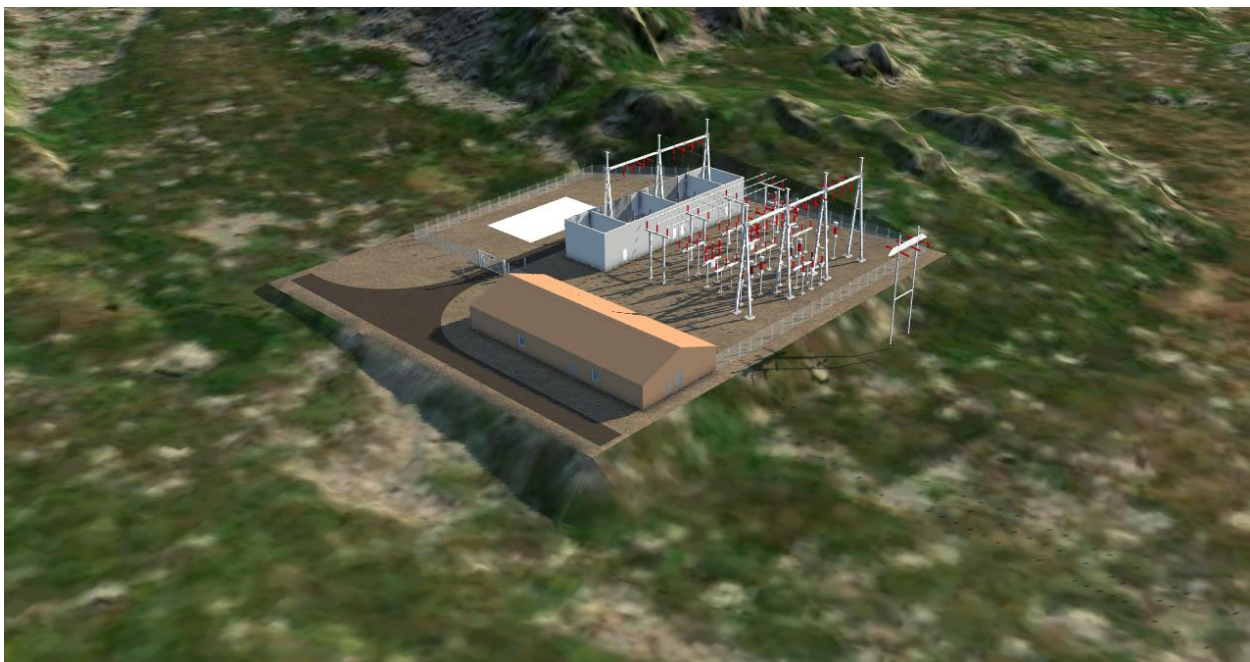


Geoteknisk premissnotat 10245693-RIG-N01-A01

STATKRAFT MOIFJELLET



Revisjonshistorikk

Rev	Dato	Beskrivelse av endringen	Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av
01	28.02.2025	Utarbeidelse av geoteknisk premissnotat Statkraft Moifjellet	NO1A2A	NOTEET	NOSEME
			28.02.2025	28.02.2025	28.02.2025

Sammendrag

Sweco Norge AS er engasjert av Statkraft for å utføre geoteknisk vurdering for et område på Moifjellet i Bjerkreim kommune. Statkraft planlegger etablering av en 33/132kV transformatorstasjon på Moifjellet. Sweco har fått i oppdrag å utføre geoteknisk vurdering for transformatorstasjon. Dette omfatter vurdering av grunnforhold i planområde basert på eksisterende grunnlag og vurdering av fundamenteringsforhold for transformatorstasjon.

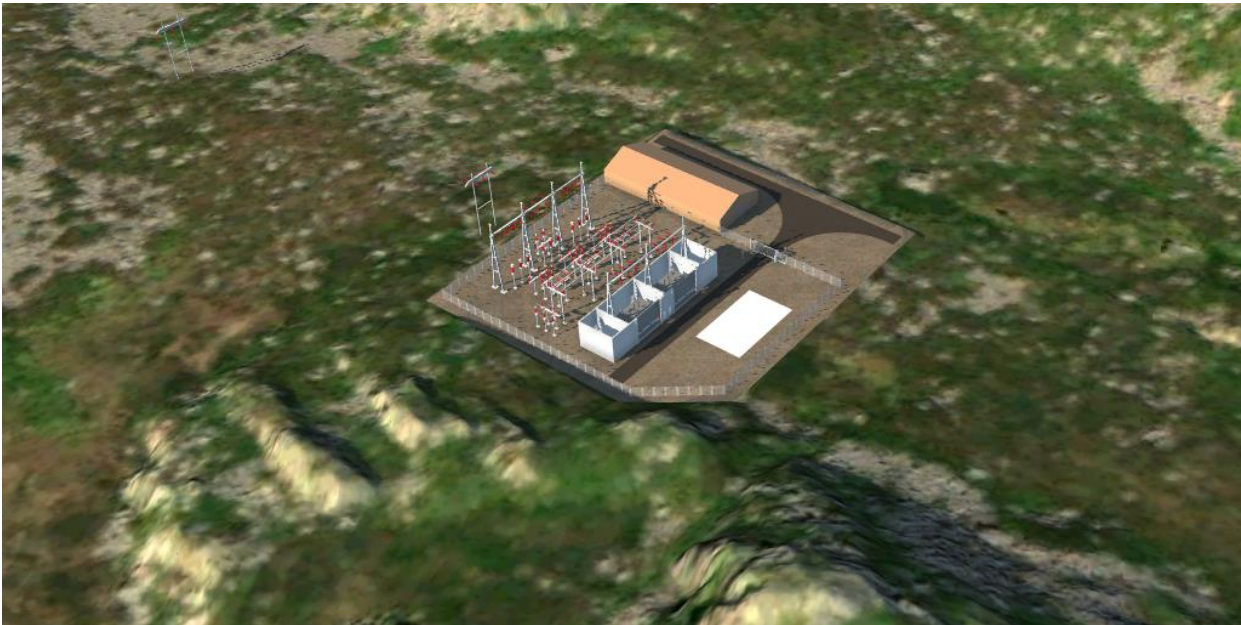
Tomta der det er planlagt transformatorstasjon, ligger i en skråning med helning slakere enn 1:24 i øst-vest retning. Terrenget på selve tomten ligger mellom ca. kote +423,5 og +427,0 moh. Tiltaket planlegges på planert terreng på kote +426,0 moh. Basert på NGUs løsmassekart og flyfoto av området kan grunnforholdene beskrives som bart fjell for østlig del av tomten og morenemasser for midten og vestlig del av tomten.

Krav til sikkerhet mot naturpåkjenninger er oppfylt for tiltaket. Det går en mindre bekk gjennom tomten og det anbefales å lede om bekken for drenering av området, samt for å redusere risiko for oversvømmelse av plantiltak. Estimering av vannmengden i bekken fra øvrig område i sør-øst og vurdering av nødvendige sikringstiltak f.eks. omlegging av bekken utføres i detaljprosjekteringsfase.

Det er tatt utgangspunkt i at massene på tomten etter planering og avretning består av sprengsteinsmasser over bart fjell og/eller morene/friksjonsmasser. Det anses derfor som at direktefundamentering på banketter og/eller søylefundamenter kan benyttes som løsning for fundamentering for tiltaket. Det tas utgangspunkt i at fundamenter har minimum 2,5 centimeter overdekning. Tillatt grunntrykk for fundamenter på 0,5 meter under overflata og 1 m bredde, er satt til 570 kPa. Ved reduksjon av overdekning av fundamenter til et par centimeter, vil tillatt bæreevne reduseres ned til 270 kPa. Det er forutsatt null horisontalkrefter og moment for fundamentene i beregningene og dette må vurderes for detaljprosjekteringen når grunnlaget for dette foreligger.

Innholdsfortegnelse

1	Innledning	1
2	Grunnlag	2
3	Myndighetskrav	3
	3.1 Prosjekteringsforutsetninger	4
4	Topografi og Grunnforhold	4
	4.1 Terreng og topografi.....	4
	4.2 Kvantærgeologi og Grunnforhold.....	6
5	Geotekniske vurderinger	8
	5.1 Fundamenteringsforhold	8
	5.2 Bæreevne	8
	5.3 Setninger	9
6	Utførelse	9
7	Videre arbeider	10
8	Referanser	10
	Vedlegg 1: Vedlegg 1 Detaljerte prosjekteringsforutsetninger	12

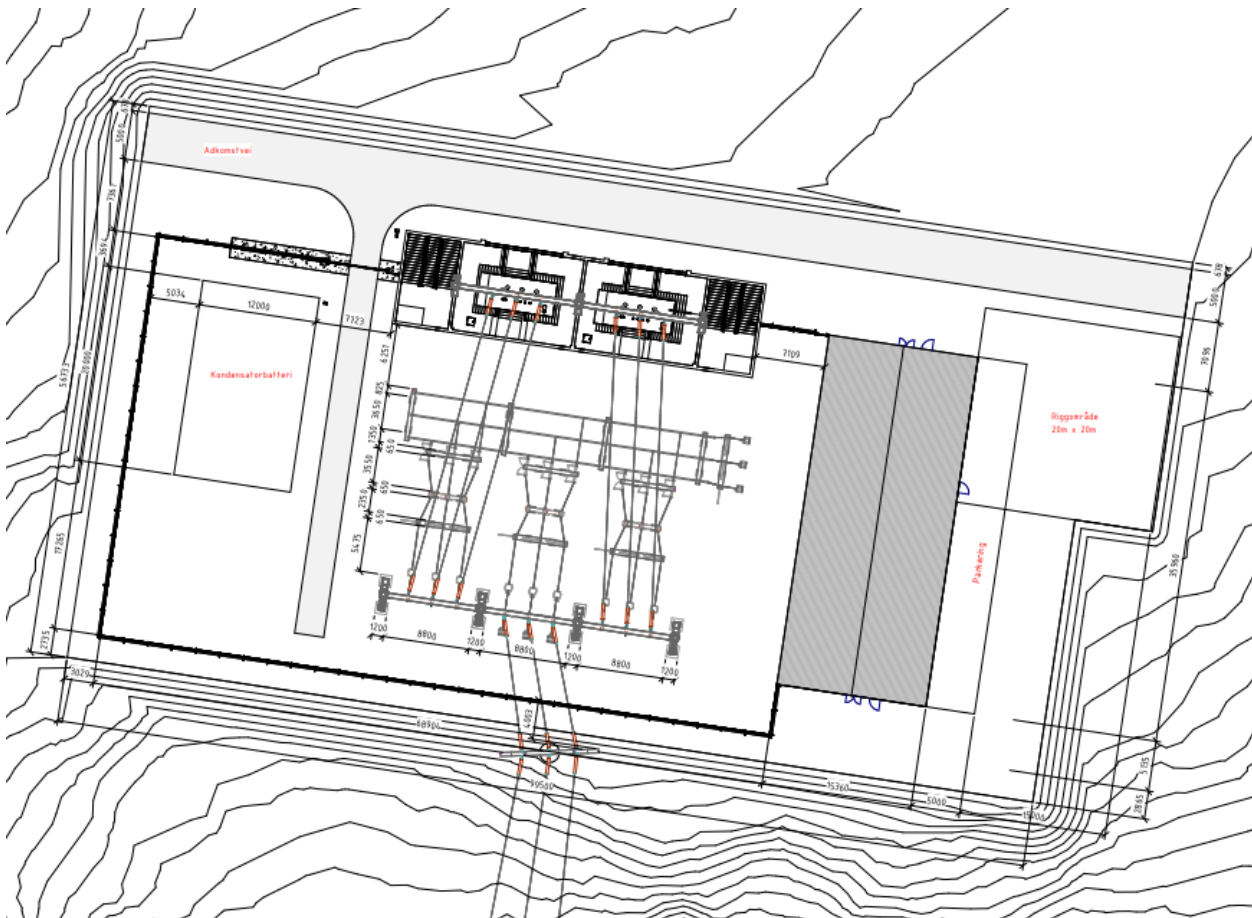


Figur 2: Utklipp fra RIB og RIE sin modell som viser oversikt over en øst-vest orientert transformatorstasjon.

2 Grunnlag

Grunnlag for foreliggende vurderingsnotat har vært NGUs og NVEs kartgrunnlag og topografiske kart for å få oversikt over grunnforhold og topografiske forhold i planområdet.

RIB tegningene: RIB-200-01 og -02, er brukt som grunnlag for vurdering av fundamenteringsforhold som vist i Figur 3



Figur 3: Utsnitt fra tegning RIB-A103-A-01 som viser oversikt over plantiltak i nord-sør retning.

3 Myndighetskrav

Geoteknisk prosjektering er underlagt følgende regelverk:

- Eurokode 0: «Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner» [2]
- Eurokode 7: «Geoteknisk prosjektering». Del 1: Allmenne regler [3]
- Eurokode 8: «Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning» Del 1 [4]
- Plan og bygningsloven, PBL § 28-1 [5]
- TEK 17, Byggteknisk forskrift med veiledning [6]
- NVEs retningslinjer 2/2011 «Flaum- og skredfare i arealplanar» [7].
- NVE veileder 1/2019 «Sikkerhet mot kvikkleireskred». [8]
- «Direktoratet for byggkvalitet. Byggesaksforskriften (SAK10),» [9]

I tillegg er følgende håndbøker benyttet:

- SVV Håndbok V220 «Geoteknikk i vegbygging» [9]
- SVV Håndbok V221 «Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger» [10].

3.1 Prosjekteringsforutsetninger

Tabell 1 oppsummerer valgte sikkerhetsprinsipper for planlagt utbygging. En utfyllende begrunnelse for klassifisering av prosjektet er gitt i Vedlegg 1.

Tabell 1. Oppsummering av valgte sikkerhetsprinsipper for tiltaket.

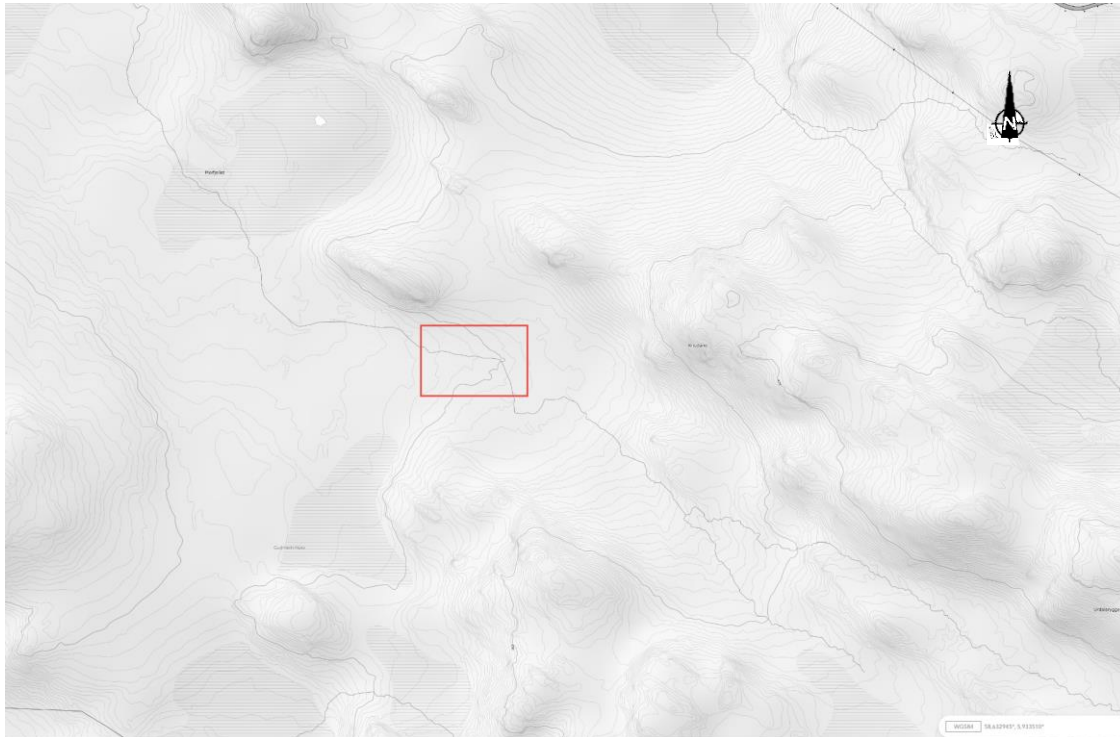
Sikkerhetsprinsipper	Klassifisering	Referanse til regelverk
Geoteknisk kategori	1	[3]
Konsekvens- og pålitelighetsklasse (CC/RC)	1	[2]
Tiltaksklasse	1	[9]
Prosjekterings- og utførelseskontroll (PKK/UKK)	1	[2]
Seismisklasse	IIIa	[4]

4 Topografi og Grunnforhold

4.1 Terreng og topografi

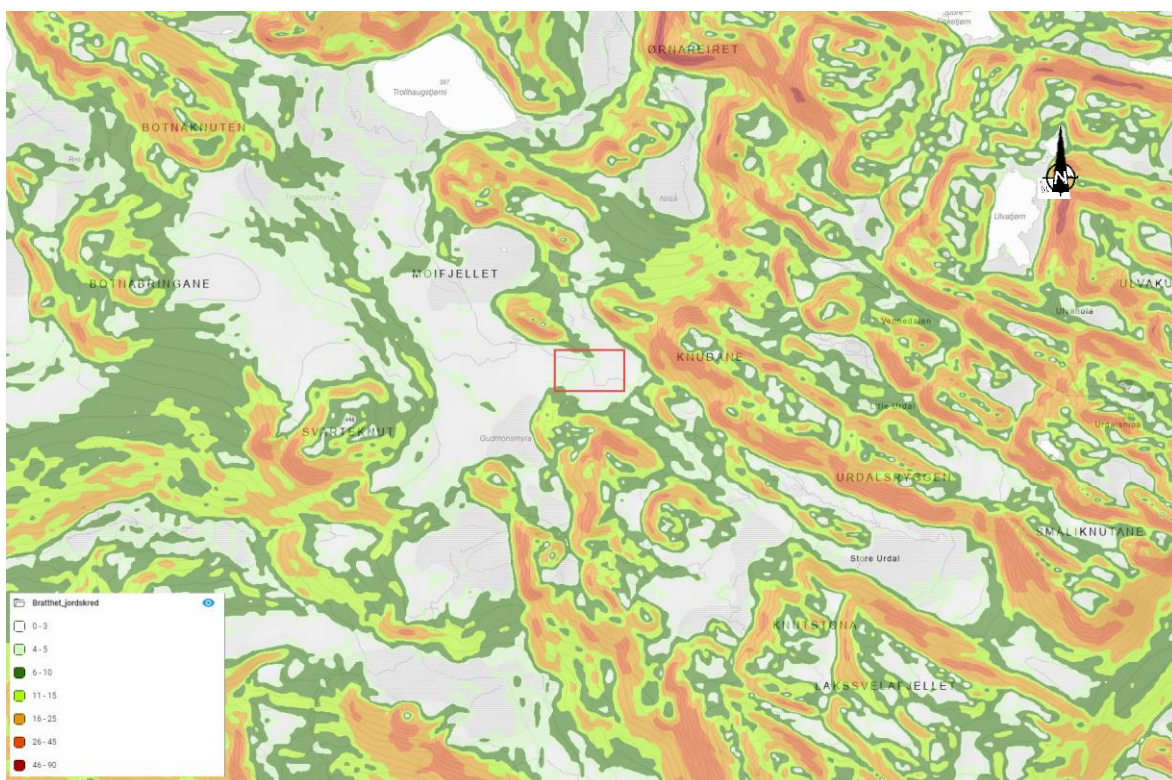
Tomta der det er planlagt transformatorstasjon ligger i en skråning med helning slakere enn 1:24 i øst-vestlig retning. Terrengen for selve tomte ligger mellom ca. kote +423,5 og +427,0. Terrengen stiger østover og har en helning som er større enn 1:2,5, ca. 100 meter fra plantomta opp til skråningstoppen på ca. kote +475,0 moh. Terrengen i nord og sør er generelt flatt, før det stiger brattere opptil kote ca. +439,0 mot nord og til kote ca. +462,0 sør for planområde. Terrengen i vest er generelt flatt.

Det ligger en mindre bekk ved planområdet. Bekken begynner i sør-øst (Store Urdal) og går gjennom planområde. Bekken har utløp i innsjøen Trollhaugstjørni nord for planområde.



Figur 4: Tiltaksområdet er markert med rød firkant (Kilde: hoydedata.no, 10.01.2025).

NVEs temakart for skred i bratt terreng [11] viser at terrengets bratthetsgrad for selve plantomta og området i vest generelt er lav, markert med grønn og hvit farge. Område i nord, sør og øst har det middels til høy bratthetsgrad som vist i Figur 5.



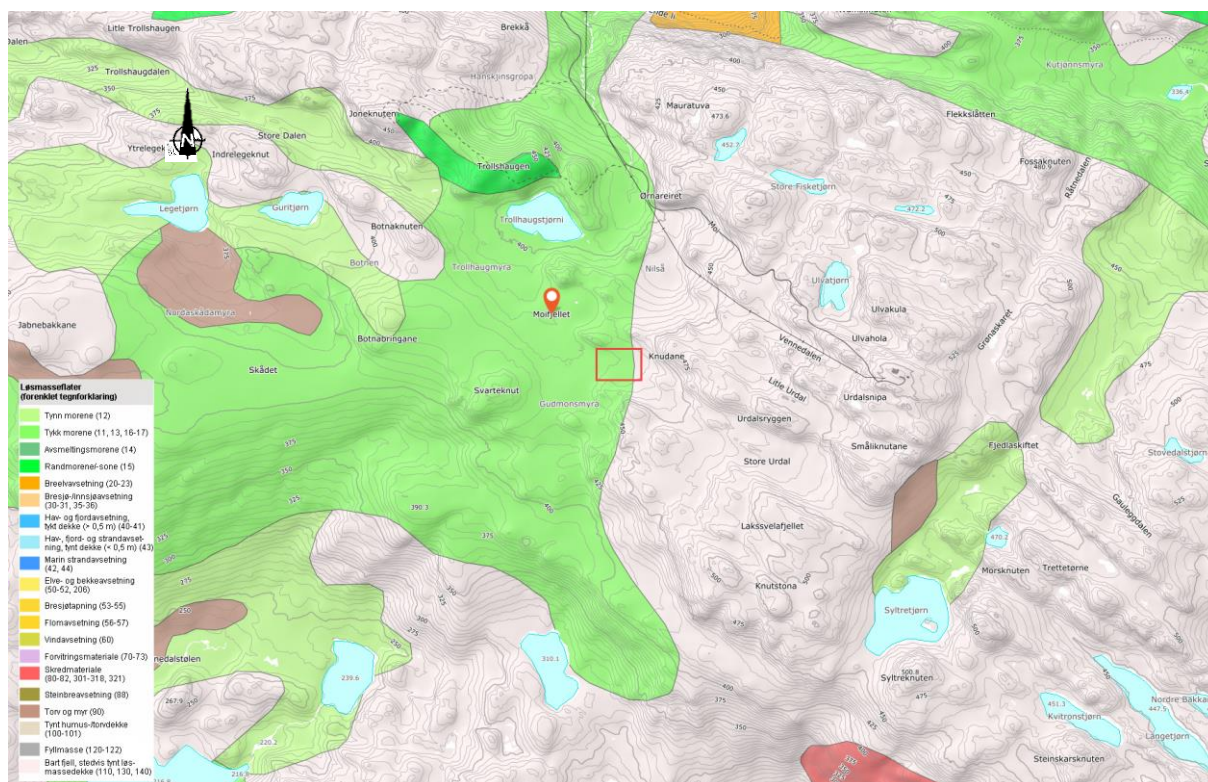
Figur 5: NVEs kartlagt bratthet i planområdet [11].

4.2 Kvartærgeologi og Grunnforhold

Løsmassekart fra NGU viser bart fjell ved østlig del av plantomta og i overliggende terreng østover i området. Selve tomta og området rundt i nord, vest og sør er dekket av sammenhengende morenemateriale. Morenemateriale er avsatt av isbreer og kan inneholde kornstørrelser fra leir til stein og store blokker. Det er også kartlagt tynne dekker med morenemasser langt mot øst og vest i området, samt små områder med torv og myr som vist i Figur 6.

Figur 7 viser flyfoto av område fra 2022 (utsnitt fra Norge i bilder) som indikerer bart fjell i område rundt plantomta. Berggrunnen i området for planlagt transformatorstasjon består av granittisk gneis (lys rosa farge) som vist i Figur 8.

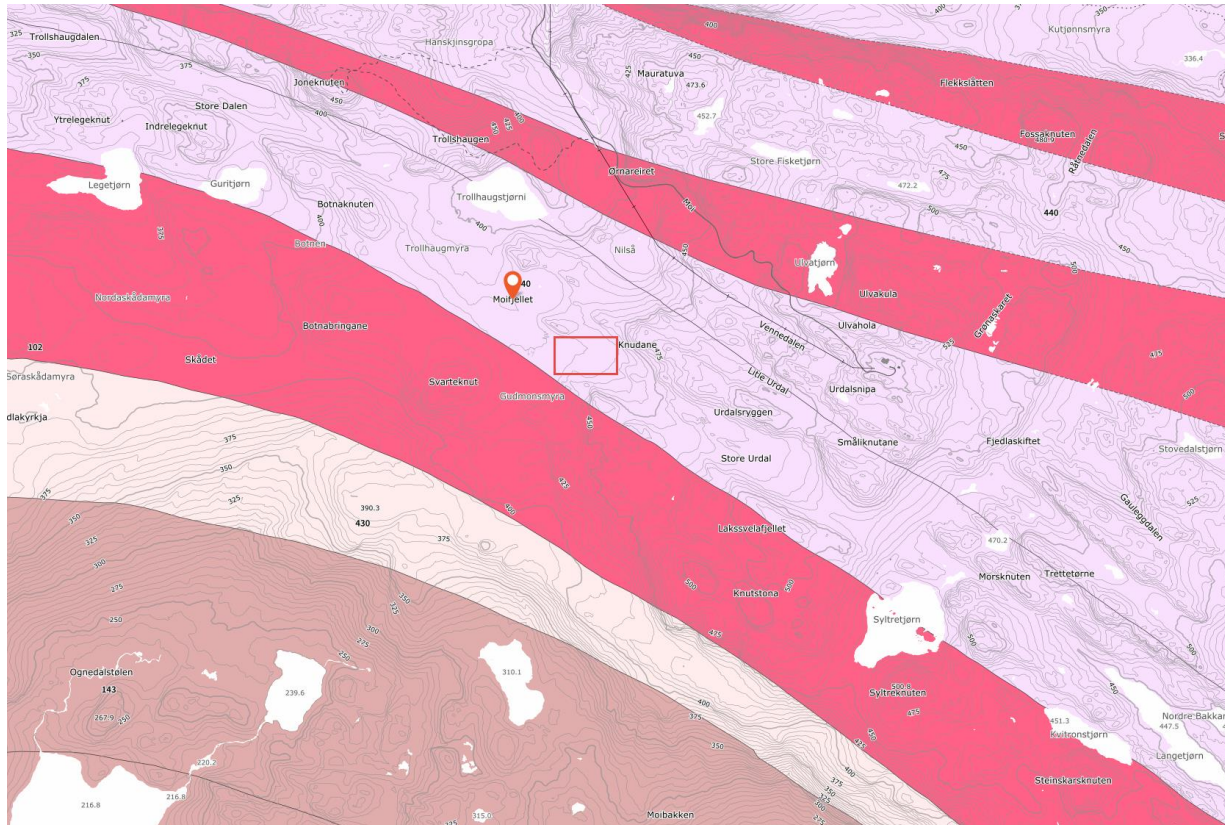
NGUs løsmassekart beskriver løsmassetypen som sammenhengende morenemateriale, stedvis med stor mektighet. Flyfoto fra område indikerer også bart fjell og knust steinmateriale i planområdet som underbygger løsmassekartene. Det er likevel ikke utført grunnundersøkelser i område og mektighet på morenemasser over fjell kan variere.



Figur 6: Oversikt over løsmasser i tiltaksområdet. Tiltaket er markert med rød firkant. (Kilde: [https://geo.ngu.no/kart/losmasse mobil/](https://geo.ngu.no/kart/losmasse_mobil/))



Figur 7: Flyfoto av område i 2022 viser bart fjell. Planområdet er markert med rød firkant. (Kilde: [Norge i bilder](#), 14.01.2025).



Figur 8: Oversikt over berggrunn i tiltaksområdet (Kilde: https://geo.ngu.no/kart/berggrunn_mobil/, 14.01.2025). Planområdet er markert med rød firkant.

5 Geotekniske vurderinger

5.1 Fundamenteringsforhold

Med grunnforholdene og terrengforholdene som beskrevet tidligere i notatet, gir det føringer for aktuelle fundamenteringsforhold for tiltaket. Det forutsettes at dersom trafostasjonen er orientert øst-vest, må fjellet i øst sprenges ned til minimum 0,5 m under planlagte fundamenter, samt at det i vest fylles opp sprengsteinsmasser over stedlig morenemateriale opp til planert terreng på kote +426,0 moh. Trafostasjonen orientert nord-sør retning ligger over antatte morenemasser. Tomten skal her fylles opp med sprengsteinsmasser med mektighet på minimum 0,5 m under planlagte fundamenter og til planert terreng på kote +426,0.

Det er antatt at grunnforholdene på tomta etter planering og avretning består av sprengsteinsmasser over bart fjell og/eller morene/friksjonsmasser. Dermed anses det som en akseptabel løsning å direktefundamentere på banketter/søylefundamenter.

I skrivende stund er det ikke tilgjengelig en detaljert lastplan for tiltaket. Notatet her er å anse som et premissnotat og gir en grov analyse av tillatte grunntrykk. Det skal utføres en detaljprosjektering når grunnlaget for dette foreligger.

5.2 Bæreevne

Dimensjonering av tillatt fundametrykk og bæreevne er utført iht. Statens vegvesen håndbok V220 [12], som for alle praktiske hensyn er i overensstemmelse med Eurokode 7 [3]. Bæreevnen er beregnet ved effektivspenningsanalyse (drenert) med formelen:

$$\bar{\sigma}_v = N_q \cdot (p' + a) + \frac{1}{2} \cdot N_\gamma \cdot \gamma'_{\text{under}} \cdot B_0 - a$$

Der N_q , og N_γ er bæreevnefaktorer som kan finnes fra tabell for en gitt friksjonsvinkel og beregnet ruhet. Kravet for tilfredsstillende bæreevne er at midlere vertikal bæreevne skal være høyere enn midlere vertikaltrykk fra fundamenter med en materialfaktor lik 1.25 brukt på friksjonsvinkelen iht. NA:2016 i Eurokode 7 - del 1 [3]. Det stilles også krav til maksimal ruhet mellom fundament og underliggende masser. For sand, grus og sprengstein med fundament med horisontalt terreng foran fundament er kravet $r_b \leq 0,9$. Ruhet beregnes etter formelen:

$$r_b = \frac{F_h/B_0}{(\bar{q}_v + a - B_q \cdot q_{vu}) \cdot \tan\phi}$$

Verdier anvendt ved beregning er vist i Tabell 2. Jordprofil etter planering av tomta er beskrevet som sprengsteinsmasser over fjell og/eller morene masser. Anvendte drenerte materialparametere er basert på erfaringsparametere gitt av SVVs håndbok V220 (Tabell 3.6.2 - 1) [12].

Sprengstein og stedlig friksjonsmasser har en drenert materialoppførsel, og det regnes derfor kun drenert for disse fundamentene. Det antas at grunnvann er i underkant av fundament og overdekning på minimum 0,5 m. Ruhet under fundament, dimensjonerende skjærfasthet som er mobilisert under fundament settes i beregningene til 0, ettersom at det forutsettes null horisontalkrefter og moment for fundamentene i beregningene. Det tas dermed ikke høyde for horisontale laster og moment, og dette må vurderes for fundamenter i detaljprosjekteringen av fundamentene hvor det er aktuelt.

Grunntrykket varierer for avhengig av løsmasstype (sprengstein eller morene), mektighet av sprengsteinsmasser og overdekningen. Det er valgt verdier for laveste tillatte grunntrykk i antatt jordprofil, for å unngå brudd i sprengsteinslag eller i underliggende stedlig morene/friksjon masser.

Med de gitte forutsetningene, som 0,5 m overdekning, er maksimalt tillatt grunntrykk for et fundament med bredde på 1,0 m lik 570 kPa. Dersom overdekningen blir bare noen centimeter, reduseres bæreevnen til 270 kPa.

Tabell 2: Anvendte parametere ved beregning av bæreevne og resultater for tillatt grunntrykk.

	Øvre lag (minst 0,5 m mektighet)	Lag under
Materiale	Sprengstein	Morene/utsprengt fjell
Y [kN/m ³]	19	19
Φ [°]	42	38
tan(ϕ) [-]	0,90	0,78
a [kPa]	0	0
Y _m [-]	1,25	1,25
Tillatt grunntrykk med 0,5 meter overdekning	600 kPa	570 kPa
Tillatt grunntrykk med noen centimeter overdekningen	270 kPa	360 kPa

5.3 Setninger

Da det fundamenteres direkte på sprengstein og morenemasser over berg, vil den påførte belastningen ikke medføre noen konsolideringsprosess, men vil i stedet for konverteres til effektivspenninger umiddelbart.

Spenningsavhengige deformasjoner opptrer med en gang, mens tidsavhengige deformasjoner utvikler seg over tid fra lastpåføringstidspunktet. Spenningsavhengige og tidsavhengige deformasjoner opptrer samtidig i primærkonsolideringen. Iht. Statens vegvesen håndbok N-V220 [12], vil primærsetninger i grov silt, sand og grus kunne, dersom massene ikke inneholder humus av betydning (inntil ca. 2 %), antas å komme så raskt at tidsforløpet ikke har noen praktisk betydning.

Det er ikke regnet på setninger for stasjonsbygget, da grunnlag for det ikke foreligger i skrivende stund. Basert på grunnforhold antas det at setninger er små.

Det fylles opp med sprengsteinsmasser over naturlig grunn for planering og avretting av tomta. Dette gir egensetninger i fyllingen som kommer i tillegg til fundamentsetninger. Erfaringer og empiriske korrelasjoner viser at total egensetning i steinfyllinger kan estimeres som 0,1%H, hvor H er fyllingshøyden. Dette estimatet anses som konservativt dersom fyllingsmaterialet har god kvalitet og at fyllingen er godt oppbygget (bl.a. komprimert riktig). Kvalitetsmasser og komprimering etter håndbok V221 [10] er viktig for å ikke gi større setningspotensiale. Setninger fra stasjonsbygget må vurderes ved detaljprosjekteringen etter ferdigstilt lastplan.

6 Utførelse

Det tas utgangspunkt i at tomten består av morenemasser og fjell før utførelse av tiltaket. Dersom det finnes humusholdige masser, skal disse fjernes. Det fylles opp med sprengsteinsmasser over naturlig grunn for planering og avretting av tomta såfremt denne består av morenemasser som beskrevet i dette notat. Det forventes å sprengre ut fjell mot øst og det må unngås delvis direktefundamentering på berg og delvis på

sprengsteinsfylling, hvilket kan medføre større differensialsetninger. For å redusere differensialsetninger anbefales det minimum 0,5 m undersprenging av berg der det stikker over fundamentnivå.

Det forutsettes at masseutskifting utføres av sprengstein med god kvalitet. Hvis det planlegges å bruke stedlige sprengsteinsmasser for fylling, må kvaliteten av disse massene sjekkes.

Det er også en forutsetning at fyllmasser komprimeres under utlegging, slik at det oppnås en jevn overflate og tilstrekkelig bæreevne. God komprimering bidrar også til å redusere egnesetninger i fyllingen. Fyllinger skal legges ut og komprimeres slik at det ikke oppstår uakseptable egnesetninger etter byggetiden, og at det oppnås størst mulig homogenitet i horisontal utstrekning. Krav til komprimering fremgår av håndbok V221 [10].

Dersom det blir behov for graveskråninger, forutsettes disse utført med maksimal helning 1:1,5 basert på de beskrevne grunnforhold.

Utlegging under frost vil kunne medføre mindre effektiv komprimering og føre til økende egnesetninger i fyllingen, noe som bør unngås.

Dersom det oppstår avvik i masser sammenlignet med det som forutsettes for prosjektering må geotekniker kontaktes og eventuelle konsekvenser av dette vurderes.

7 Videre arbeider

I tillegg til dette premissnotatet må følgende arbeider utføres:

- Detaljprosjektering av fundamenteringsforhold (bæreevne kapasitet og setninger) etter endelig fundamentplan
- Omlegging av bekken i samarbeid med hydrolog
- Kontrollplan
- Vurdering og sikring av bergskjæring ved behov (vurderes av ingeniørgeolog)

8 Referanser

- [1] Kartverket, «Norgeskart.no,» [Internett]. Available: <https://www.norgeskart.no/#!?project=norgeskart&layers=1002&zoom=14&lat=6534862.35&lon=-25523.57&markerLat=6534862.347827951&markerLon=-25523.5681625505668&p=searchOptionsPanel&sok=Moifjellet>. [Funnet 13 01 2025].
- [2] «NS-EN 1990-1:2002 + A1:2005 + NA:2016 Eurokode 0 - Grunnlag for dimensjonering av konstruksjoner».
- [3] «NS-EN 1997-1:2004 + A1:2013 + NA:2020 Eurokode 7 - Geoteknisk prosjektering - Del 1: Allmenne regler».
- [4] «NS-EN 1998-1:2004 + A1:2013 + NA:2021 Eurokode 8 – Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning- Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger».
- [5] «Lov om planlegging og byggesaksbehandling (plan- og bygningsloven),» [Internett]. Available: <https://lovdata.no/dokument/NL/lov/2008-06-27-71>.
- [6] D. f. byggkvalitet, «Byggteknisk forskrift (TEK 17) med veiledning,» [Internett]. Available: <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/>.
- [7] NVE, «Flaum- og skredfare i arealplanar 2/2011,» 2011, revidert 2014..
- [8] NVE, «Veileder nr.1/2019 - Sikkerhet mot kvikkleireskred».
- [9] «Direktoratet for byggkvalitet. Byggesaksforskriften (SAK10),» 2016.
- [10] Statens vegvesen, Håndbok V221 Grunnforsterkning, fylling og skråninger, 2012/2014.

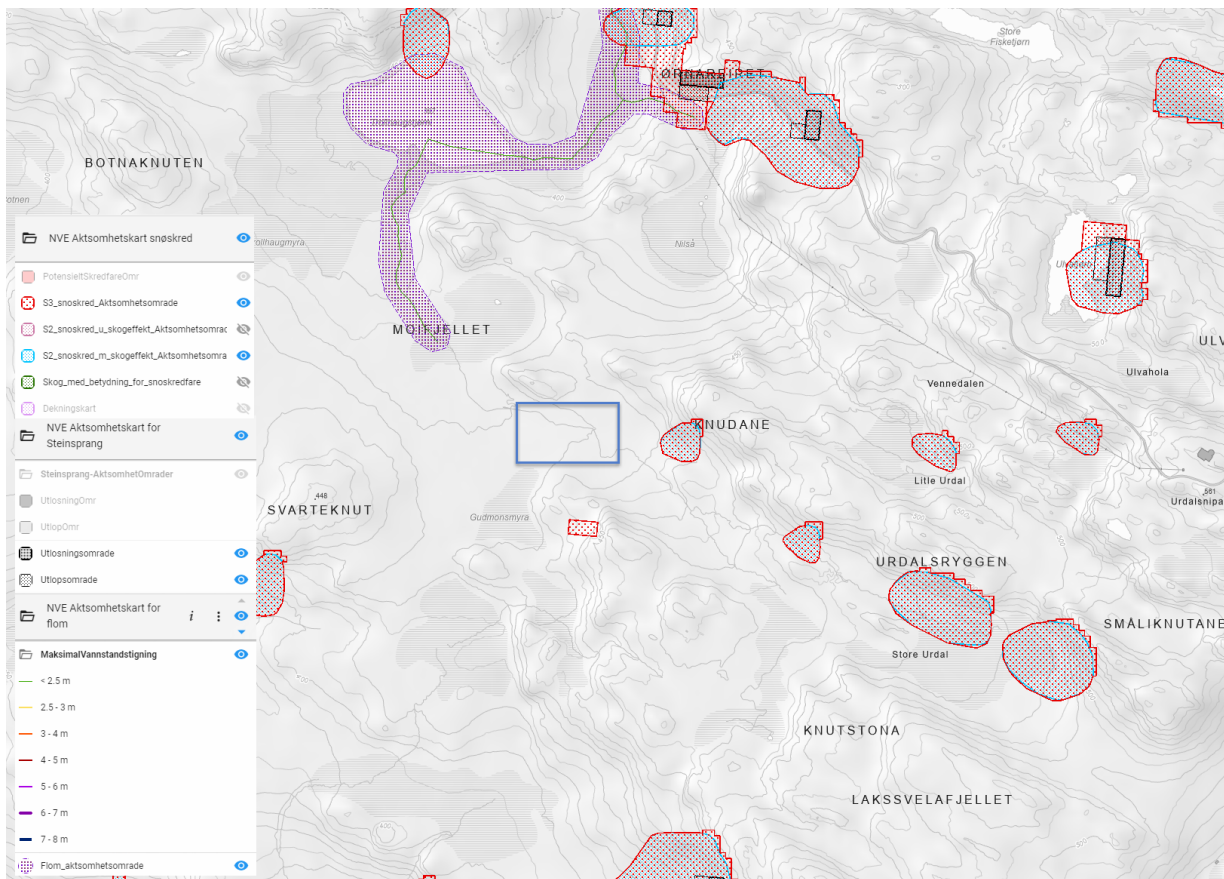
- [11] NVE, «<https://temakart.nve.no>,» [Internett]. Available: <https://temakart.nve.no/tema/bratthet>. [Funnet 14 01 2025].
- [12] Statens Vegvesen, «Håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging,» 2023.
- [13] Norges geologiske undersøkelse (NGU), «https://geo.ngu.no/kart/berggrunn_mobil/,» [Internett]. Available: https://geo.ngu.no/kart/berggrunn_mobil/. [Funnet 11 01 2025].

Vedlegg 1: Vedlegg 1 Detaljerte prosjekteringsforutsetninger

Sikkerhet mot naturpåkjenninger

TEK17 § 7-1 - § 7-3 [6] stiller krav til sikkerhet mot flom, stormflo og skred. For skred skal følgende mekanismer undersøkes: skred i fast fjell (fjellskred og steinsprang), i løsmasser (jordskred, flomskred og kvikkleireskred) og i snø (løssnøskred, flakskred og sørpeskred).

Iht. NVEs kartgrunnlag er det ingen registrert skredhendelse tidligere i nærheten av planområde. Planområdet ligger utenfor aktsomhetsområder for naturpåkjenning av snøskred, steinsprang og utenfor aktsomhetskart for skred fra bratt terreng som vist i Figur 9. NVE har kartlagt aktsomhetsområde for flom og plantomt ligger langt sør for kartlagt flomsone. Det er likevel en mindre bekk som går på plantomta. Det anbefales å lede om bekken ved tomta for drenering av øvrig område, samt redusere risiko for oversvømmelse av plantiltak. Estimering av vannmengden i bekken fra øvrig område i sør-øst og vurdering av nødvendige sikringstiltak kan utføres i detaljprosjekteringsfase.



Figur 9: NVEs temakart for aktsomhetsområde for skredfare, Tiltaket er markert med blå firkant, (<https://temakart.nve.no/tema>, 14.01.2025)

Plan- og bygningslovens § 28-1 og TEK17 § 7-3 «Sikkerhet mot skred» stiller krav til sikkerhet mot områdeskred. Sikkerhetskravene gjelder alle tiltak som ligger i områder som kan bli berørt av slike skred. Prosedyre for utredning av områdeskredfare er beskrevet i NVEs veileder 1/2019, Tabell 3.1.

Etter prosedyren beskrevet i Tabell 3.1 i NVE veileder 1/2019, (steg 1-2), ligger planområdet utenfor aktsomhetsområdet for områdeskred på grunn av at det ligger over marin grense. Ved en utredning tilsvarende punkt 1-2 i kapittel 3.2 i NVEs kvikkleireveileder 1/2019, er området derfor vurdert til å ligge

utenfor topografiske potensielle forhold og det er oppnådd tilstrekkelig sikkerhet mot kvikkleireskred iht. NVEs kvikkleireveileder 1/2019

Kravene om sikkerhet mot naturpåkjenninger (§7.3) og konstruksjonssikkerhet (§10.1) er oppfylt.

Geoteknisk kategori

Eurokode 7 stiller krav til prosjektering av geotekniske konstruksjoner. Kravene til geoteknisk prosjektering deles i tre geotekniske kategorier, 1 - 3, og geoteknisk konstruksjon klassifiseres etter geoteknisk kategori (se kapittel 2.1 i Eurokode 7 [3]). Geoteknisk kategori velges i henhold til Eurokode 7 - del 1 [3].

I henhold til Eurokode 7, del 1 [3], er geoteknisk kategori satt til **klasse 1** for tiltaket. Med bakgrunn i at geoteknisk kategori 1 omfatter: «...tiltak med minimal risiko og hvor det er mulig å sikre at de grunnleggende kravene vil bli tilfredsstilt på grunnlag av erfaring og kvalitative geotekniske undersøkelser».

Konsekvens- og pålitelighetsklasse (CC/RC)

Eurokode 0 [2] stiller krav til pålitelighetsdifferensiering for å vurdere konsekvensene av brudd eller funksjonssvikt for konstruksjoner. Konstruksjoner klassifiseres etter tre konsekvensklasser, CC1 – CC3.

Tabell NA.A1(901) – Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler

Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler	Pålitelighetsklasse ²⁾ (CC/RC)			
	1	2	3	4
Atomreaktorer, lager for radioaktivt avfall				x
Dammer			x	(x)
Marine konstruksjoner for petroleumsindustrien			x	(x)
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i kompliserte tilfeller ¹⁾		(x)	x	(x)
Veg- og jernbanebruer			x	
Byggverk med store ansamlinger av mennesker (tribuner, kinosaler, sportsbarer, kjøpesentre, forsamlingslokaler, osv.)		(x)	x	
Kai- og havneanlegg		x	(x)	
Tårn, master, skorsteiner, siloer		x	(x)	
Industrianlegg		x	(x)	
Kontor- og forretningsbygg, skoler, institusjonsbygg, boligbygg osv.		x	(x)	
Oppdrettsanlegg		x	(x)	
Landbruksbygg	(x)	x		
Feste av kledninger, taktekking og lignende komponenter	x	(x)		
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg ved enkle og oversiktlige grunnforhold ¹⁾	x	(x)		
Småhus, rekkehus, mindre lagerhus osv.	x			
Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid	x			

¹⁾ Ved vurdering av pålitelighetsklasse for grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg skal det også tas hensyn til omkringliggende områder og byggverk.
²⁾ Kryss uten parentes angir normalt valg av pålitelighetsklasse.

Figur 10: Tabell NA. A1(901) - Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler [2].

Prosjektet vurderes å falle inn under kategorien «Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg ved enkle og oversiktlige grunnforhold.». I henhold til NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 nasjonalt tillegg NA, tabell NA.A1(901) [2], settes konsekvens-/pålitelighetsklasse til **(CC/RC) 1**.

Konsekvensklasse 1 (CC1) beskriver tiltak der det er «Liten konsekvens i form av tap av menneskeliv og små eller uvesentlige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser».

Prosjekterings- og utførelseskontroll

Eurokode 0 [2] gir videre føringer til krav til omfang av prosjekteringskontroll og utførelseskontroll avhengig av pålitelighetsklasse. I henhold til tabell NA.A1(902) og NA.A1(903) i Eurokode 0 [2], settes prosjekteringskontroll og utførelseskontroll av geotekniske arbeider til **kontrollklasse PKK1 og UKK1**. For prosjektering gjelder dermed at det utføres egenkontroll (DSL 1) av arbeidene. For utførelse skal det også utføres egenkontroll (IL 1) av arbeidene.

Tiltaksklasse

I henhold til kapitell 9 Foretak og tiltaksklasser «§ 9-4. Oppdeling i tiltaksklasser» i «Veiledning om byggesak» (SAK10 § 9–4 [9]), klassifiseres planlagt tiltak i **tiltaksklasse 1** som omfatter tiltak, eller oppgaver/deler av tiltak, av liten kompleksitet og vanskelighetsgrad, og hvor feil eller mangler kan føre til mindre konsekvenser for helse, miljø og sikkerhet.

Kvalitetssystem

Eurokode 0 [2] krever at det ved prosjektering av konstruksjoner i pålitelighetsklasse 2, 3 og 4 skal være et kvalitetssystem tilgjengelig, og at dette systemet skal tilfredsstillende NS-EN ISO 9000-serien for konstruksjoner i pålitelighetsklasse 4. Swecos kvalitetssystem tilfredsstiller sistnevnte, og kravet er derfor ivaretatt for alle pålitelighetsklasser.

Konstruksjonssikkerhet

I henhold til TEK 17 § 10 [6] vil forskriftens minstekrav til personlig og materiell sikkerhet være oppfylt dersom det benyttes metoder og utførelse etter Norsk Standard (altså Eurokoder med tilhørende nasjonale tillegg). Da det legges til grunn en prosjektering basert på Eurokodene som angitt i punkt 4.1, vil TEK 17 § 10 være ivaretatt.

Seismisk dimensjonering

Grunntype

Grunnforhold basert på eksisterende grunnlag (NGUs og NVE kartgrunnlag [11] [13]) viser bart fjell i område med stedvis dekke av sammenhengende morenemateriale. Grunntypen bestemmes i henhold til Eurokode 8 (del 1), pkt. 3.1.2 (tabell 3.1 - Grunntyper) og plasseres til **Grunntype A** [4].

Seismisk klasse

Bygninger blir klassifisert i fire seismiske klasser avhengig av konsekvensene et sammenbrudd har for menneskeliv, av betydningen for offentlig sikkerhet og beskyttelse av befolkningen umiddelbart etter et jordskjelv og av de sosiale og økonomiske konsekvensene av et sammenbrudd. De seismiske klassene bestemmes iht. NS-EN 1998-5:2004+ A1:2013+NA:2021, ref. [4] pkt. NA.4.2.5 og etter tabell NA.4(902) i nasjonalt tillegg NA [4].

Planlagt tiltak er plassert i kategorien «Viktig infrastruktur: sykehus, brannstasjoner, redningsentraler, kraftforsyning» og settes derfor i **seismisk klasse IIIa**. Dette gir en seismisk faktor $\gamma_i = 1.25$ etter tabell NA.4(901) [4]

Seismisk påvirkning

For konstruksjoner i seismisk klasse I-IIIa kan påvisning av mostand mot seismisk påvirkning etter NS-EN 1998 utelates for tilfeller som oppfyller ett av følgende kriterier:

- konstruksjoner i seismisk klasse I;

- konstruksjoner der grunntype er A-E og med beliggenhet der grunnakselerasjon inklusiv grunnforsterkning tilfredsstillende formelen $a_g S \leq 0,50 \text{ m/s}^2$;
- konstruksjoner der grunntype er A-E med beliggenhet der grunnakselerasjon tilfredsstillende formelen $a_g \leq 0,30 \text{ m/s}^2$;
- konstruksjoner der grunntype er A-E med en dimensjonerende brukstid mindre eller lik 2 år;
- konstruksjoner med dimensjonerende akselerasjon $S_d \leq 0,50 \text{ m/s}^2$ beregnet med a) konstruksjonsfaktor $q \leq 1,5$, b) ingen reduksjon av stivhetsegenskapene etter 4.3.1(7) og c) med en konservativ antakelse av stivhet i grunn.

Spissverdi for berggrunnens akselerasjon settes, $a_g R = 0,40 \text{ m/s}^2$ for Bjerkreim kommune, i henhold til Tabell NA.3.2 (906) og Figur NA.3.2 og grunnforsterkningsfaktor, $S = 1,0$ fra Tabell NA.3.2 i NS-EN iht. NS-EN 1998-5:2004+ A1:2013+NA:2021 [4].

$$a_g S = (a_g R * \gamma_I) * S = (0,40 * 1,25) * 1,0 = 0,50 \text{ m/s}^2$$

Grunnakselerasjon inklusiv grunnforsterkning tilfredsstillende formelen $a_g S \leq 0,50 \text{ m/s}^2$ og Tiltaket oppfyller utelatelseskriteriet. Dimensjonering for jordskjelv kan dermed utelates.