-1.

Det kvartærgeologiske kartgrunnlaget gir en visuell oversikt over landskapsformende prosesser over tid, samt løsmassenes overordnede fordeling. Utgangspunktet for disse oversiktskartene er i all hovedsak visuell overflatekartlegging, og kun i begrenset omfang fysiske undersøkelser. Kartene gir ingen informasjon om løsmassefordeling i dybden og kun begrenset informasjon om løsmassemeknighet. For mer informasjon om kvartærgeologiske kart og anvendelse/kvalitet vises til [www.ngu.no](http://www.ngu.no).



Figur 3-3: Utsnitt av kvartærgeologisk kart – løsmasser. Planområdet markert med rødt. Kilde: [www.ngu.no](http://www.ngu.no).

### 3.3 Eksisterende faresoner for kvikkleireskred

I henhold til faresonekart på NVE-Atlas [<https://atlas.nve.no>] er det ingen kjente og utredede faresoner for kvikkleireskred i/nærliggende planområdet.

### 3.4 Grunnforhold

Berg er ved bergkontrollboring påtruffet i dybder 75,6 meter under terreng i borpunkt 1 og 70,2 meter dybde under terreng i borpunkt 2.

Bergoverflatens forløp mellom borpunktene vil kunne variere, og det må påregnes lokale forhøyninger eller forsenkninger i bergoverflaten som ikke er fanget opp av utførte undersøkelser.

Grunnundersøkelsene viser at løsmassene i hovedsak består av sandige masser (innspylte mudringsmasser / originale masser) i topplaget over siltig leire med innslag av tynne silt- og sandlag. Topplaget har en meknighet på inntil ca. 10 m, avtagende inn på land. Utførte sonderinger indikerer en overgang til fastere lagdelte masser i større dybder, som trolig består av både leire, silt, sand og grus. Antatt morene er påtruffet i dybde 73,6 meter under terreng i borpunkt 1 og i dybde 68,5 meter under terreng i borpunkt 2, før antatt berg ble påtruffet.

Basert på resultatene fra prøvene i borpunkt 1 og 2, har leira et naturlig vanninnhold mellom ca. 10 - 39%. Plastisitetsindeksen (IP) varierer mellom ca. 7-20 % og uomrørt skjærfasthet ligger i området  $c_u = 13-78$  kPa.

Fra målt plastisitetsindeksen ( $I_p$ ), uomrørt skjærfasthet og sensitivitet, klassifiseres leira som lite til middels plastisk, bløt til fast og lite til middels sensitiv.

For en mer detaljert oversikt over grunnforholdene på tomta vises det til geotekniske datarapporter som er listet opp i kapittel 2.

### **3.5 Grunnvannstand/poretrykk**

Det er utført poretrykksmålinger i en dybde med elektrisk piezometer med minne i borpunkt 1. Piezometeren er installert 20 meter under terreng. Måling av poretrykket indikerer en grunnvannstand ca. 0,4 m under terreng, med antatt hydrostatisk fordeling med dybden.

Det vises til tegning nr. 10215031-RIG-TEG-350 i datarapport 10215031-RIG-RAP-001\_rev00 for detaljer vedr. de enkelte målepunkter og avlesninger.

## 4 Sikkerhetskrav for planlagt tiltak

Reguleringsplanen for tiltaket i Sverres gate 33 er underlagt krav i lover og forskrifter:

- Plan- og bygningsloven (PBL)
- Byggteknisk forskrift (TEK17)

Plan- og bygningsloven §21-8, stiller krav til at «grunn kan bare bebygges, eiendom opprettes eller endres, dersom det er tilstrekkelig sikkerhet mot fare eller vesentlig ulempe som følge av natur- eller miljøforhold».

Byggteknisk forskrift §7-1 sier at «Byggverk skal plasseres, prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet mot skade eller vesentlig ulempe fra naturpåkjenninger». Videre sier §7-1 at «Tiltak skal prosjekteres og utføres slik at byggverk, byggegrunn og tilstøtende terreng ikke utsettes for fare for skade eller vesentlig ulempe som følge av tiltaket».

Byggteknisk forskrift §7-3 sier at «Byggverk hvor konsekvensen av skred, herunder sekundærvikninger av skred, er særlig stor, skal ikke plasseres i skredfarlig område». Videre sier §7-3 at «For byggverk i skredfareområde skal det fastsettes sikkerhetsklasse for skred [...]. Byggverk og tilhørende uteareal skal plasseres, dimensjoneres eller sikres mot skred, herunder sekundærvikninger av skred, slik at største nominelle sannsynlighet [...] ikke overskrides».

For dette prosjektet legges det til grunn sikkerhetsklasse 3 for skred, S3. Største nominelle sannsynlighet skal da være mindre enn 1/5000. I praksis ivaretas sikkerhetsnivå ved konvensjonelle sikkerhetsfaktorer ved stabilitetsberegninger. Krav til absolutt sikkerhetsfaktor for planlagt utbygging fremgår av Eurokode 7 [13].

### 4.1 Krav til sikkerhet

Eurokode 7 stiller krav til sikkerhetsfaktor lik eller større enn 1,4 for stabilitetsberegninger på totalspenningsbasis og 1,25 for stabilitetsberegninger på effektivspenningsbasis. Krav til tilfredsstillende sikkerhetsfaktor må oppnås for alle byggefaser.

### 4.2 Kvalitetssikring av stabilitetsvurderinger

Foreliggende stabilitetsvurdering kvalitetssikres av uavhengig foretak (Norconsult).

## 5 Grunnlag for stabilitetsvurderinger

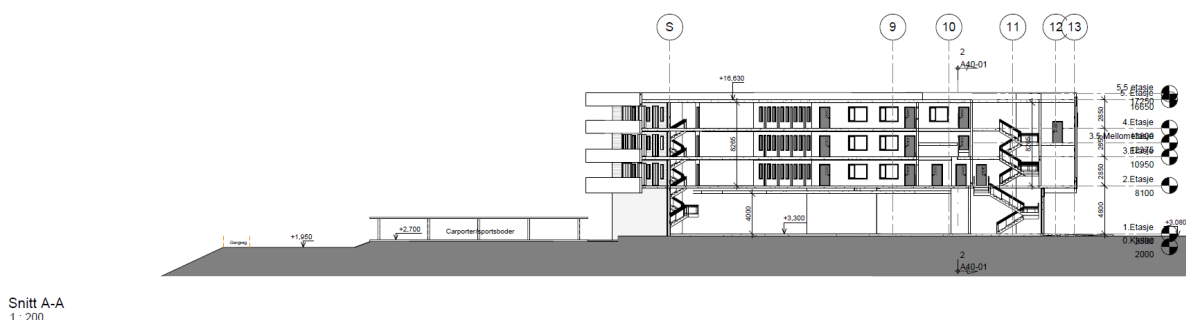
### 5.1 Generelt

Stabilitet beregnes for planlagt tiltak med total- og effektivspenningsparametere. Siden terrenget ikke kan nedplaneres (ferdig terreng foran planlagt bygg vil komme på kote +2,7), er masseutskifting av stedlige masser med lette masser vurdert som mest aktuelt tiltak. I beregningsmodellen er effekten av masseutskiftinga modellert som avlastning av terrenget til kote 0.

Beregninger er utført med beregningsprogrammet «GeoSuite Stability» versjon 16.1.5.0, med beregningsmetode Beast 2003. Beregningsmetoden er basert på grenselikevektmetode, og anvender en versjon av lamellmetoden som tilfredsstiller både kraft- og momentlikevekt. Programmet søker selv etter kritisk sirkulærsylindrisk glideflate for definerte variasjonsområder av sirkelsentrum. Det er også mulig å definere egne glideflater i programmet når man utfører beregninger for sammensatte glideflater.

### 5.2 Planlagt tiltak

Utbyggingen omfatter et kombinert leilighets- og forretningsbygg over 4 etasjer, med grunnflate på ca. 2000 m<sup>2</sup>. Overkant gulv første etasje vil være på kote +3,3. Bygget fundamenteres på spissbærende peler til berg. Sør for bygget planlegges et plan på kote +2,7 med overbygg parkeringsdekke.



Figur 5-1: Snitt A-A. Utsnitt av tegning A40-01, utarbeidet av Arcon Prosjekt og datert 20.5.2020

### 5.3 Beregningsprofil

Det er valgt å beregne stabiliteten i ett profil (Profil A-A), som er antatt mest stabilitetskritiske profil ved planområdet. Terrenget er basert på tilgjengelig kartgrunnlag. Plasseringen av profilet er vist i tegning nr. 10215031-RIG-TEG-002 og skal være representativ for stabilitetsforholdene mot sjøen.

### 5.4 Lagdeling

Lagdeling er tolket ut fra resultatene av tilgjengelige tidligere utførte grunnundersøkelser, samt de supplerende undersøkelsene utført i forbindelse med foreliggende oppdrag.

Lagdeling i beregningsprofiler er vist i tegninger nr. 10215031-RIG-TEG-700.

Som utgangspunkt for modellering av grunnvannstand ble det benyttet målinger fra de installerte hydrauliske piezometere. Grunnvannstand er på land antatt å være på kote 0, noe lavere enn poretrykksmålingene indikerer, da poretrykket var på veg ned ved siste poretrykksregistreringer i felt

og med bakgrunn i erfaringer fra nærliggende prosjekter. I sjøen er LLV (laveste lavvann) satt til kote - 2.

### **5.5 Materialparametere**

Materialparametere er tolket på bakgrunn av nye og tidligere utførte grunnundersøkelser. Kvalitet på undersøkelsene, tolkning av felt- og laboratorieforsøk, ADP-forhold og kompatibilitetsprinsipp, osv. er omtalt i vedlegg A.

### **5.6 Laster**

Boligblokken er ikke modellert med last, da det forutsettes fundamentert på spissbærende peler til berg. Det etableres frittstående gulv. Som terrenglast er det benyttet en dimensjonerende last på 6,5 kPa over hele område.

## 6 Stabilitetsvurderinger

### 6.1 Resultater fra stabilitetsberegninger

Det er gjort stabilitetsberegninger i ett profil for dagens tilstand og etter at stabiliserende tiltak er utført.

Resultater fra stabilitetsberegninger er vist i tegninger nr. 10215031-RIG-TEG-810.1 t.o.m. 811.2.

Oppsummering av resultatene er sammenstilt i Tabell 6-1.

Tabell 6-1 Beregnet sikkerhetsfaktor for total- og effektivspenningsanalyse

Tegning	Stabilitetsprofil	Sikkerhetsfaktor, $\gamma_M$ , for sirkulær bruddflate inntil planlagt bygg	Sikkerhetsfaktor, $\gamma_M$ , for sammensatte bruddflate inntil planlagt bygg
810.1	Profil A-A, dagens tilstand, totalspenningsanalyse	1,29	1,31
810.2	Profil A-A, dagens tilstand, effektivspenningsanalyse	2,56	2,55
811.1	Profil A-A, etter tiltak, totalspenningsanalyse	1,40	1,40
811.2	Profil A-A, etter tiltak, effektivspenningsanalyse	2,76	2,63

### 6.2 Stabilitetsvurderinger

For å oppnå tilfredsstillende sikkerhet mot utglidning ut i sjøen for planlagt bygg er det behov for stabiliserende tiltak. Stabiliserende tiltak vil bestå av masseutskifting av stedlige tyngre masser i topplaget med lette masser. I stabilitetsberegningene består tiltaket av en terrengavlastning til kote 0. Omfang masseutskifting vil være slik at det oppnås samme effekt som ved terrengavlastning til kote 0. Videre vil omfang masseutskifting avhenge av hvilken type lette masser skal benyttes til masseutskiftingen, samt andre forhold, f.eks. krav til tilstrekkelig sikkerhet mot oppdrift.

I foreliggende rapport er bruk av skumglass med  $\gamma=3 \text{ kN/m}^3$  lagt til grunn for våre beregninger. De lette massene skal tildekkes med minst 0,5 m tyngre steinmasser med  $\gamma=19 \text{ kN/m}^3$ .

### 6.3 Sikkerhet mot oppdrift

Siden det skal benyttes lette masser under vannstanden er det krav til dokumentasjon av tilstrekkelig sikkerhet mot oppdrift.

Ytreforhold som vil påvirke nivå for dimensjonerende vannstand er stormflo. Tiltaket plasseres i sikkerhetsklasse F2, som betyr at vannstanden ikke skal overstige største nominelle årlige sannsynlighet på 1/200.

I Figur 6-1 er en nivåskisse relatert til NN2000 for Lavika vist. Denne gir nivåer for gjentaksintervallet av stormflo.

Sikkerhetsklasse F2 200 års gjentaksintervall (NN2000): +220 cm

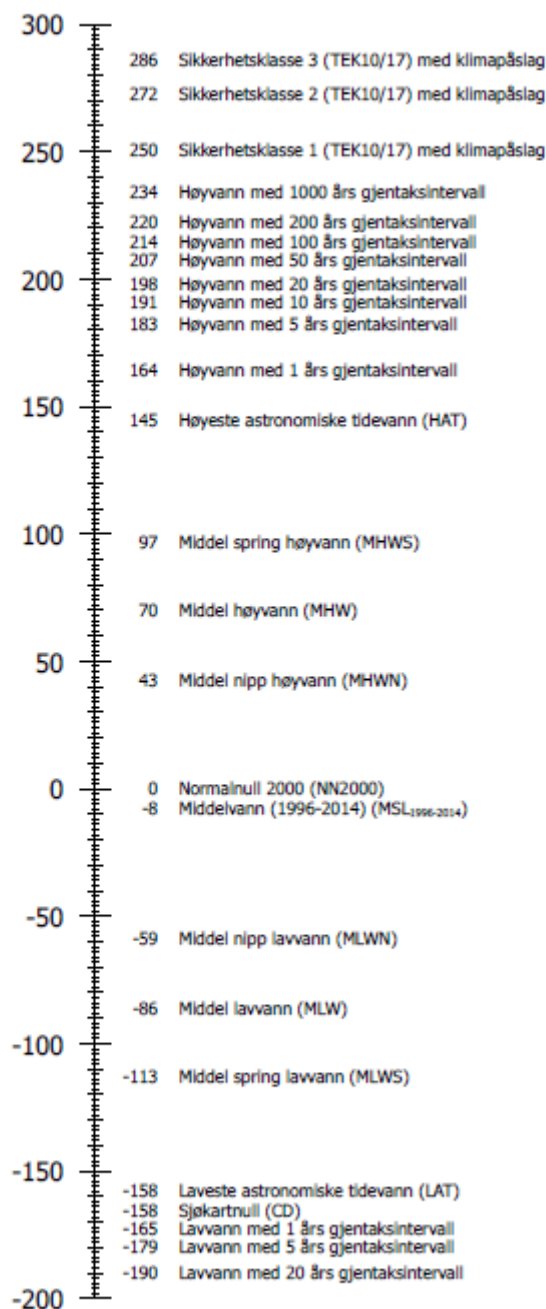


# Lavika

29. mai 2020

## Nivåskisse med de viktigste vannstands nivåene og ekstremverdier

Nivå er hentet fra RØRVIK og justert med faktor 0,99.



Høyder er i cm over Normalnull 2000 som er nullnivå i det norske offisielle høydesystemet NN2000.

Figur 6-1: Vannstandstabell for Lavika. Utsnitt av <https://www.kartverket.no/en/sehavniva/>

Utførte beregninger viser at det er tilstrekkelig sikkerhet mot oppdrift for en ytre vannstand som tilsvarer høyvann med 200 års gjentakintervall, forutsatt at det benyttes lette masser mellom kote -1,2 og kote +2,0 som tildekkes med steinmasser til kote +2,7.

## 6.4 Stabiliserende tiltak

Det er to krav som foreslått stabiliserende tiltak må tilfredsstille:

- Tilstrekkelig stabilitet av bruddflatene inntil planlagt bygg
- Tilstrekkelig sikkerhet mot oppdrift

Våre beregninger viser at det er behov for ca. 3,2 m masseutskifting med lette masser for at forholden vil tilsvare den nødvendige terrengavlastningen som fremgår av stabilitetsberegningene. Foreslått stabiliserende tiltak består av masseutskifting av tyngre masser med skumglass med  $\gamma=3$  kN/m<sup>3</sup> mellom kote -1,2 og kote +2,0. Over kote +2,0 tildekkes fyllingen med 0,7 m steinmasser med  $\gamma=19$  kN/m<sup>3</sup>. I anleggsfasen vil det være behov for etablering av en tørr byggegrop. Dersom det ikke blir mulig å senke grunnvannstanden tilstrekkelig med åpen utgraving og pumping, må etablering av en tørr spuntgrop vurderes. Dette vil redusere risikoen ved utførelsen.

Det antas at det er behov for masseutskifting av en sone med bredde ca. 18 m foran planlagt bygg. Det er gjort en volumberegning av lette masser som er nødvendige for å oppnå sikkerhetskravet etter regelverket: det er behov for ca. 2900 m<sup>3</sup> lette masser. Videre er det behov for ca. 630 m<sup>3</sup> steinmasser som skal benyttes til å tildekke de lette massene. Ferdig nivå vil da ligge på kote +2,7.

Omfang stabiliserende tiltak som er nødvendig for å oppnå sikkerhetskravet er vist på tegning 10215031-RIG-TEG-003.

## 7 Kostnadsoverslag stabiliserende tiltak

### 7.1 Generelt

Kostnadsvurderingen er utført for å synliggjøre kostnadene knyttet til nødvendige stabiliserende tiltak. Eventuell omlegging av eks. kabler og ledninger og behandling av forurenset grunn som kan drive kostnader opp er ikke hensyntatt. Kostnadsberegningene er utført på et overordnet nivå og representerer et beste estimat. Erfaringsmessig vil et slikt kostnadsoverslag ha en nøyaktighet på +/- 20%. I vedlegg C er kostnadsberegningen gjengitt.

### 7.2 Enhetspriser

I forhold til beskrevne metoder har vi forutsatt følgende enhetspriser for grunnarbeider:

Element	Enhet	Enhetspris Eks. mva
Graving til kote -1	kr/m <sup>3</sup>	100,-
Opplasting, bortkjøring, og deponering av gravemasser	kr/m <sup>3</sup>	150,-
Levering og tilbakefylling med lette masser	kr/m <sup>3</sup>	600,-
Levering og legging av pukkmasser (tildekking)	kr/m <sup>3</sup>	200,-
Etablering spuntavstivning	kr/m <sup>2</sup>	4.500,-

Angitte enhetspriser er basert på Norsk prisbok av 2019 utgitt av Norconsult Informasjonssystemer AS i samarbeid med AS Bygganalyse, samt erfaringer i forbindelse med tidligere prosjekter og vurderes dermed som orienterende. Det er noe usikkerhet knyttet til brukte enhetspriser da reelle entreprisekostnader avhenger av flere faktorer som markedssituasjon, avstand til deponiområde, osv.



### 7.3 Resultat

Som vist på vedlagt kostnadsoverslag (vedlegg C) er stabiliserende tiltak kostnadsberegnet til **ca. 7,5 mill. kr.**, inkl. etablering av tett spuntgrop. Etablering av tett spuntgrop utgjør **ca. 5 mill. kr.** Dersom det etableres system for vannpumping i anleggsfasen slik at grunnvannstanden senkes under kote - 1,2 og behov for spunt utgår, er stabiliserende tiltak kostnadsberegnet til **ca. 2,5 mill. kr.** I tillegg må det påregnes kostnader for rigging og drift i størrelsesorden 15% av disse beløpene.

Det er noe usikkerhet knyttet til våre kostnadsberegninger da reelle entreprisekostnader avhenger av flere faktorer som markedssituasjon, osv., men størrelsesorden vil være riktig.

## 8 Konklusjon

I forbindelse med regulering av Sverres gate 33 stilles det krav til å dokumentere at reguleringsplanen er gjennomførbar geoteknisk sett. Den største geotekniske utfordringen er dokumentasjon av tilstrekkelig stabilitet ut mot sjøen. Planlagt bygg forutsettes fundamentert på spissbærende peler til berg.

Utførte stabilitetsberegninger viser at det er behov for stabiliserende tiltak for å oppnå sikkerhetskravet. Stabiliserende tiltak vil bestå av masseutskifting av stedlige tyngre masser i topplaget med lette masser (f.eks. skumglass).

Videre er det utført orienterende volum- og kostnadsberegninger for foreslått stabiliserende tiltak.

Det er behov for detaljprosjektering av tiltaket i forbindelse med byggesaken. Foreliggende rapport er en dokumentasjon av at tilstrekkelig stabilitet kan oppnås dersom det utføres stabiliserende tiltak av omfanget som er stipulert. Bestemmelse av endelig omfang og utforming av stabiliserende tiltak, masseutskiftingsdybde, samt ev. etablering av tett spuntgrop skal detaljprosjekteres i forbindelse med byggesaken.

## 9 Referanser

- [1] Multiconsult (2020), rapport 10215031-RIG-RAP-001 «Sverres gate 33, Namsos. Datarapport – Geotekniske grunnundersøkelser»
- [2] Multiconsult (2007-2009), rapport 412501-1 og -2 «Rock city, hotell Vestre Havn»
- [3] Multiconsult (2014), rapport 416885-001 «Rock Garden, Namsos»
- [4] Noteby (1991), rapport 37340-1 «Namsos kommune. Vestre Havn utfylling»
- [5] Norges vassdrags- og energidirektorat, NVE (2014). NVEs veileder nr. 7-2014, Sikkerhet mot kvikkleireskred, datert april 2014
- [6] NIFS (2016). Rapport 14/2016 «Metode for vurdering av løsne- og utløpsområder for områdeskred»
- [7] NGI (2001). «Program for økt sikkerhet mot leirskred - Metode for kartlegging og klassifisering av faresoner, kvikkleire». Rapport 20001008-2, Revisjon 3, datert 8. oktober 2008
- [8] Direktoratet for byggkvalitet, Byggteknisk forskrift TEK17, 2017
- [9] Norges vassdrag- og energidirektorat, NVE (2011). «Retningslinjer 2/2011 Flaum og skredfare i arealplaner», revidert 22. mai 2014
- [10] Statens vegvesen, SVV (2018). «Håndbok N200: Vegbygging», Vegdirektoratet
- [11] NIFS rapport 14/2014, «En omforent anbefaling for bruk av anisotropiforhold i prosjektering i norske leirer», NVE, 30.01.2014.
- [12] Standard Norge (2016). Eurokode 0 «Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner». NS-EN-1990:2002+NA:2016
- [13] Standard Norge (2016). Eurokode 7 «Geoteknisk prosjektering. Del 1: Almenne regler». NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016
- [14] Standard Norge (2008). Eurokode 7 «Geoteknisk prosjektering - del 2: Regler basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver». NS-EN-1997-2:2007+NA2008
- [15] Statens vegvesen, SVV (2014). «Håndbok V220: Geoteknikk i vegbygging», Vegdirektoratet
- [16] Thakur V. et al. (2014) «En diskusjon om løsne- og utløpsområder for skred i sprøbruddmaterialer», artikkel Geoteknikkdagen 2014
- [17] L'Heureux, J.S. (2012) "A study of the retrogressive landslide behavior and mobility of Norwegian quick clay landslides", Landslide and engineered slopes: protecting society through improved understanding. London: Taylor & Francis Group
- [18] Norges vassdrags- og energidirektorat, NVE (2013) «NIFS rapport 38/2013 Karakterisering av historiske kvikkleireskred og input parametere for Q-BING»
- [19] Thakur, V. (2014) «Characterization of post-failure movements of landslides in soft sensitive clays», Landslides in Sensitive Clays – From Geosciences to Risk Management. Springer
- [20] Norges vassdrags- og energidirektorat, NVE (2013) «NIFS rapport 21/2013 Utstrekning av og utløpsdistanse for kvikkleireskred basert på katalog over skredhendelser i Norge»

## Vedlegg A

### 1 Tolkning av materialparametere

#### 1.1 Generelt

Tolkning av beregningsparametere er utført med bakgrunn i resultat av utførte CPTU-sonderinger, opptatte 54 mm prøveserier som er rapportert i datarapporter i Tabell 2-1 i hovedtekst og empiriske korrelasjoner.

#### 1.2 Tyngdetetthet

Målt tyngdetetthet på opptatte prøver er benyttet som grunnlag. Ved store variasjoner i målte verdier er gjennomsnittlige verdier benyttet. For materialer som det ikke er målt tyngdetetthet på, er det benyttet erfaringsverdier iht. håndbok V220 [28].

Tyngdetettheten er satt til 19,5 kN/m<sup>3</sup> i leirige/siltige masser. I fyllmassene/sandmassene i topplaget er tyngdetettheten satt til 19 kN/m<sup>3</sup>.

#### 1.3 Forkonsolidering

##### 1.3.1 Tolkningsmetoder

Forkonsolideringsspenning  $\sigma'_c$  og overkonsolideringsforhold OCR tolkes ut normalt i fra ødometerforsøk og CPTU-sonderingene. Data tolket fra CPTU benyttes til å inter- og ekstrapolere mellom resultatene fra ødometerforsøk mot dybden. Det kan benyttes tolkning fra CPTU både på spissmotstands- og poretrykksbasis. Følgende korrelasjoner benyttes i dette prosjektet som støtte til valg av designlinje:

Tabell 1 Tolkningsmetoder forkonsolideringsspenning

Referanse	Tolkningsmetode	Merknader	Forklaringer
Karlsrud et al. (2005)	$\sigma'_c = \sigma'_{v0} * OCR_i$	Spissmotstandsbasis og poretrykksbasis, semiteoretisk	$OCR_1 = 10^{\left(\frac{A-Bq}{B}\right)}$ $OCR_2 = 10^{\left(\frac{(\Delta u - \sigma'_{v0}) - A}{B}\right)}$ $OCR_3 = \left(\frac{Q_t}{A}\right)^B$

Tabell 2 A og B parametere (Karlsrud et al. 2005)

Referanse	S <sub>t</sub>	A	B
OCR <sub>1</sub>	>15	1,15	0,67
	<=15	0,88	0,51
OCR <sub>2</sub>	>15	2,5	6,0
	<=15	2,4	4,0
OCR <sub>3</sub>	>15	2	1,11
	<=15	3	1,20

Ødometerforsøk utført i forbindelse med den nylige utførte grunnundersøkelsen, samt tidligere utført ødometerforsøk (Multiconsults rapport 412501-2\_revA) er gjennomgått. Tabell 3 viser tolkning av utførte ødometerforsøk. Noen av dem vurderes som «ikke tolkbar». Det gjøres oppmerksom at

noen tidligere ødometerforsøk er utført som trinnvis ødometerforsøk og innebærer dermed noe usikkerhet knyttet til tolkning av forkonsolidering.

Tabell 3 Tolkning av overkonsolideringsgrad fra ødometerforsøk

Rapport nr.	BP	Dybde (m)	$\sigma_{vo}'$ (kPa)	Tolket fra ødometerforsøk			OCR
				$\sigma_c'$ (kPa)	$M_{OC}$ (MPa)	$m_{NC}$ (-)	
10215031-RIG-RAP-001	1	17,19	153	165	4	13	1,1
10215031-RIG-RAP-001	1	25,55	263	265	8	16	1
10215031-RIG-RAP-001	2	7,50	68	70	3	16	1
10215031-RIG-RAP-001	2	18,45	179	180	6	16	1
412501-2_revA	26	7,20	Ikke tolkbar				
412501-2_revA	26	8,60	Ikke tolkbar				
412501-2_revA	26	7,65	Ikke tolkbar				

Tolkninger av prekonsolideringstrykk fra ødometerforsøk er vist i tegninger listet opp i Tabell 10. Tegningene finnes i vedlegg B.

Resultater fra ødometerforsøk indikerer at løsmassene i området er tilnærmet normalkonsoliderte. For aldret leire, konsolidert gjennom 10000 år, er det benyttet en OCR på 1,2 for normalkonsolidert leire, konstant med dybden.

### 1.3.2 Bæreevnefaktorer i CPTU-tolkning

Verdier for bæreevnefaktoren for cptu-tolkninger av udrenert skjærstyrke kan etableres både empirisk og teoretisk. Vanligvis bestemmes verdier for bæreevnefaktor ut fra korrelasjoner etablert på resultater fra anisotropiske konsoliderte treaksialforsøk på blokkprøver med høy kvalitet som er benyttet som referanser. Korrelasjoner for tolkning av bæreevnefaktorer er angitt i Tabell 4 og Tabell 5, både på poretrykksbasis og basert på spissmotstand.

Tabell 4 Oversikt korrelasjoner for bæreevnefaktorer bestemt ut fra korrelasjoner mot  $B_q$  (Lunne et al. 1997)

Tolkningsmetode	Empirisk middelvariasjon bæreevnefaktor
Poretrykksbasis, $N_{\Delta u} = f(B_q)$	$N_{\Delta u} = 1,8 + 7,25 \cdot B_q$
Spissmotstand, $N_{kt} = f(B_q)$	$N_{kt} = 18,7 - 12,5 \cdot B_q$
Effektivspissmotstandsbasis, $N_{ke} = f(B_q)$	$N_{ke} = 13,8 - 12,5 \cdot B_q$

Tabell 5 Oversikt korrelasjoner for bæreevnefaktorer bestemt ut fra korrelasjoner mot OCR,  $S_v$ ,  $I_p$  og  $B_q$  for sensitivitet større enn 15 (Karlsruud et al. 2005)

Tolkningsmetode	Empirisk middelvariasjon bæreevnefaktor
Poretrykksbasis, $N_{\Delta u} = f(OCR, I_p)$	$N_{\Delta u} = 9,8 + 4,5 \cdot \log OCR$
Spissmotstand, $N_{kt} = f(OCR, I_p)$	$N_{kt} = 8,5 - 2,5 \cdot \log OCR$
Effektivspissmotstandsbasis, $N_{ke} = f(B_q)$	$N_{ke} = 12,5 - 11 \cdot B_q$

I tolkningsprosedyren viste det seg at tolkningene basert på  $N_{ke}$ -faktoren ga større variasjon og avvik fra forventede resultater, og det ble derfor valgt å ikke vise disse på CPTU-tegningene.

## 1.4 Udrenerte styrkeparametere

### 1.4.1 $c_u$ fra enaks og konus

Verdier for  $c_u$  fra rutineundersøkelser på opptatte prøver (enaks og konus) er i våre vurderinger betraktet som verdier for gjennomsnittlig skjærstyrke,  $c_u$ . Verdier er oppgitt som referanse i plot for  $c_{uA}$ -tolkning uten noen omregning. Verdiene er ikke tillagt særlig vekt i tolkning av profil for opptredende aktiv udrenert skjærfasthet, men er i større grad benyttet for å vurdere prøveforstyrrelse.

### 1.4.2 $c_u$ fra treksialforsøk

Skjærstyrke fra treksiale forsøk anses i våre vurderinger som verdier for aktiv skjærstyrke. Det må imidlertid påpekes at siden prøvene er tatt opp med 54mm stålsylindere, forventes verdiene fra laboratorieforsøk å være noe lavere enn verdiene fra CPTU-korrelasjoner som er basert på blokkprøver, uavhengig av prøve kvalitet. Resultater fra utførte treksialforsøk er omtalt i vedlegg kapittel 1.5.

Tolkede treksialforsøk vises i tegninger 10215031-RIG-TEG-450.1 og -451.1. Tegningene finnes i vedlegg B.

### 1.4.3 $c_{uA}$ fra CPTU-sonderinger

For bestemmelse av udrenert skjærstyrke er CPTU-sonderingene korrelert iht. empirisk baserte tolkningsfaktorer ref. Tabell 4 og Tabell 5. For bløte, finkornige masser med relativt homogene forhold, betraktes tolkning av CPTU på poretrykksbasis normalt som den mest egnede metoden.  $c_{uA}$  fra CPTU tolkes fra følgende korrelasjoner:

Tabell 6 Oversikt tolkningsmetoder aktiv skjærfasthet

Tolkningsmetode	Merknader	Forklaringer
$c_{uA} = \frac{q_n}{N_{kt}}$	Spissmotstandsbasis	$N_{kt}$ = Bæreevnefaktor $q_n$ = Netto spissmotstand fra CPTU sondering
$c_{uA} = \frac{\Delta u}{N_{\Delta u}}$	Poretrykksbasis	$N_{\Delta u}$ = Bæreevnefaktor $\Delta u$ = Poreovertrykk fra CPTU ( $\Delta u = u_2 - u_0$ )

#### 1.4.4 SHANSEP

Udrenert skjærfasthet er nært relatert til in situ effektivspenninger og leiras overkonsolideringsgrad OCR. Udrenert skjærfasthet øker med økning i effektivspenning. Denne økningen er avhengig av OCR. Udrenert skjærfasthet avhengig av OCR kan modelleres etter SHANSEP-prinsippet (Ladd & Foott 1974):

$$c_{uA} = \alpha * OCR^m * \sigma'_0$$

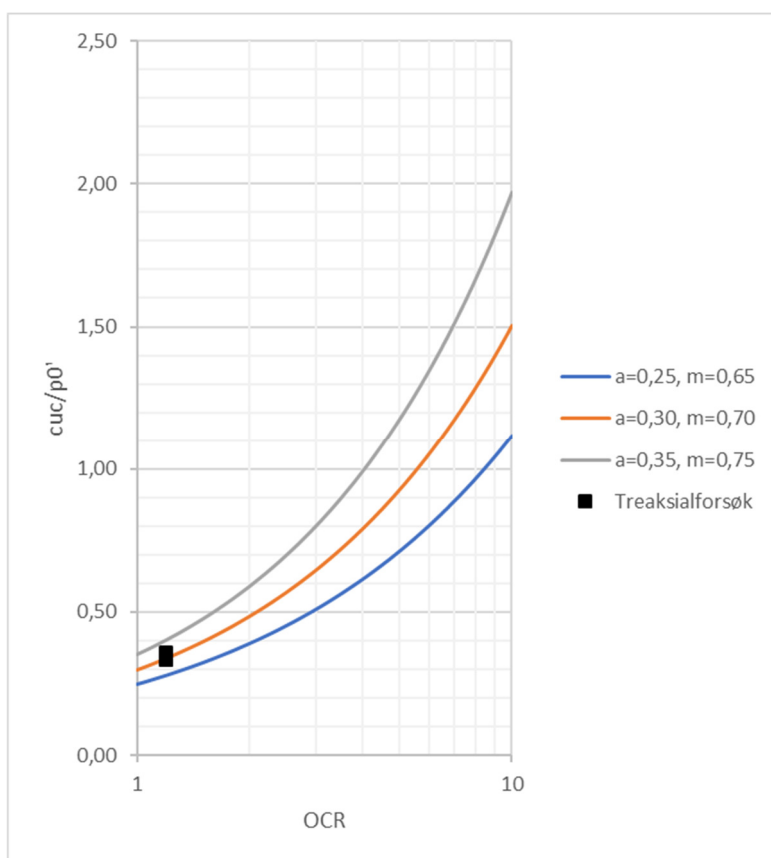
Der:

- $\alpha$  = Stigningstall som varierer vanligvis mellom 0,25 og 0,35 for aktiv skjærstyrke
- OCR = Overkonsolideringsgrad =  $\sigma'_c / \sigma'_{v0}$
- m = Eksponent som for norske leirer typisk har vist seg å variere mellom ca. 0,6 og 0,9 avhengig av leire og forsøkstype
- $\sigma'_{v0}$  = In situ vertikal effektivspenning

SHANSEP-tilnærmingen er benyttet for å etablere et  $c_u$ -profil der hvor det ikke foreligger CPTU-sonderinger i foten av skråningen ut i sjøen. For bestemmelse av faktorene  $\alpha$  og m er  $c_{uA} / \sigma'_0$  beregnet fra treaksialforsøkene og plottet mot antatt OCR i hvert forsøk, se Figur 1-1.

Overkonsolideringsgrad er basert på tilnærmet normalkonsoliderte løsmasser, OCR=1,2.

SHANSEP-parametere som best passer de øvrige CPTU-tolkninger i området er  $\alpha = 0,30$  og  $m = 0,70$ . Skjærstyrkeprofiler som er plassert der hvor det ikke er utført CPTU er tolket med samme SHANSEP-parametere og OCR som tar utgangspunkt i antatt tidligere terrengnivå på kote 0.



Figur 1-1 Tilpasning av SHANSEP-faktorer i forhold til målt  $c_{uA}$  fra treaksialforsøk

### 1.4.5 Anisotropiforhold

Tabell 7 oppsummerer anvendte ADP-faktorer i udrenerte materialer:

Tabell 7 Oversikt over valgte ADP-faktorer

Material	$c_{uA}$ -koeffisient	$c_{uD}$ -koeffisient	$c_{uP}$ -koeffisient
Leire	1,00	0,63	0,35

Verdiene for anisotropikoeffisientene ligger på den konservative siden det antas at plastisitetsindeks IP alltid er mindre eller lik 10 %. Dette underbygges av laboratorieundersøkelsene som er utført i forbindelse med den supplerende grunnundersøkelsen.

## 1.5 Drenerte materialparametere

Effektivspenningsparametere er i all hovedsak tolket ut fra utførte treaksialforsøk. Hvor nødvendig ble det benyttet erfaringsdata fra tidligere grunnundersøkelser utført i området, samt erfaringsverdier iht. Statens Vegvesen håndbok V220. En oppsummering av materialparametere tolket fra utførte treaksialforsøk er vist i Tabell 8.

Tabell 8 Oppsummering tolkning treaksialforsøk

Rapport nr.	BP	Dybde [m]	Materiale	$\phi$ [°]	Attraksjon a [kPa]	Bruddtøyning $\epsilon_{af}$ [%]	Merknader
10215031-RIG-RAP-001	1	17,40	Leire	29	10	1,5	-
10215031-RIG-RAP-001	1	25,45	Leire	24	10	0,5	-

Drenert materialparametere benyttet i stabilitetsberegningene er gitt i Tabell 9. Når det gjelder leirelaget det er utført to treaksialforsøk på, er det valgt å benytte en gjennomsnittlig verdi for friksjonsvinkelen, selv om prøvekvaliteten på forsøket på 25,45 m dybde er vurdert som dårlig (se avsnitt 2.4) or er trolig underestimert. Dette er en konservativ antagelse.

Tabell 9 Drenert materialparametere benyttet i stabilitetsanalysene

Materiale	Tyngdetetthet $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Tyngdetetthet effektiv $\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	Kohesjon c [kPa]	Attraksjon a [kPa]
Fylling (stein/sand)	19	9	35	0	0
Sand (siltig)	19	9	35	0	0
Silt (sandig)	19,5	9,5	31	0	0
Leire	19,5	9,5	26	5	10
Sand, silt, leire	19,5	9,5	31	5	8

## 1.6 Grunnvannsnivå og poretrykksforhold

Det er utført poretrykksmålinger i en dybde med elektrisk piezometer med minne i borpunkt 1.

Piezometeren er installert 20 meter under terreng. Måling av poretrykket indikerer en grunnvannstand ca. 0,4 m under terreng, med antatt hydrostatisk fordeling med dybden.

Grunnvannstand er på land antatt å være på kote 0, noe lavere enn poretrykksmålingene indikerer,



da poretrykket var på veg ned ved siste poretrykksregistreringer i felt og med bakgrunn i erfaringer fra nærliggende prosjekter. I sjøen er LLV (laveste lavvann) satt til kote -2.

Det vises til tegning nr. 10215031-RIG-TEG-350 i datarapport 10215031-RIG-RAP-001\_rev00 for detaljer vedr. de enkelte målepunkter og avlesninger.

## 2 Kvalitet grunnlagsdata

### 2.1 CPTU

Utførte CPTU-sonderinger i borpunkter 1 og 2 i området havner i anvendelsesklasse 1 og vurderes generelt å være av god kvalitet, ref. dokumentasjon måledata vedlagt datarapport 10215031-RIG-RAP-001\_rev00.

### 2.2 Rutinedata

Generelt vurderes kvaliteten på opptatte prøver og utførte undersøkelser som god/akseptabel. Noe prøveforstyrrelse må forventes i lagdelte masser, spesielt med siltinnhold.

Utførte enaksiale trykkforsøk viser hovedsakelig relativt høy bruddtøyning (5-15 %). Dette indikerer noe prøveforstyrrelse.

### 2.3 Ødometerforsøk

Nye og tidligere ødometerforsøk utført på prøver fra området er gjennomgått. Tabell 10 viser oppsummering av gjennomgått ødometerforsøk for tolkning av overkonsolidering.

Ikke samtlige utførte ødometerforsøk viser en antydning eller en tydelig overgang fra normalkonsolidert- til overkonsolidert område. Dette er en indikasjon på prøveforstyrrelse.

*Tabell 10 Ødometerforsøk gjennomgått for tolking av overkonsolidering*

Rapport nr.	Borhull	Dybde (m)	Kommentar	Tegning nr.
10215031-RIG-RAP-001	1	17,19	CRS-forsøk	10215031-RIG-TEG-400.3
10215031-RIG-RAP-001	1	25,25	CRS-forsøk	10215031-RIG-TEG-401.3
10215031-RIG-RAP-001	2	7,50	CRS-forsøk	10215031-RIG-TEG-402.3
10215031-RIG-RAP-001	2	18,45	CRS-forsøk	10215031-RIG-TEG-403.3
412501-2_revA	26	7,20	Trinnvis ødometerforsøk	75
412501-2_revA	26	8,60	Trinnvis ødometerforsøk	76
412501-2_revA	26	7,65	CRS-forsøk	77

## 2.4 Treksialforsøk

Prøveforstyrrelse på treksialforsøk er vurdert basert på endring i poretallet, jfr. Figur 2-1.

Klassifisering	OCR	$\Delta e / e_0$	Prøvekvalitet <sup>1</sup>
1	1 - 2 2 - 4	< 0,04 < 0,03	Meget god
2	1 - 2 2 - 4	0,04 - 0,07 0,03 - 0,05	God til bra
3	1 - 2 2 - 4	0,07 - 0,14 0,05 - 0,10	Dårlig
4	1 - 2 2 - 4	> 0,14 > 0,10	Meget dårlig

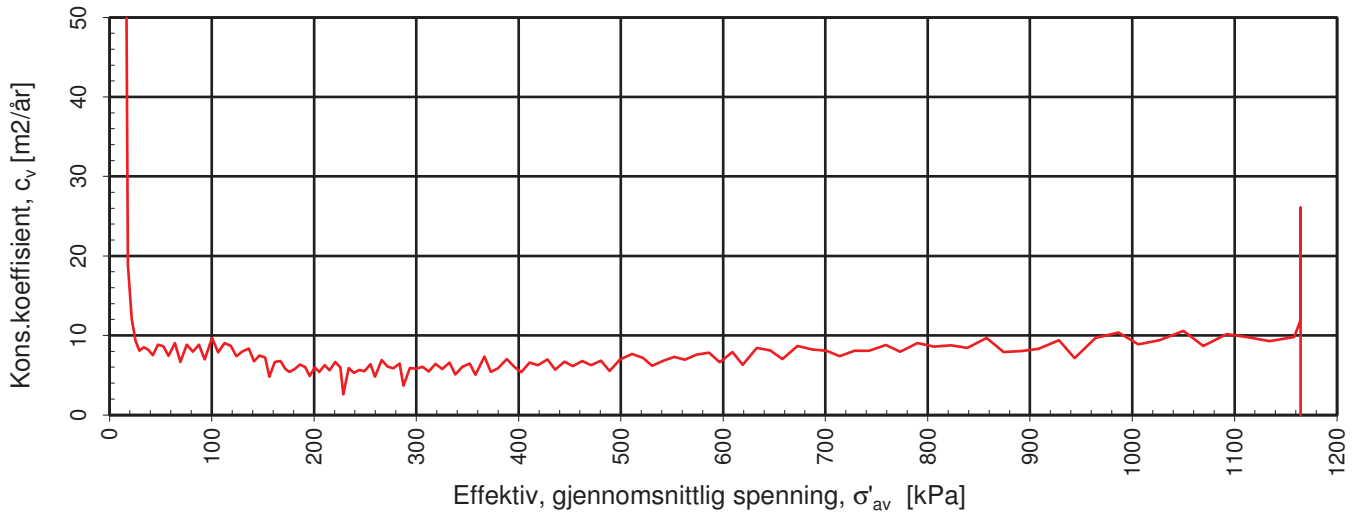
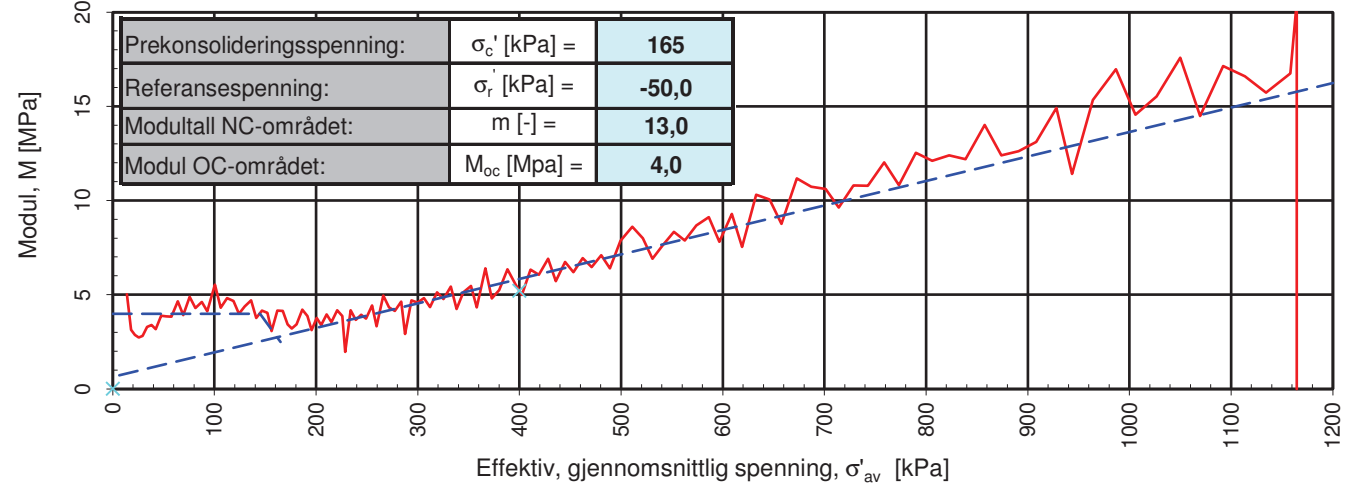
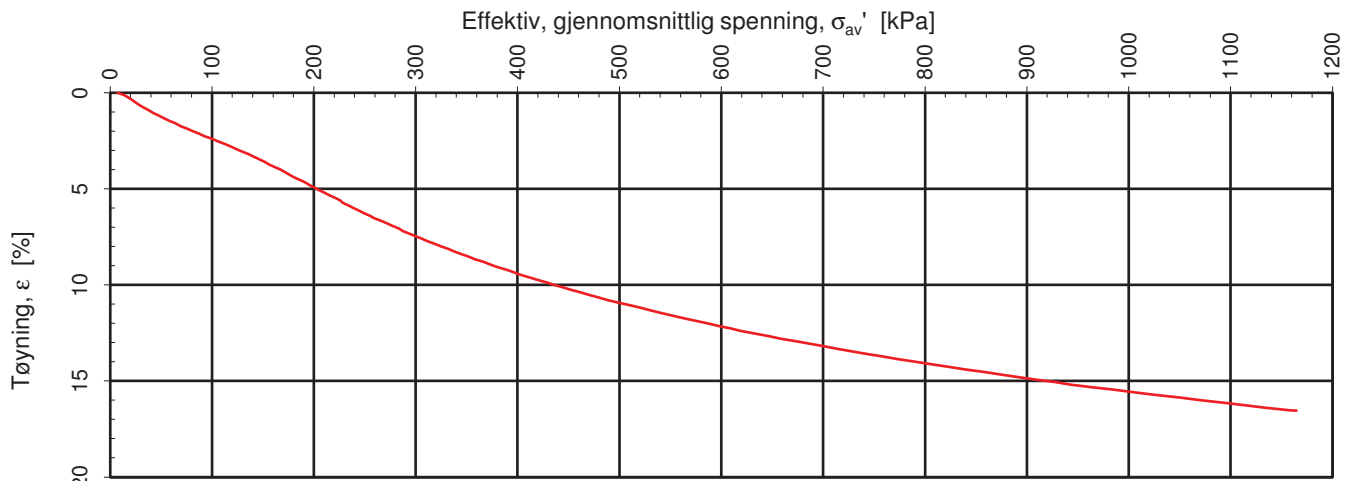
Figur 2-1 Bedømmelse av prøvekvalitet (fra Statens vegvesen, håndbok V220, figur 2.21)

Ett stk. treksialforsøk klassifiseres som «god til bra» og ett stk. treksialforsøk klassifiseres som «dårlig» basert på poretallsendring.

Tabell 11 Oppsummering prøvekvalitet, treksforsøk

BP	Dybde [m]	OCR	$\Delta e/e_0$	Prøvekvalitet	Merknader
1	17,40	1,2	0,067	God til brag	-
1	25,45	1,2	0,089	Dårlig	-

**Vedlegg B**  
**Tolkning spesialforsøk**



Densitet  $\rho$  (g/cm<sup>3</sup>): **1,93**  
 Vanninnhold  $w$  (%): **28,40**

Effektivt overlagingstrykk,  $\sigma'_{vo}$  (kPa): **163,51**

**Sentrum Namsos Eiendom AS**  
**Sverres gate 33, Namsos**

Tegningens filnavn:  
 10215031-RIG-TEG-400\_h1, d17,19m.xlsx

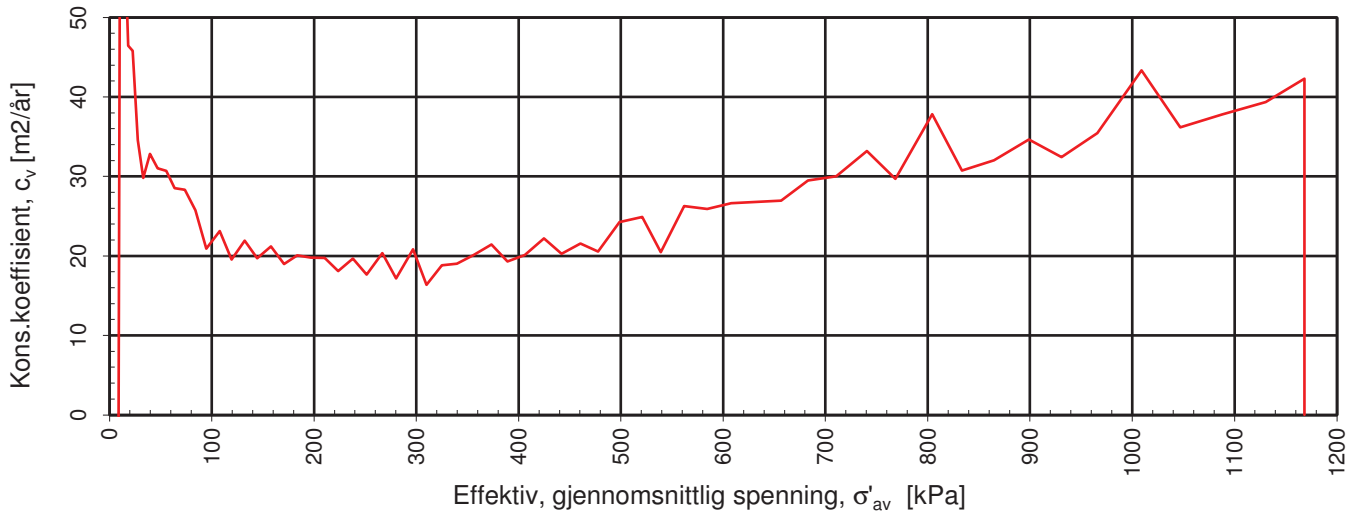
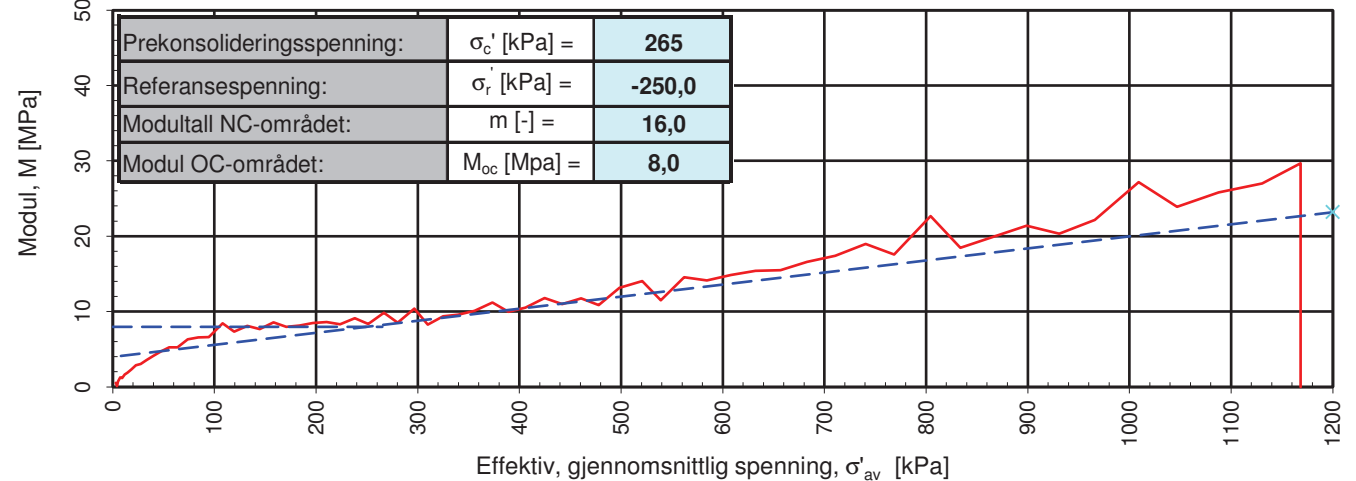
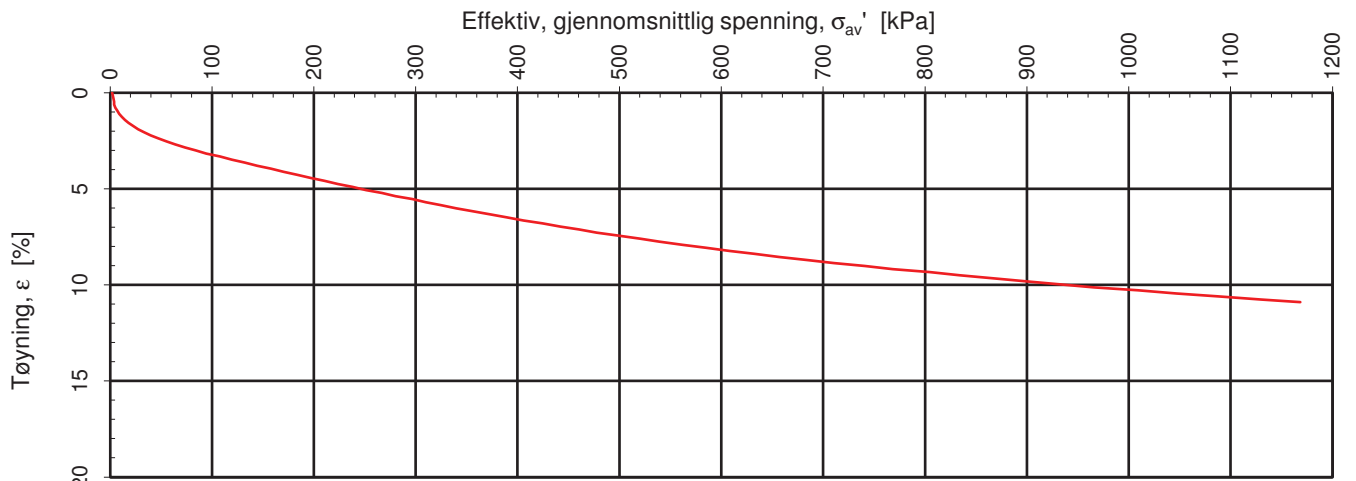
Kontinuerlig ødometerforsøk, CRS-rutine. Tolkning:  $\sigma'_{av}$  -  $\epsilon_a$ ,  $M$  og  $c_v$ .

**Multiconsult**

**MULTICONSULT**  
**NORGE AS**  
 Sluppenvegen 15,  
 7486 TRONDHEIM  
 Tlf.: 73 10 62 00  
 Faks: 73 10 62 30

Forsøksdato: 12.02.2020	Dybde, $z$ (m): 17,19	Borpunkt nr.: 1
Forsøknr.: 1	Tegnet av: vt	Kontrollert: mash
Oppdrag nr.: 10215031	Tegning nr.: RIG-TEG-400.3	Prosedyre: CRS

Godkjent:  
**ARV**  
 Programrevisjon:  
 16.07.2018



Densitet  $\rho$  (g/cm<sup>3</sup>): **2,08**  
 Vanninnhold  $w$  (%): **24,50**

Effektivt overlagingstrykk,  $\sigma'_{vo}$  (kPa): **272,60**

**Sentrum Namsos Eiendom AS**  
**Sverres gate 33, Namsos**

Tegningens filnavn:  
 10215031-RIG-TEG-401\_h1, d25,55m.xlsx

Kontinuerlig ødometerforsøk, CRS-rutine. Tolkning:  $\sigma'_{av}$  -  $\epsilon_a$ ,  $M$  og  $c_v$ .

**Multiconsult**

**MULTICONSULT**  
**NORGE AS**

Sluppenvegen 15,  
 7486 TRONDHEIM  
 Tlf.: 73 10 62 00  
 Faks: 73 10 62 30

Forsøksdato:  
 11.02.2020

Dybde,  $z$  (m):  
 25,25

Borpunkt nr.:  
 1

Forsøknr.:  
 2

Tegnet av:  
 vt

Kontrollert:  
 mash

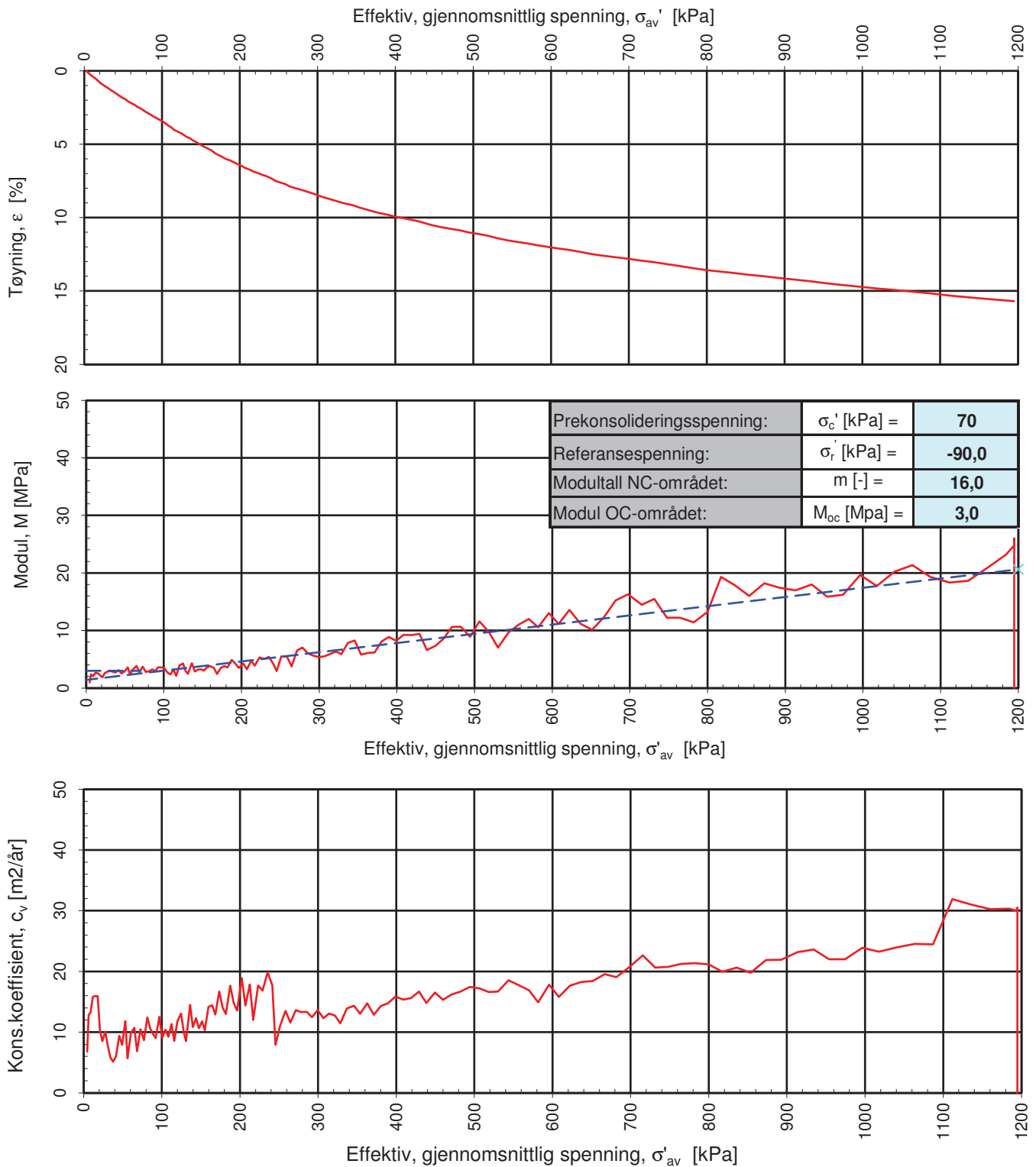
Oppdrag nr.:  
 10215031

Tegning nr.:  
 RIG-TEG-401.3

Prosedyre:  
 CRS

Godkjent:  
 ARV

Programrevisjon:  
 16.07.2018



Densitet  $\rho$  (g/cm<sup>3</sup>): **1,95**  
 Vanninnhold  $w$  (%): **33,00**

Effektivt overlagingstrykk,  $\sigma'_{vo}$  (kPa): **68,40**

**Sentrum Namsos Eiendom AS**  
**Sverres gate 33, Namsos**

Tegningens filnavn:  
 10215031-RIG-TEG-402\_h .xlsx

Kontinuerlig ødometerforsøk, CRS-rutine. Tolkning:  $\sigma'_{av}$  -  $\epsilon_a$ ,  $M$  og  $c_v$ .

**Multiconsult**

**MULTICONSULT**  
**NORGE AS**

Sluppenvegen 15,  
 7486 TRONDHEIM  
 Tlf.: 73 10 62 00  
 Faks: 73 10 62 30

Forsøksdato:  
 11.02.2020

Dybde,  $z$  (m):  
 7,50

Borpunkt nr.:  
 2

Forsøknr.:  
 3

Tegnet av:  
 vt

Kontrollert:  
 mash

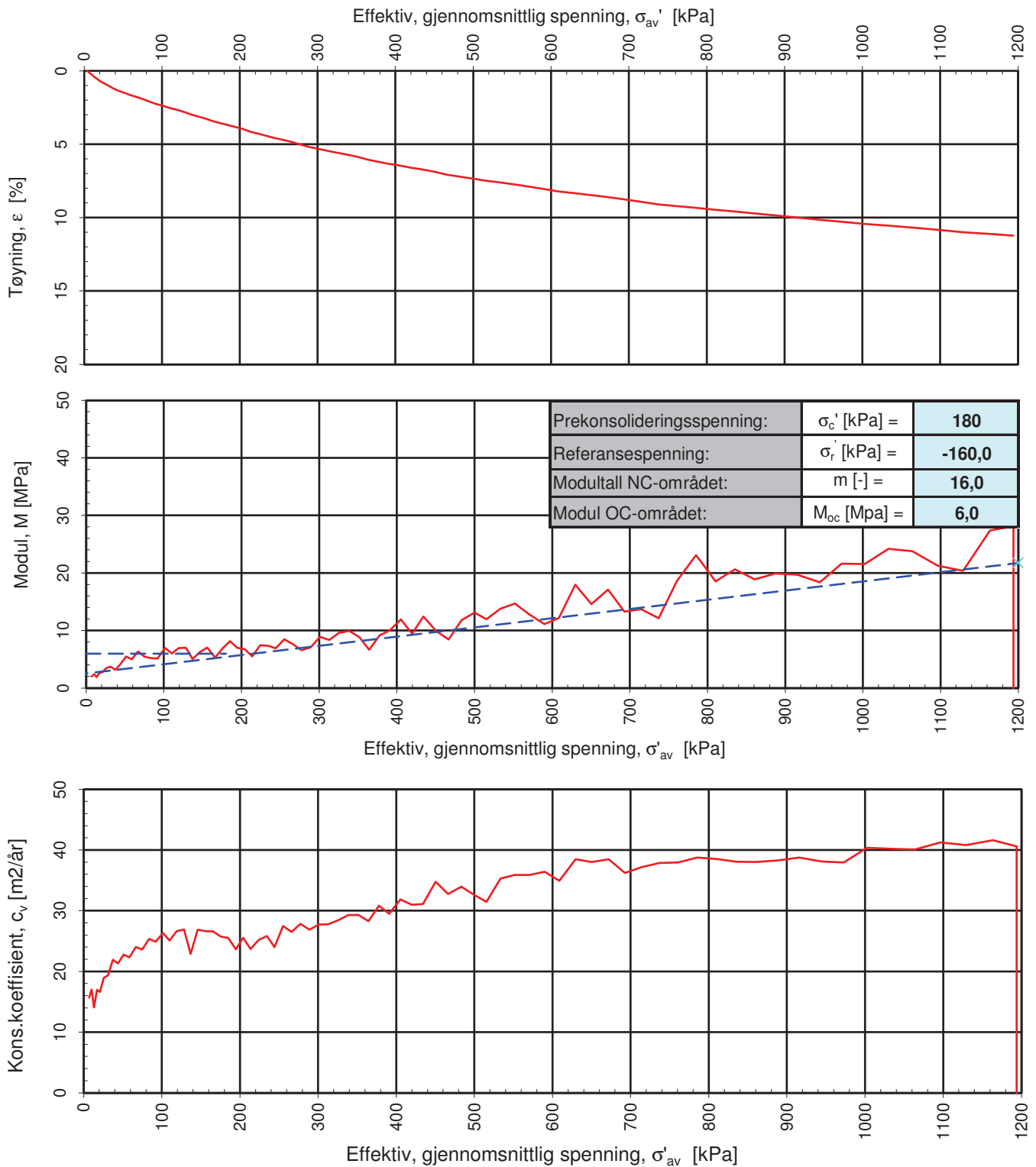
Godkjent:  
 ANG

Oppdrag nr.:  
 10215031

Tegning nr.:  
 RIG-TEG-402.3

Prosedyre:  
 CRS

Programrevisjon:  
 16.07.2018



Densitet  $\rho$  (g/cm<sup>3</sup>): **2,01**  
 Vanninnhold  $w$  (%): **28,30**

Effektivt overlagingstrykk,  $\sigma'_{vo}$  (kPa): **179,15**

**Sentrum Namsos Eiendom AS**  
**Sverres gate 33, Namsos**

Tegningens filnavn:  
 10215031-RIG-TEG-403\_h2, d18,45m.xlsx

Kontinuerlig ødometerforsøk, CRS-rutine. Tolkning:  $\sigma'_{av}$  -  $\varepsilon_a$ ,  $M$  og  $c_v$ .

**Multiconsult**

**MULTICONSULT**  
**NORGE AS**

Sluppenvegen 15,  
 7486 TRONDHEIM  
 Tlf.: 73 10 62 00  
 Faks: 73 10 62 30

Forsøksdato:  
 12.02.2020

Dybde,  $z$  (m):  
 18,45

Borpunkt nr.:  
 2

Forsøknr.:  
 4

Tegnet av:  
 vt

Kontrollert:  
 mash

Godkjent:  
 ARV

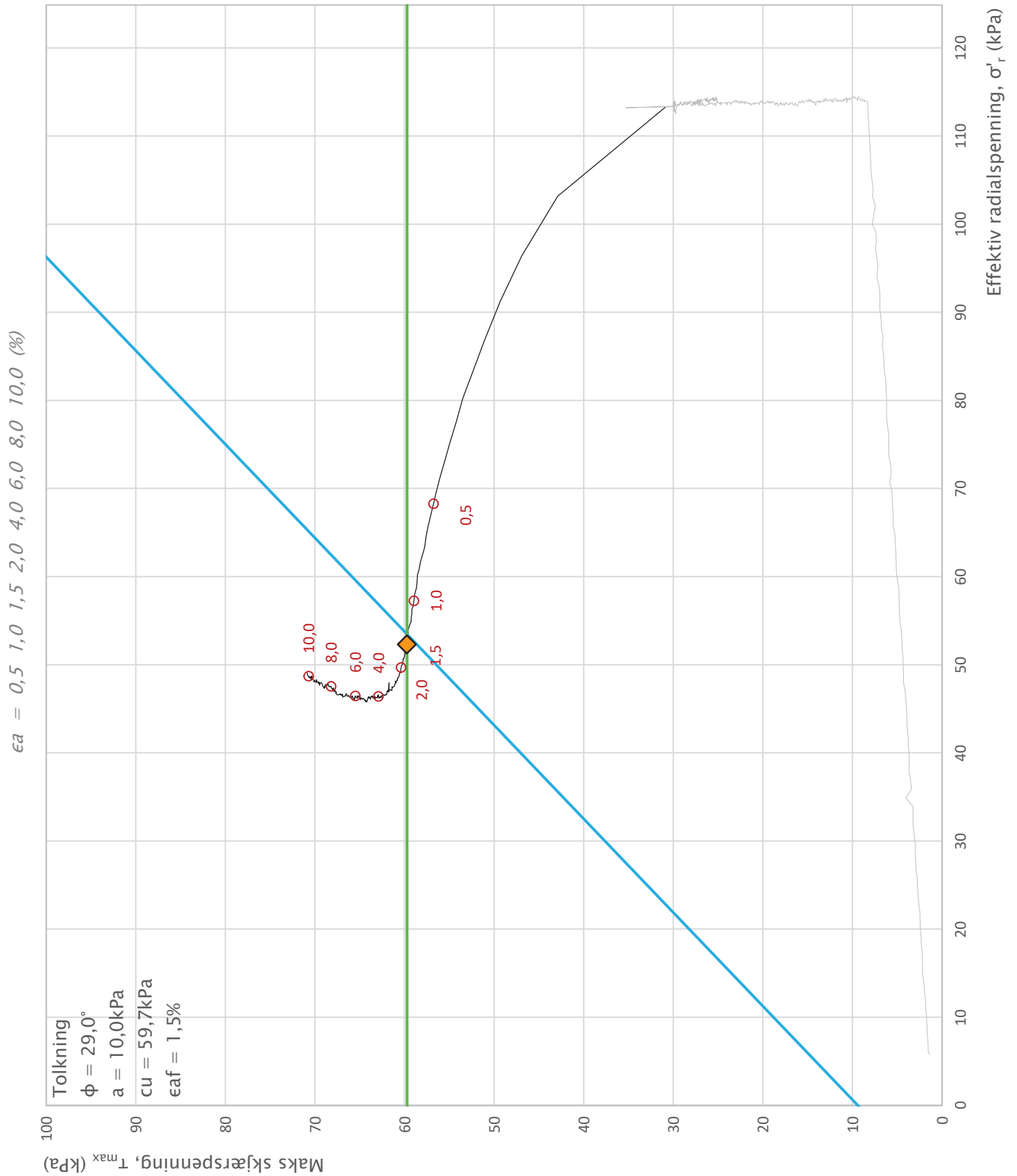
Oppdrag nr.:  
 10215031

Tegning nr.:  
 RIG-TEG-403.3

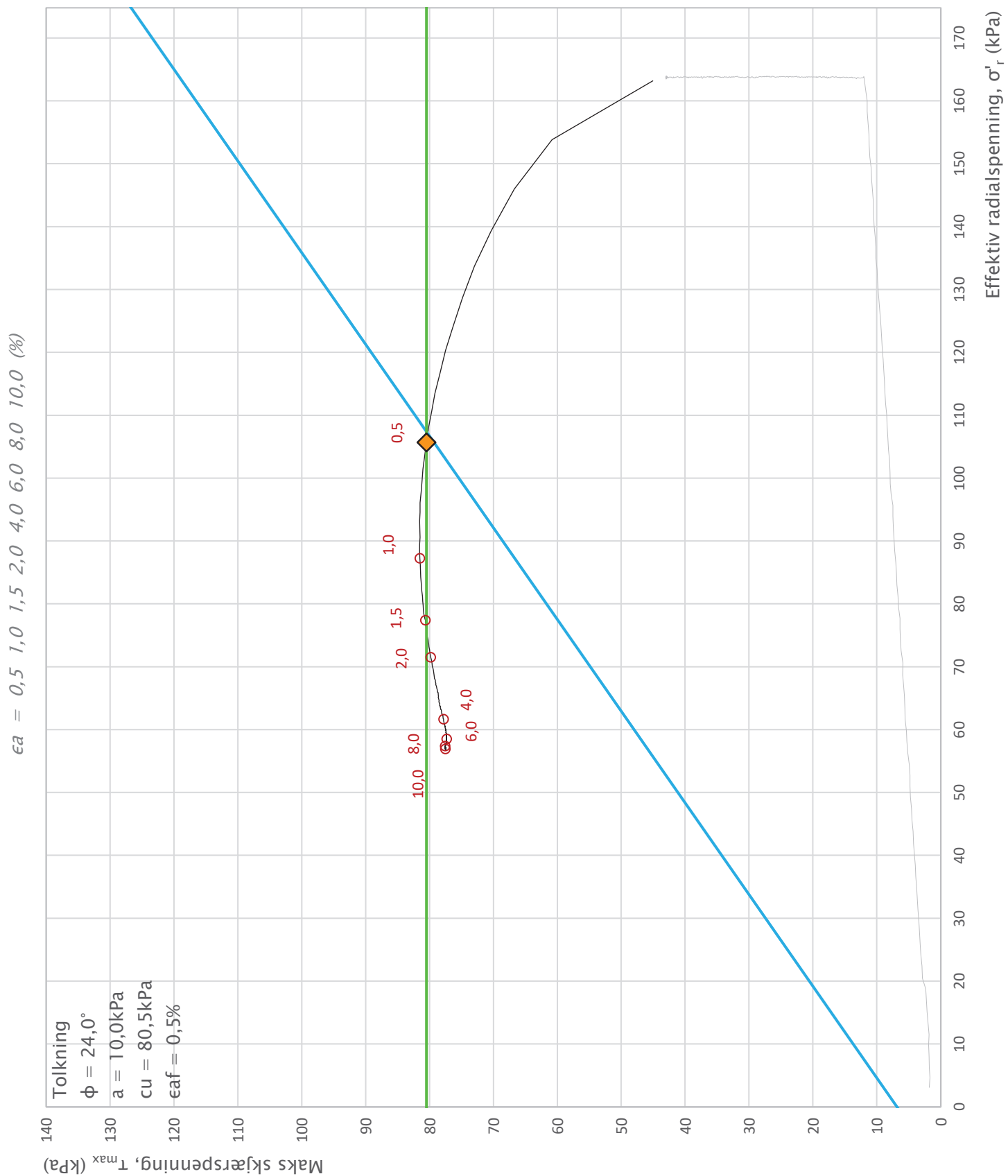
Prosedyre:  
 CRS

Programrevisjon:  
 16.07.2018





Prosjekt		Prosjektnummer: 10215031. Rapportnummer: RIG-RAP-001_rev00		Borhull
<b>Sverres gate 33, Namsos</b>				<b>1</b>
Innhold		Spenningssti i skjærfase, $\sigma_r$ - $\tau$ plott (NTNU)		Dybde (m)
				<b>17,40</b>
<b>Multiconsult</b>	Utført	Kontrollert	Godkjent	Forsøkstype
	vt	mash	ARV	<b>CAUc</b>
	Kontor	Dato utført	Revisjon	RIG-TEG
Trondheim	11.02.2020	0	14.02.2020	<b>450.1</b>



Prosjekt		Prosjektnummer: 10215031. Rapportnummer: RIG-RAP-001_rev00		Borhull
<b>Sverres gate 33, Namsos</b>				<b>1</b>
Innhold		Spenningssti i skjærfase, $\sigma_r$ - $\tau$ plott (NTNU)		Dybde (m)
				<b>25,45</b>
<b>Multiconsult</b>	Utført	Kontrollert	Godkjent	Forsøkstype
	vt	mash	ARV	<b>CAUc</b>
Kontor	Dato utført	Revisjon	Rev. dato	RIG-TEG
Trondheim	11.02.2020	0	14.02.2020	<b>451.1</b>

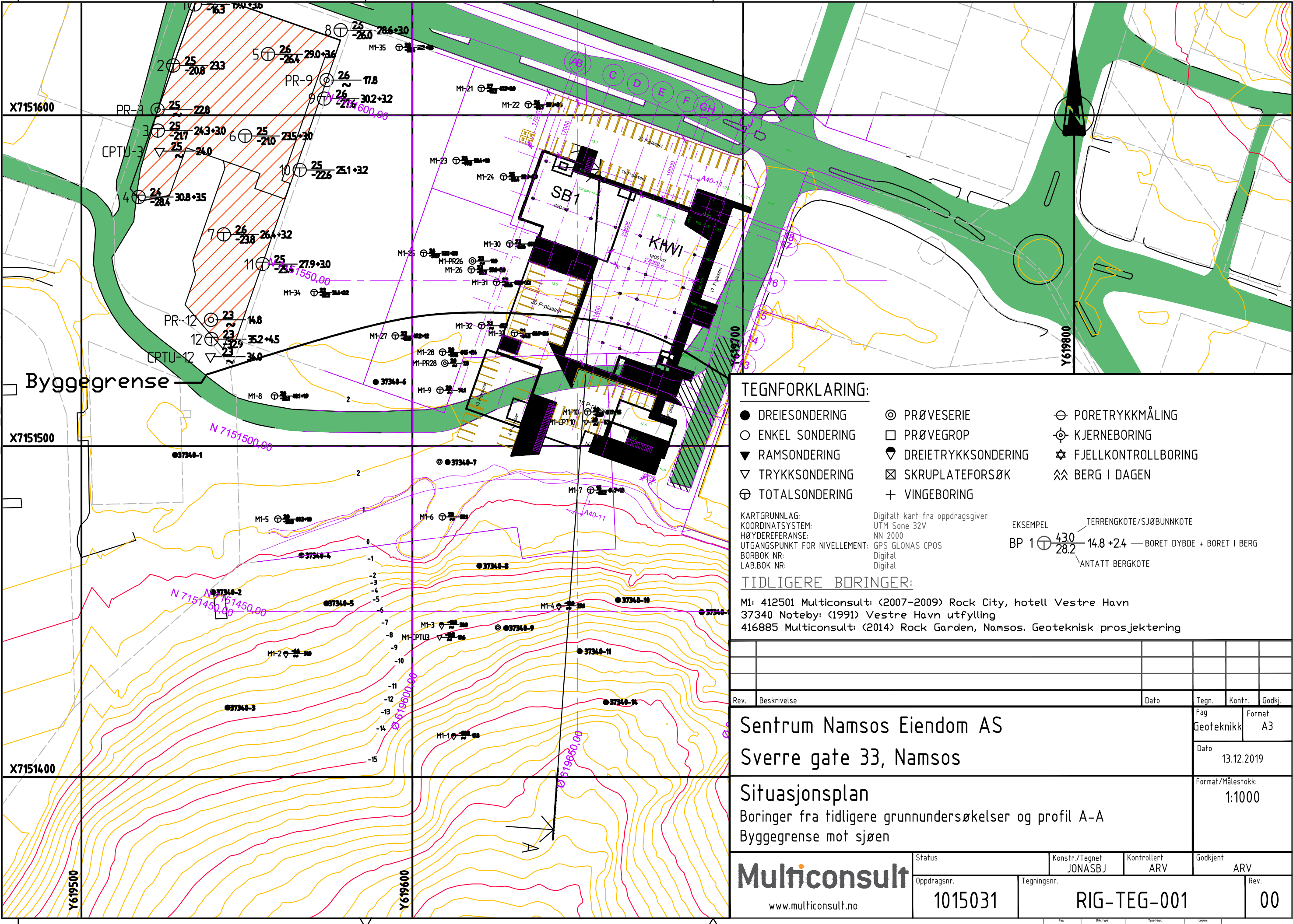
Sverres gate 33  
Kostnadsoverslag stabiliserende tiltak

Vedlegg C til rapport 10215031-RIG-RAP-002\_rev01

Element	Enhet	Enhetspris	Mengde	Sum (kr)	Delsum (kr)
Graving til kote -1,2	m <sup>3</sup>	100	2 880	288 000	7 470 000
Opplasting, bortkjøring, og deponering av gravemasser	m <sup>3</sup>	150	2 880	432 000	
Levering og tilbakefylling med lette masser	m <sup>3</sup>	600	2 880	1 728 000	
Levering og legging av pukkmasser (tildekking)	m <sup>3</sup>	200	630	126 000	
Etablering spuntavstivning (8m lange spuntnåler)	m <sup>2</sup>	4 500	1 088	4 896 000	

Multiconsult 3.6.2020

Z:\010215\10215031-01\10215031-01-04 ARBEIDSRÅDE\10215031-01-04 TEGNING\10215031-RIG-TEG-001\_rev00 - Situasjonsplan.dwg - Layout: (-001) - Plottet av: jonasbj, Dato: 2019.12.13 kl.13:25



**TEGNFORKLARING:**

- DREIESONDERING
- ⊙ PRØVESERIE
- ⊖ PORETRYKKMÅLING
- ENKEL SONDERING
- PRØVEGROP
- ⊕ KJERNEBORING
- ▼ RAMSONDERING
- ⬇️ DREIETRYKKSONDERING
- ☆ FJELLKONTROLLBORING
- ▽ TRYKKSONDERING
- ⊠ SKRUPLATEFORSØK
- ⚡ BERG I DAGEN
- ⊕ TOTALSONDERING
- + VINGEBORING

KARTGRUNNLAG: Digitalt kart fra oppdragsgiver  
 KOORDINATSYSTEM: UTM Sone 32V  
 HØYDEREFERANSE: NN 2000  
 UTGANGSPUNKT FOR NIVELLEMENT: GPS GLONAS CPOS  
 BORBOOK NR: Digital  
 LAB.BOK NR: Digital

EKSEMPEL  
 BP 1 ⊕  $\frac{430}{28.2}$  14.8 +24 — BORET DYBDE + BORET I BERG  
 ANTATT BERGKOTE

**TIDLIGERE BORINGER:**

M1: 412501 Multiconsult: (2007–2009) Rock City, hotell Vestre Havn  
 37340 Noteby: (1991) Vestre Havn utfylling  
 416885 Multiconsult: (2014) Rock Garden, Namsos. Geoteknisk prosjektering

Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
<p><b>Sentrum Namsos Eiendom AS</b>                  Sverre gate 33, Namsos</p>					
					Fag Geoteknikk
					Format A3
					Dato 13.12.2019
					Format/Målestokk: 1:1000
<p><b>Multiconsult</b> www.multiconsult.no</p>		Status Oppdragsnr. <b>1015031</b>	Konstr./Tegnet JONASBJ Tegningsnr. <b>RIG-TEG-001</b>	Kontrollert ARV Godkjent ARV	Rev. <b>00</b>