

Beregnet til  
Arctic Partner AS

Dokument type  
Rapport

Dato  
13.02.2026

# MYRA 4

## VURDERINGSRAPPORT FOR REGULERINGSPLAN



# MYRA 4

## VURDERINGSRAPPORT FOR REGULERINGSPLAN

Oppdragsnavn Geoteknisk vurdering Myra 4  
Prosjekt nr. 1350059303  
Mottaker Arctic Partner AS  
Dokument type Rapport  
Dato 13.02.2026  
Utført av OLVS  
Kontrollert av MBPTRH  
Godkjent av ---  
Beskrivelse Vurderingsrapport for reguleringsplan.

Rambøll  
Kobbegate 2  
PB 9420 Torgarden  
N-7493 Trondheim

T +47 73 84 10 00  
<https://no.ramboll.com>

Revisjon	Dato	Utført	Kontrollert av	Godkjent av	Beskrivelse
00	12.04.2024	OLVS	MBPTRH		Førstegangs-utsendelse
01	05.12.2024	OLVS	MBPTRH		Revidering etter endringer
02	20.03.2025	OLVS	MBPTRH		Revidering etter endringer
03	13.02.2026	OLVS	MBPTRH		Revidering etter endringer

## INNHALDSFORTEGNELSE

<b>1.</b>	Innledning	3
<b>2.</b>	Sikkerhetsprinsipper	4
<b>3.</b>	Terreng- og grunnforhold	5
3.1	Områdebeskrivelse	5
3.2	Kvartærgeologiske kart	6
3.2.1	Kvikkleiresoner og kvikkleireområder	6
3.3	Tidligere grunnundersøkelser	7
3.4	Løsmasser og lagdeling	7
3.5	Grunnvann	8
<b>4.</b>	Grunnlagsdokumenter	8
<b>5.</b>	Geoteknisk vurdering	9
5.1	Flom- og skredfare	9
5.2	Seismisk dimensjonering	10
5.3	Bæreevne og setningsforhold	10
5.4	Frostsikring	11
5.5	Lokalstabilitet	11
5.6	Tursti	13
5.6.1	Mur langs turstien	13
5.7	Mur ved bygget	14
<b>6.</b>	Videre arbeid	14
<b>7.</b>	Referanser	15

## TEGNINGER

Tegn.nr.	Tittel	Målestokk	Format
101	Situasjonskart	1:1000	A3
102	Profil A-A, B-B, C-C, D-D	1:700	A3
103	Profil A-A. Tolket lagdeling	1:350	A3
104	Stabilitetsberegning. Profil A-A. Eksisterende situasjon.	1:250	A3L (840x297 mm)
105	Stabilitetsberegning. Profil A-A. Anleggsfase	1:250	A3L (840x297 mm)
106	Stabilitetsberegning. Profil B-B. Permanent fase	1:250	A3L (840x297 mm)
107	Stabilitetsberegning. Profil C-C. Anleggsfase	1:250	A3L (840x297 mm)
108	Stabilitetsberegning. Profil D-D. Tursti	1:250	A3L (840x297 mm)

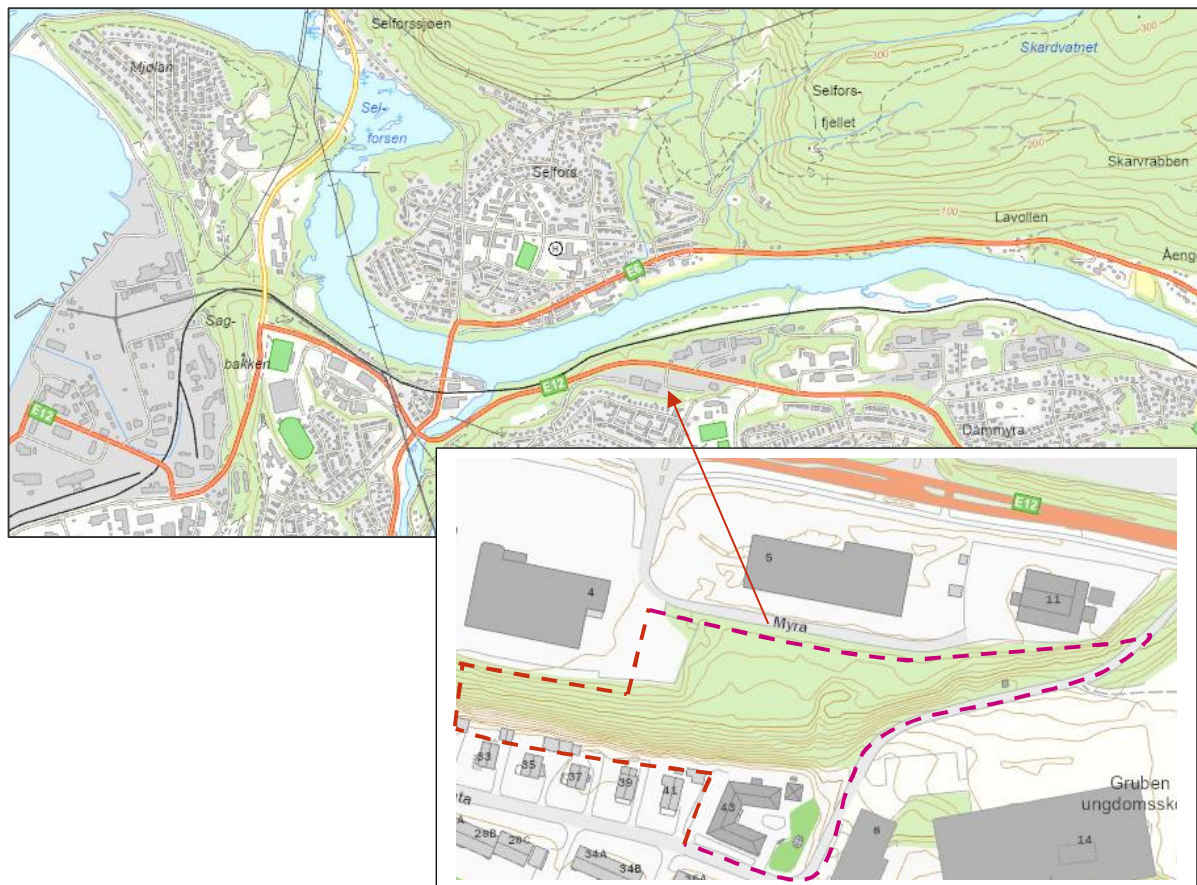
## VEDLEGG

Vedlegg 1	Prosjektforutsetninger
Vedlegg 2	Stabilitetsberegning
Vedlegg 3	Dimensjonering av tørrmur langs turstien

## 1. INNLEDNING

Etter oppdrag fra Arctic Partner AS har Rambøll Norge AS foretatt geotekniske vurderinger i forbindelse med regulering av tomte for et nytt næringsbygg i Mo i Rana.

Oversiktskart for plassering av planområdet er vist i Figur 1.



Figur 1: Oversiktskart for planområdet (utklipp fra [www.kommunekart.no](http://www.kommunekart.no)). Tomte for regulering er markert med rød stripet polygon.

Rapporten er en revidert utgave av tidligere geoteknisk vurdering for reguleringsplan av 20.03.2025. Det er planlagt å flytte turstien sørover og legge den i løsmasseskjæring ved bruk av tørrmur. Revideringen av rapporten gjelder følgende:

- Vurdering av lokalstabilitet til turstien som etableres i skråningen;
- Vurdering av støttemuren (tørrmur) for den delen av planområdet der turstien går i løsmasseskjæring.

Den delen av tomte som planlegges å bebygges med næringseiendom, er for tiden regulert for barnehageformål, se Figur 2 for plassering av regulert området.

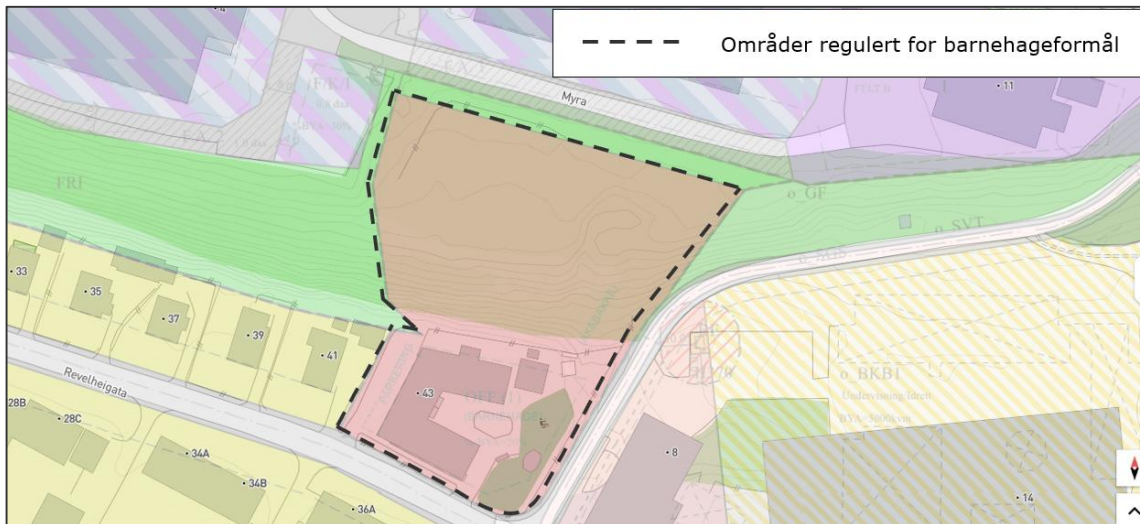
Det er bestemt at den opprinnelige planen skal endres og tomte omreguleres slik at i den nordlige delen av planområdet kan det etableres et næringsbygg over arealet på 1600 m.

Ved bygget skal det opparbeides parkeringsplasser. Turstien vi etableres øst for planlagte parkeringsplasser.

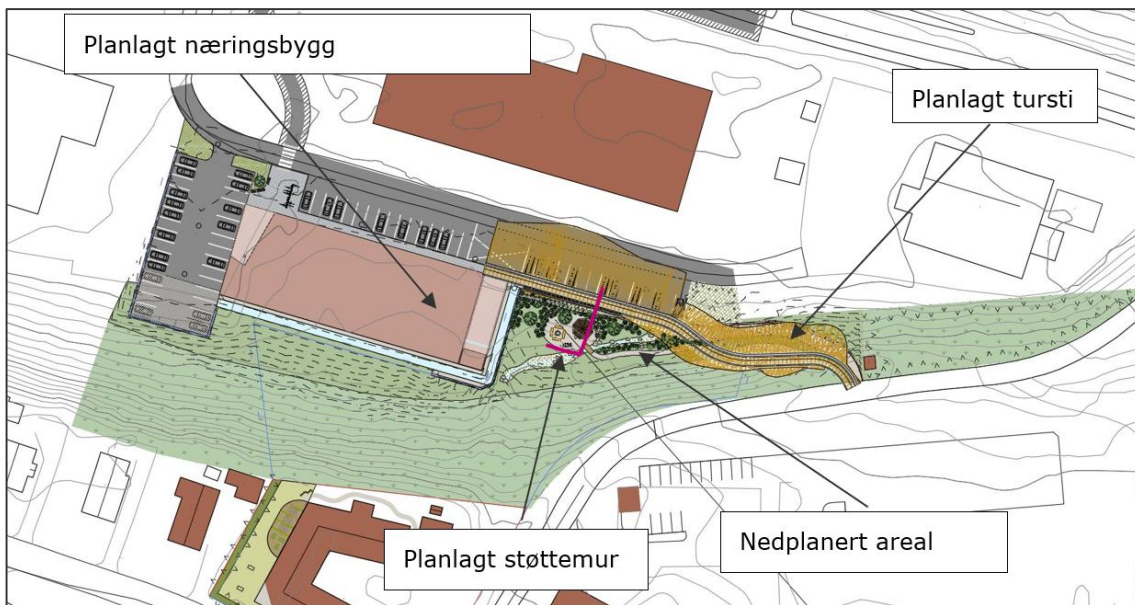
Vegen vil gi en sammenhengende gangforbindelse gjennom næringsområdet og være en snarvei fra Gruben ned til Myra.

Ved bygget, langs dets sørlige og østlige vegg skal det opprettholdes åpen flomveg/grøft. Høydeforskjeller i området mellom grøfta for flomveg og eksisterende terreng planlegges tatt opp ved hjelp av tørrmur med høyde 0,2-4,45 m.

Figur 3 viser en foreløpig skisse for planlagt utbygging av omregulerte arealer.



Figur 2 Området regulert for barnehageformål (utklipp fra [www.kommunekart.no](http://www.kommunekart.no))



Figur 3 Skisse for planlagt utbygging (grunnlag fra Norconsult)

## 2. SIKKERHETSPRINSIPPER

Tabell 1 presenterer en oversikt over valgte sikkerhetsprinsipper for planlagt tiltak. En utfyllende begrunnelse for klassifisering av prosjektet er gitt i vedlegg 1.

Tabell 1 Valgte sikkerhetsprinsipper for tiltaket

Klassifisering		Referanse til regelverk
Geoteknisk kategori	2	[3]
Konsekvensklasse/pålitelighetsklasse CC/RC	CC2/RC2	[4]
Kontrollklasse for prosjekterings- og utførelseskontroll PKK/UKK	PKK/UKK2	[4]
Tiltakskategori	IR	[6]
Tiltaksklasse	2	[2]
Seismisk klasse/grunntype	II/D	[5]

### 3. TERRENG- OG GRUNNFORHOLD

#### 3.1 Områdebeskrivelse

Tiltaksområdet (næringsbygget) ligger omtrent ved kote +37 i foten av en bratt skråning. Skråningen er ca. 14 høy og har maks. helning 1:1,3 på de bratteste stedene.

Tiltaksområdet ligger ellers i et relativt flatt terreng, se Figur 4 for oversikten.



Figur 4 Plassering av tiltaket (utklipp av [www.kommunekart](http://www.kommunekart.no) og [www.hoydedata.no](http://www.hoydedata.no))

### 3.2 Kvartærgeologiske kart

Ifølge kvartærgeologisk kart (NGU) ligger planområdet under marin grense innenfor et område med elve- og bekkavsetninger, se Figur 5.

Dette indikerer materiale som er transportert og avsatt av elver og bekker. Sortert sand og grus dominerer, og partiklene er godt avrundet. Avsetningene kan ha meget varierende mektighet ([www.ngu.no](http://www.ngu.no)).



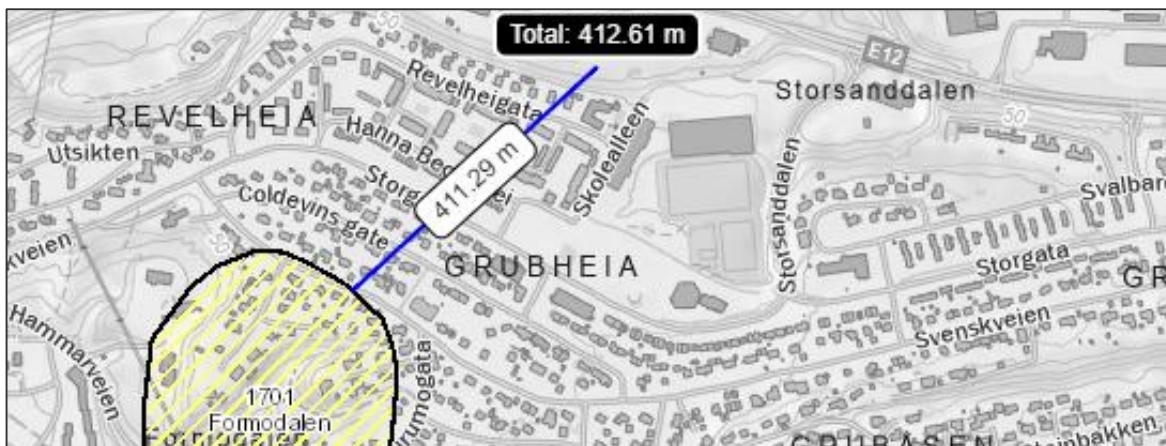
Figur 5 Utlipp av kvartærgeologisk kart ([www.ngu.no](http://www.ngu.no)) for det aktuelle planområdet (markert med rød stiplede figur).

Løsmassekart viser kun indikasjon av type masser på overflatenivå. Kartene gir ingen informasjon om lagdeling av løsmasser i dybden og kun begrenset informasjon om løsmassemektighet.

#### 3.2.1 Kvikkleiresoner og kvikkleireområder

Ifølge kart fra NVEs sin kartportal (Atlas) ligger tiltaksområdet utenfor registrerte kvikkleiresoner/kvikkleireområder.

Den nærmeste registrerte kvikkleiresonen 1701 Formodalen ligger på avstand ca. 410 m, se Figur 6. Sonen er klassifisert som løsneområde med lav faregrad.



Figur 6 Kvikkleiresoner og kvikkleireområder ved planområdet ([www.atlas.nve.no](http://www.atlas.nve.no)).

### 3.3 Tidligere grunnundersøkelser

Det er fra tidligere utført grunnundersøkelser og geoteknisk prosjektering i/ved tiltaksområdet. En oppsummering av tilgjengelige geotekniske rapporter er vist i Tabell 2.

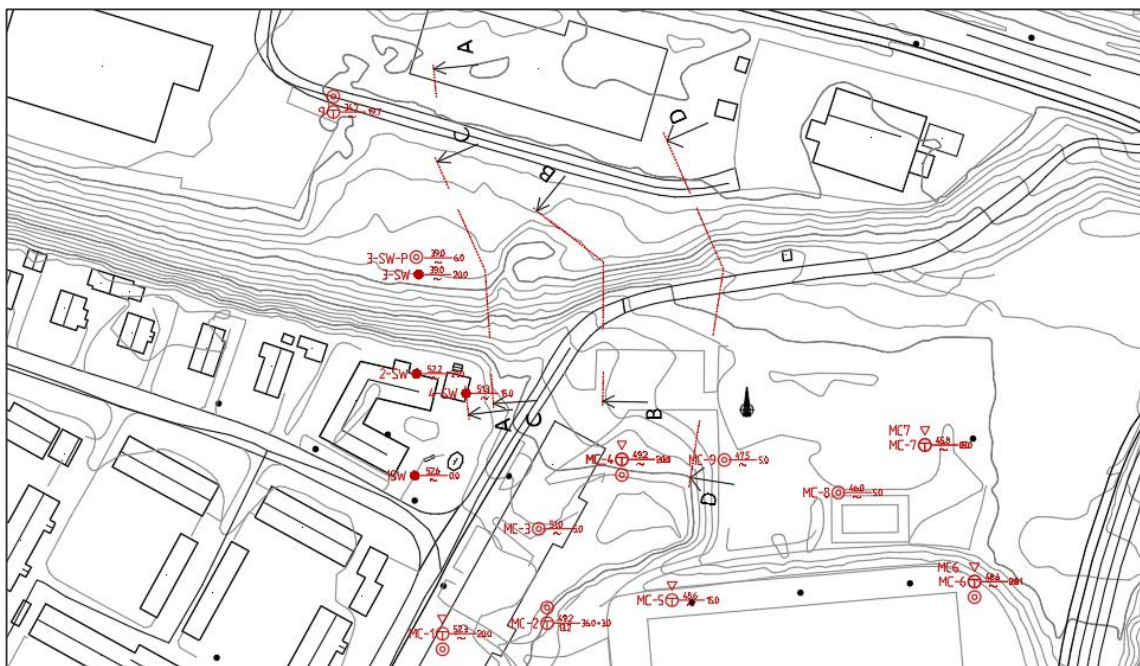
Tabell 2 Oversikt over geotekniske rapporter relevante for prosjektet.

Dato	Rapportnavn	Utførende	Rapport nr.
04.10.1988	Rana kommune Grunnundersøkelser for Revelheia barnehage	Grøner AS	3/60409KBE.R01
16.06.2022	Myra 3 Datarapport fra grunnundersøkelse Gruben skole	Rambøll	G-rap-001-1350049347
07.12.2018	Datarapport grunnundersøkelser	Multiconsult	10208182-RIG-RAP-001

De undersøkelsene som er ansett som relevante i våre vurderinger er tatt med i denne rapporten. Det henvises ellers til de aktuelle rapportene for ytterligere gjennomgang av resultatene fra disse undersøkelsene.

Plasseringen av de aktuelle borepunktene i tiltaksområdet er vist på plankart i tegning 101 og Figur 7 i rapporten.

Resultatene fra feltsonderingene framgår av de aktuelle tverrprofilene i tegning 102.

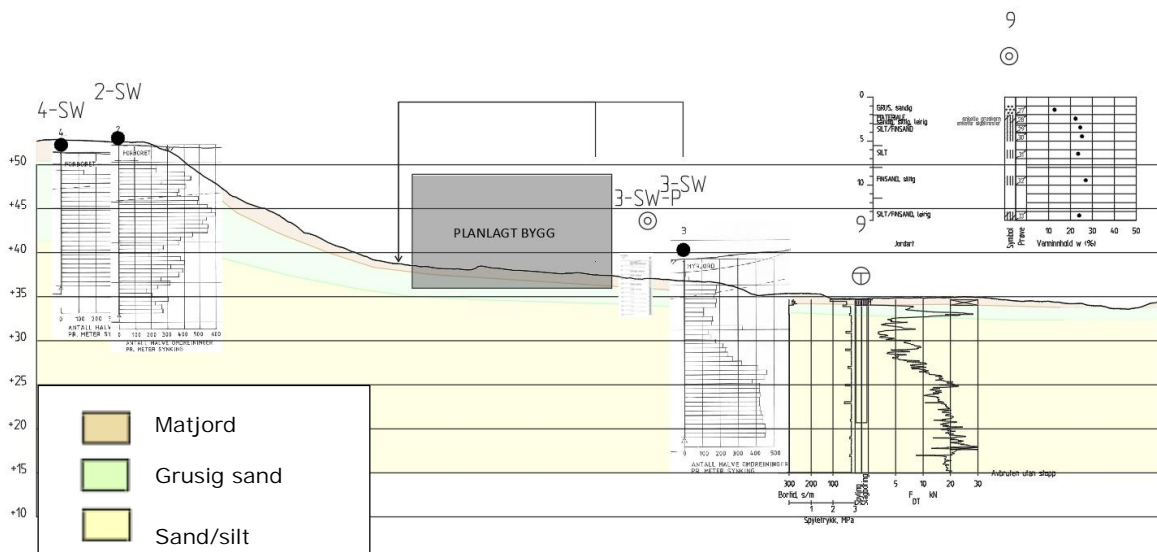


Figur 7 Plankart med de aktuelle borepunktene

### 3.4 Løsmasser og lagdeling

Grunnundersøkelser viser i hovedsak forekomster av friksjonsmateriale bestående av grus, sand og silt under et tynt topplag av matjord.

Tolket lagdeling i profil AA (se Figur 8 og tegning 103) viser at grovere fraksjoner av grus og sand forekommer i det øvre laget med mektighet fra ca. 2,5 m i fundamenteringsområdet og opptil 10 m i skråningen.



Figur 8 Tolket lagdeling i profil AA

Kornstørrelser minker med dybden, slik at i dypere lag (ca. 13 m) forekommer det leirholdige silt/sand masser.

Grunnundersøkelser ble avsluttet i dybde 20 m uten at det ble påtruffet berg eller en annen type jord. Det er ikke utelukket finere og bløtere løsmasser i lavere dybder innenfor tiltaksområdet.

### 3.5 Grunnvann

Det er ikke utført poretrykksmålinger i planområdet. Poretrykksmålingene utført i området øst for tiltaket (Gruben barneskole) viser grunnvannstand ved kote +43 (ref 10).

## 4. GRUNNLAGSDOKUMENTER

Til grunn for vurderingene i den aktuelle rapporten er det lagt tiltaksbeskrivelse fra dokumentet presentert i Tabell 3.

Tabell 3 Grunnlagsdokumenter

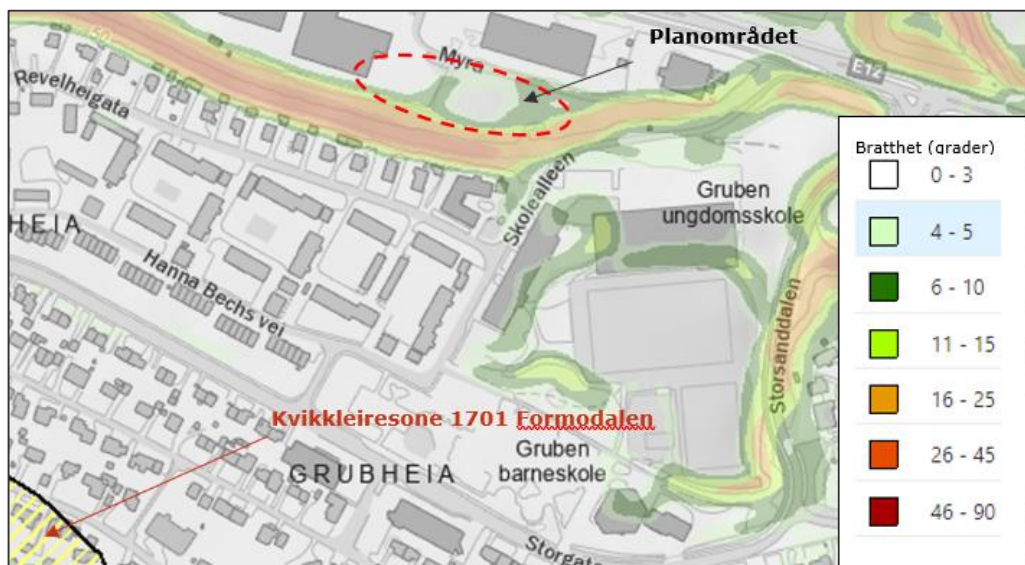
Dato	Dokumentnavn	Utførende	Dokument nr.
02.02.2024	Detaljregulering for Myra øst. Tiltaksbeskrivelse	Norconsult AS	52303389-E01
07.03.2025	Detaljregulering Myra Øst. Illustrasjonsplan	Norconsult AS	52303389, tegning L-10-00-01

## 5. GEOTEKNI SK VURDERING

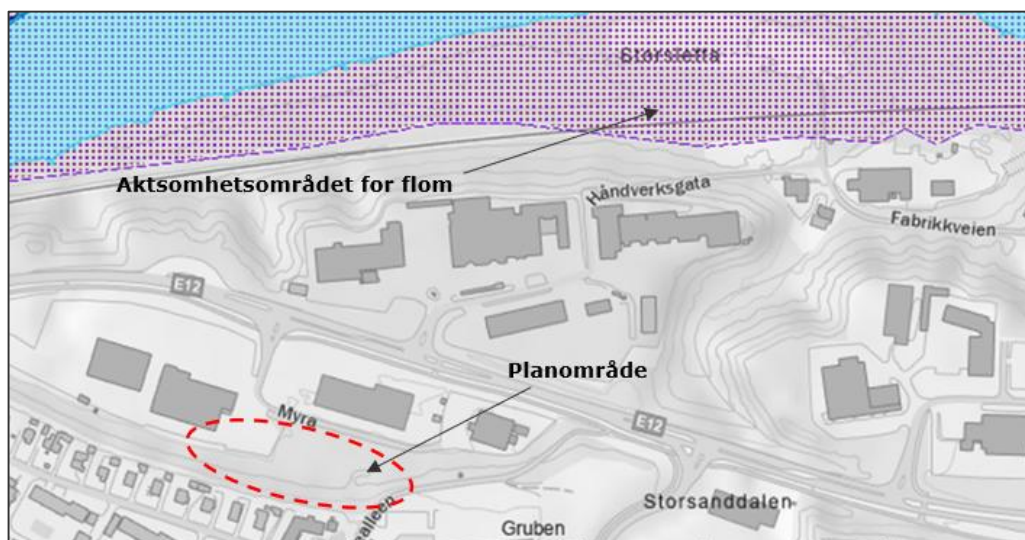
### 5.1 Flom- og skredfare

For byggesaker må det tas hensyn til kravene i byggt teknisk forskrift til Plan- og bygningsloven (TEK17) og tilhørende NVE veileder. NVEs veileder gir oversikt over kriterier som utløser krav om utredning av skredfare og prosedyre for utredningen (tabell 3.1 i veilederen).

Grunnundersøkelser i tiltaksområdet og i naboområdet øst for tiltaket (Gruben skole, ref. 10) påviste ikke kvikkleire/sprøbruddmateriale. Registrerte kvikkleiresoner ligger på en betydelig avstand fra planområdet. Topografien rundt planområdet tilsier ingen fare for eventuelle kvikkleireskred som kunne treffe tiltaket, se Figur 9. Figur 10 viser at planområdet ligger utenfor aktsomhetsområder for flom.



Figur 9 Helningskart for planområdet ([www.atlas.nve.no](http://www.atlas.nve.no))



Figur 10 Aktsomhetsområde for flom ([www.atlas.nve.no](http://www.atlas.nve.no))

Eiendommen er ikke utsatt for steinsprang, snøras eller annen skredfare. Det er dermed vurdert at kravene til sikkerhet mot skred i §7-3 i TEK 17 oppfylt.

## 5.2 Seismisk dimensjonering

Seismiske forhold for konstruksjonen (næringsbygg) er vurdert ut ifra Eurokode 8, del 1. Løsmassene i grunnen består i hovedsak av friksjonsmateriale (grus/sand/silt).

Fra tabell 3.1, del 1 – valgt grunntype D. Fra tabell 3.3 gir dette en forsterkningsfaktor S lik 1,8. Spissverdier for berggrunnens akselerasjon. ( $a_{gR}$ ) for ulike kommuner hentes fra tabell NA.3.2 (910). For Rana kommune ligger berggrunnens akselerasjon på 0,3 m/s<sup>2</sup>.

Etter tabell NA.4 (902) havner bygget i seismisk klasse II. Dette gir verdi for seismisk faktor  $\gamma_I = 1,0$  (tabell NA.4 (901)). Dimensjonerende grunnakselerasjon beregnes slik:

$$\gamma_I * a_{gR} * S = 1,0 * 0,3 * 1,8 = 0,54 \text{ m/s}^2$$

Ut fra kriterier i NA.3.2.1(5) kan påvisning av mostand mot seismisk påvirkning etter NS-EN 1998 utelates for konstruksjoner der grunntype er A-E og med beliggenhet der grunnakselerasjon inklusiv grunnforsterkning tilfredsstiller formelen:

$$a_g S = \gamma_I a_{gR} S \leq 0,5 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Dermed skal det utføres jordskjelvanalyse for konstruksjonen.

## 5.3 Bæreevne og setningsforhold

For beregning av bæreevne legges det til grunn materialparametere for sandige, siltige masser under bygget i fundamenteringsområdet. Oversikt over disse er presentert i Tabell 4.

Tabell 4 Materialparametere for beregning av bæreevne

Materiale i grunnen	Friksjonsvinkel $\varphi$ (°)	Attraksjon a (kPa)
Sandig silt	31	5

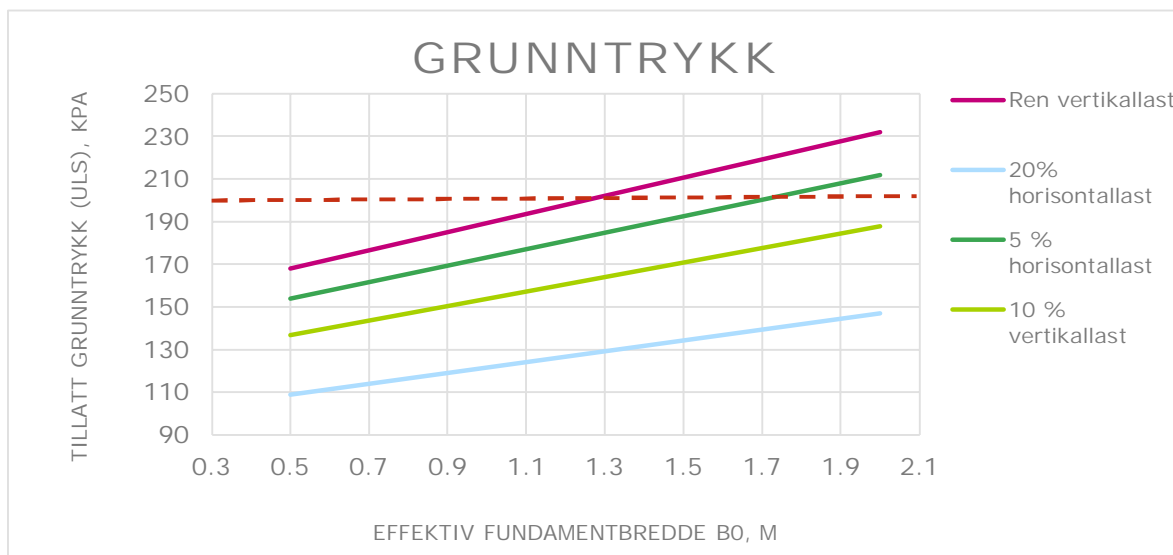
Beregning er utført i samsvar med hb. V220, kap.6 etter formelen:

### Midlere vertikal bæreevne

$$\bar{\sigma}_v = N_q * (p'_v + a) + \frac{1}{2} * N_y * \gamma' * B_0 - a$$

Lastene er ikke kjent i denne prosjektfasen. Diagrammet i Figur 11 viser estimert maks. tillatt grunntrykk for tilfellet med ren vertikallast og tilfeller med horisontale laster i prosentandel i forhold til vertikallast.

Det er forutsatt at fundamentet har minst 0,5 m overdekning av tunge masser (stein, jord, betong, osv.)



Figur 11 Estimert grunntrykk i bruddgrense avhengig av effektiv fundamentbredde

Det anbefales ikke å overstige grunntrykk på 200 kPa.

Estimert setning for 1,5 m bredt stripefundament med bruksgrensetrykk 170 kPa utgjør setning på 3,5 cm. Estimert er basert på erfaringsverdier for stivhet av materiale i fundamenteringsområdet. Til grunn for beregninger er det lagt materialets modultall  $m=150$ . Influensdybde for last under fundamentet med gitt bredde utgjør omtrent 5 m.

Det forventes at differansesetninger 4-5 cm vil påføre skade på bygningen ved ujevn lastfordeling. Dermed frarådes det å overstige grunntrykk på 170 kPa i bruksgrensetilstanden ved prosjektering av fundamentene.

#### 5.4 Frostsikring

Massene i fundamenteringsområdet er telefarlige (telefarlighetsklasse T4).

Ved fundamentering av bygget i telefarlige masser skal konstruksjonen frostsikres ved hjelp av XPS-plater utlagt over nedre frostsikringslag med min. tykkelse 10 cm.

Dimensjonering av frostsikringslaget skal utføres i henhold til Byggforsk 521.112. Følgende parametere brukes som grunnlag for dimensjonering:

Frostmengde  $F_{100}=30466 \text{ h}^{\circ}\text{C}$  (<http://www.vegvesen.no/kart/visning/frostsonekart>).  
 Årsmiddeltemperatur  $3,38^{\circ}\text{C}$  ([Årsmiddeltemperaturer 1991-2020 \(vegvesen.no\)](http://www.vegvesen.no/arsmiddeltemperaturer)).

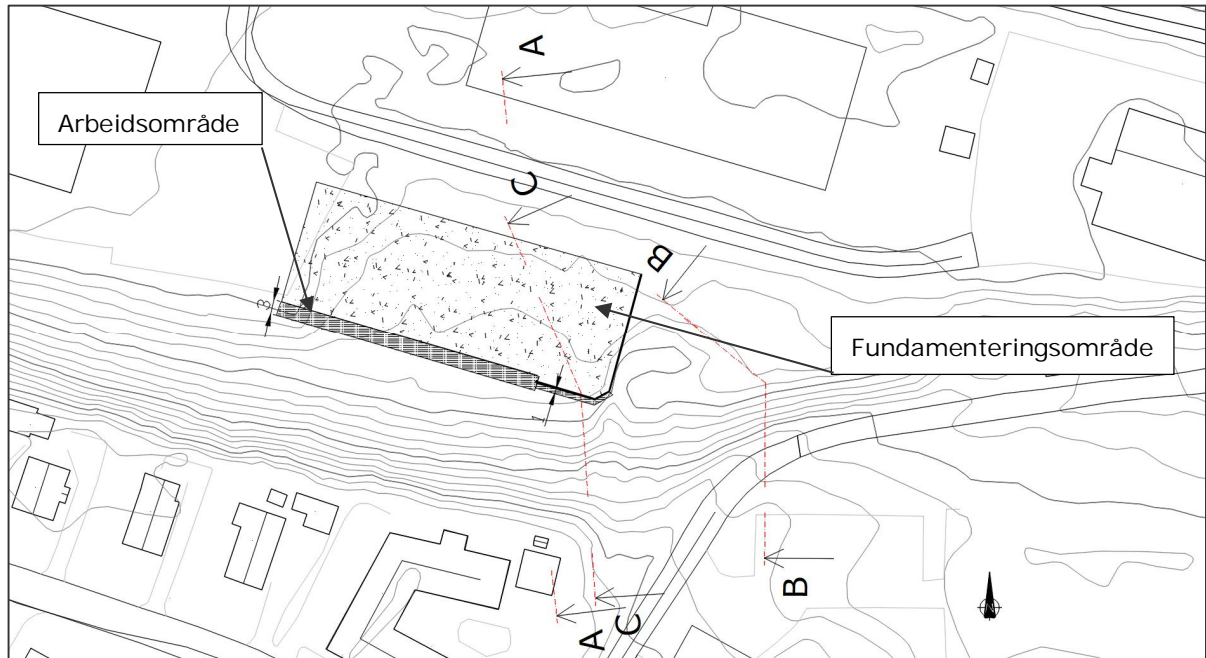
Dimensjonering av frostsikring skal utføres i detaljprosjekteringsfasen.

#### 5.5 Lokalstabilitet

Tiltaket vil utføres i foten av en høy og bratt skråning med bebyggelse på toppen. Fundamentering av bygget er planlagt under eksisterende terrengnivå med OK gulv ved kote +35,9 m. Det forventes at bunnen til byggegroppa vil ligge omtrent ved kote +35.

I den østlige delen av fundamenteringsområdet vil gravearbeidene utføres i skjæring på eksisterende skrånning og føre til forverring av dens stabilitet.

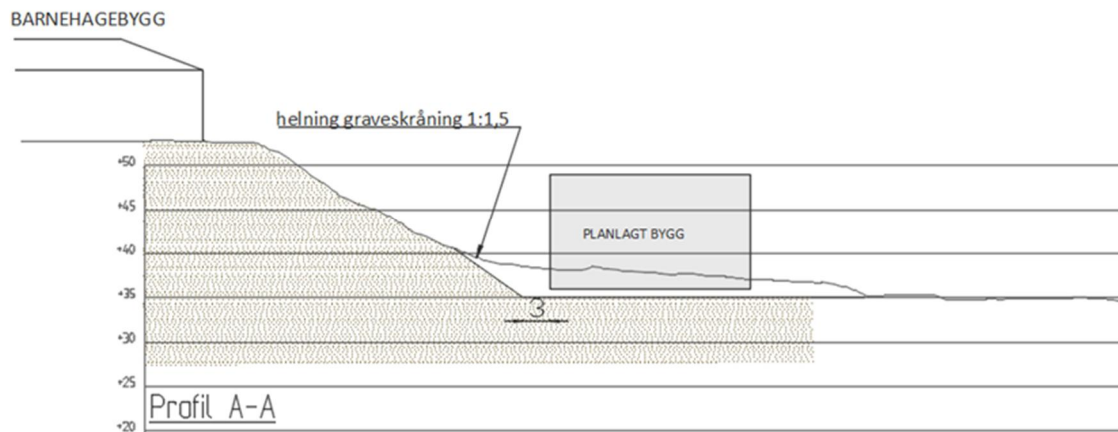
Det ble i den forbindelsen utført stabilitetsberegninger i tre kritiske beregningsprofiler: profil A-A (brattest skrånning), profil C-C (området for fundamentering av planlagt mur) og profil B-B (området for nedplanering) se Figur 12.



Figur 12 Plassering av beregningsprofiler

Følgende forutsetninger ble lagt til grunn for beregninger:

1. Lavest gravenivå ligger ved kote +35;
2. Arbeidsområde i byggegropa målt fra kant planlagt fundament mot skrånningen er 3 m, unntatt området planlagt for fundamentering av mur. I området for mur mot skrånningen skal ikke arbeidsområde overstige 1 m, se Figur 12 og Figur 13;



Figur 13 Skisse for graving i profil A-A og C-C

3. Helning graveskråning i byggegropa er maks. 1:1,5 unntatt område planlagt for fundamentering av mur mot skråningen. Graveskråning bak muren skal ha helning 1:1, se Figur 13;
4. Lengde seksjon/byggegrøp på langs mot skråningen overstiger ikke 70 m.

Stabilitetsberegning er utført ved hjelp av beregningsprogram GeoSuite Stability. Det er lagt til grunn at grunnvann står ved kote +43 på toppen av skråningen og er hydrostatisk.

Beregningene for anleggs- og permanentfasen for de ulike kritiske profilene viser at skråningsstabilitet er innenfor kravet med de gitte forutsetningene.

Ved behov for dypere utgraving enn angitt i utførte beregninger, skal det utføres nye beregninger og velges nye forutsetninger.

Skråningen i dagens situasjon er ikke utsatt for fare for dype utglidninger.

Valg av materialparametere og resultater av beregninger er vist i vedlegg 2 og tegning 104-107.

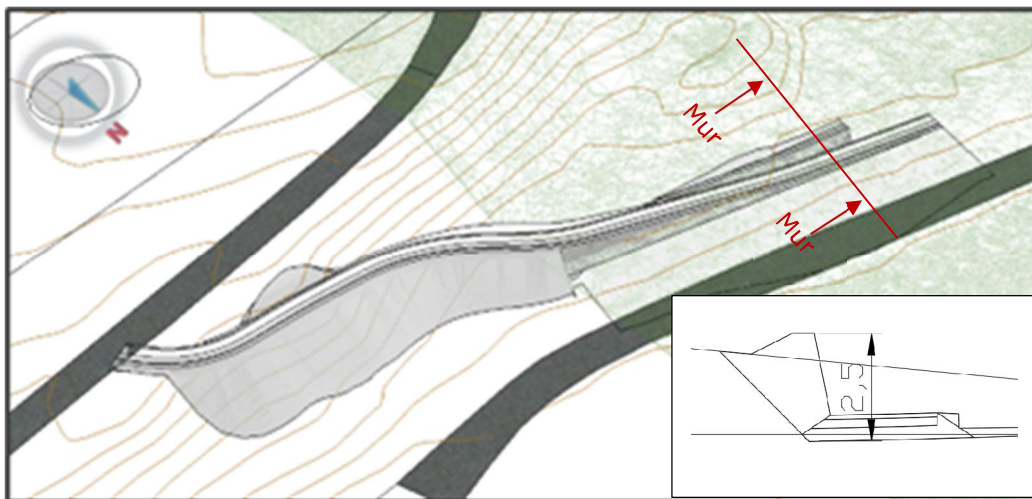
## 5.6 Tursti

Den planlagte turstien vil etableres i den østlige delen av planområde i terreng og på fylling.

Stabilitet for den delen av vegen som vil etableres i skråningen, er kontrollert i henhold til krav fra vegnormaler og er tilfredsstillende, se resultater av beregninger i vedlegg 2.

### 5.6.1 Mur langs turstien

Der turstien går i løsmasseskjæring vil høydeforskjellen tas opp med en tørrmur med høyde opptil 2,5 m, se Figur 14.



Figur 14 Tørrmur langs turstien

Det ble utført overslagsberegning for den største murhøyden langs strekningen som viser at bæreevnen i grunnen er ivaretatt forutsatt at muren bygges med geometriske parametere vist i Tabell 5.

Til grunn for beregningene ble det lagt materialparametere til grusig sand under konstruksjonen, se beregning i vedlegg 3 i rapporten.

Tabell 5 Geometriske parametere for muren

Topp mur, m	Bunn mur, m	Overdekning ved sålen, m	Helning front H/L
0,5	0,8	0,5	3:1

### 5.7 Mur ved bygget

Arbeidsområde bak muren er begrenset til 1 m. Det skal være tilstrekkelig for etablering av drenering og frostsikring bak konstruksjonen forutsatt bruk av XPS-plater i isolasjonslaget. Om det blir behov for utvidelse av arbeidsområde, skal det vurderes sikringstiltak for graveskråningen. Detaljprosjektering av mur må utføres av geotekniker i forbindelse med videre detaljering og byggesak.

## 6. VIDERE ARBEID

Etter at fundamenteringsløsningen blir valgt og lastene bestemt skal det utføres detaljprosjektering av geotekniske arbeider.

Uavhengig kontroll skal utføres iht. krav i byggesaksforskriften (SAK 10) for tiltaksklasse 2. Dette inkluderer også prosjekterings – og utførelseskontroll iht. NS-EN 1990:2002 + A1:2005 + NA:2016 iht. kontrollklasse PKK2/UKK2.

Det skal utarbeides plan for utførelseskontroll.

## 7. REFERANSER

- /1/ Direktoratet for byggekvalitet. Byggeteknisk forskrift (TEK17, § 7-3)
- /2/ Direktoratet for byggekvalitet. Byggesaksforskriften (SAK10). Kapittel 9 Foretak og tiltaksklasser (2016).
- /3/ Standard Norge. NS-EN 1997-1:2004 + A1:2013 + NA:2020 Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering. Del 1: Allmenne regler.
- /4/ Standard Norge. NS-EN 1990:2002 + A1:2005 + NA:2016 Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.
- /5/ Standard Norge. NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021 Eurokode 8: Del 1 Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger.
- /6/ NVEs veileder. Sikkerhet mot kvikkleireskred (2019).
- /7/ Statens vegvesen. Håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging (2025).
- /8/ Statens vegvesen. Håndbok N200 Vegbygging (2024).
- /9/ Byggforskserien 521.112 ([www.byggforsk.no](http://www.byggforsk.no))
- /10/ Rambøll, rapport G-rap-001-1350049347 «Myra 3. Datarapport fra grunnundersøkelse» (2022).
- /11/ Multiconsult, rapport 10208182-RIG-RAP-001 «Gruben skole. Datarapport grunnundersøkelser» (2018).
- /12/ Grøner AS, rapport 3/60409KBE.R01 «Rana kommune. Grunnundersøkelser for Revelheia barnehage» (1988).
- /13/ Norconsult AS, Tiltaksbeskrivelse 52303389-E01 «Detaljregulering for Myra øst» (2024)

## VEDLEGG 1

### PROSJEKTFORUTSETNINGER

#### INNHOOLD

1. GEOTEKNISK PROSJEKTERING .....	1
1.1 MYNDIGHETSKRAV .....	1
1.2 GEOTEKNISK KATEGORI .....	2
1.3 KONSEKVENSKLASSE/PÅLITELIGHETSKLASSE (CC/RC) .....	2
1.4 TILTAKSKLASSE .....	2
1.5 TILTAKSKATEGORI .....	2
1.6 SEISMISK DIMENSJONERING .....	2
1.7 PROSJEKTERINGS- OG UTFØRELSESKONTROLL .....	2
1.8 KRAV TIL SIKKERHETSNIVÅ .....	3

## 1. GEOTEKNISK PROSJEKTERING

### 1.1 MYNDIGHETSKRAV

Gjeldende regelverk legges til grunn for prosjekteringen, og for geoteknisk prosjektering gjelder dermed følgende standarder og normaler:

- NS-EN 1990:2002 + A1:2005 + NA:2016 (Eurokode 0)
- NS-EN 1997-1:2004 + A1:2013 + NA:2020 (Eurokode 7)
- NS-EN 1998-1:2004 + A1:2013 + NA:2021 (Eurokode 8)
- Statens vegvesen (SVV), Håndbok N200 Vegbygging (2024)

I tillegg og i den grad den er relevant, benyttes følgende veiledning:

- Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE): «Veileder 1/2019 Sikkerhet mot kvikkleireskred».  
Statens vegvesen (SVV), Håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging (2025)

Valgt klassifisering av prosjektet er oppsummert i Tabell 1 og beskrevet i detalj i videre kapitler.

Tabell 1 Valgte sikkerhetsprinsipper for tiltaket

Klassifisering		Referanse til regelverk
Geoteknisk kategori	2	[3]
Konsekvensklasse/pålitelighetsklasse CC/RC	CC2/RC2	[4]
Kontrollklasse for prosjekterings- og utførelseskontroll PKK/UKK	PKK/UKK2	[4]
Tiltakskategori	IR	[6]
Tiltaksklasse	2	[2]
Seismisk klasse/grunntype	II/D	[5]

## 1.2 GEOTEKNISK KATEGORI

Eurokode 7 stiller krav til prosjektering ut fra tre geotekniske kategorier. Valg av kategori gjøres ut fra standardens punkt 2.1 «Krav til prosjektering».

Prosjektet plasseres i geoteknisk kategori 2, med bakgrunn i «Konvensjonelle typer konstruksjoner og fundamenter uten unormale eller vanskelige grunn- eller belastningsforhold.»

## 1.3 KONSEKVENSKLASSE/PÅLITELIGHETSKLASSE (CC/RC)

Eurokode 0 tabell NA. A1(901) gir veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler.

Tabellen er delt inn i pålitelighetsklasser (CC/RC) fra 1 til 4. Grunn- og fundamenteringsarbeider for Myra 4 vurderes å falle under kategorien «Kontor- og forretningsbygg, skoler, institusjonsbygg, boligbygg osv.».

V220 tab. 1.1.1-1 viser veiledende kriterier for valg av konsekvensklasse. Etter veiledningseksempler fra Eurokode 0 og håndbok V220 plasseres tiltaket i konsekvens/pålitelighetsklasse CC 2/RC2.

## 1.4 TILTAKSKLASSE

I henhold til tabell 2 «Kriterier for tiltaksklasseplassering for prosjektering» i «Veiledning om byggesak» (SAK10 § 9-4), vurderes grave- og fundamenteringsarbeidene å kunne plasseres i tiltaksklasse 2.

Dette med bakgrunn i «Fundamentering for anlegg og konstruksjoner som iht. NS-EN 1990 + NA plasseres i pålitelighetsklasse 2», og at byggene er planlagt med mindre enn 6 etasjer.

## 1.5 TILTAKSKATEGORI

NVEs veileder definerer 4 tiltakskategorier, K1-K4. Krav til sikkerhetsnivå, vurderinger og kontroller avhenger av tiltakskategori og områdets faregradklasse.

Tiltaket vil utføres i sikker grunn uten fare for områdeskred. Det er dermed irrelevant å bestemme tiltakskategori med tilhørende sikkerhetskrav.

## 1.6 SEISMISK DIMENSJONERING

Etter NS-EN 1998-1:2004+A:2013+NA:2021, Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning klassifiseres området i Grunnstype D, som gjelder avsetninger av løs til middels fast kohesjonsløs jord (med eller uten enkelte myke kohesjonslag).

Etter veiledning i tabell NA.4(902) satt konstruksjon i seismisk klasse 2 som gjelder kontorer, forretningsbygg, hotell og boligbygg.

## 1.7 PROSJEKTERINGS- OG UTFØRELSESKONTROLL

NS-EN 1990:2002 + A1:2005 + NA:2016 gir føringer for krav til omfang av prosjekteringskontroll og utførelseskontroll avhengig av pålitelighetsklassen. Dette innebærer i henhold til tabell NA.A1(902) og NA.A1(903) at det for prosjekteringskontroll og utførelseskontroll av geotekniske arbeider kan forutsettes kontrollklasse PKK2 /UKK 2.

For prosjekteringen gjelder at det utføres grunnleggende kontroll (egenkontroll) og sidemannskontroll (kollegakontroll) og utvidet kontroll. Utvidet kontroll i prosjekteringsklasse PKK2 kan begrenses til en kontroll av at egenkontroll og intern systematisk kontroll er gjennomført.

For utførelse innebærer kontrollklasse UKK2 at det skal utføres grunnleggende kontroll (egenkontroll), intern systematisk kontroll (kollegakontroll) og utvidet kontroll. Utvidet kontroll skal utføres i byggherrens regi enten av byggherrens egen organisasjon eller av et uavhengig foretak.

## 1.8 KRAV TIL SIKKERHETSNIVÅ

Ved beregning av stabilitet og bæreevne i grunnen under bygg stilles det krav til partialfaktor  $\gamma_m$  i henhold til Eurokode 7 (Tabell NA.A.4.) se figur under.

**Tabell NA.A.4 - Partialfaktorer for jordparametere ( $\gamma_m$ )<sup>d</sup>**

Jordparameter	Symbol	Sett <sup>b, c</sup>	
		M1	M2
Friksjonsvinkel <sup>a</sup>	$\gamma_\varphi$	1,0	1,25
Effektiv kohesjon	$\gamma_c$	1,0	1,25
Udrenert skjærfasthet	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Enaksial fasthet	$\gamma_{qu}$	1,0	1,4
Tyngdetetthet	$\gamma_f$	1,0	1,0

Figur 1 Partialfaktorer for jordparametere (utklipp fra Eurokode 7)

Der sikkerhet mot utglidning berør vegen skal sikkerhetsfaktor velges etter bestemmelser fra hb.N200:2024, krav 1.4.2.

Med bakgrunn i valgt konsekvensklasse og forventet bruddmekanisme (nøytralt brudd) er partialfaktorer for lokalstabilitet  $\gamma_m=1,4$  for total-og effektivspenningsanalyse.

## VEDLEGG 2

# STABILITETSBEREGNING

### INNHOOLD

1. GENERELT.....	1
2. 2D OG 3D-MODELL.....	1
3. MATERIALPARAMETERE .....	1
4. KONTROLL AV STABILITET.....	2

## 1. GENERELT

Stabilitetsberegning for den kritiske profilen AA er utført med beregningsprogrammet GeoSuite Stabilitet.

For barnehagebygget på toppen av skråningen er det benyttet jevnt fordelt last 13 kPa per etasje inklusive lastfaktor på 1,3. For 1,5 etasje utgjør dimensjonerende last 19,5 kPa i stabilitetsberegningen.

For vegen på toppen av skråningen (profil B-B) er det benyttet jevnt fordelt trafikklast på 19,5 kPa over hele vegbredden. Lastfaktor på 1,3 er inkludert.

Grunnvann står ved kote +43 på toppen av skråningen og er hydrostatisk.

For valg av materialparametere benyttet erfaringsverdier fra hb. V220.

## 2. 2D OG 3D-MODELL

Stabilitetsberegning er utført i en todimensjonal (2D) modell og en 3D-modell.

For 2D-modell er det antatt at skjærflaten har uendelig utstrekning inn i planet. Sidefriksjon (skjærkrefter) langs den konkave skjærflaten mot sidene er ikke med i beregninger.

Beregning i 3D-modellen gjelder en begrenset byggegrøp med lengde 70 m.

Beregning ble utført for seksjonslengde 140 m, slik at sidefriksjonen ble redusert med 50 % i henhold til anbefaling i hb. V220 (minimum dobbelt så stor bredde som den som regnes ut fra den reelle utglidningen).

## 3. MATERIALPARAMETERE

Parametere benyttet i stabilitetsberegninger er vist i tabell 1.

Tabell 1. Parametere benyttet i stabilitetsberegninger

Lag	Tyngdetetthet $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Attraksjon a (kPa)	Friksjonsvinkel $\varphi$ (°)	Kohesjon c (kPa)
Matjord	18	5	31	3
Grus/sand	19	5	36	3,6
Sand/silt	19	5	31	3

## 4. KONTROLL AV STABILITET

Stabilitetsberegning for kritiske profiler A-A, B-B, C-C og D-D i ulike byggefaser viser materialfaktorer presentert i Tabell 2.

Udrenert situasjon (ADP-analyse) er ikke aktuell for disse grunnforholdene, beregningene er utført kun for drenert situasjon ( $\alpha\phi$ -analyse).

Benyttet beregningsmetode er Rt-tangent (sylindriske skjærflater).

Tabell 2. Materialfaktorer  $\gamma_m$  for kritisk skjærflate

Profil	Materialfaktor $\gamma_m$	Krav	Tegning nr.	Merknad
A-A	1,41	1,25	104	Eksisterende situasjon, skråning over planområdet.
A-A	1,28	1,25	105	Anleggsfase, gravegropa for bygg, seksjon 70 m.
B-B	1,42	1,4	106	Permanent fase, nedplanering.
C-C	1,27	1,25	107	Anleggsfase, graveskråning bak mur, seksjon 70 m.
D-D	1,47	1,4	108	Permanent fase, tursti

Konklusjon: Skråningsstabilitet for dagens situasjon er innenfor kravet.

Skråningsstabilitet i anleggsfasen er innenfor kravet forutsatt at byggegrop/seksjon ikke overstiger 70 m i lengden og at utgravingsnivå ikke er lavere enn kote +35,0.

# Tørrmur på løsmasser

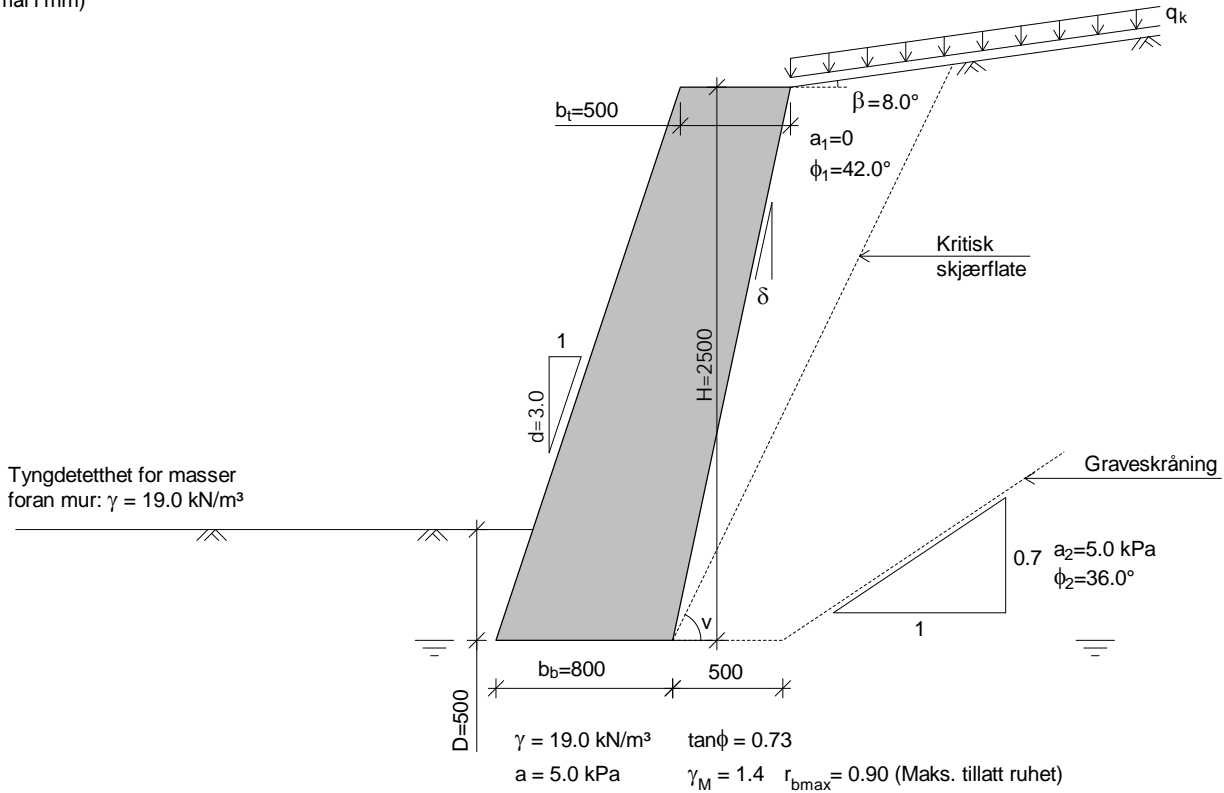
Myra 4

Vedlegg 3. Tørrmur, høyde 2,5 m

Beregnet 09.02.2026 Kl. 13:09:58  
(Programversjon 24.03)

## Inndata

(mål i mm)



Tyngdetetthet for mur:  $\gamma_{mur} = 22.0 \text{ kN/m}^3$

Tyngdetetthet for masser bak mur:  $\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$

Konsekvensklasse: CC2 Alvorlig

Bruddmekanisme: Nøytralt brudd

$\Rightarrow \gamma_M = 1.4$  (iht. Tab. 1.4.2-1 i Håndbok N200)

Ruhet for bakkant mur:  $r_v = 0,3$

Kritisk skjærflate går gjennom bakfyllmassene, dvs.:

Midlere friksjonsvinkel:  $\phi_m = \phi_1 = 42.0^\circ$

Midlere attraksjon:  $a_m = a_1 = 0.0 \text{ kPa}$

Helning av kritisk skjærflate settes lik:

$$v = 45 + \frac{\phi_m}{2} - \frac{\beta}{4} = 45 + \frac{42.0}{2} - \frac{8.0}{4} = 64.0^\circ$$

Bæreevnen beregnes for antatt homogen undergrunn.

Bæreevnen regnes dykket, dvs. kritisk skjærflate antas å gå gjennom masser som ligger under grunnvannsstanden.

Terrenglast	Lastfaktor (Bruddgrense)
$q_k = 5.0 \text{ kPa}$	1.30

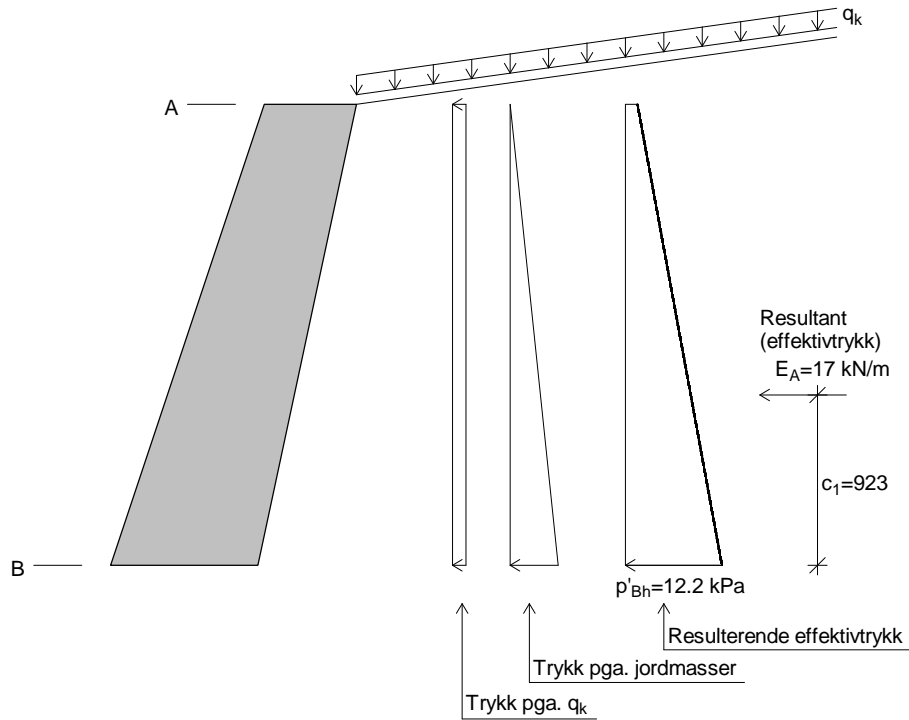
# Tørrmur på løsmasser

Myra 4

Vedlegg 3. Tørrmur, høyde 2,5 m

**Jordtrykk**  
(mål i mm)

Side 2



$r_v = 0.3$  (ruhet for beregning av jordtrykk)

$\tan\phi_d = \tan\phi_m/\gamma_M = \tan(42.0)/1.4 = 0.64$ ,  $\phi_d = \arctan(0.64) = 32.7^\circ$

Ved hellende terrenn er jordtrykket for aktiv tilstand gitt ved:

$$p_A' + a = K_{\beta A} \cdot (p_v' + a) + \frac{s}{s - \omega_A} \cdot a$$

$$a = 0 \Rightarrow \text{Uttrykket forenkles til: } p_A' = K_{\beta A} \cdot p_v' \quad (1)$$

$$s = \tan\beta/\tan\phi_d = 0.22, \quad t = (1+r_v) \cdot (1-s) = 1.02$$

$$\Rightarrow K_{\beta A} = 0.296 \text{ (Figur 6.2.2-1 i N-V220)}$$

$$\text{Bakre murhelning: } d_b = \frac{H}{\frac{H}{d} + b_t - b_b} = \frac{2.500}{\frac{2.500}{3.0} + 0.500 - 0.800} = 4.7$$

$$\tan\delta = 1/d_b \Rightarrow \delta = \arctan(1/d_b) = 12.0^\circ$$

$$K_\delta = \frac{\cos^2(\delta + \phi_d)}{\cos^3\delta \cdot \cos^2\phi_d} = \frac{\cos^2(12.0^\circ + 32.7^\circ)}{\cos^3(12.0^\circ) \cdot \cos^2(32.7^\circ)} = 0.761$$

$$K_{A, \text{korr}} = K_\delta \cdot K_{\beta A} = 0.761 \cdot 0.296 = 0.226$$

Resulterende effektivt trykk beregnes iht. ligning (1) ovenfor

Nivå A (topp mur)

Vertikaltrykk:  $p'_{Av} = q_k \cdot \gamma_{q1}$

$$p'_{Av} = 5.0 \cdot 1.30 = 6.5 \text{ kPa}$$

Horizontaltrykk:  $p'_{Ah} = K_{A, \text{korr}} \cdot p'_{Av}$

$$p'_{Ah} = 0.226 \cdot 6.5 = 1.5 \text{ kPa}$$

Nivå B (bunn mur)

Vertikaltrykk:  $p'_{Bv} = 2.500 \cdot \gamma + q_k \cdot \gamma_{q1}$

$$p'_{Bv} = 2.500 \cdot 19.0 + 5.0 \cdot 1.30 = 54.0 \text{ kPa}$$

Horizontaltrykk:  $p'_{Bh} = K_{A, \text{korr}} \cdot p'_{Bv}$

$$p'_{Bh} = 0.226 \cdot 54.0 = 12.2 \text{ kPa}$$

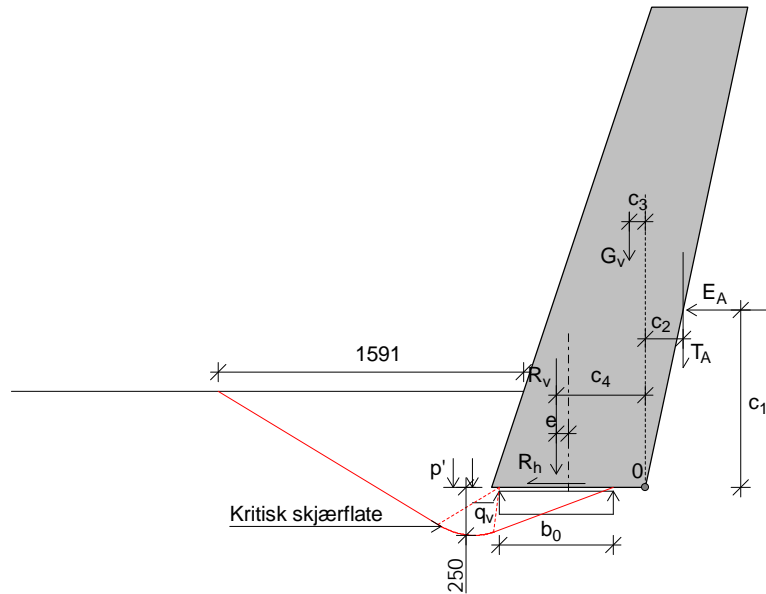
# Tørrmur på løsmasser

Myra 4

Vedlegg 3. Tørrmur, høyde 2,5 m

Resultater - Bæreevne (mål i mm)

Side 3



$$R_h = E_A = 17 \text{ kN/m}$$

$$G_v = 0,5 \cdot (b_b + b_t) \cdot H \cdot \gamma_{\text{mur}} = 0,5 \cdot (0,800 + 0,500) \cdot 2,500 \cdot 22,0 = 36 \text{ kN/m}$$

$$c_3 = \frac{1}{G_v} \cdot \left[ \frac{H}{6} \cdot (b_b - b_t) \cdot \gamma_{\text{mur}} \cdot (b_b - b_t - \frac{H}{d_b}) + H \cdot b_t \cdot \gamma_{\text{mur}} \cdot (b_b - \frac{1}{2} \cdot b_t - \frac{1}{2} \cdot \frac{H}{d}) \right]$$

$$\Rightarrow c_3 = \frac{1}{36} \cdot \left[ \frac{2,500}{6} \cdot (0,800 - 0,500) \cdot 22,0 \cdot (0,800 - 0,500 - \frac{2,500}{4,7}) + 2,500 \cdot 0,500 \cdot 22,0 \cdot (0,800 - \frac{1}{2} \cdot 0,500 - \frac{1}{2} \cdot \frac{2,500}{3,0}) \right] = 0,085 \text{ m}$$

$$T_A = r_v \cdot \tan \phi_d \cdot \left( \frac{E_A}{H} + a \right) \cdot H = 0,30 \cdot 0,64 \cdot \left( \frac{17}{2,500} + 0,0 \right) \cdot 2,500 = 3,3 \text{ kN/m}$$

$$c_2 = \frac{c_1}{d_b} = \frac{0,923}{4,7} = 0,197 \text{ m}$$

$$R_v = G_v + T_A = 36 + 3,3 = 39 \text{ kN/m}$$

Moment om pkt. 0:

$$M_0 = E_A \cdot c_1 - T_A \cdot c_2 + G_v \cdot c_3$$

$$M_0 = 17 \cdot 0,923 - 3,3 \cdot 0,197 + 36 \cdot 0,085 = 18 \text{ kNm/m}$$

$$c_4 = M_0 / R_v = 18 / 39 = 0,464 \text{ m}$$

$$e = c_4 - 0,5 \cdot b_0 = 0,464 - 0,5 \cdot 0,800 = 0,064 \text{ m}$$

$$b_0 = 0,9 \cdot b_b - 2 \cdot e = 0,9 \cdot 0,800 - 2 \cdot 0,064 = 0,592 \text{ m}$$

$$b_0 > b_b / 3 = 0,800 / 3 = 0,267 \text{ m (minimumsverdi)}$$

⇒ Beregnet  $b_0$  er større enn anbefalt minimumsverdi

iht. Håndbok N-V220 pkt. 10.3.2.9), dvs. OK

$$\bar{q}_v = R_v / b_0 = 39 / 0,592 = 66 \text{ kN/m}^2$$

Bæreevne (effektivspenningsanalyse):

$$\text{Krav 1 : } r_b \leq r_{b\text{max}} = 0,90, \quad r_b = \frac{R_h}{b_0 \cdot (q_v + a) \cdot \tan \phi_d}$$

$$a = 5 \text{ kPa}$$

$$\tan \phi_d = \tan \phi / \gamma_M = 0,73 / 1,4 = 0,52, \quad r_b = \frac{17}{0,592 \cdot (66 + 5) \cdot 0,52}$$

$$r_b = 0,78 < r_{b\text{max}} \Rightarrow \text{krav 1 er OK}$$

$$\text{Krav 2 : } \bar{q}_v \leq \bar{\sigma}_v = N_q \cdot (p' + a) + \frac{1}{2} N_\gamma \cdot \gamma' \cdot b_0 - a$$

$$p' = 19,0 \cdot 0,50 = 9,5 \text{ kN/m}^2$$

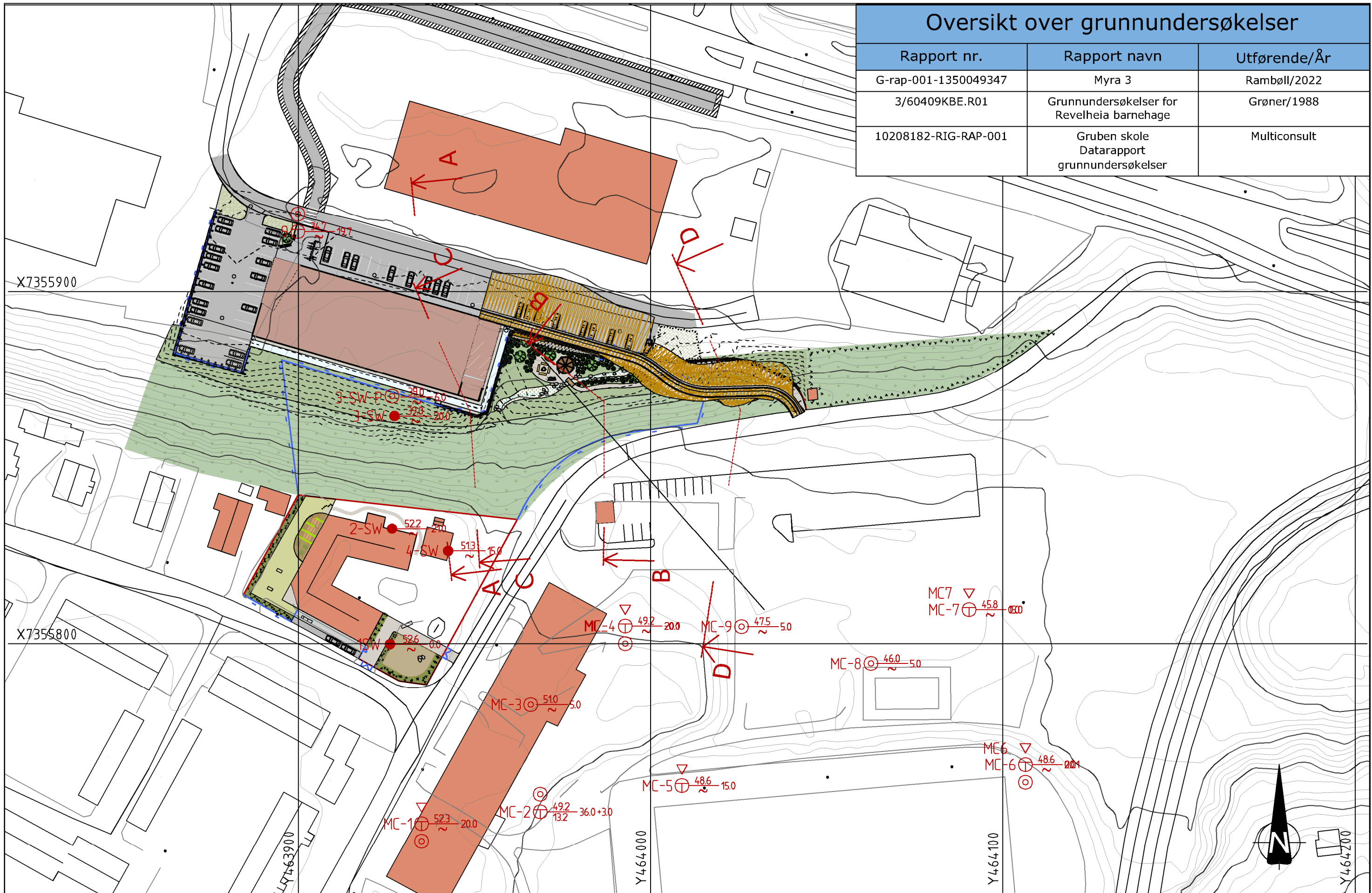
$$N_q = 5,3, \quad N_\gamma = 1,8, \quad \gamma' = 19,0 - 10 = 9,0 \text{ kN/m}^3 \text{ (dykket)}$$

$$\bar{\sigma}_v = 76 \text{ kN/m}^2 > \bar{q}_v \Rightarrow \text{krav 2 er OK}$$

$$\bar{q}_v / \bar{\sigma}_v = 0,86$$

# Oversikt over grunnundersøkelser

Rapport nr.	Rapport navn	Utførende/År
G-rap-001-1350049347	Myra 3	Rambøll/2022
3/60409KBE.R01	Grunnundersøkelser for Revelheia barnehage	Grøner/1988
10208182-RIG-RAP-001	Gruben skole Datarapport grunnundersøkelser	Multiconsult



REV.	DATO	ENDRING	TEGN	KONTR	GODKJ
03	13.02.2026	Ny plassering av tursti	OLVS	MBP	EHL
TEGningsstatus					

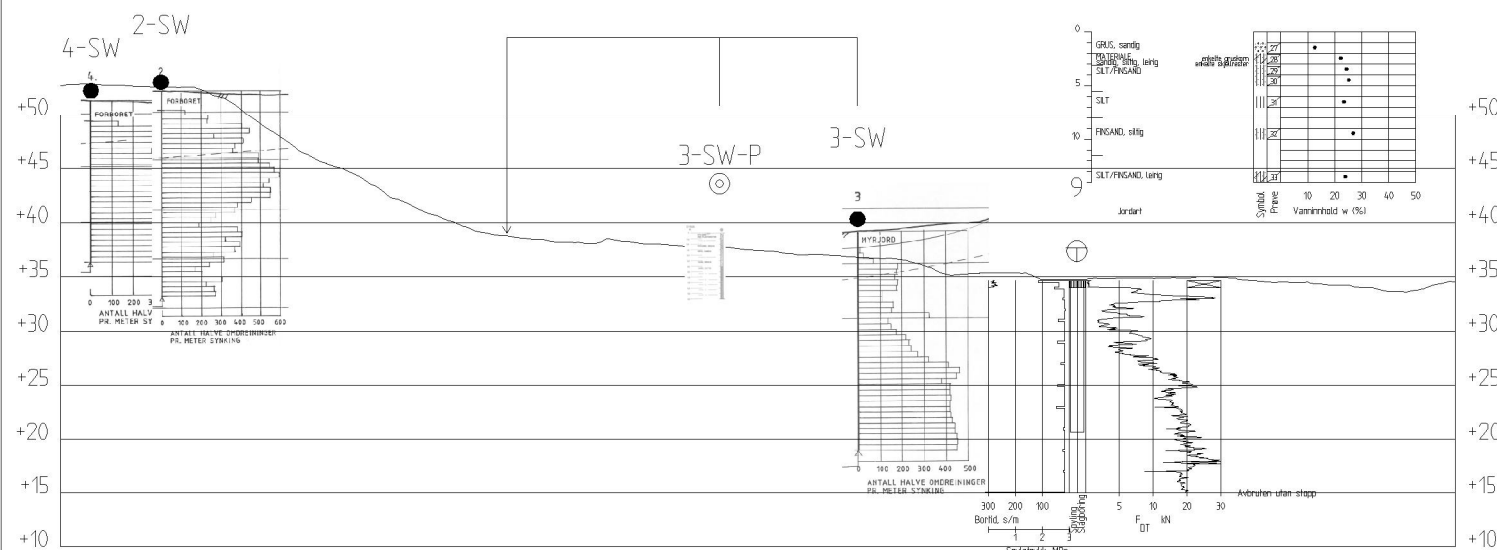
**RAMBOLL**  
 Rambøll Norge AS  
 P.b. 9420 Torgarden  
 7493 Trondheim  
 TLF: 73 84 10 00  
 www.ramboll.no

OPPDRAG <b>Myra 4</b>
OPPDRAGSGIVER <b>Arctic Partner AS</b>

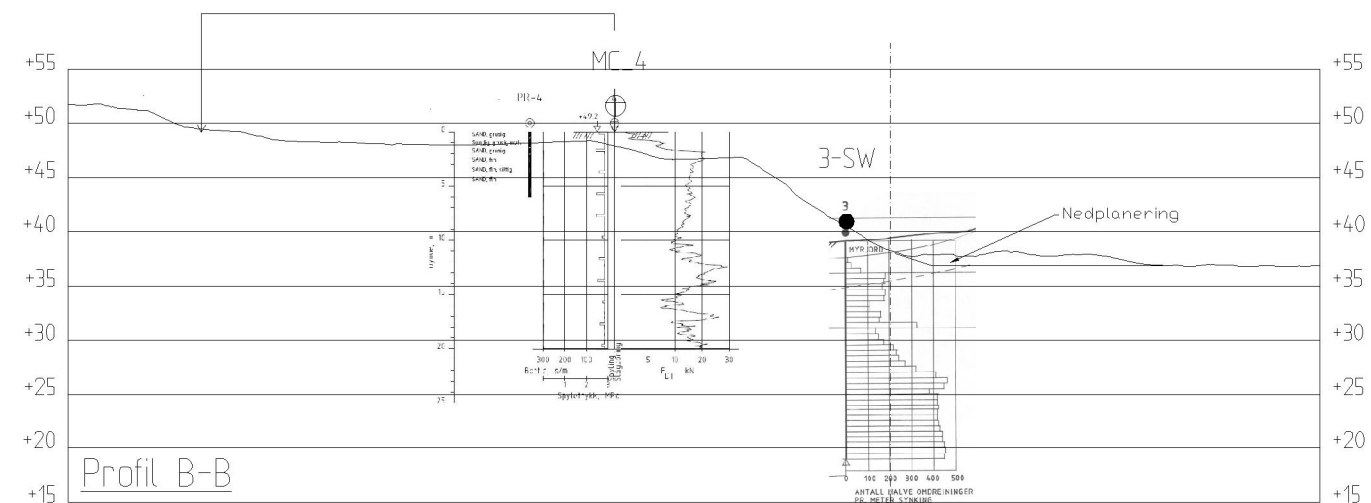
INNHold <b>Situasjonskart</b>
----------------------------------

OPPDRAG NR. 1350059303	MÅLESTOKK 1:1000	BLAD NR. 101	AV 03
TEGNING NR. 101		REV. 03	

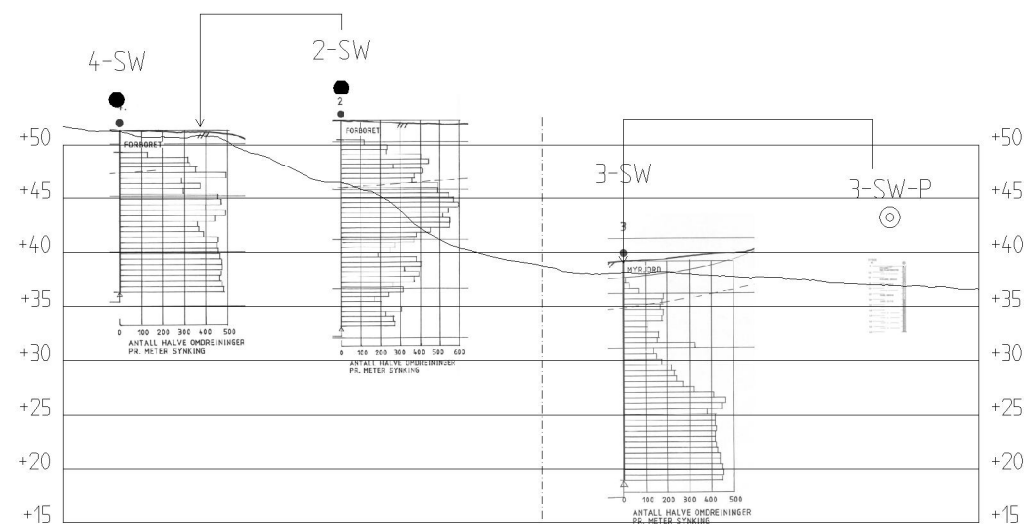
9



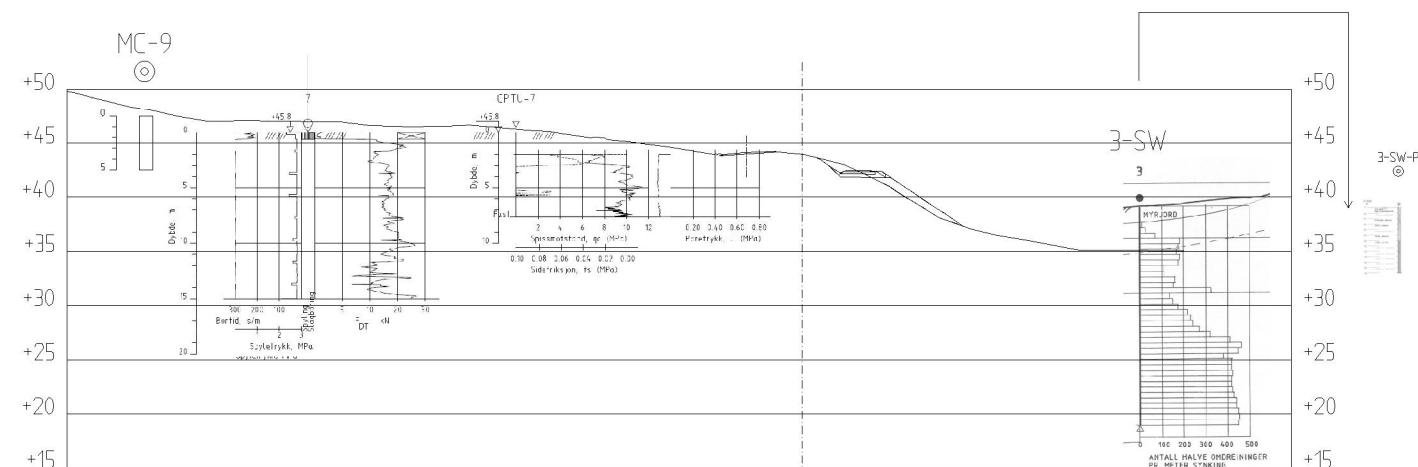
Profil A-A



Profil B-B



Profil C-C



Profil D-D

03	13.02.2026	Ny plassering av tursti	OLVS	MBR	EHL
REV.	DATO	ENDRING	TEGN	KONTR	GODKJ
TEGNINGSSTATUS					



Rambøll Norge AS  
P.b. 9420 Torgarden  
7493 Trondheim  
TLF: 73 84 10 00  
www.ramboll.no

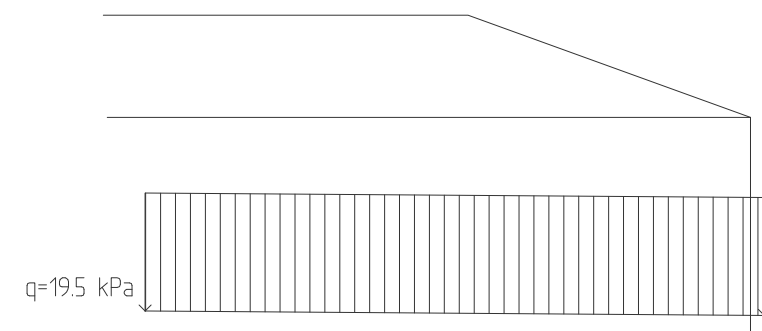
OPPDRAG	Myra 4
OPPDRAGSGIVER	Arctic Partner AS

INNHOOLD	Profil A-A,B-B,C-C
----------	--------------------

OPPDRAG NR.	1350059303	MÅLESTOKK	1:700	BLAD NR.	AV
				TEGNING NR.	REV.
				102	03

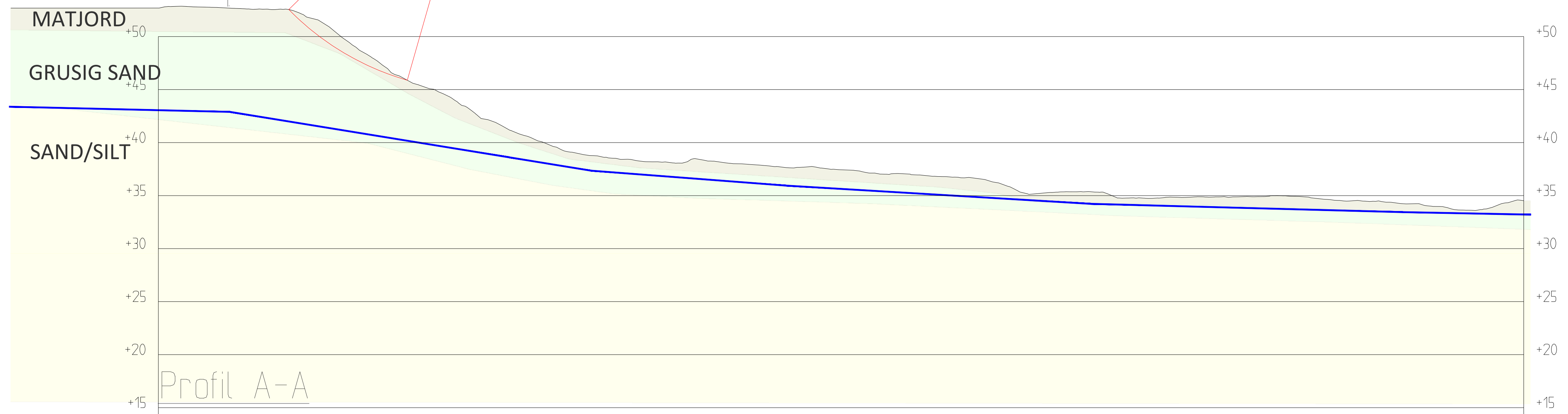


# BARNEHAGEBYGG



$F_c \varphi = 1.41$

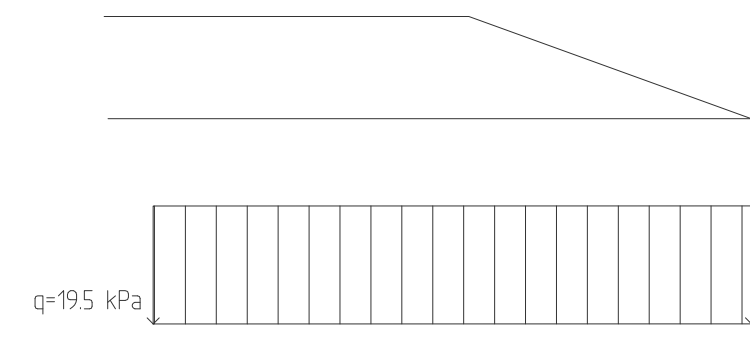
Material	Un.Weigth	Sub.Weigth	Fi	C'	C	Aa	Ad	Ap
Matjord	18.00	8.00	31.0	3.0				
Grus/sand	19.00	9.00	36.0	3.6				
Sand/silt	19.00	9.00	31.0	3.0				



Profil A-A

<b>INFO</b> Stabilitetsberegning. Profil A-A Eksisterende situasjon					
02	20.03.2025	Oppdatering etter endring i reguleringsplan	OLVS	MBR	EHL
Ver.	Versjonsdato	Beskrivelse	Utført	Kont.	Godk.
<b>TEGNINGSSTATUS</b>					
			Ramboll Norge AS P.b. 9420 Torgarden 7493 Trondheim www.ramboll.no		
<b>OPPDRAAG</b> Myra 4					
<b>OPPDRAAGSGIVER</b> Arctic Partner AS					
OPPDRAAGSNUMMER	MÅLESTOKK	PAPIRSTØRRELSE			
1350059303	1:250	A3L (840x297mm)			
KOORDINATSYSTEM	TEGNING NR.		VERSJON		
Euref UTM- sone 33	104		02		
HØYDEDATUM	NN2000				

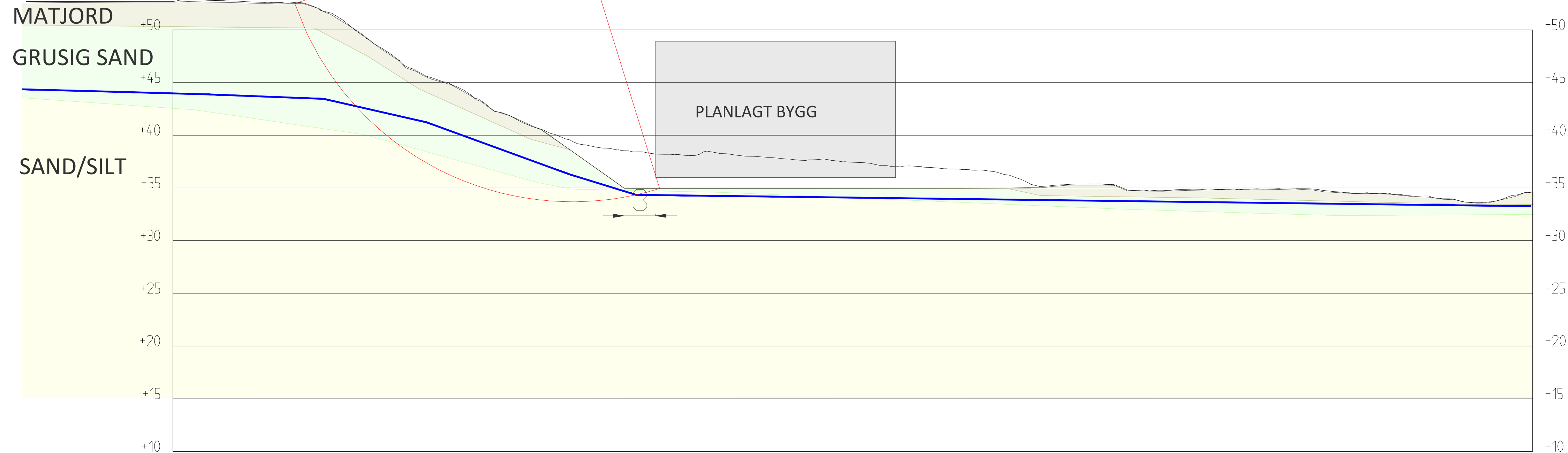
# BARNEHAGEBYGG



$$F_c \varphi = 1.28$$

Seksjon/byggegrupp maks.70 m i lengde

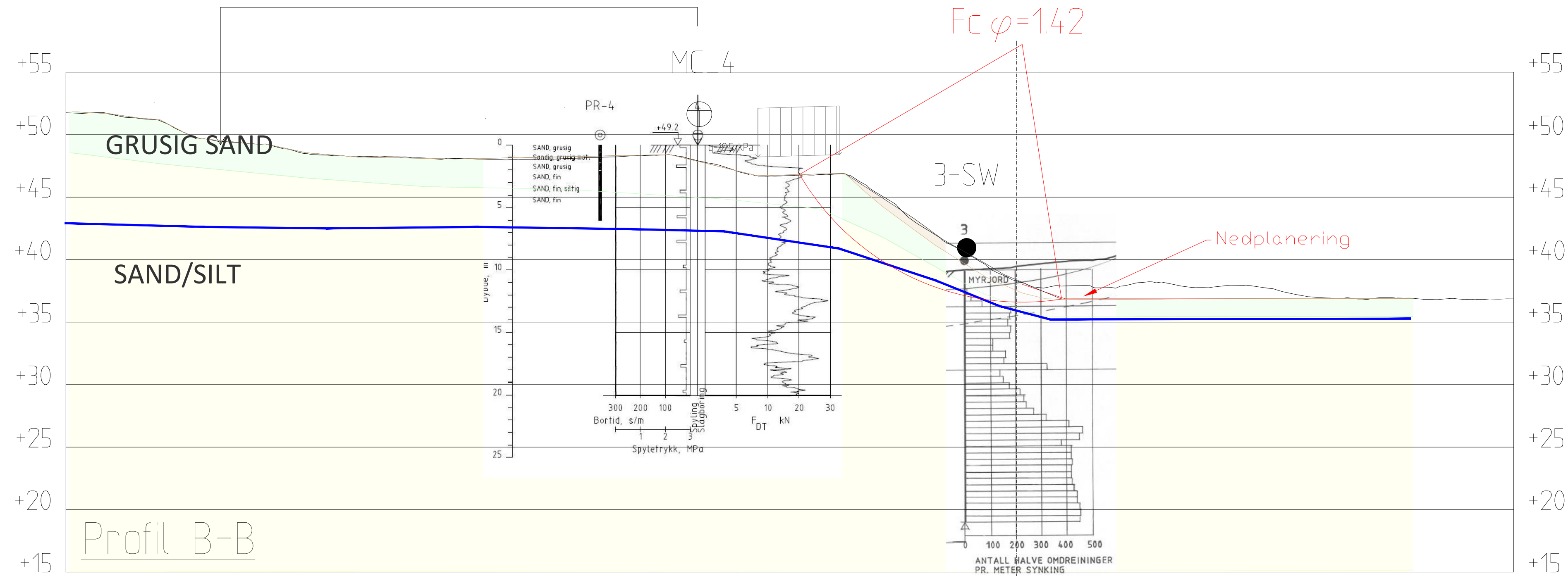
Material	Un.Weigth	Sub.Weigth	Fi	C'	C	Aa	Ad	Ap
Matjord	18.00	8.00	31.0	3.0				
Grus/sand	19.00	9.00	36.0	3.6				
Sand/silt	19.00	9.00	31.0	3.0				



Profil A-A

INFO					
Stabilitetsberegning, Profil A-A					
Anleggsfase					
02	20.03.2025	Oppdatering etter endring i reguleringsplan	OLVS	MBR	EHL
Ver.	Versjonsdato	Beskrivelse	Utført	Kont.	Godk.
TEGNINGSSTATUS					
			Ramboll Norge AS P.b. 9420 Torgarden 7493 Trondheim www.ramboll.no		
OPPDRAAG					
Myra 4					
OPPDRAAGSGIVER					
Arctic Partner AS					
OPPDRAAGSNUMMER	MÅLESTOKK	PAPIRSTØRRELSE			
1350059303	1:250	A3L (840x297mm)			
KOORDINATSYSTEM	TEGNING NR.		VERSJON		
Euref UTM- sone 33	105		02		
HØYDEDATUM	NN2000				

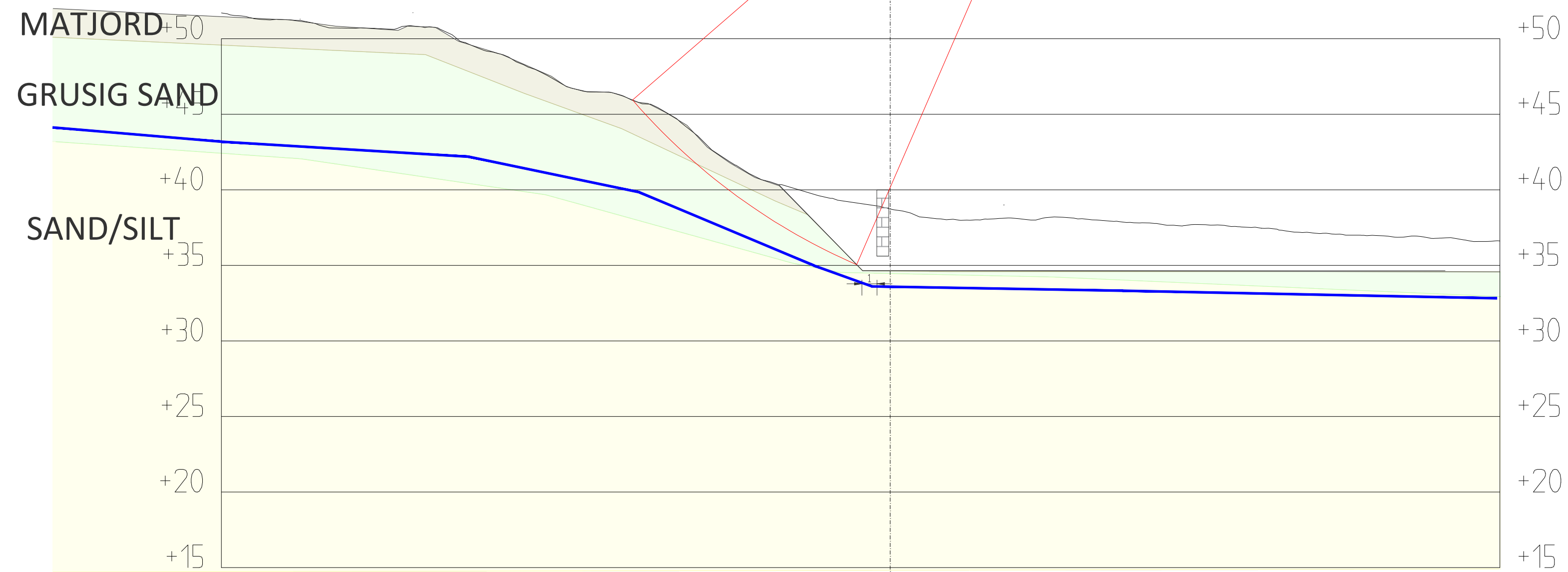
Material	Un.Weigth	Sub.Weigth	Fi	C'	C	Aa	Ad	Ap
Matjord	18.00	8.00	31.0	3.0				
Grusig sand	19.00	9.00	36.0	3.6				
Sandig silt	19.00	9.00	31.0	3.0				



INFO					
Stabilitetsberegning. Profil B-B					
Permanent fase					
02	20.03.2025	Oppdatering etter endring i reguleringsplan	OLVS	MBR	EHL
Ver.	Versjonsdato	Beskrivelse	Utført	Kont.	Godk.
TEGNINGSSTATUS					
			Ramboll Norge AS P.b. 9420 Torgarden 7493 Trondheim www.ramboll.no		
OPPDAG					
Myra 4					
OPPDAGSGIVER					
Arctic Partner AS					
OPPDAGSNUMMER	MÅLESTOKK	PAPIRSTØRRELSE			
1350059303	1:250	A3L (840x297mm)			
KOORDINATSYSTEM		TEGNING NR.		VERSJON	
Euref UTM- sone 33		106		02	
HØYDEDATUM					
NN2000					

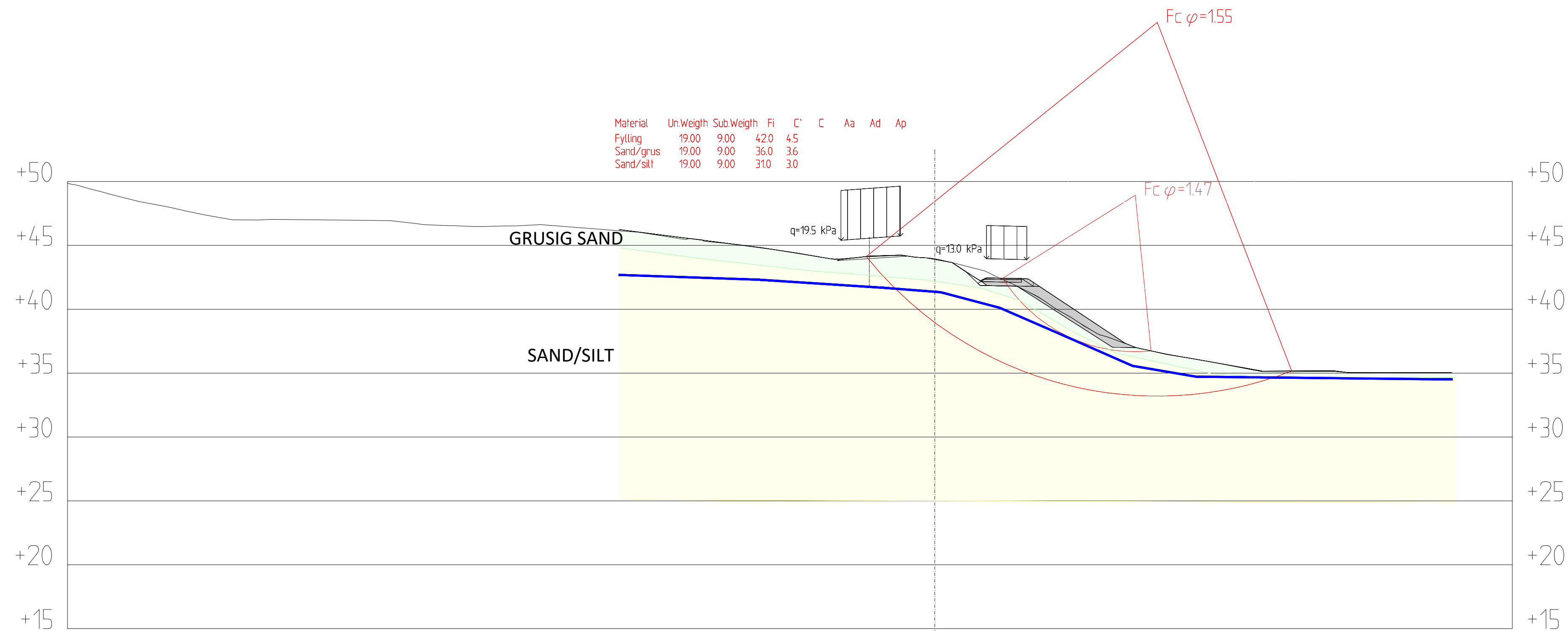
$F_c \varphi = 1.27$  Seksjon/byggegrupp maks.70 m i lengde

Material	Un.Weight	Sub.Weight	Fi	C'	C	Aa	Ad	Ap
Matjord	18.00	8.00	31.0	3.0				
Grus/sand	19.00	9.00	36.0	3.6				
Sand/silt	19.00	9.00	31.0	3.0				



Profil C-C

INFO					
Stabilitetsberegning. Profil C-C					
Anleggsfase					
02	20.03.2025	Oppdatering etter endring i reguleringsplan	OLVS	MBR	EHL
Ver.	Versjonsdato	Beskrivelse	Utført	Kont.	Godk.
TEGNINGSSTATUS					
<b>RAMBOLL</b>			Ramboll Norge AS P.b. 9420 Torgarden 7493 Trondheim www.ramboll.no		
OPPDRAAG					
Myra 4					
OPPDRAAGSGIVER					
Arctic Partner AS					
OPPDRAAGSNUMMER	MÅLESTOKK	PAPIRSTØRRELSE			
1350059303	1:250	A3L (840x297mm)			
KOORDINATSYSTEM	TEGNING NR.		VERSJON		
Euref UTM- sone 33	107		02		
HØYDEDATUM	NN2000				



Profil D-D

INFO					
Stabilitetsberegning. Profil C-C					
Anleggsfase					
03	13.02.2026	Ny plassering av tursti	OLVS	MBR	EHL
Ver.	Versjonsdato	Beskrivelse	Utført	Kont.	Godk.
TEGNINGSSTATUS					
<b>RAMBOLL</b>			Ramboll Norge AS P.b. 9420 Torgarden 7493 Trondheim www.ramboll.no		
OPPDRAAG					
Myra 4					
OPPDRAAGSGIVER					
Arctic Partner AS					
OPPDRAAGSNUMMER	MÅLESTOKK	PAPIRSTØRRELSE			
1350059303	1:250	A3L (840x297mm)			
KOORDINATSYSTEM		TEGNING NR.		VERSJON	
Euref UTM- sone 33		108		03	
HØYDEDATUM					
NN2000					