



LAKSELV HANDELS PARK

Geoteknisk dokument

12. NOVEMBER 2024

SAMMENDRAG

INDIRA AS er engasjert som geoteknisk rådgiver av Lakselv Handelspark AS for å utarbeide vurderingsrapport på eiendom 19/556 i Porsanger kommune.

Handelsparken planlegger å bygge et kjøpesenter, spisested samt bensin/servicestasjon, se foreløpig utomhusplan vedlegg 1. Arealet av tomta er ca 20.000 m² og planlagt bygningsmasse i byggetrinn 1+2 på ca 4300 m² pr i dag.

Handelsparken er tenkt plassert på et flatt område med terrenghøyde i dag på ca. kote 7.

Områdestabiliteten er tilfredsstillende og det er ikke fare for skred, stormflo. Sør-østre hjørne ligger så vidt i et aktsomhetsområde for flom. Heving av terrenget gjør at en unngår flom.

Løsmassene består av telefarlig siltig sand og løsmassemektheten antas stor. Øverst er det i dag et torvlag og grunnvannstanden er høy og på befaringstidspunktet lå den omtrent rett under torvlaget.

Det anbefales å senke grunnvannsstanden noe og å heve terrenget med ei «stiv» fylling av friksjonsmasser.

Vi har estimert foreløpige verdier for tillatt bæreevne for planlagte bygg. Når lastene og oppfyllingsnivå er bestemt vil vi fastsette verdiene mer spesifikt.

01	26.05.25	Revidert utomhusplan	<i>Hr</i>
Rev.	Dato	Revisjonen gjelder	Sign.
Utarbeidet av: Harald Rostad		Sign.: <i>Harald Rostad</i>	
Kontrollert av: Espen Karlsen		Sign.: Espen Karlsen Digitalt signert av Espen Karlsen Dato: 2024.11.12 15:12:35 +01'00'	

Innholdsfortegnelse

1	Bakgrunn	3
2	Grunnforhold	4
2.1	Topografi	4
2.2	Utførte grunnundersøkelser	4
2.3	Løsmasse og berg	4
2.4	Grunnvann	6
3	Tek 17 Sikkerhet mot naturpåkjenninger	6
3.1	Krav til områdestabilitet	7
4	Byggegrep	8
4.1	Generelt	8
4.2	Graveskråninger	8
4.3	Fyllinger	9
5	Fundamentering	9
5.1	Generelt	9
5.2	Bæreevne og tillatt grunntrykk	9
5.3	Bære-/avretningslag	9
5.4	Setninger	9
5.5	Frostmengde og frostsikring	9
6	Videre geoteknisk oppfølging	10
7	Prosjektforutsetninger	11
7.1	Regelverk og standarder	11
7.2	Geoteknisk kategori	11
7.3	Konsekvens og pålitelighetsklasse (CC/RC)	11
7.4	Krav til kontroll	11
7.5	Tiltaksklasse iht. plan og bygningsloven	11
7.6	Seismisk påvirkning og jordskjelvdesign	12
7.7	Partialfaktorer og lastfaktorer for bæreevne og lokalstabilitet	12
7.8	Trafikk- og terrenglast i stabilitetsberegninger	13

Vedlegg

Innhold	Vedlegg nr.	Antall sider
Foreløpig situasjonsplan	1	1
Resultat prøvegraving	2	2
Seismiske vurderinger	3	1
Aktsomhetskart kvikkleireskred	4	1

1 Bakgrunn

INDIRA AS er engasjert som geoteknisk rådgiver av Lakselv Handelspark AS. Oppdraget består i å gjøre en vurdering av grunnforhold, stabilitet og vurdering av naturfare mm. Videre er det gitt forslag til hvordan tomte kan bygges opp anleggsteknisk for fundamentering av bygg og trafikkareal mm. Oppdraget er utført på eiendom gnr/bnr 19/556.

Handelsparken planlegger bygge et kjøpesenter, spisested samt bensin/servicestasjon se foreløpig utomhusplan vedlegg 1. Arealet av tomte er ca 20.000 m² og planlagt bygningsmasse i byggetrinn 1+2 på ca 4300 m² pr i dag.



Figur 1 - Plassering av Lakselv handelspark



Fig 2 - Utomhusplan

2 Grunnforhold

2.1 Topografi

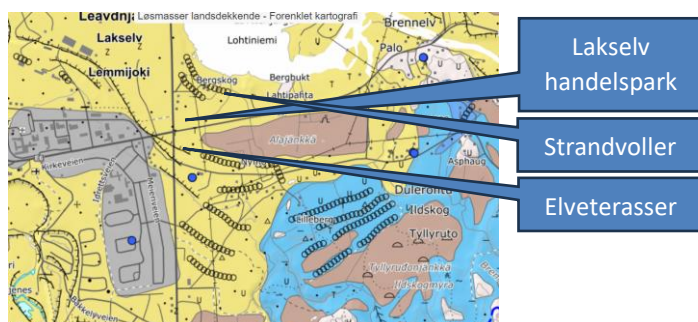
Handelsparken er planlagt plassert på et stort elvedelta øst av utløpet av Lemmijoki og vest av utløpet av Brennelv. Området er nesten flatt og ligger på rundt kote +7 (NN2000).

Tomta ligger i bunnen/sørenden av Porsangerfjorden tett øst av Lakselv sentrum og lufthavn. I østre halvdel av dalen med fjellrekka Njeaiddan i vest og fjellrekka Munjkavarri i øst. Begge fjellrekkeene ligger rundt 5-600 moh.

Vegetasjonen i fjordbunnen er preget av noe jordbruksareal, myrlendte områder, fjellbjørk og krattskog. Videre er det markante strandvoller og bratte skråninger/elveterasser dannet av at elvene har erodert seg ned i terrenget i området rundt handelsparken, se figur 3 og 5.

2.2 Utførte grunnundersøkelser

Det er gjennomført befaring på stedet samt utført prøvegraving av 4 prøvegroper. Videre er tidligere utførte grunnboringer gjennomgått innhentet fra Statens vegvesen ifm gang sykkelvei langs Rv 95.



Figur 3 - Kvartærgeologisk kart hvor blå sirkler er utførte grunnvannsbrønner.

2.3 Løsmasse og berg

Prøvegravingene, se vedlegg 2 viser at grunnen består av 30-50 cm med torv/humusdekke over middels lagret siltig finsand. Dette stemmer med det geologiske kartet og de grunnboringene SVV har gjort i området, se vedlegg 1. Prøvegravingene fra oss ble avsluttet på 2,5 meter under terrengoverflate fordi hullene raste sammen på grunn av grunnvannsinstrømning. SVV sine borer, ca 50 meter mot sørøst fra tomtegrensa mot sør, indikerer mer finkornige masser, sandig silt, under 2-3 meter under terrengoverflaten og tilsvarende sandlag fra terreng og ned til dette mer finkornige laget. Trolig er det slik også under området som ble undersøkt. Som bilde 1 viser tar det litt tid før grunnvannet trenger inn i gropasiden. Massene er relativt tette pga siltinnholdet i finsanda som gjør dem telefarlige.

Bilde 1 viser prøvehull 1 før grunnvannet trengte inn i prøvegropa.



Bilde 1 - Prøvehull 1 før grunnvannet trengte inn i prøvevegropa og etter ca 30 minutter.

Marin grense er på ca kote 70-75. Det kan derfor ikke utelukkes marin leire under sand og siltlagene som er avdekt.

Løsmassemekktigheten er ikke kjent. En boret grunnvannsbrønn ca 400 meter sør av tomta indikerer at dypet til fjell er stort og registret til ca 44 meter i det borede hullet. Mot sørvest og vest av E6 langs Porsveien går en fjellrygg med liten løsmasseoverdekning.

Også øst av tomta går en tilsvarende bergrygg som delvis synes i dagen. Ved Bergbukt ca 400 meter øst av tomta er det bergblotninger i dagen i form av klorittrike amfibolitter i utløpet av Brennelv. Også ved Nymo er tilsvarende bergblotninger.

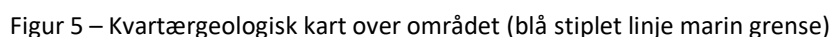
Siden berggrunnen i området har strøkretning omtrent nord-sør antar vi det er betydelig med løsmasser under tomta og at det er en nord-sørgående dalstruktur under tomta.

Ved Ildskogen er et kvikkleireområde som ligger ca 1,5 km øst av tomta, se vedlegg 4. Ved Båtneset gikk et kvikkleireskred i slutten av juli sist sommer. Skredet startet på vestsiden av Brennelva og blokkerte den et kort øyeblikk.

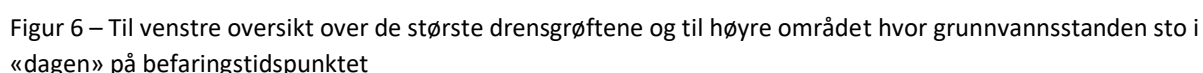


Figur 4 - Skredet ved Båtneset sist sommer

Berggrunnen i området består av leirskifre, kvartsittiske sandsteiner, amfibolitter mm.

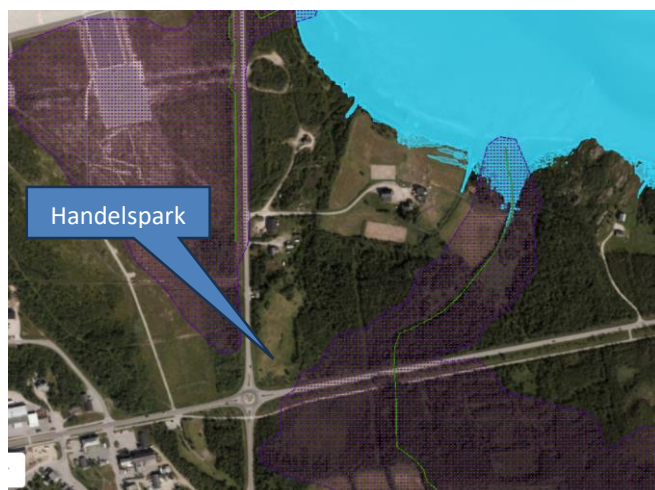


Ut fra flyfoto ser det ut som om området har vært drenert med drengrofter. Disse har i dag delvis lukket seg slik at området vanskelig drenerer seg. Figur 6 viser eksisterende drengrofter og vassjuke områder der grunnvannet stod i dagen på befaringstidspunktet.



NVE aktsomhetskart for flom, figur 7, indikerer at sørøstre del ligger så vidt innenfor aktsomhetsområde for flom. Ferdig planert terreng skal legges i en slik høyde her at terrenget ligger høyere enn maksimal forventet

vannstandsstigning. Videre åpnes og erosjonssikres drengroftene i området for å holde grunnvannstanden under terrengnivå i planlagte tomteområde. Massene på tomten på bygges opp slik at det ikke oppstår erosjonsfare.



Figur 7 – NVE sitt aktsomhetskart for flom

Med ovennevnte tiltak vurderes sikkerhet mot naturpåkjenninger vurderes som tilfredsstillende.

3.1 Krav til områdestabilitet

Vurdering av områdestabiliteten er utført iht. TEK17 og tilhørende NVE veileder 1/2019. Utredningen er dokumentert stegvis og følger punktene i «*Prosedyre for utredning av områdeskredfare*» som gitt i tabell 3.1 i veilederen. Tabell og kapittelreferanser i utredningen henviser til NVE 1/2019. Indira tilfredsstiller krav til geoteknisk kompetanse som gitt i veilederens delkapittel 3.1.

Steg 1 – Registrerte kvikkleiresoner

Tiltaket ligger utenfor registrerte kvikkleiresoner i NVE Atlas. Det er ingen registrerte kvikkleiresoner eller SVV kvikkleirepunkt i nærheten. Merk at fravær av kartlagt kvikkleire like gjerne kan være fordi at grunnforholdene ikke er undersøkt som at det faktisk ikke er kvikkleire eller sprøbruddmateriale i område. Utredningen fortsetter i steg 2.

Steg 2 – Avgrens område med mulig marin leire

Tomten ligger under marin grense og er dermed eksponert for mulig marin leire i grunnen. Ettersom tomten ligger i et område med mulig marin leire fortsetter utredningen i steg 3.

Steg 3 – Avgrens områder med terreng som kan være utsatt for områdeskred

Tomten ligger utenfor område som kan inngå i et utløpsområde for et skred. Dette vurderes basert på at terrenggradienten i alle retninger ikke er brattene enn kriteriet for løseområde (1:20 jamfør veilederen), se vedlegg 4.

Steg 4 – Bestem tiltakskategori

Vurderingen er gjort iht. tabell 3.2 i veilederen. Etablering av en handelspark med bensinstasjon og tilhørende biloppstillingsplasser mm vurderes som et tiltak som medfører større personopphold tilsvarende næringsbygg. Tiltaket plasseres i **tiltakskategori K4**.

Sikkerhetskrav til tiltakskategori K4 er gitt i delkapittel 3.3.6; hvis tiltaket forverrer stabiliteten kreves absolutt sikkerhetsfaktor $F_{cu} \geq 1,40 \cdot f_s \approx 1,60$ og $F_{c\phi} \geq 1,25$. Dersom tiltaket ikke forverrer stabiliteten er kravet til

sikkerhet $F_{cu} \geq 1,40$ og $F_{c\phi} \geq 1,25$. Ved lavere sikkerhet i dagens situasjon må sikkerheten økes prosentvis iht. retningslinjer gitt i veilederen.

Utredningen fortsetter i steg 5.

Steg 5 – Gjennomgang av grunnlag

Området er så flatt at områdeskred kan utelukkes. Dette er i samsvar med NVE sitt aktsomhetskart for kvikkleireskred, se vedlegg 4. Utredningen avsluttes.

Konklusjon

For tiltak i tiltakskategori K4 setter veilederen krav til at det skal utføres en kvalitetssikring av utredningen av et uavhengig foretak. Videre vises det til NVEs nettside med spørsmål og svar om kvikkleireveilederen (<https://www.nve.no/om-nve/spoer-nve/om-kvikkleire/spoersmaal-og-svar-om-kvikkleireveilederen/>). Det vurderes at følgende vilkår er oppfylt: «Dersom utførende geotekniker entydig kan dokumentere at tiltaket ikke kan bli berørt av et områdeskred ved gjennomgang av prosedyrens steg 5, 6 og 7, er det allikevel ikke behov for uavhengig kvalitetssikring.» Det vurderes derfor at det ikke er behov for kvalitetssikring av et uavhengig foretak.

Områdestabiliteten er funnet tilfredsstillende for tiltaket iht. prosedyre for utredning av områdeskredfare som gitt i NVE veileder 1/2019 «Sikkerhet mot kvikkleireskred». Videre vurderes at det ikke er behov for kvalitetssikring av et uavhengig foretak.

Eksisterende grunnundersøkelser avkrefter ikke tilstedeværelse av sprøbruddmateriale i grunnen. Men stabiliteten er likevel tilfredsstillende siden området er såpass flatt og tiltaket vil ikke belaste grunnen slik at områdeskred kan skje jmf. også NVE sitt faresonekart figur

4 Byggegrøp

4.1 Generelt

Vi anbefaler at torvlaget masseutskiftes og at det etableres en fylling av friksjonsmasser/sprengt/knust stein over hele området. Det legges fiberduk mellom stedlige og tilførte masser. Styrken avpasses hvilke masser som fylles på den.

Vi anbefaler videre, siden grunnvannsstanden står såpass høyt i området, at de gamle drenggrøftene i området renses og erosjonssikres der dette er nødvendig for å holde grunnvannsnivå under terrengnivå. Det er ønskelig at grunnvannsnivået senkes noe og at grøftene er tilstrekkelig til å holde grunnvannstanden nede.

4.2 Graveskråninger

Prøvegravingene har vist at det siltige sandlaget er ustabil når grunnvannet trenger inn i grøfter og groper. Mye vann i sandlaget kan medføre kollaps ved kraftig vannstrømning for eksempel ved vedvarende kraftig nedbør over tid.

Over en kortere periode er stabil grøfteskråning i sandlaget vurdert å være slakere enn 1:1,5 om en har kontroll på grunnvannet og vannstrømmer ut skråningene.

4.3 Fyllinger

Etter at torvlaget er masseutsiftet legges fiberduk og området fylles opp med friksjonsmasser, fortrinnsvis sprengt stein eller kult.

Fyllingene dimensjoneres ut fra belastning og behov for frostsikker oppbygging.

5 Fundamentering

5.1 Generelt

Grunnforhold tilsier at bygg kan direktefundamenteres med stripe- og punktfundament på et lag av sprengt stein/kult over stedlige sand/siltmasser.

5.2 Bæreevne og tillatt grunntrykk

Bæreevnen vil i noen grad avhenge av tykkelsen på forstreknings og bærelaget over stedlige masser. Som en foreløpig vurdering antas det ligge i størrelsesorden 300 kN pr m².

5.3 Bære-/avretningslag

Avretningslaget bør bestå av min. 250 mm drenerende knust stein av høy mekanisk kvalitet (LA<35), tilhørende telefarlighetsklasse T1.

5.4 Setninger

Det forventes jevne setninger over hele området forutsatt tilnærmet like laster. Siden vi ikke kjenner løsmassemekanisk styrke og massetyper ned i grunnen er det vanskelig å beregne størrelsen på steningene. Det er derfor viktig at oppbyggingen over stedlige masser gjøres så lik som mulig og at lastene på fundament etc blir så like som mulig.

5.5 Frostmengde og frostsikring

Frostsikring Bygg og infrastruktur forutsettes fundamentert frostfritt. Dimensjonerende frostdybde for Porsanger kommune er for tilførte steinmasser på 1,6 m og for siltig sand på 1,6 m. Bruk av isolasjonsplater kan være aktuelt tiltak.

6 Videre geoteknisk oppfølging

Tabell 1 legges til grunn for videre geoteknisk oppfølging.

Tabell 1 Punkt for geoteknisk kontroll ved videre utførelse av prosjektet.

Sjekkpunkt	Beskrivelse	Ansvarlig
Grunntrykk	RIG kan ved behov utføre mer detaljert vurdering av grunntrykk når dimensjon og laster i bruddgrensetilstanden på fundamentene er kjent. Dersom det oppstår løft i fundamentene, skal jordens kapasitet kontrolleres av RIG.	RIB
Grunnforhold	Kontakt RIG dersom det påtreffes grunnforhold som avviker fra det som er beskrevet i denne rapporten.	ENT
Mellomlagring av masser	Det skal ikke mellomlagres masser i området uten at dette er avklart med geotekniker. Vilårlig lagring av masser kan utilsiktet forverre stabiliteten.	ENT
Massekontroll	Utførende entreprenør skal føre kontroll med tilførte masser i form av signerte kontrollister og annen dokumentasjon på utført arbeid.	ENT
Kabler og rør	RIG har ikke kjennskap til kabler, rør, ledninger eller annen infrastruktur i grunnen. Dette forutsettes ivaretatt av prosjektet.	ENT
Utearealer	Utearealer skal dimensjoneres for aktuelle kjørelaster.	Byggherre
Besiktigelse	Entreprenør oppfordres til å utføre besiktigelse av omgivelser med bilder av eventuelle skader på eksisterende nabokonstruksjoner før grunnarbeidene starter.	ENT
Telefarlige masser i undergrunnen	Dersom utgraving for og etablering av fundamenter skal utføres i vintersesongen må det gjøres tiltak for å forhindre tele/frysing av underliggende løsmasser. Gjelder også for håndtering av snø og is i fundamentgroper.	ENT
Uavhengig kontroll	Prosjektet anbefales plasser i pålitelighetsklasse CC/RC = 2 hvor det er krav til uavhengig kontroll iht. SAK10 og Eurokode. Det er byggherre som har ansvar for å engasjere foretak til ekstern kontroll.	Byggherre

7 Prosjektforutsetninger

7.1 Regelverk og standarder

Følgende regelverk og standarder er lagt til grunn:

- NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 (Eurokode 0 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner)
- NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020 (Eurokode 7 Geoteknisk prosjektering - Del 1: Allmenne regler)
- 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)
- Byggeteknisk forskrift (TEK17)
- Byggesaksforskriften (SAK 10)
- Veiledning TEK 17
- NS 8141 Vibrasjoner og Støt
- Statens vegvesen vegnormal N200:2022 Vegbygging, 2022
- Statens vegvesen håndbok N-V220 Geoteknikk i veibygging, 2023
- NVE Veileder 1/2019 «Sikkerhet mot kvikkleireskred»

7.2 Geoteknisk kategori

NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020 stiller krav til prosjektering ut fra tre ulike geotekniske kategorier. Valg av kategori gjøres ut fra standardens punkt 2.1 «*Krav til prosjektering*».

Forretningsbygg på maks 2 etasjer med tilhørende trafikkarealer betraktes som en konvensjonell konstruksjon med fundamentering innenfor normale forhold og prosjektet plasseres i **geoteknisk kategori 2**.

7.3 Konsekvens og pålitelighetsklasse (CC/RC)

NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 definerer konstruksjonens plassering med hensyn til konsekvensklasse og pålitelighetsklasse (CC/RC). Konsekvensklasser er behandlet i standardens tillegg B i tabell B1 (informativt), mens veiledende eksempler på klassifisering av konstruksjoner i pålitelighetsklasse er vist i nasjonalt tillegg NA (informativt), tabell NA. A1 (901).

Forretningsbygg med tilhørende trafikkareal CC/RC = 2

7.4 Krav til kontroll

NS-EN 1990:2002+NA:2016 gir føringer for krav til omfang av prosjekteringskontroll og avhengig av pålitelighetsklasse.

Valgt pålitelighetsklasse medfører krav til kontroll:

Prosjekteringskontrollklasse: **PKK 2**

Utførelseskontrollklasse: **UKK 2**

For kontrollklasser 2 skal det utføres uavhengig kontroll iht. SAK 10. Det er byggherre som har ansvar for å engasjere foretak til ekstern kontroll.

For PKK 1 / UKK 1 er krav til kontrollform begrenset til egenkontroll for både prosjektering og utførelse.

7.5 Tiltaksklasse iht. plan og bygningsloven

Veiledning til byggesak 10 § 9-4 angir at:

«Bestemmelsen deler inn de tre tiltaksklassene etter kompleksitet, vanskelighetsgrad og mulige konsekvenser mangler og feil kan få for helse, miljø og sikkerhet. Bestemmelsen angir nærmere hvilke vurderinger som medfører plasseringen.»

Basert på veiledning til paragrafens andre ledd prosjektet plasseres i **tiltaksklasse 2**.

7.6 Seismisk påvirkning og jordskjelvdesign

Byggverket plasseres i **seismisk klasse 2** og tildeles da seismisk faktor $\gamma_I = 1.00$. Prøvegraving og befaring indikere at grunntype på tomten er D. Spissverdi for berggrunnens akselerasjon er $a_{gR} = 0.20 \text{ m/s}^2$ for Porsanger kommune. Dette gir en dimensjonerende grunnakselerasjon lik:

$$a_g = \gamma_I \times a_{gR} = 1.00 \times 0.20 \text{ m/s}^2 = 0.20 \text{ m/s}^2$$

Dette tilfredsstiller formelen $a_g \leq 0.30 \text{ m/s}^2$ og følgelig kan påvisning av motstand mot seismisk påvirkning utelates etter Eurokode 8. Se vedlegg for dokumentasjon og referanse til standarden.

Om det bygges høyere enn 2 etasjer anbefaler vi at det gjøres grunnboring for sikker fastsettelse av grunntype.

7.7 Partialfaktorer og lastfaktorer for bæreevne og lokalstabilitet

Ved geoteknisk prosjektering benyttes dimensjoneringsmetode 3 i Norge i henhold til NA:2020 i Eurokode 7 - del 1, med unntak ved prosjektering av peler hvor dimensjoneringsmetode 2 benyttes.

I dimensjoneringsmetode 3 benyttes partialfaktorer på påvirkninger (laster) og på grunnens fasthetsparametere. Partialfaktorer for laster er vist i Tabell 2, og fasthetsparametere er vist i Tabell 2. For lastfaktorer skilles mellom partialfaktor permanent (γ_G) og variabel (γ_Q) påvirkning i Eurokodene.

For stabilitetsberegninger skal det oppnås en minste partialfaktor (γ_M) på **1,25** for effektivspenningsanalyse og **1,4** for totalspenningsanalyser i beregnet bruddflater.

Eurokode skiller mellom γ_F for geoteknisk last eller om det er en konstruksjonslast. Eurokode 7 bemerker at trafikklast skal behandles som en geoteknisk last, noe som medfører $\gamma_Q = 1.30$ for disse.

Tabell 2 Partialfaktorer for ulike lastpåvirkninger ihht. Eurokode

Påvirkning		Symbol	Lastopprikkelse	
			Øvrig (A1)	Geoteknisk (A2)
Permanent	Ugunstig	γ_G	1,35	1,00
	Gunstig		1,00	1,00
Variabel	Ugunstig	γ_Q	1,50	1,30
	Gunstig		0	0
Referanse	E7 Tabell NA.A.3		E0 NA.A1.2(B)	E0 NA.A1.2(C)

Tabell 3 Partialfaktorer for jordparametere (γ_M) etter tabell NA-A4 Eurokode 7 NA 2020

Jordparameter	Symbol	Sett M2
Friksjonsvinkel	γ_ϕ	1,25
Effektiv kohesjon	γ_c	1,25
Udrenert skjærfasthet	γ_{cu}	1,4
Enaksial fasthet	γ_{qu}	1,4
Tyngdetetthet	γ_γ	1,0

7.8 Trafikk- og terrenglaster i stabilitetsberegninger

For trafikklaster ved stabilitetsberegninger benyttes en jevnt fordelt last på 19,5 kPa over hele vegbredden, dette omfatter også vegskuldre og tilstøtende parkeringsplasser. For gang- og sykkelveger benyttes en jevnt fordelt last på 13 kPa. GS-veger som også benyttes som adkomst til boliger ol. prosjekteres med full trafikklast. Lastene er i samsvar med krav i SVV håndbok N200 og inkluderer en lastfaktor på $\gamma_Q=1,3$.

Det er ikke vanlig å regne med snølast på terreng i stabilitetsanalyser.

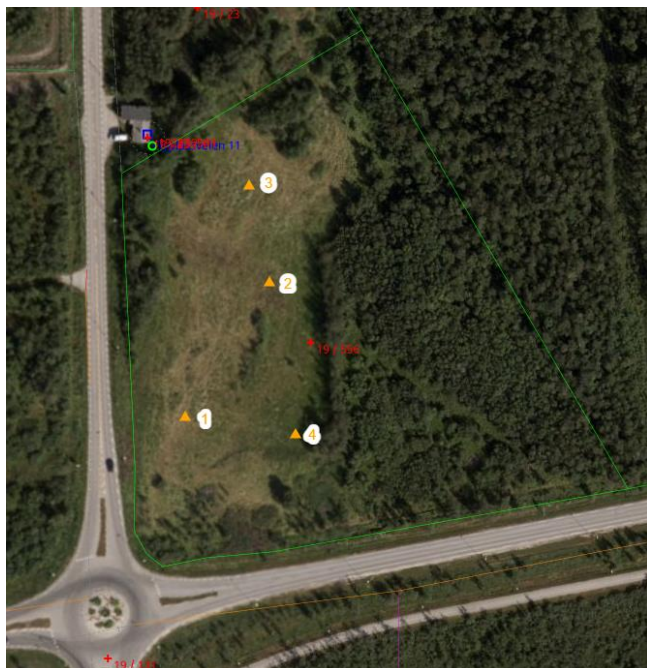
Laster som har en plassering slik at de påvirker stabiliteten positivt tas ikke med i beregningene.

Vedlegg

Vedlegg 1: Situasjonsplan



Vedlegg 2 Resultat av prøvegravingene



Vedlegg 2 Resultat Prøvegravinger

Terrengoverflate	Prøvehull 1	Terrengoverflate	Prøvehull 2	
10		10	Grunnvannsnivå	
20		20		
30	Torvhumus	30	Torvhumus	
40	Grunnvannsnivå	40		
50		50		
60		60	Finsand, dels siltig	
70		70		
80		80	Middels fast lagret	
90		90	Fører enkeltblokker	
100		100		
110		110		
120	Finsand, dels siltig	120		
130		130		
140	Middels fast lagret	140		
150		150	Sammenrasing av prøvegrop	
160	Fører enkeltblokker	160		
170		170		
180		180		
190		190		
200		200		
210		210		
220		220		
230		230		
240		240		
250	Sammenrasing av prøvegro	250		



Terrengoverflate	Prøvehull 3	Terrengoverflate	Prøvehull 4
10		10	
20		20	
30	Torvhumus	30	Torvhumus
40	Grunnvannsnivå	40	Grunnvannsnivå
50		50	
60		60	
70		70	
80		80	
90		90	
100		100	
110		110	
120	Finsand, dels siltig	120	Finsand, dels siltig
130		130	
140	Middels fast lagret	140	Middels fast lagret
150		150	
160	Fører enkeltblokker	160	Fører enkeltblokker
170		170	
180		180	
190		190	
200		200	
210		210	
220		220	
230		230	
240		240	
250	Sammenrasing av prøvegrop	250	Sammenrasing av prøvegrop




Vedlegg 3 Seismiske vurderinger

Valg						
Seismisk klasse	II					
Kommune	Porsanger (Porsangu)					
Grunntype	D					
Oppslag						
Seismisk faktor, γ_I	1,00					
a_{gR}	0,20	m/s^2				
Elastisk responsparameter, S	1,80					
Beregning						
Grunnakselerasjon:	γ_I	$\times$	a_{gR}	=	a_g	
	1,00	$\times$	0,20	=	0,20	
Inkl. grunnforsterkning:	a_g	$\times$	S	=	$a_g S$	
	0,20	$\times$	1,80	=	0,36	
Vurdering						
Seismisk klasse	II	I	II-IIIa	IIIb-IV		
			↓			
Grunntype	D	A-E	$S_1 - S_2$			
			↓			
Grunnakselerasjon, a_g	0,20	$\leq 0.30 m/s^2$	$> 0.30 m/s^2$			
Utelatelse oppfylt						

Vedlegg 4 Aktsomhetskartkvikkleireskred

