



Troms fylkeskommune
Romssa fylkkasuohkan
Tromssan fylkinkomuuni


Prosjekteringsrapport

Geoteknikk

Hvilebu, Malmvegen snuplass

6925002-GEOT-02



Tittel	Dato
Geoteknisk prosjektering – Hvilebu, Malmvegen snuplass 	29.01.2026
Utarbeidet av	P360-referanse
Una Bratlie	25/11123
Kontrollert av	UTM-sone
Kunal Chadha (HRP)	33
Utvidet kontroll av	EUREF89 Ø-N
-	658058 - 7735311
Kommune	Vegreferanse
Tromsø	5501 PV98475 K S1D1 m20
Oppdragsgiver	Prosjektnummer
Avdeling mobilitet (TFK)	6925002
Fag	Dokumentnummer
<input checked="" type="radio"/> Geoteknikk <input type="radio"/> Geologi <input type="radio"/> Skred	6925002-GEOT-02

Sammendrag

Troms fylkeskommune (TFK) planlegger hvilebu med toalettfasiliteter ved endeholdeplassen ved Malmvegen snuplass i Kroken i Tromsø kommune. Foreliggende notat omhandler geoteknisk prosjektering av hvilebua med prosjekteringsforutsetninger. Notatet inkluderer beregning av bæreevne og lokalstabilitet, samt et anslag for forventede setninger.

Det er ikke utført prosjektspesifikke grunnundersøkelser. Det antas at de stedlige massene er friksjonsmasser over berg i området for snuplassen. Selve snuplassen består trolig av sprengsteinsfylling med antatt tykkelse 3-4 meter. Befaringsobservasjoner bekrefter synlig berg både i elva og på øst for snuplassen. Det er et tynt lag meg torv og løsmasser over berget. Snuplassen ligger over marin grense og områdestabiliteten er tilfredsstillende. Det vises til vurdering i notat 6925002-GEOT-01.

Hvilebua settes i konsekvensklasse CC1 og pålitelighetsklasse RC1 og med geoteknisk kategori 2. Prosjekterings- og utførelseskontrollklasse (PKK/UKK) settes til PKK2/UKK2. Hvilebua er iht. § 9-4 plassert i tiltaksklasse 1. Utelatelseskriteriet for seismisk dimensjonering er oppfylt.

Eksisterende fylling utvides med ca. 100 m³ sprengstein. Fyllmassene skal ikke inneholde humus, snø, is eller teleklumper og komprimeres iht. NS3458 tabell 3. Hvilebua direktefundamenteres i sprengsteinfylling, og det legges til grunn stripefundamenter (ringmur med gulv på grunn). Det settes en øvre grense for tillatt grunntrykk på 400 kPa. Lokalstabiliteten er tilfredsstillende. Setninger i den nåværende fyllingen og løsmassene under er ferdig utviklet. For nye sprengsteinsmasser som tilføres området, regnes egensetninger inntil ca. 1 % av fyllingstykkelse.

Snø på snuplassen må deponeres på en sikker plass. Det er flere forhold som må avklares med tanke på miljøhensyn (forurensingsloven), tillatelser (plan- og bygningsloven) og ikke minst sikkerhet.



Innhold

1	Innledning.....	2
2	Områdebeskrivelse og grunnforhold	3
2.1	Løsmasser og berg i planområdet.....	4
3	Prosjekteringsforutsetninger.....	6
3.1	Grunnlag.....	6
3.2	Myndighetskrav og kontrollform.....	6
3.2.1	Konsekvens- og pålitelighetsklasse (CC/RC)	6
3.2.2	Geoteknisk Kategori.....	7
3.2.3	Prosjekterings- og utførelseskontrollklasse (PKK/UKK).....	7
3.2.4	Tiltaksklasse iht. PBL.....	8
3.3	Krav til lokalstabilitet og materialfaktor.....	8
3.4	Krav til områdestabilitet.....	8
3.5	Krav til tillatte setninger	8
3.6	Trafikk- og terrenglaster i stabilitetsberegninger	8
3.7	Seismisk påvirkning og jordskjelvdesign	9
4	Geoteknisk prosjektering.....	10
4.1	Valg av geotekniske parametere	10
4.2	Bergnivå.....	10
4.3	Grunnarbeider	10
4.3.1	Krav til utlegging.....	11
4.3.2	Komprimering.....	11
4.4	Fundamenteringsmetode.....	12
4.5	Bæreevne	12
4.5.1	Dimensjonerende grunntrykk.....	12
4.5.2	Fundamenter på sprengstein.....	13
4.6	Snødeponi.....	13
4.7	Stabilitetsforhold	14
4.8	Setningsforhold	16
4.9	Vanhåndtering/drenering i anleggsperioden.....	16
4.10	HMS-forhold.....	16
5	Plan for kontroll og oppfølging.....	17
6	Referanser	17

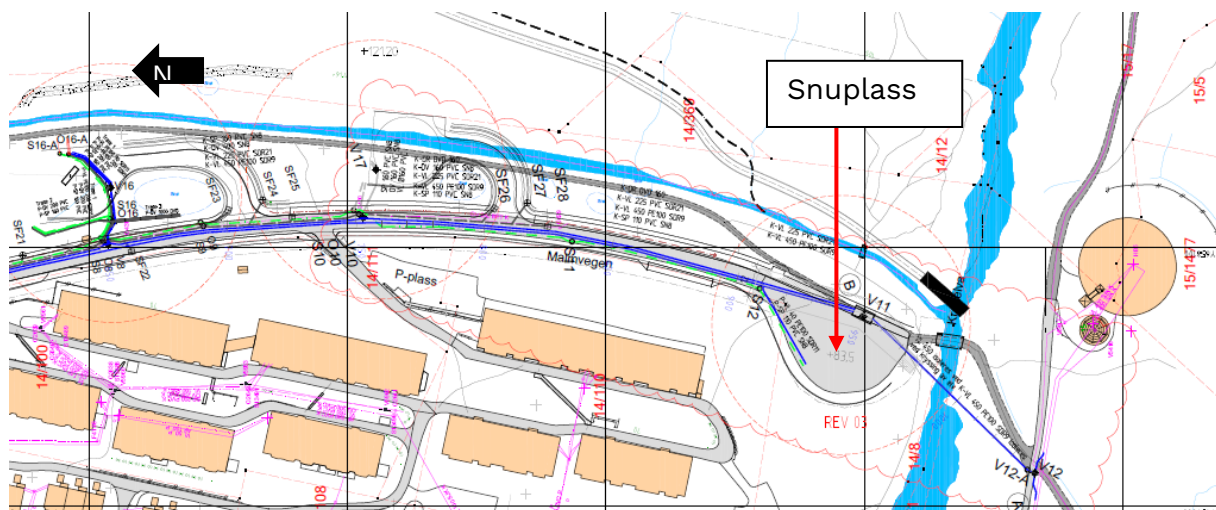
1 Innledning

Troms fylkeskommune (TFK) har de siste årene brukt mye ressurser på å oppgradere fasiliteter for sjåførere i linjenettet. Det er behov for hvilebu med toalettfasiliteter ved endeholdeplassen ved Malmvegen snuplass i Kroken i Tromsø kommune.

Etter oppdrag fra avdeling mobilitet i TFK har geotekniker i teknisk seksjon utført en geoteknisk vurdering av områdestabiliteten for prosjektet, se notat 6925002-GEOT-01. I notat -01 er topografi, grunnforhold og områdestabiliteten vurdert. Det er også gitt generelle anbefalinger for grunnarbeidene.

Foreliggende notat omhandler geoteknisk prosjektering av hvilebua med prosjekteringsforutsetninger. Notatet inkluderer beregning av bæreevne og lokalstabilitet, samt et anslag for forventede setninger.

Figur 1-1 viser utklipp av situasjonsplan.



Figur 1-1: Kart som viser VA-trase (blå) inn til snuplassen (Kilde: Sweco, 21.05.2025)

2.1 Løsmasser og berg i planområdet

Ortofoto av området viser berg i dagen i elveløpet. Geotekniker i TFK var på befaringsav området 30.07.2025 og bekrefter synlig berg både i elva og på øst for snuplassen. Det er et tynt lag med torv og løsmasser over berget.

Figur 2-2 og 2-3 er foto tatt på befarings.

Ved Kroken skole viste grunnundersøkelsene 1-2 m dybde til berg. Massene er faste og består av velgradert siltig, sandig, grusig materiale [15].

I sin vurdering for Øvre Kroken skriver Multiconsult: *Løsmassene over berg antas å bestå av et tynt torvdekke og sporadisk morene dekke. Skråningen ovenfor planområdet antas generelt å ha noe tykkere morene lag. Massene i skråningen er stabile, men ved ekstrem stor og hurtig vannmetting, kan de bli ustabile og komme i bevegelse* [16].

Det antas derfor at de stedlige massene er friksjonsmasser over berg i området for snuplassen. Selve snuplassen består trolig av sprengsteinsfylling med antatt tykkelse 2-3 meter. Figur 2-4 viser størrelsen på fyllingen.



Figur 2-2: Snuplassen sett fra sør (brua over Krokkelva)



Figur 2-3: Venstre: Berg i Krokelta, høyre: snuplassen fra nord.



Figur 2-4: 3D foto som viser det oppfylte området og skråningsutslag [Google]

3 Prosjekteringsforutsetninger

3.1 Grunnlag

- Modell fra vegplanlegger
- Tegninger av hvilebua
- Geoteknisk vurdering (notat 6925002-GEOT-01)

3.2 Myndighetskrav og kontrollform

3.2.1 Konsekvens- og pålitelighetsklasse (CC/RC)

Tabell NA.A1(901) i nasjonalt tillegg i Eurokode 0 [1] gir veiledende eksempler på plassering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler i pålitelighetsklasser.

Iht. tabell NA.A1 901 er grunn- og fundamenteringsarbeider delt i to alternativer for pålitelighetsklasser:

- «Kompliserte tilfeller»
- «Ved enkle og oversiktlige grunnforhold»

Konsekvensklassen bestemmes iht. tabell B1 i tillegg B, se tabell og figur nedenfor.

Tabell 2: Oversikt kosekvensklasser etter Eurokode 0 (tabell B1)

Konsekvensklasse	Beskrivelse
CC1	Liten konsekvens i form av tap av menneskeliv og små eller uvesentlige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser
CC2	Middels stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, betydelige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser
CC3	Stor konsekvens i form av tap av menneskeliv eller svært store økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser

Konsekvensklasse	Beskrivelse	Eksempel på bygg og anlegg	Veiledende kriterier for vegbygging
CC3	Stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, eller svært store økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Tribuner, offentlige bygninger der konsekvensene av brudd er store (f.eks. en konserthall)	ÅDT>8000*, eller svært viktig veg uten (eller med svært dårlig) omkjøringsmulighet. Nær trafikkert jernbane**. Fundamenteringsarbeider eller andre geotekniske tiltak med stor bruddkonsekvens.
CC2	Middels stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, betydelige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Boliger og kontorbygg, offentlige bygninger der konsekvensene av brudd er betydelige (f.eks. et kontorbygg)	1500<ÅDT<8000*, eller mindre trafikkert viktig veg med vanskelig/dårlig omkjøring. Fundamenteringsarbeider eller andre geotekniske tiltak med begrenset bruddkonsekvens og god evne til å tåle deformasjoner.
CC1	Liten konsekvens i form av tap av menneskeliv, og små eller uvesentlige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Landbruksbygninger der mennesker vanligvis ikke oppholder seg (f.eks. lagerbygninger), drivhus	ÅDT<1500*. Gode omkjøringsmuligheter. Konstruksjoner med liten skadekonsekvens og god mulighet for reparasjon eller gjenoppbygging.

Figur 3-1 Tabell 1.1.1—1 — Definisjon av konsekvensklasser etter Eurokode 0 [1], tillagt kommentarer relatert til vegbygging med veiledende kriterier for valg av konsekvensklasse (grå kolonne).

Grunnforholdene vurderes til å være enkle og oversiktlige siden det er friksjonsmasser. Hvilebua kan kategoriseres som «småhus, rekkehus, mindre lagerhus osv.» og har liten/uvesentlig konsekvens for mennesker, økonomi, det sosiale og miljøet hvis det oppstår grunnbrudd. Hvilebua settes i **konsekvensklasse CC1 og pålitelighetsklasse RC1**.

3.2.2 Geoteknisk Kategori

Eurokode 7 [2] stiller krav til prosjektering ut ifra tre ulike geotekniske kategorier. Valg av kategori gjøres ut fra standardens punkt 2.1 «Krav til prosjektering».

Hvilebua plasseres i **geoteknisk kategori 2**, som omfatter konvensjonelle typer konstruksjoner og fundamenter uten unormal risiko eller vanskelige grunn- eller belastningsforhold.

3.2.3 Prosjekterings- og utførelseskontrollklasse (PKK/UKK)

Eurokode 0 [1] angir krav til prosjekteringskontroll basert på valgt prosjekteringskontrollklasse (PKK) og utførelseskontrollen basert på valgt utførelseskontrollklasse (UKK).

For vegprosjekter skal prosjekteringskontrollklassen velges på bakgrunn av både pålitelighetsklassen (RC) og geoteknisk kategori iht. Tabell 1.2.1—1 og Tabell 1.2.1—2

i Vegnormal N200 [1], og utførelseskontrollklassen velges iht. Tabell 1.2.2—1 og Tabell 1.2.2—2. For hvilebua gjelder:

➔ **PKK2/UKK2**

Kontroll i samsvar med tabell 1.2.3-1 i Vegnormal N200 skal utføres. Iht. figur 5-1 innebærer PKK2/UKK2 egen- og kollegakontroll, samt utvidet kontroll som kan begrenses til en kontroll av at egenkontroll og intern systematisk kontroll (kollegakontroll) er gjennomført og dokumentert.

Det kreves ikke uavhengig kontroll i iht. Eurokode (fagkontroll).

3.2.4 Tiltaksklasse iht. PBL

Plan- og bygningsloven [4] er en norsk lov for forvaltning og bruk av arealer i Norge. Loven er i utgangspunktet gjeldende for alle typer virksomheter og byggeprosjekter, med noen unntak, jf. SAK10 § 4-3 første ledd bokstav a [5].

Hvilebua er iht. § 9-4 Oppdeling i tiltaksklasser [5] valgt å plassere i **Tiltaksklasse 1** for geotekniske arbeider. Klasse 1 velges på grunnlag av at det er et lite bygg, med oversiktlige og enkle grunnforhold. Tiltaket er av liten kompleksitet og vanskelighetsgrad, og der mangler eller feil ved tiltaket fører til mindre konsekvenser for helse, miljø og sikkerhet. Tiltaksklasse følger gjerne pålitelighetsklassen.

3.3 Krav til lokalstabilitet og materialfaktor

Med bakgrunn i valgt konsekvensklasse (CC1 mindre alvorlig) og bestemmelse av forventet bruddmekanisme nøytralt brudd, er partialfaktorer for lokalstabilitet valgt etter Tabell 1.4.2—1 og Tabell 1.4.2-2 i Vegnormal N200 (2022) [8].

Dette utgjør $\gamma_M = 1,3$ for effektivspenningsanalyse og $\gamma_M = 1,4$ for totalspenningsanalyser.

3.4 Krav til områdestabilitet

Snuplassen ligger over marin grense og områdestabiliteten er tilfredsstillende. Det vises til vurdering i notat 6925002-GEOT-01.

3.5 Krav til tillatte setninger

Setninger skal vurderes etter prinsipper gitt i Vegnormalen N200 [8], beregningene er utført i bruksgrensetilstand (dvs. $\gamma_M = 1,0$). Det stilles 3 typer krav til setninger som ikke skal overstiges i løpet av 40 år etter ferdigstilling av anlegget.

Kravene avhenger av vegens dimensjonerende fartsgrense. I dette tilfellet er det parkeringsområde og bussholdeplass, og dimensjonerende fartsgrense er ≤ 40 km/t.

1. Totalsetninger skal iht. Tabell 1.5.1-1 ikke overskride 50 cm i enkelt profil
2. Setningsforskjell på langs skal iht. Figur 1.5.2-1 ikke overskride 1,5 cm/m
3. Tverrfallsavvik på grunn av setninger skal iht. Tabell 1.5.3-1 ikke overskride 1,2 %.

3.6 Trafikk- og terrenglaster i stabilitetsberegninger

For trafikklast ved stabilitetsberegninger benyttes en jevnt fordelt last på 19,5 kPa over hele vegbredden/snuplassen. Lastene er i samsvar med krav i Håndbok N200 [9] og inkluderer en lastfaktor på $\gamma_Q = 1,3$.

Hvilebua er et lite bygg på en etasje, og antas å ha en vekt på 10 kPa.

3.7 Seismisk påvirkning og jordskjelvdesign

Eurokode 8 [3] definerer prosjektering av konstruksjoners seismiske påvirkning med hensyn til seismiske klasse og grunntype

I henhold til Eurokode 8 [3] skal det vurderes om det må prosjekteres for jordskjelvsituasjon eller ikke. Dette gjelder også for geotekniske konstruksjoner som støtter opp permanente konstruksjoner. Tilløpsfyllinger er eksempel på slike konstruksjoner.

Ifølge eurokoden skal geotekniske konstruksjoner plasseres i samme seismiske klasse som konstruksjonene de støtter.

Iht. tabell NA.4 (902) i nasjonalt tillegg til Eurokode 8, havner hvilebu i seismisk klasse I.

Iht. tabell NA.3.1 velges grunntype A, på bakgrunn av at det er fjell rett bak planområdet og i elva.

Utelatelseskriterium for seismisk dimensjonering inntreffer når følgende betingelse er oppfylt:

$$a_g \cdot S = \gamma_1 \cdot (0,8 \cdot a_{g40Hz}) \cdot S < 0,49 \text{ m/s}^2$$

γ_1 er faktor avhengig av seismisk klasse. Dette gir seismisk faktor $\gamma_1 = 0,7$ for seismisk klasse I iht. Tabell NA.4(901).

a_{g40Hz} er berggrunnens akselerasjon med en returperiode på 475 år. For Tromsø er $a_{g40Hz} = 0,25$ iht. tabell NA.3.2 (911).

S er en forsterkningsfaktor avhengig av grunntype, $S = 1,0$ for grunntype A.

$$a_g \cdot S = 0,7 \cdot (0,8 \cdot 0,25) \cdot 1,0 = 0,175 < 0,49 \text{ m/s}^2$$

$a_g S$ beregnes til å være 0,175 og utelatelseskriteriet er oppfylt. Det stilles dermed ikke krav til at konstruksjonene skal dimensjoneres med hensyn på seismikk.

4 Geoteknisk prosjektering

4.1 Valg av geotekniske parametere

Det er valgt å benytte erfaringsverdier for geotekniske parametere hentet fra håndbok V220 kap. 2.6.2 (Statens Vegvesen, 2022) siden det er manglende grunn- eller laboratorieundersøkelser i prosjektet. De stedlige massene er vurdert til å inneholde siltig, sandig, grusig materiale som samlet sett er å anse som friksjonsmateriale. Selve snuplassen er et oppbygget område av antatt sprengstein. Til fylling rundt og under fundamenter for hvilebua benyttes sprengstein med ulike fraksjoner. Tabell 3 viser valgte materialparametere.

Tabell 3: Materialparametere

Materiale	Tyngdetetthet, γ	Friksjonsvinkel, ϕ_k	Attraksjon, a
Siltig, sandig, grusig materiale	19/9 kN/m ³	37°	2 kPa ($c = 1,7$)
Sprengstein	19/9 kN/m ³	42°	0 kPa

4.2 Bergnivå

Det er ikke utført spesifikke fjellkontrollboringer eller andre undersøkelser som antyder hvor dypt eller grunt berget ligger under snuplassen. Men det er observert berg i dagen i elveløpet og i skjæringen bak snuplassen.

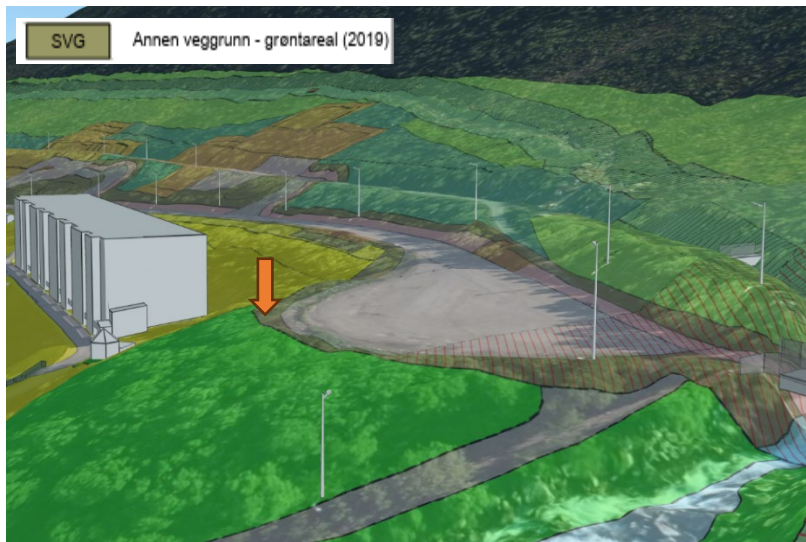
Bergnivået varierer trolig over området, men har sannsynligvis samme helning som terrenget, dvs. mot nordvest, se også foto i figur 2-3.

4.3 Grunnarbeider

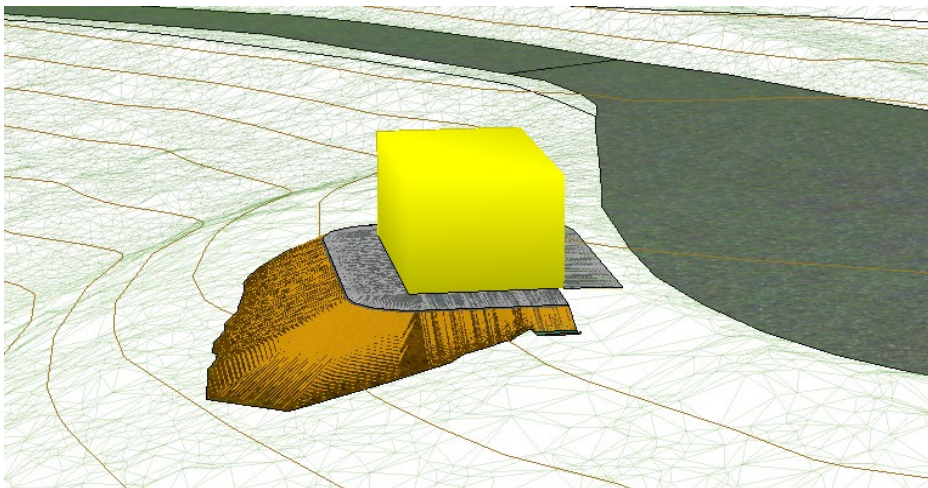
Hvilebua er ca. 8,4 x 4,6 meter stor og ca. 4 meter høy. Hvilebua skal plasseres utenfor det nåværende asfalterte området, i den sonen som er regulert til «annen veggrunn – grøntareal», se figur 4-1. Det er stort sett graving i sprengstein/gammel fylling for å etablere fundamenter til hvilebua.

For å kunne sette opp et bygg her, må eksisterende fylling utvides. Det blir behov for ca. 100 m³ sprengstein til utfyllinga, se figur 4-2. Trær og vegetasjon fjernes ned til gamle fyllmasser i området hvor det skal fylles ut og bygget skal etableres. Permanent skråning skal ikke være brattere enn 1:2 og tilsås slik at det harmonerer med terrenget rundt.

Permanente graveskråninger anlegges minimum 1 meter til siden for UK fundament.



Figur 4-1: Oransje pil viser plassering av hvilebua (kommunekart.no)



Figur 4-2: Skisse av hvordan utfyllingen kan se ut utenfor hvilebua (gul kloss).

4.3.1 Krav til utlegging

Fyllmassene skal ikke inneholde humus, snø, is eller teleklumper.

Dersom det skal utføres oppfyllingsarbeider i vintersesongen er det viktig at massene ikke inneholder is og snø for å få massene tilfredsstillende komprimert. Det bør heller ikke fylles på frossen grunn. Det anbefales at det utføres utvidet kontroll av alle fyllingsarbeider som utføres vinterstid.

4.3.2 Komprimering

Nye fyllmasser skal legges ut og komprimeres på en slik måte at det ikke oppstår uakseptable egensetninger etter byggetiden, og slik at man oppnår størst mulig homogenitet i horisontal utstrekning.

Masser i veioverbygning komprimeres iht. NS3458 tabell 3 (komprimeringsstandarden) og normal komprimering [17].

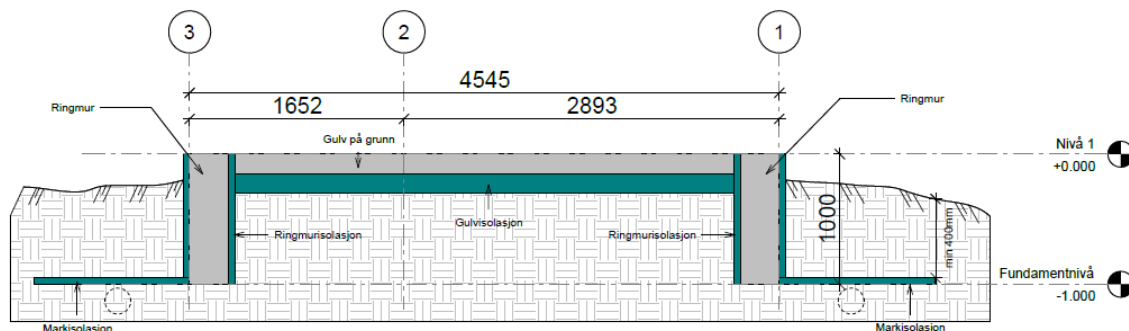
4.4 Fundamenteringsmetode

Konstruksjoner er planlagt direktefundamentert i sprengsteinfylling, og det legges til grunn stripefundamenter (ringmur med gulv på grunn).

Det skal legges et minst 20 cm kapillærbrytende lag med pukk under fundamenter og gulv på grunn, og det skal tilbakefylles med drenerende masser inntil fundamenter.

Drensledningen skal samle opp vann i grunnen. Den skal ligge 5 – 30 cm utenfor grunnmursålen og minimum 20 cm under gulvnivået. Drensledningen skal ha fall på minst 1:200.

Figur 4-3 viser utklipp av fundamentskissen til RIB for et snitt gjennom hvilebua.



Figur 4-3 Fundamentskisse fra RIB (HRP, 05.11.2025)

4.5 Bæreevne

4.5.1 Dimensjonerende grunntrykk

Tillatt grunntrykk (bæreevne) i bruddgrensetilstand avhenger av fundamentbredde og –dybde, samt underliggende materiale. Dimensjonerende grunntrykk oppgitt i tabellene forutsetter:

- Grunnvannstand uk fundament.
- Sentrisk belastede fundamenter
- Stripefundament kan ta horisontallaster langs fundament
- Friksjonsvinkel $\phi_k = 42^\circ$ og attraksjon $a = 0$ kPa
- Jordens tyngdetetthet er 19 kN/m^3
- Materialfaktor $\gamma_M = 1,3$
- Dybde beregnes som korteste avstand fra uk. fundament til terreng eller uk.isolasjon.

Dersom jordtrykket tas opp på tvers av fundamenter må jordtrykket ikke være større enn at globalkapasitet mtp. glidning, er tilfredsstilt. Ruheten under fundament, r , må være mindre eller lik 0,9. Ruhet kan bli uttrykt som et forholdstall mellom opptredende horisontallast på tvers av fundamenter og opptredende vertikallast.

Dimensjonerende laster H_{Ed} og N_{Ed} beregnes av RIB.

$$r = \frac{H_{Ed}}{N_{Ed} \cdot \tan \rho} \leq 0,9$$

For sprengstein/kult er $\tan \rho = \frac{\tan \phi_k}{\gamma_M} = \frac{0,9}{1,3} = 0,69$

4.5.2 Fundamenter på sprengstein

Det settes en øvre grense for tillatt grunntrykk på **400 kPa**, og verdiene i tabell 4 kan da også benyttes for fundamenter på sprengstein.

Tabellene under viser tillatt grunntrykk for ulike bredder og dybder, og med ruhet lik 0, 0,3 og 0,6. For ruheter utenom tabellene, kan RIB interpolere mellom oppgitte grunntrykk.

Tabell 4: *Stripfundamenter på sprengstein, uten horisontallast, ruhet $r = 0$*

	Bredde 0,3m	Bredde 0,5m	Bredde 1,0m	Bredde 1,5m
Dybde 0,3m	240 kPa 72 kN/m	280 kPa 140 kN/m	390 kPa 390 kN/m	400 kPa 600 kN/m
Dybde 0,5m	360 kPa 108 kN/m	400 kPa 200 kN/m	400 kPa 400 kN/m	400 kPa 600 kN/m

Tabell 5: *Stripfundamenter på sprengstein, ruhet $r = 0,3$*

	Bredde 0,3m	Bredde 0,5m	Bredde 1,0m	Bredde 1,5m
Dybde 0,3m	140 kPa 42 kN/m	160 kPa 80 kN/m	215 kPa 215 kN/m	260 kPa 390 kN/m
Dybde 0,5m	220 kPa 66 kN/m	240 kPa 120 kN/m	240 kPa 240 kN/m	340 kPa 510 kN/m

Tabell 6: *Stripfundamenter på sprengstein, ruhet $r = 0,6$*

	Bredde 0,3m	Bredde 0,5m	Bredde 1,0m	Bredde 1,5m
Dybde 0,3m	70 kPa 21 kN/m	80 kPa 40 kN/m	100 kPa 100 kN/m	120 kPa 180 kN/m
Dybde 0,5m	120 kPa 36 kN/m	125 kPa 62 kN/m	140 kPa 140 kN/m	140 kPa 210 kN/m

4.6 Snødeponi

Snø på snuplassen må deponeres på en sikker plass. Det er flere forhold som må avklares med tanke på miljøhensyn (forurensingsloven), tillatelser (plan- og bygningsloven) og ikke minst sikkerhet. I dette notatet vurderes sistnevnt.

Store mengder snø som dumpes i en bratt skråning kan utløse snøskred, spesielt hvis det er andre snølag under. Dette er farlig for folk som oppholder seg under skråningen. Dette må tas hensyn til.

Massene kan påvirke stabiliteten til skråningen, spesielt når snøen smelter og blir tung, se kapittel 4.7 om stabilitetsforhold.

I tillegg bør skråningsvinkel være tilpasset stabilitet og drenering. For snødeponier anbefales ofte en skråning på 1:2 eller slakere (ca. 26–30°).

Drenering er viktig for å unngå vannmettet snø og redusere risiko for utglidning. Vannavrenning fra snødeponiet vil kunne påvirke nedenforliggende bebyggelse om ikke det påses at vannet dreneres mot Krokkelva. Hvis snøen er forurensset (miljøgifter, strømidler, søppel) kan det være brudd på forurensningsloven hvis avrenningen medfører skade eller ulempe for miljøet.

4.7 Stabilitetsforhold

Iht. Håndbok V220 [9] kapittel 4 og Eurokode 7 [2] skal det ved prosjektering av tiltak gjøres vurderinger for stabilitet og tilstrekkelig sikkerhet mot grunnbrudd.

Områdestabiliteten er vurdert i notat 6925002-GEOT-01 og anses som tilfredsstillende.

Lokalstabiliteten er alle skjærflater som involverer snuplassen og hvilebua i forbindelse med byggingen og i permanent fase.

Fyllingen under snuplassen ble etablert for over 20 år siden og det har ikke vært tegn til ustabiliteter. Skråningen er igjengrodd av trær og annen tett vegetasjon.

Det antas at graving innenfor området generelt kan gjøres uten spesielle stabiliserende tiltak.

Beregninger

Vurdering av lokalstabilitet er utført i beregningsprogrammet «GeoSuite Stability» versjon 24.0.9.0 med metode BEAST 2003. Programvaren baserer seg på grenselikevekt med både sirkulære og plane glideflater.

Iht. Kapittel 3.3 er sikkerhetsfaktorene $\gamma_M = 1,3$ for effektivspenningsanalyse og $\gamma_M = 1,4$ for totalspenningsanalyser. De stedlige massene er antatt friksjonsmaser og beregninger gjøres for drenert tilstand.

Forutsetninger for beregningene

Grunnvannstanden er lagt i nivå med Krokelta, og langs bergoverflaten. Det er gjort antagelser om lagdeling ut fra observasjoner i felt. Berget kommet opp i dagen på østsiden av snuplassen og det er antatt av noe av vegetasjonsdekket ble fjernet når fyllingen for snuplassen ble etablert.

Materialparametere iht. kapittel 4.1 oppsummert i tabell 7.

Tabell 7: Materialparametere

Materiale	Tyngdetetthet, γ	Friksjonsvinkel, ϕ_k	Attraksjon, a
Siltig, sandig, grusig materiale	19/9 kN/m ³	37°	2 kPa ($c = 1,7$)
Sprengstein	19/9 kN/m ³	42°	0 kPa

Det er vurdert at hvilebuas vekt er lavere enn trafikklast, og derfor er det konservativt å regne med trafikklast over hele området. Trafikklast på 19,5kPa er plassert 1 meter fra skråningskanten.

Det er også gjort en generell vurdering av snødeponi utenfor skråningen. Snøens egenvekt varierer avhengig av snøtype og fuktinnhold. For dimensjonering av skråning og stabilitet, bør det tas høyde for maksimal tetthet, spesielt hvis snødeponiet skal lagre snø over tid og gjennom smelteperioder. En konservativ verdi som ofte brukes i prosjektering er 500–900 kg/m³ som tilsvarer ca. 5 – 9 kPa for 1 meter snø. Antar man at det skal lagres snø i 4 meters høyde, må skråningen dimensjoneres med 20–36kPa.

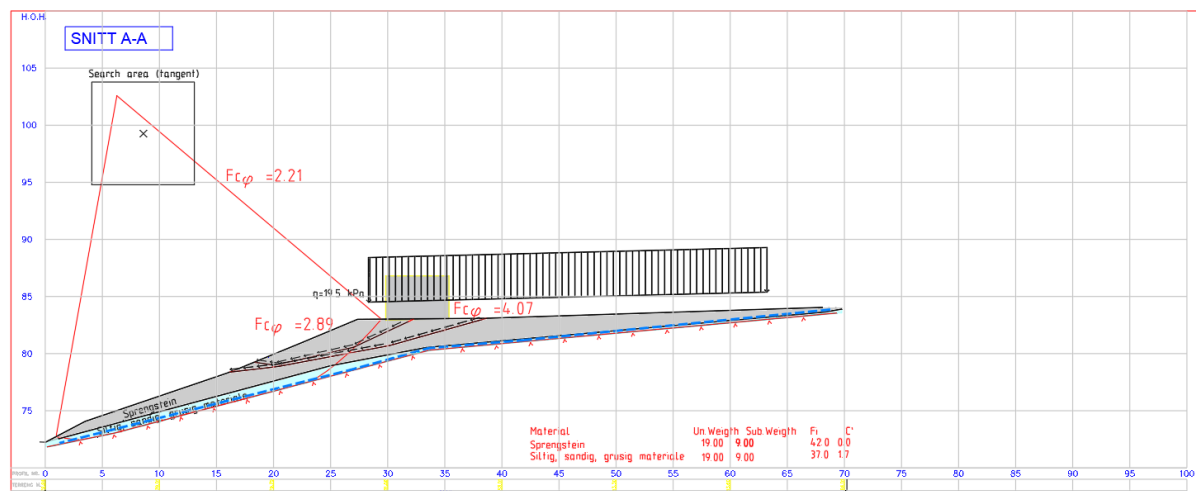
Figur 4-4 viser hvor stabilitetssnittet A-A er tatt.



Figur 4-4: Utklipp av modell som viser plassering av snitt A-A

Resultat

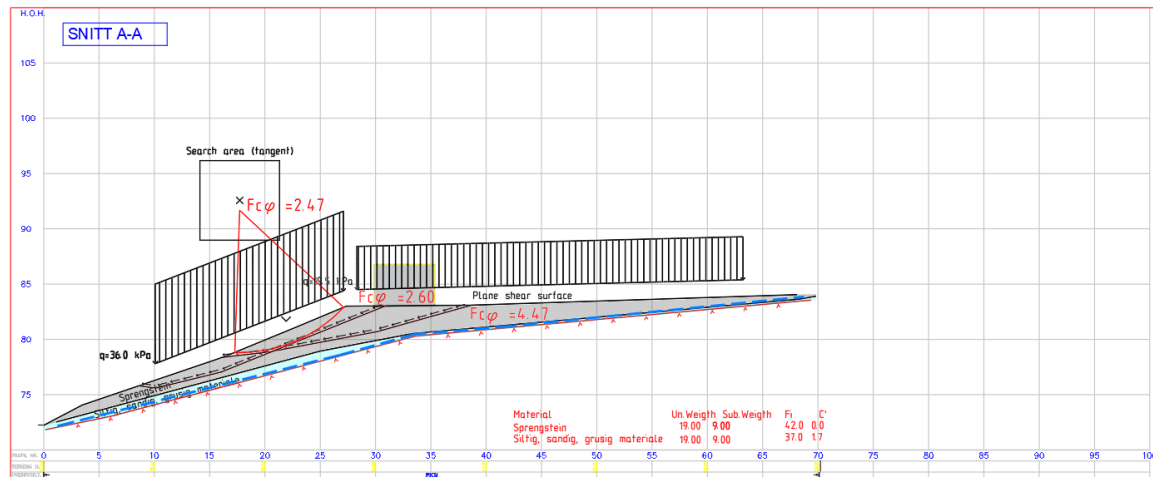
Beregning for snuplassen med trafikklast er vist i figur 4-5. Skråningen har tilfredsstillende sikkerhet $\gamma_M = 2,21 > 1,3$ for sirkulær glideflate, og $\gamma_M = 2,89 > 1,3$ for plan glideflate.



Figur 4-5: Stabilitetsberegning i GeoSuite Stability med trafikklast

Det er også gjort en beregning med snølast i skråningen. Det er konservativt valgt 4 meter våt, tung snø, 36kPa. Beregning er vist i figur 4-6. Skråningen har tilfredsstillende sikkerhet $\gamma_M = 2,47 > 1,3$ for sirkulær glideflate, og $\gamma_M = 2,60 > 1,3$ for plan glideflate.

Det er også gjort en beregning med kun snølast (uten trafikklast), men resultatene ble ikke forandret.



Figur 4-6: Stabilitetsberegning i GeoSuite Stability med trafikklast og snølast i skråningen

4.8 Setningsforhold

Generelt forventes det at setninger i den nåværende fyllingen og løsmassene under er ferdig utviklet. For nye sprengsteinsmasser som tilføres området, regnes egensetninger inntil ca. 1 % av fyllingstykkelse.

Differansesetning anses ikke å være et aktuelt tema på området.

Det er ikke nødvendig med tiltak for å oppfylle krav i kapittel 3.5.

4.9 Vanhåndtering/drenering i anleggsperioden

Grunnvannstanden i området er ikke kartlagt, men det forventes at store deler av utgravingen kan gjøres tørr siden det er drenerende masser på området.

Vannmengden vil avhenge av tid på året og nedbør, og anleggsarbeidene bør derfor ikke legges til den verste snøsmeltingen og tineperioden på våren.

4.10 HMS-forhold

I henhold til byggherreforskriften skal det for dette arbeidet lages byggherrens SHA-plan. Følgende arbeidsprosedyrer knyttet til de geotekniske arbeidene kan inneholde risikomomenter:

- Massetransport
- Bruk av tunge maskiner

I byggefase skal entreprenøren lage risikovurderinger (SJA-planer) for de kritiske arbeidsprosedyrene. Krav om dette skal inngå i byggherrens SHA-plan.

5 Plan for kontroll og oppfølging

Tabell 8: Viktige kontrollpunkter

Nr.	Kontrollpunkt	Beskrivelse	Ansvarlig
1	Grunnarbeider	Grunnforholdene kontrolleres i anleggsfasen. Dersom de avviker fra beskrivelser i denne rapporten må geotekniker kontaktes.	Byggeleder/entreprenør
2	Grunnarbeider	Kontroll av at planområdet er etablert på riktig nivå.	Byggeleder/entreprenør
3	Grunnarbeider	Kontroll av komprimering. Ny tilførte masser legges opp lagvis og komprimeres i henhold til NS3458 [17]	Byggeleder/entreprenør

6 Referanser

- [1] Standard Norge (2016), NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016. Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.
- [2] Standard Norge (2020), NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020. Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering. Del 1: Allmenne regler.
- [3] Standard Norge (2021), NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021. Eurocode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Almenne regler, seismiske laster og regler for bygninger.
- [4] Direktoratet for byggkvalitet, «Byggteknisk forskrift (TEK17),» Direktoratet for byggkvalitet, 15.09.2017. Tilgjengelig: [Byggteknisk forskrift \(TEK17\) med veiledning - Direktoratet for byggkvalitet \(dibk.no\)](#) [hentet 01.02.2024].
- [5] Direktoratet for byggkvalitet, «Byggesaksforskriften (SAK10) med veiledning,» Direktoratet for byggkvalitet, HO-1/2011. Tilgjengelig: [Byggesaksforskriften \(SAK10\) med veiledning - Direktoratet for byggkvalitet \(dibk.no\)](#) [hentet 01.02.2024].
- [6] Regjeringen.no, Tolkningsuttalelse Rogaland fylkeskommune (13.06.2022) Tilgjengelig [§ 4-3 - Departementet svarer på om lokale støytiltak som utføres i forbindelse med vegprosjekt er unntatt søknadsplikt etter byggesaksforskriften § 4-3 - regjeringen.no](#). [hentet 01.02.2024].
- [7] NVE (2020), Sikkerhet mot kvikkleireskred. Veileder 1/2019.
- [8] Statens vegvesen (2025), Vegbygging. Vegnormalen N200.
- [9] Statens vegvesen (2022), Geoteknikk i vegbygging. Håndbok V220
- [10] NGU, Nasjonal database for grunnundersøkelser (NADAG), [Nasjonal database for grunnundersøkelser \(ngu.no\)](#)
- [11] NGU, «løsmasser - Nasjonal løsmassedatabase – kvartærgeologisk kart».

- [12] Norges Vassdrags- og energidirektorat (NVE): atlas.nve.no
- [13] GeoSuite Stability v. 24.0.9.0 (2020), Trimble Inc.
- [14] Standard Norge: NS 3458:2004: *Komprimering – Krav til utførelse*, oktober 2004.
- [15] Multiconsult, *Kroken skolen, datarapport- geotekniske grunnundersøkelser*, 10225049-RIG-RAP-001, datert 26.03.2021
- [16] Multiconsult, Øvre Kroken, vurdering av grunn- og skredforhold, 711830-RIGberg-NOT-001, 30.09.2013