

Til: Nordplan AS
v/ Oddvin Myklebust
Kopi til:
Dato: 2019-06-27
Rev.nr. / Rev.dato: 0 /
Dokumentnr.: 20192093-03-TN
Prosjekt: Åndalsnes - gondolbane
Prosjektleder: Ragnar Moholdt
Utarbeidet av: Ragnar Moholdt
Kontrollert av: Alf Kristian Lund

Innledende geoteknisk vurdering av bunnstasjon

Innhold

| | | |
|----------|---|-----------|
| 1 | Omfang | 2 |
| 2 | Grunnforhold | 3 |
| 3 | Teknisk løsning for fundamentering | 6 |
| 4 | Områdestabilitet og skredfare | 7 |
| 5 | Sikkerhet mot stormflo | 9 |
| 6 | Konklusjon | 12 |
| 7 | Referanser | 13 |

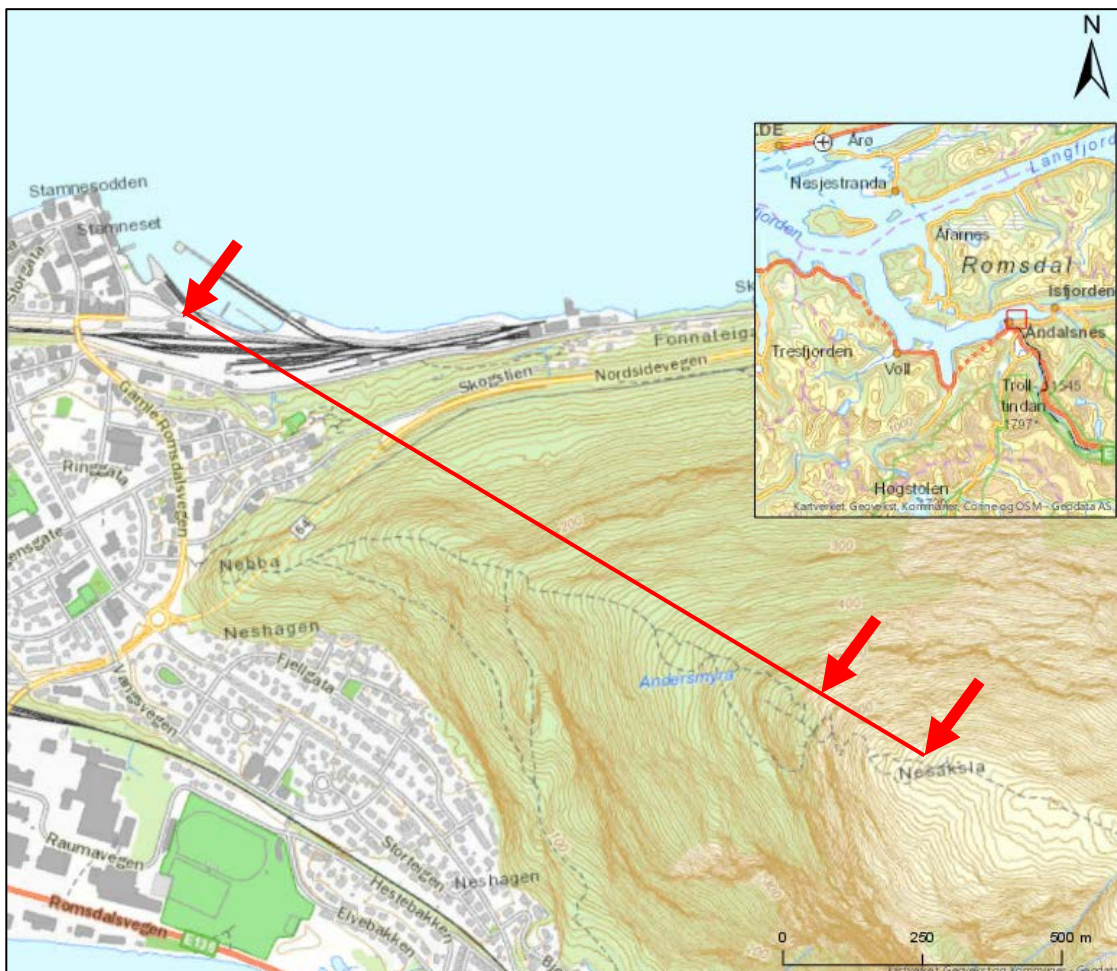
Vedlegg

Vedlegg A Plantegning med grunnboringer og snitt.
Vedlegg B-E Stabilitetsberegninger

Kontroll- og referanseside

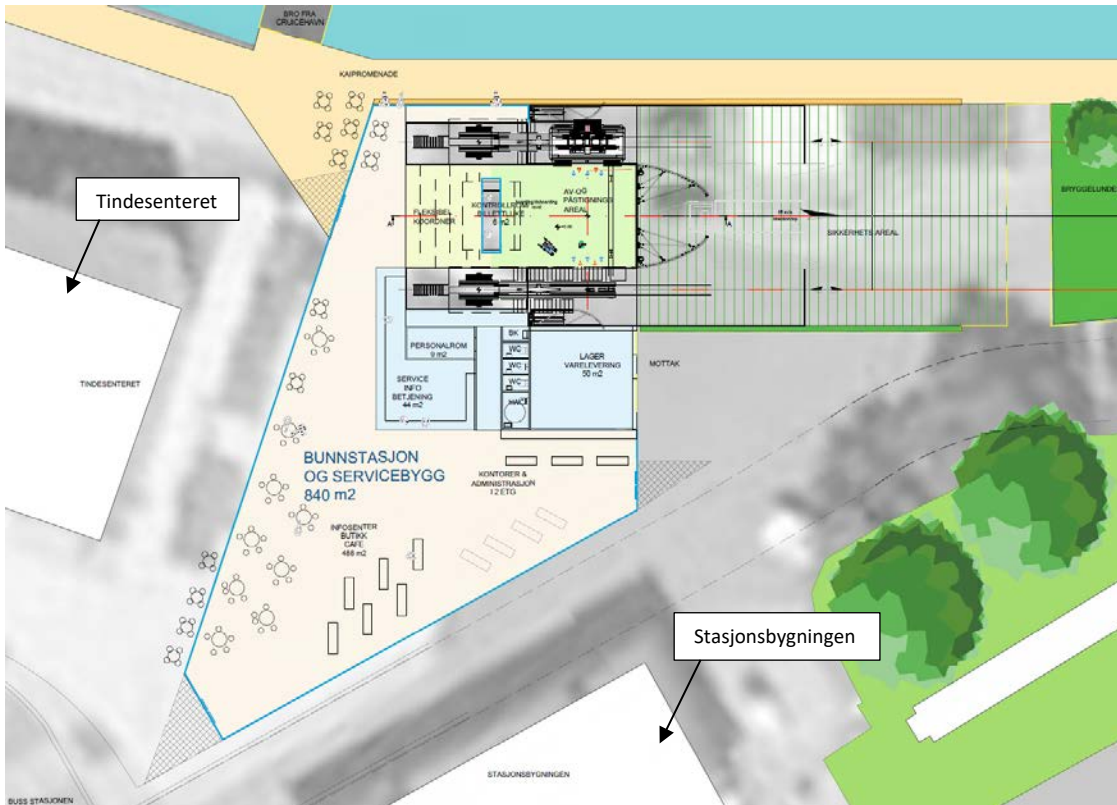
1 Omfang

Det planlegges å bygge en gondolbane på Nesaksla i Rauma kommune. Banen skal etter planen bygges med bunnstasjon (Talstation) ved Norsk Tindesenter og Jernbanestasjonen. Toppstasjonen (Felsstation) skal bygges på Nesaksla like under topplatået (plattformhøyde ca. 695 moh). Mellom bunnstasjonen og toppstasjonen skal det bygges en mast på ca. 580 moh. Figur 1 viser plassering av de tre hovedelementene av gondolbanen.



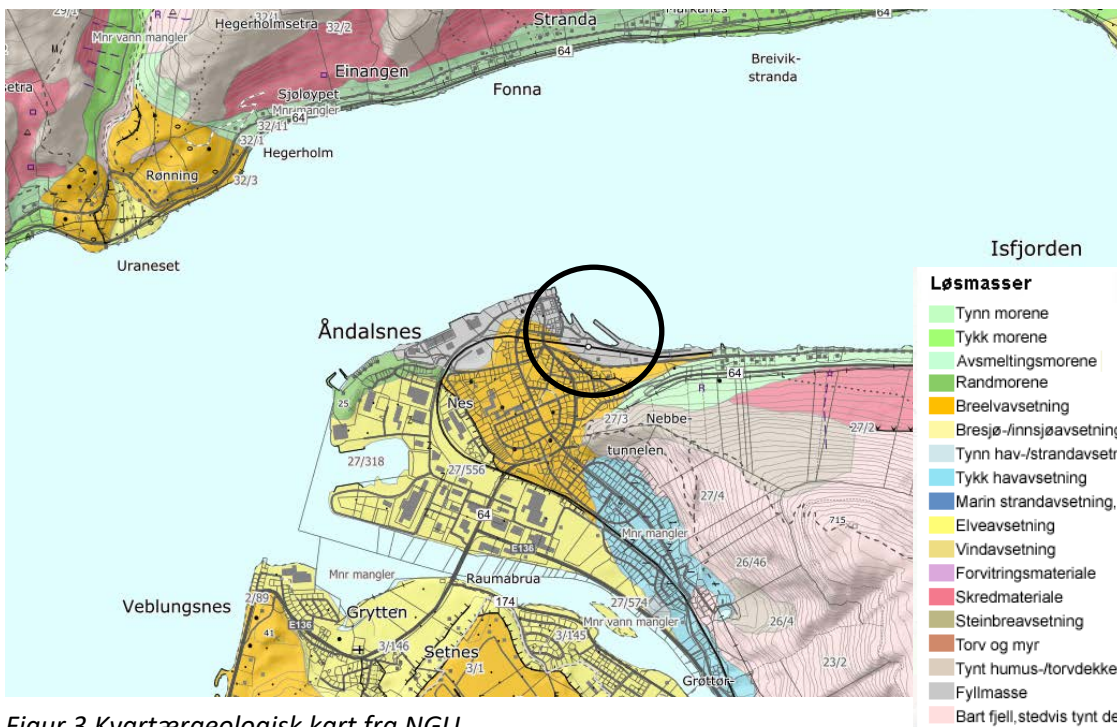
Figur 1 Oversiktskart med piler på bunnstasjon mastepunkt og toppstasjon på Nesaksla.

NGI er engasjert av Nordplan AS som geoteknisk og ingeniørgeologisk rådgiver for gondolbanen, dvs. områdestabilitet og fundamentering av stasjonene og masten. Dette notatet er begrenset til områdestabilitet ved og fundamentering av bunnstasjonen, Figur 2 (under).



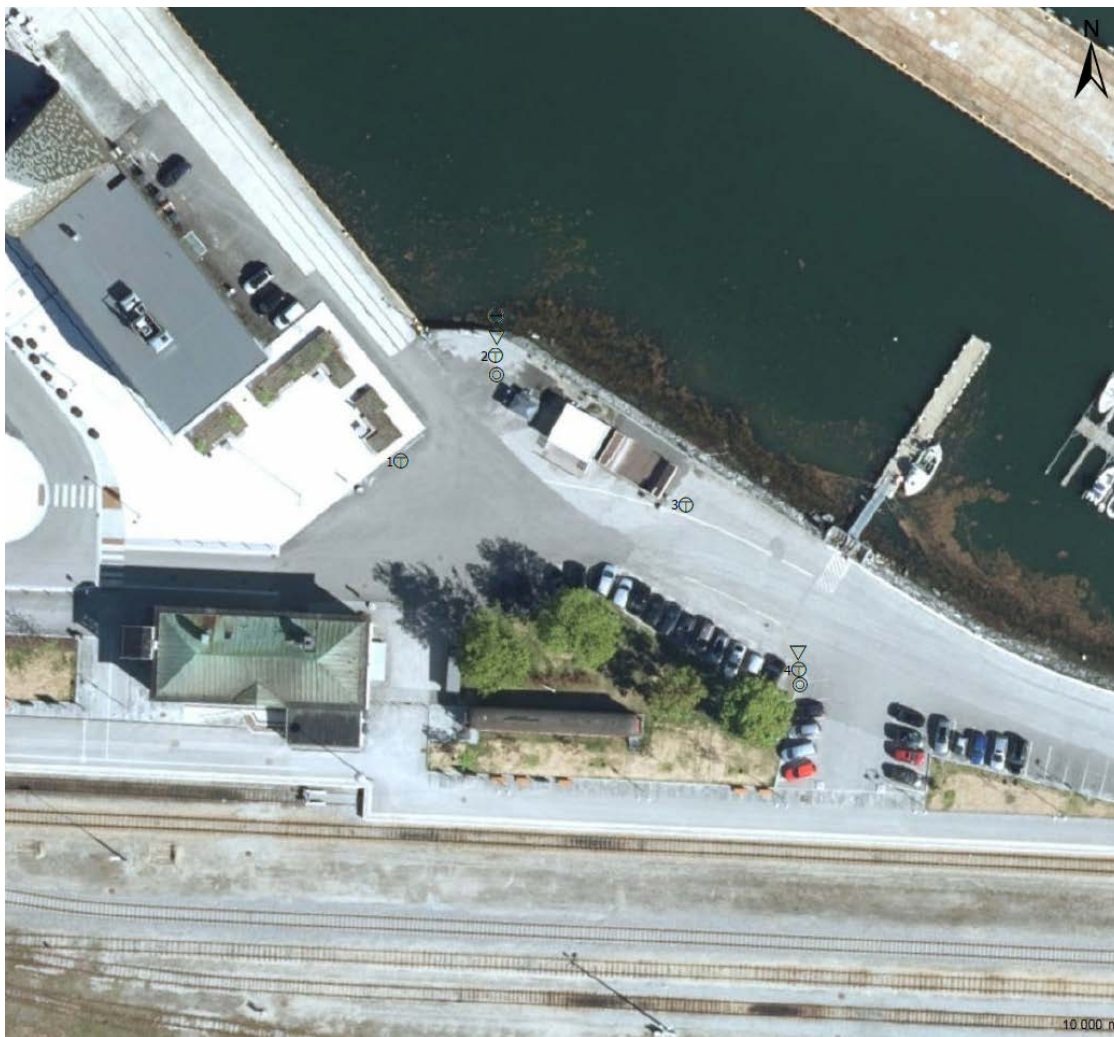
Figur 2 Planskisse av bunnstasjonen

2 Grunnforhold



Figur 3 Kvartærgeologisk kart fra NGU

Kvartærgeologisk kart fra NGU vist på Figur 3 (over) indikerer at løsmassene består av fyllmasser ved terrengoverflaten. I nærområdet er det kartlagt breelv- og yngre elveavsetninger, samt morene i de øverste jordlagene.



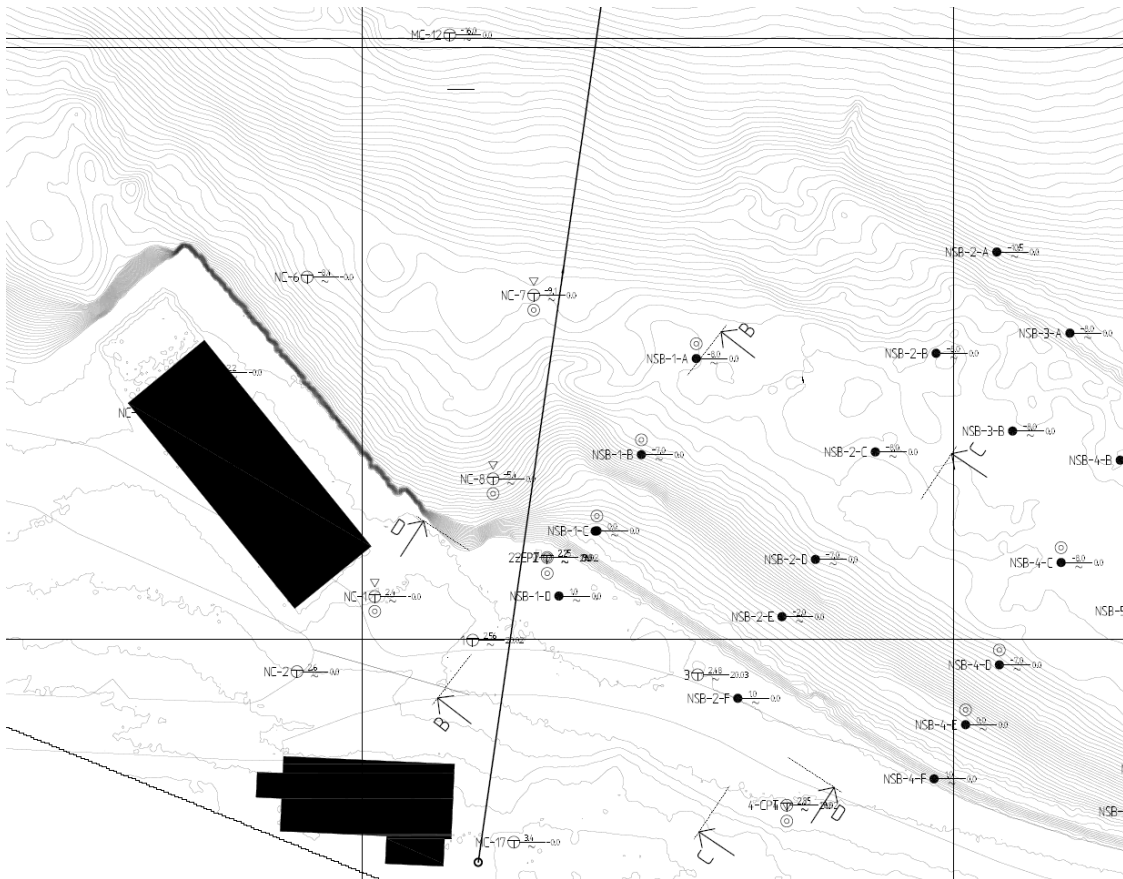
Figur 4 Beliggenhet av grunnboringer utført av NGI i mai 2019, punkt 1-4.

Grunnboringer utført av NGI, ref. [1], indikerer fyllmasser med varierende mektighet fra ca. 3 til 6 meter (hhv. i punkt 3 og 1). Prøvetaking viser at fyllmassene inneholder sand, silt og leire, mens sonderingene også indikerer fastere masser (antatt stein) like under terreng. Mektigheten av fyllmasser ser ut til å øke mot vest.

Under fyllmassene er det påtruffet finsand med en mektighet på ca. 4 meter i punkt 1, 2 og 4. I punkt 3 er dette laget vesentlig tynnere / fraværende.

Leire er påtruffet i varierende dybder fra ca. 3,5 meter (i punkt 3) til 10 meter under terreng (i punkt 1). Overflaten av leirlaget ligger høyere øst på tomte enn i vest (kote -1,0 til -7,5). Det er boret ned til 20 meter dybde i alle borpunktene uten å treffe berg.

Laboratorieundersøkelser av prøver fra punkt 4 viser at leira har høyt naturlig vanninnhold (>50%) og høy plastisitet (ca. 30%) ned til ca. 15 meter dybde. I 15 meter dybde har opptatt prøve lavere naturlig vanninnhold og plastisitet (hhv. 35-40% og 15 %). Prøven er mer sensitiv ($S_t=14$), men klassifiseres ikke som kvikkleire / sprøbruddmateriale.



Figur 5 Boringer i sjøen

Rundt 1950 utførte NSB grunnboringer i sjøen for planlegging av ny Østre kai, ref. [2]. Senere har Multiconsult utført grunnboringer både på land og i sjøen for vurdering av områdestabilitet og skredfare, ref. [3]. Norconsult gjorde i 2013 grunnundersøkelser for Tindesenteret, ref. [4] (land og sjø). Plassering av boringene er vist på plan, Figur 5, og i Vedlegg A.

Boringene viser at fyllmassene og laget av sand kiler ut og påtreffes ikke ute i sjøen utenfor planlagt bunnstasjon. Laborieforsøk på prøver tatt av NSB, [2], tilsier "Leire, mjølig". Laboratorieundersøkelsene omfatter også bestemmelse av kohesjonsfasthet (udrenert skjærfasthet).

Utførte boringer for Tindesenteret viser større mektighet av sand inne på land enn ved planlagt bunnstasjon, men i sjøen utenfor er det her også nesten bare leire (bortsett fra

tynt sandlag øverst). Undersøkelsene omfatter CPTU-sonderinger både på land og i sjøen. Disse undersøkelsene gir grunnlag for tolkning av skjærfasthet for stabilitetsanalyser.

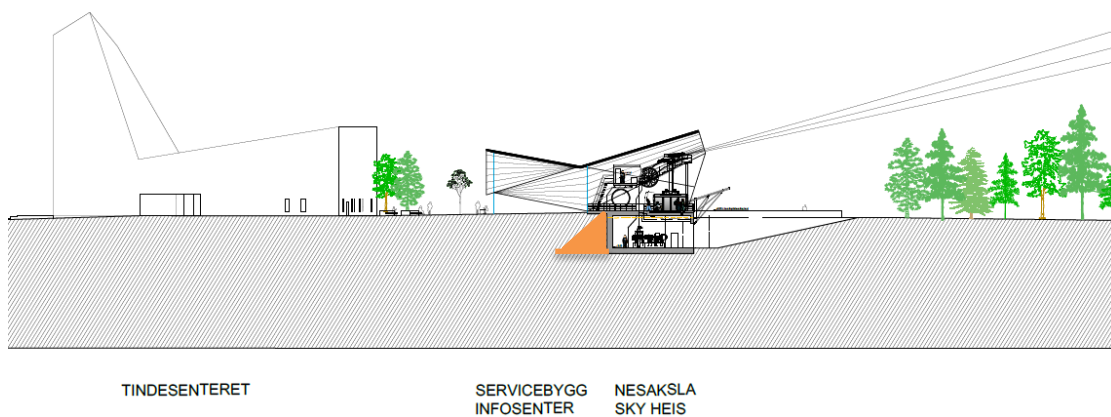
Multiconsult har utført totalsonderinger for dykdalb lengre ut i sjøen der cruisebåtene legger til (ca. kote -16). Disse boringene indikerer bløt leire til stor dybde. Det er boret til mer enn 40 meter dybde under sjøbunnen uten å treffe berg.

Alle leirprøvene som er tatt opp og undersøkt viser lite – middels sensitiv leire. Det er ikke funnet kvikkleire / sprøbruddmateriale.

3 Teknisk løsning for fundamentering

Iht. mottatte planskisser består bunnstasjonen av et heishus med kjeller og nedkjøringsrampe, samt et servicebygg for publikum, jf. Figur 6. Plassering i plan er vist på Figur 2 (over).

Heishuset er tenkt direktefundamentert på hel bunnplate med underkant på ca. kote -2,0. Dagens terreng ligger på kote +2,3-2,5 noe som gir 4,3-4,5 meter utgraving for heishusdelen. Byggegrova skal etableres ved ramming av spuntvegger som omslutter hele grova. Spuntveggene avstives med innvendige stivere og lastfordelende puter. Grunnboringene tilsier at det må forgraves for å gjøre det mulig å ramme spuntveggene.



Figur 6 Foreløpig illustrasjon - snitt gjennom bunnstasjon (fra prosjektgruppen) med påtegnet utstikk og trekantvegg i oransje (NGI)

I utgangspunktet er det ønskelig å ta opp lastene fra gondolbanen utelukkende ved gravitasjon og friksjon under bunnplaten. Ekstra stabiliserende friksjonskraft kan oppnås ved å etablere utstikk på bunnplaten, jf. Figur 6. For å avstive utstikket på bunnplaten kan det være aktuelt å støpe "trekantvegger". Trekantveggene vil også bidra til å gi mothold pga. passivt jordtrykk.

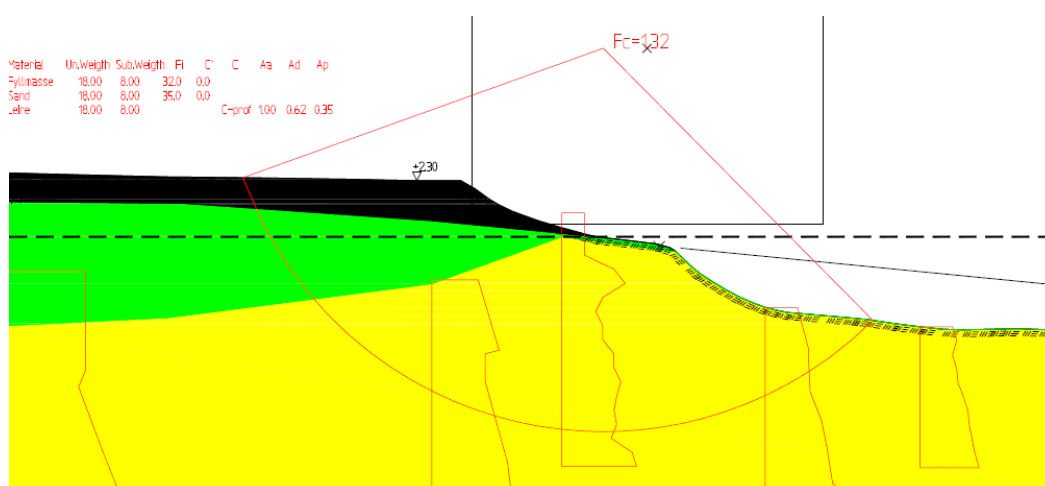
4 Områdestabilitet og skredfare

Multiconsult har på oppdrag fra Rauma kommune utført grunnundersøkelser for kartlegging av kvikkleire og vurdering av områdestabilitet for hele Åndalsnes sentrum, ref. [3]. Det er påvist kvikkleire / sprøbruddmateriale i området østenfor Østre kai, men ikke der hvor bunnstasjonen skal ligge. Grunnundersøkelsene, som NGI har utført for bunnstasjonen og som Norconsult har utført for Tindesenteret, viser heller ikke kvikkleire / sprøbruddmateriale. På bakgrunn av dette er det ikke nødvendig å utrede områdestabilitet etter NVEs veileder 7/2014, ref. [5], som setter krav til dokumentasjon av sikkerhet ved utbygging innenfor områder med kvikkleire / sprøbruddmateriale. Områdestabilitet må likefullt vurderes etter Eurocode 7, ref. [6], som er norsk standard for geoteknisk prosjektering og gjelder generelt.

Det er utført stabilitetsberegninger for to profiler, Profil A og B. Profil A strekker seg lengst utover i sjøen og anses å gjelde for vurdering av sikkerhet mot større skredhendelser i marbakken. Profil B omfatter bare bunnstasjonen og småbåthavna, og gjelder for vurdering av sikkerheten mot mer lokale utglidninger i den nærmeste skråningen.

Stabiliteten er dårligst ved lavvann, og det er derfor forutsatt laveste vannstand på kote -1,7, jf. data fra Statens kartverk i Figur 9 (under).

Resultatene fra stabilitetsberegninger for dagens situasjon er oppsummert i Tabell 1. Totalspenningsanalyse gir lavest sikkerhet, mens effektivspenningsanalyse gir bedre sikkerhetsmargin. Totalspenningsanalysene for dagens situasjon er presentert i Vedlegg B-C, samt på Figur 7 (under).



Figur 7 Stabilitetsberegning for Profil B - dagens situasjon

Tabell 1 Resultat fra stabilitetsberegninger for dagens situasjon (laveste sikkerhet - F)

| Profil | Totalspenningsanalyse | | Effektivspenningsanalyse | |
|----------|-----------------------|------|--------------------------|------|
| | Sirkulær | Plan | Sirkulær | Plan |
| Profil A | 1,37 | 1,52 | 1,82 | 3,55 |
| Profil B | 1,32 | - | 1,52 | - |

Aktuelle krav til sikkerhetsnivå ved stabilitetsberegninger i [6] fremgår av Figur 8.

Ved sammenligning av beregningsresultater i Tabell 1 og aktuelle krav, Figur 8, fremgår det at sikkerheten er for lav ved totalspenningsanalyse. Det må derfor utføres tiltak som forbedrer stabiliteten.

Bunnstasjonen skal etableres ved utgraving til ca. kote -2 noe som medfører ca. 4,3-4,5 meter utgraving fra dagens terreng (ca, kote 2,3-2,5). Dersom påført last fra bunnstasjonen blir mindre enn vekten av de utgravde massene, blir stabiliteten forbedret. Det forutsettes da at gravemassene fraktes vekk fra området. Dette prinsippet omtales ofte som kompensert fundamentering.

Det er utført stabilitetsberegninger under forutsetningene over for profil B. Beregningen viser at stabiliteten er akseptabel dersom påført last fra bunnstasjonen begrenses til 70 kPa. Tiltaket vil medføre akseptabel sikkerhet også i Profil A hvor det i utgangspunktet trengs mindre forbedring (vurdering). Stabiliteten er også kontrollert under tilsvarende forutsetninger for Profil C. Resultatene er oppsummert i Tabell 2.

Tabell NA.A.4 – Partialfaktorer for jordparametere (γ_M)^d

| Jordparameter | Symbol | Sett ^{b, c} | |
|------------------------------|---------------|----------------------|------|
| | | M1 | M2 |
| Friksjonsvinkel ^a | γ_ϕ | 1,0 | 1,25 |
| Effektiv kohesjon | γ_c | 1,0 | 1,25 |
| Udrenert skjærfasthet | γ_{cu} | 1,0 | 1,4 |
| Enaksial fasthet | γ_{qu} | 1,0 | 1,4 |
| Tyngdetetthet | γ_s | 1,0 | 1,0 |

^a Denne faktoren gjelder for tan ϕ

^b Hvor det er mer ugunstig skal karakteristisk styrke av jord multipliseres med materialkoeffisienten.

^c Materialfaktoren økes ut over ovenstående verdier når faren for progressiv bruddutvikling i sprøbruddmaterialer anses å være tilstede og når det kreves for å bringe den i overensstemmelse med anerkjent praksis for den anvendte analysemetoden og den foreliggende problemstillingen.

^d Ved analyse av områdestabilitet slik forholdene framstår uten prosjekterte tiltak kan det hende at en vil finne en lavere initiell materialfaktor enn ovenstående krav. Slike tilfeller vurderes i forhold til skredfare og områdestabilitet. Det vil normalt forutsettes at det prosjekterte tiltak gjennomføres på en måte som gir uendret eller økt materialfaktor og slik at faktorer som kan utløse brudd eller skred unngås.

Figur 8 Sikkerhetskrav - stabilitet (NS-EN 1997)

Tabell 2 Resultat fra stabilitetsberegninger forutsatt lastkompensasjon større enn lasten fra bunnstasjonen

| Profil | Totalspenningsanalyse – dagens situasjon | | Totalspenningsanalyse – kompensert fundamentering | |
|----------|--|------|---|------|
| | Sirkulær | Plan | Sirkulær | Plan |
| Profil A | 1,37 | 1,52 | - | - |
| Profil B | 1,32 | - | 1,41 | - |
| Profil C | - | - | 1,40 | - |

Beregningene er presentert i Vedlegg D og E. Stabilitetsberegningene viser at det også er nødvendig å avlaste terrenget på utsiden av planlagt bunnstasjon for å få tilstrekkelig sikkerhet (lokalt ut mot sjøen). Beregningene viser at 0,5 meter terrengsenkning er tilstrekkelig. Hvis det ikke er ønskelig å senke terrenget på utsiden av bunnstasjonen, kan det alternativt masseutskiftes med lette masser. For eksempel kan det graves ut ca. 1,5 meter og fylles opp igjen med 60 cm skumglass og 90 cm pukk.

En begrenset motfylling i småbåthavnen vil også kunne forbedre den lokale stabiliteten, og lastbegrensingen på 70 kPa vil kunne økes noe. Et slikt tiltak vil imidlertid svekke stabiliteten lenger utover i sjøen. Etter vår vurdering må det utføres supplerende grunnundersøkelser for å dokumentere sikkerheten bedre før det kan tillates forverring på noe sted.

5 Sikkerhet mot stormflo

Etter byggeteknisk forskrift (TEK 17) må tiltaket dimensjoneres for å tåle 200 års stormflo med klimatillegg (sikkerhetsklasse F2, ref. [7]).

Flomstatistikk for nærmeste havn med vannstandsmålinger (Ålesund) tilsier at stormflo med 200-års returperiode vil medføre en vannstand på kote +1,83. Når det også tas høyde for havnivåstigning pga. klimaendringer må det dimensjoneres for en vannstand på kote +2,57, jf. Figur 9 (under) og [8].

Bunnstasjonen må kontrolleres for oppdrift og horisontal likevekt (glidning) for situasjonen med stormflo med og uten klimapåslag. Velting og fordeling av grunntrykk pga. moment må også kontrolleres, men innledende beregninger tilsier at opptak av horisontal og vertikal last er mer kritisk.

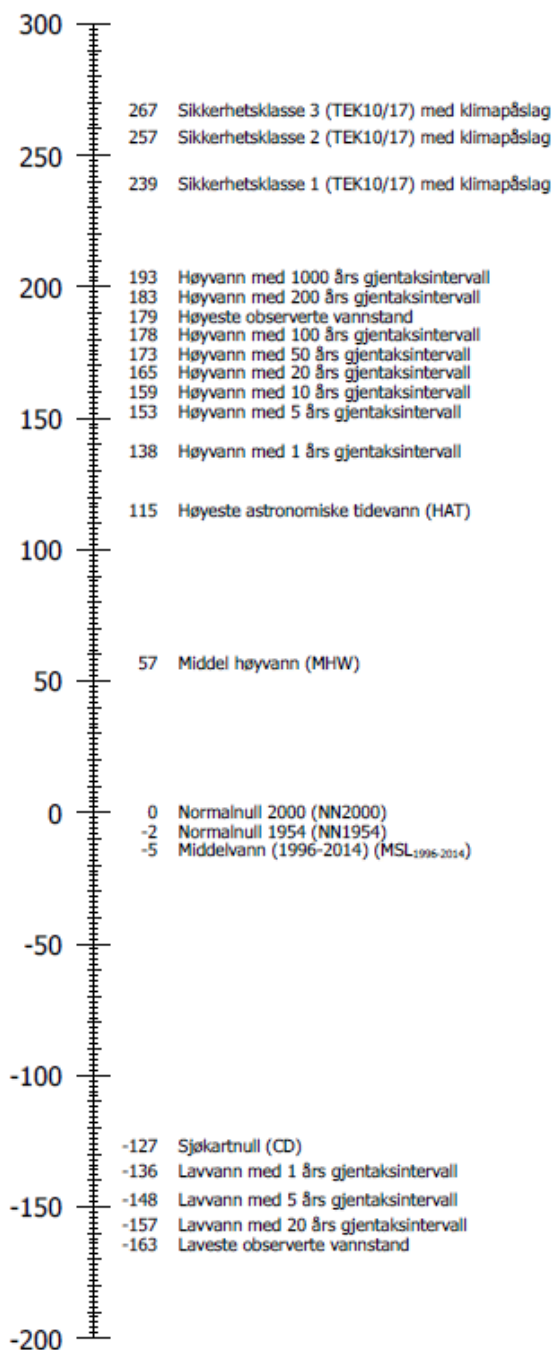
Det forutsettes at situasjonen med stormflo og klimatillegg kan betraktes som en ulykkesgrensetilstand som betyr at likevekt kontrolleres for karakteristiske laster og materialegenskaper (uten lastfaktor). Stormflo alene (uten klimapåslag) kan ikke regnes som en ulykkesituasjon og må kontrolleres med dimensjonerende verdier for laster og materialegenskaper (bruddgrensetilstand - UPL).



6. juni 2019

Ålesund

Nivåskisse med de viktigste vannstands nivåene og ekstremverdier



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

Figur 9 Vannstand med returperioder for Ålesund

Dimensjoneringsparametere og orienterende kapasitet for opptak av horisontal og vertikal kraft fra gondolbanen fremgår av Tabell 3.

Tabell 3 Dimensjoneringsparametere og orienterende kapasitet for opptak av vertikal og horisontal last fra gondol

| Dimensjoneringsparametere | Normalsituasjon (oppløft - UPL) | 200-års stormflo+klimapåslag (ulykkesgrense) | 200-års stormflo (oppløft - UPL) |
|--|---------------------------------|--|----------------------------------|
| <i>Vannstand og terreng</i> | | | |
| Vannstand (sjø) | -0,05 moh | 2,57 moh | 1,83 moh |
| Fundamenteringsnivå | -1,95 moh | -1,95 moh | -1,95 moh |
| Neddykket høyde | 1,90 m | 4,52 m | 3,78 m |
| Kote terreng | +2,3 | +2,3 | +2,3 |
| Høyde over GV | 2,35 m | -0,27 m | +0,47 m |
| Høyde vegg | 4,25 m | 4,25 m | 4,25 m |
| <i>Last fra egenvekt</i> | | | |
| Bunnstasjon (dim.) | 70 kPa | 70 kPa | 70 kPa |
| Bunnstasjon (kar.) | 48,5 kPa | 53,8 kPa | 48,5 kPa |
| <i>Oppløft</i> | | | |
| Poretrykk u. bunnpl. | 22,8 kPa | 49,3 kPa | 45,3 kPa |
| <i>Netto trykk</i> | | | |
| Effektivsp. u. såle | 25,7 kPa | 4,6 kPa | 3,1 kPa |
| Passivt-aktivt trykk vegg | 117 kPa | 89 kPa | 73 kPa |
| <i>Kapasitet fra egenvekt</i> | | | |
| Andel vertikallast* | 3,5 kPa | 1,6 kPa | 0,9 kPa |
| Andel hor.-last (friksjon)* | 22,2 kPa | 3,0 kPa | 2,0 kPa |
| 1) Vertikal last – gondol* | 3,5xAs+46.1xAx [kN] | 1,6xAs+27.2xAx [kN] | 0,9xAs+23.5xAx [kN] |
| 2) Hor.-last (friksjon) – gondol* | 11,3xAs+11.9xAut [kN] | 5,2xAs+18.5xAut [kN] | 3,0xAs+11.9xAut [kN] |
| <i>Kapasitet fra jordtrykk trekantvegg</i> | | | |
| 3) Horisontal last – gondol | 127xAv [kN] | 106xAv [kN] | 77xAv [kN] |
| <i>Dim. total kapasitet</i> | | | |
| Horisontal last – gondol | Σ2)+3) | Σ2)+3) | Σ2)+3) |
| Vertikal last – gondol | Σ1) | Σ1) | Σ1) |

*Forholdstall mellom horisontal og vertikal last fra gondol forutsatt lik 3,27

As – Areal under såle (bunnplate) [m²]

Av – Areal trekantvegg for avstivning av utstikk [m²]

Aut- Areal av utstikk på såle (bunnplate) utenfor vegg for å oppnå horisontal likevekt [m²]

Ax – Ekstra utstikk på bunnplate for å få vertikal likevekt [m²]

Mulig lastopptak er avhengig av størrelsen på bunnplata (bunnstasjonen) med utstikk og eventuell trekantvegg for lastoverføring ved passivt jordtrykk.

For at bunnstasjonen skal få størst mulig kapasitet til å ta opp kreftene fra gondolbanen, må dimensjonerende last fra bunnstasjonen ligge så nært opp til 70 kPa som mulig. Det tas utgangspunkt i en påført dimensjonerende last fra bunnstasjonen på 70 kPa, jf. stabilitetsberegninger i kap. 4 (karakteristisk bygningslast 54 kPa med lastfaktor 1,3).

Som det fremgår av tabellen gir situasjonen med 200-års stormflo uten klimapåslag lavest kapasitet for opptak av krefter fra gondolbanen (UPL). 200-års stormflo med klimapåslag gir høyere kapasitet pga. faktoreringen (ulykkesgrensetilstand).

Lastbegrensningen som må settes pga. stabilitetsforholdene (maks. 70 kPa) og de store oppdriftskreftene som oppstår i en situasjon med stormflo begrenser friksjonskraften / motholdet under bunnplaten. For å øke kapasiteten for lastopptak fra gondolbanen kan det etableres utstikk på bunnplaten i bunnstasjonen. For å avstive utstikket på bunnplaten kan det være aktuelt å støpe "trekantvegger", se Figur 6. Trekantveggene vil også bidra til å gi mothold pga. passivt jordtrykk.

Mobilisering av passivt jordtrykk krever betydelig deformasjon i løsmassene. Anslagsvis kan deformasjonene være i størrelsesorden 2-3% av vegg høyden, i dette tilfellet blir det ca. 8-13 cm. Denne deformasjonen kan trolig reduseres en god del ved lagvis komprimering av pukk som fylles mellom endeveggen i bunnstasjonen og spuntveggen ved kanten av byggegrøpa. Videre planlegging må ta høyde for at det kan oppstå noe horisontal deformasjon dersom deler av lasten fra gondolbanen skal tas opp av passivt jordtrykk.

Utførte beregninger indikerer at det er mulig å ta opp lastene fra gondolbanen utelukkende på friksjon med et utstikk på bunnplaten på ca. 5 meter. Hvis det etableres avstivende trekantvegger, og dimensjoneres med passivt jordtrykk mot disse, kan lengden av utstikket på bunnplaten reduseres til ca. 4 meter.

6 Konklusjon

Grunnundersøkelsene viser ikke kvikkleire / sprøbruddmateriale. Det er derfor ikke nødvendig å utrede områdestabilitet iht. NVE-veileder 7/2014, men kravene til sikkerhet gitt i Eurokode 7 må oppfylles (EC-7 er gjeldende norsk standard for geoteknisk prosjektering).

Beregninger viser at dagens stabilitet ligger under kravet i Eurokode 7, og det må derfor utføres stabilitetsforbedrende tiltak. Det er mulig å få til en forbedring av stabiliteten ved lastkompensering. Dette vil i praksis si at vekten av løsmasser som graves ut for bunnstasjon må være større enn tilført vekt fra bunnstasjonen. Det forutsettes da at utgravde løsmasser må fraktes vekk fra området.

Ved å grave ut til planlagt fundamenteringsnivå, kt. -2,0, vil grunnen kunne påføres en dimensjonerende last på 70 kPa. Dette gir en netto avlastning slik at stabiliteten for bunnstasjonen blir akseptabel. I tillegg er det nødvendig med en mindre terengavlastning på utsiden av bunnstasjonen (mot sjøen). En slik avlastning kan oppnås ved å masseutskifte med lette masser.

En begrenset motfylling i småbåthavnen vil eventuelt også kunne bidra til å forbedre den lokale stabiliteten, og lastbegrensingen på 70 kPa vil kunne økes noe. Et slikt tiltak vil imidlertid svekke stabiliteten lenger utover i sjøen. Etter vår vurdering bør det utføres supplerende grunnundersøkelser for å dokumentere sikkerheten bedre før det kan tillates stabilitetsforverring på noe sted.

Bunnstasjonen er kontrollert for oppdrift og horisontal likevekt (glidning) for en situasjon med 200-års stormflo. Det er utført beregninger med og uten klimapåslag der klimapåslag er regnet som ulykkesgrensetilstand.

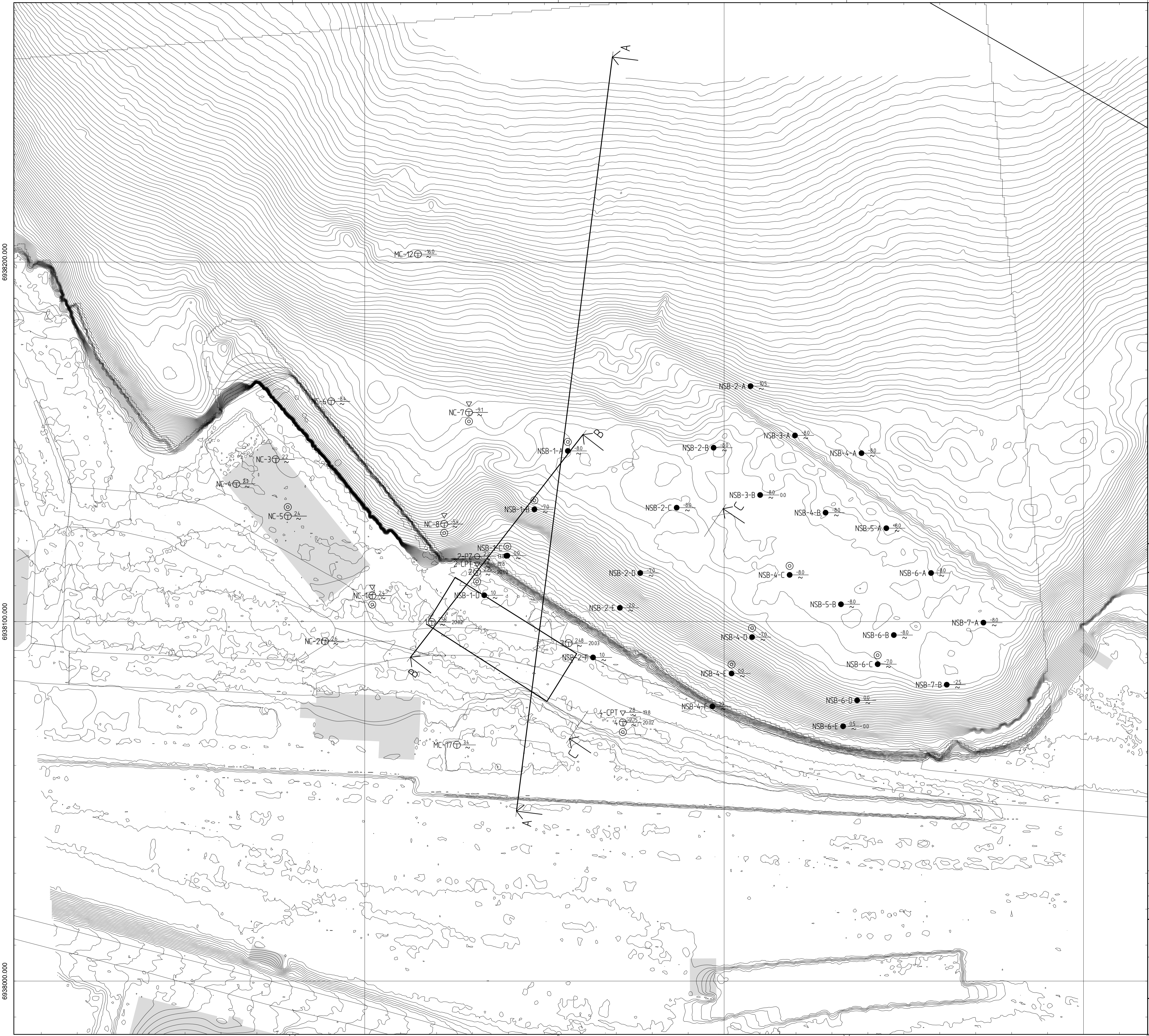
Lastbegrensningen som må settes pga. stabilitetsforholdene (maks. 70 kPa) og de store oppdriftskreftene som oppstår i en situasjon med stormflo begrenser friksjonskraften / motholdet under bunnplaten. For å øke kapasiteten for lastopptak fra gondolbanen kan det etableres utstikk på bunnplaten i bunnstasjonen. Mulig lastopptak er avhengig av størrelsen på bunnplaten (bunnstasjonen) og eventuelt utstikk på denne. Hvis det også etableres trekantvegger for å avstive utstikket på bunnplaten, vil disse kunne bidra til å øke motholdet ytterligere.

Utførte beregninger indikerer at det er mulig å ta opp lastene fra gondolbanen utelukkende på friksjon med et utstikk på bunnplaten på ca. 5 meter. Hvis det etableres avstivende trekantvegger, og dimensjoneres med passivt jordtrykk mot disse, kan lengden av utstikket på bunnplaten reduseres til ca. 4 meter. Videre planlegging må ta høyde for at det kan oppstå noe horisontal deformasjon dersom det dimensjoneres med lastopptak fra passivt jordtrykk. Komprimering av lømasser mot trekantveggene vil imidlertid kunne redusere disse deformasjonene.

7 Referanser


- [1] NGI, 20190293-01-R Åndalsnes - gondolbane. Grunnundersøkelser, datarapport, 2019-06-07.
- [2] NSB, Gk 869 Grunnundersøkelse for Østre kai, Åndalsnes. Tegninger Gk. 841/1-4., 1950.
- [3] Multiconsult, Rapport 412983-1 Grunnundersøkelser Åndalsnes sentrum. Grunnundersøkelser og områdestabilitet., 2008-10-30.
- [4] Norconsult, Rapport 5130237-3 Norsk tindesenter Åndalsnes. Supplerende grunnundersøkelse. Geoteknisk rapport., 2013-09-19.

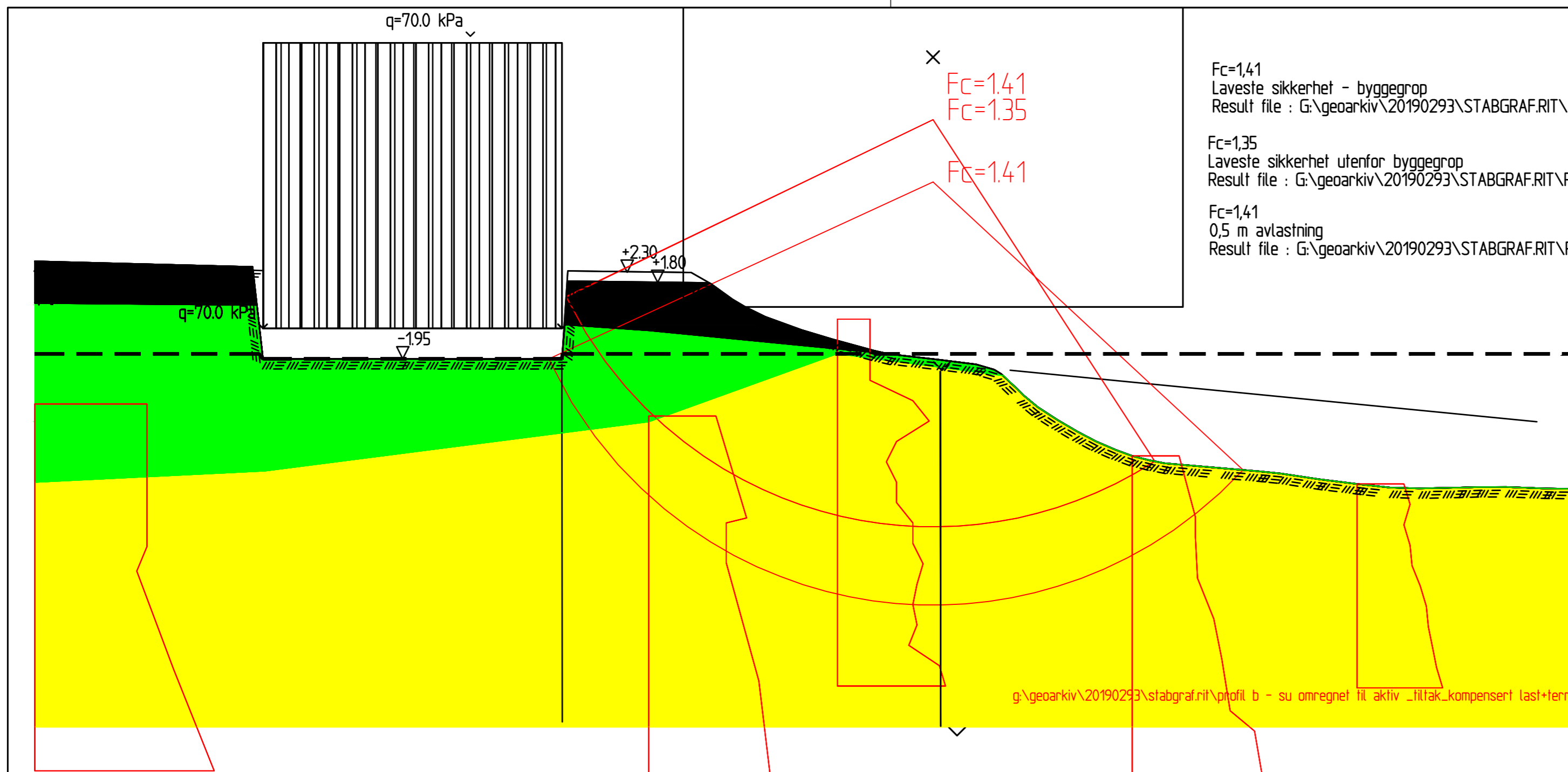
- [5] Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), Veileder 7/2014. "Sikkerhet mot kvikkleireskred". Vurdering av områdestabilitet ved utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper, 2014.
- [6] Standard Norge, NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016 Geoteknisk prosjektering - Del 1: Allmenne regler, 2016.
- [7] Direktoratet for byggkvalitet (DIBK), Byggeteknisk forskrift (TEK 17), 2017.
- [8] Direktoratet for samfunnssikkerhet og beredskap, Havnivåstigning og stormflo - samfunnssikkerhet i kommunal planlegging, 2016.



- FORKLARINGER:**
- Dreiesonering
 - Enkel sondering
 - ▽ Trykksonering
 - ☆ Fjellkontrollboring
 - ⬇ Dreietrykksonering
 - ⊕ Totalsonering
 - ⊙ Prøveserie
 - Prøvegrøp
 - + Vingeboring
 - ⊖ Poretrykksmåling
 - ⋈ Fjell i dagen
- Borhull nr. $\frac{\text{Terreng (bunn) kote}}{\text{Antall fjellkote}}$ Boret dybde + (boret i fjell)

| | | |
|----------------|--------------|------|
| Tegningstittel | Tegningsnr. | Rev. |
| | A1 (594x841) | |

| | | | | | |
|--|-------------|---|--|---------------------------------|---|
| Rev. | Beskrivelse | Dato | Tegn. | Kontr. | Godkj. |
| | | | | | |
| NORDPLAN AS ÅNDALSNES - GONDOLBANE Situasjonsplan med grunnboringer og snitt | | | | | Status vedlegg til notat Tegningens linje- og kart.dwg 1500  |
| NGI Sognsveien 72 - PO Box 3930 Lillevål Stadion NO-0806 Oslo, Norway T: (+47) 22 02 30 00 F: (+47) 22 23 04 48 www.ngi.no | | Dato 2019-06-20 Oppdragsnr. 20190293 | Karakt. / Tegnet RMo Tegningnr. VEDLEGG A | Kontrollert AKL Rev. 0 | Godkjent RMo |



| Dybde (m) | (moh) | suA (kPa) |
|-----------|----------|-----------|
| 7 | (-4.2) | 55 |
| 14 | (-11.2) | 55 |
| 15 | (-12.2) | 50 |
| 20 | (-17.25) | 68 |
| 25 | (-22.2) | 88 |

| Material | Un.Weigh | Sub.Weigh | Fi | C' | C | Aa | Ad | Ap |
|-----------|----------|-----------|------|-----|--------|------|------|------|
| Fyllmasse | 18.00 | 8.00 | 32.0 | 0.0 | | | | |
| Sand | 18.00 | 8.00 | 35.0 | 0.0 | | | | |
| Leire | 18.00 | 8.00 | | | C-prof | 1.00 | 0.62 | 0.35 |

| Dybde (m) | (moh) | suA (kPa) |
|-----------|----------|-----------|
| 7 | (-4.75) | 33 |
| 12 | (-9.75) | 48 |
| 12.2 | (-10) | 38 |
| 20 | (-17.75) | 54 |
| 30 | (-27.75) | 66 |

| Dybde (m) | (moh) | suA (kPa) |
|-----------|---------|-----------|
| 0 | (0) | 16 |
| 3 | (-3.0) | 16 |
| 4 | (-4.0) | 37 |
| 5 | (-5.0) | 45 |
| 6 | (-6.0) | 29 |
| 7 | (-7.0) | 24 |
| 8 | (-8.0) | 29 |
| 9 | (-9.0) | 29 |
| 10 | (-10.0) | 37 |
| 11 | (-11.0) | 37 |
| 12 | (-12.0) | 42 |
| 13 | (-13.0) | 39 |
| 14 | (-14.0) | 37 |
| 15 | (-15.0) | 39 |
| 16 | (-16.0) | 35 |
| 17 | (-17.0) | 50 |
| 18 | (-18.0) | 53 |

| Dybde (m) | (moh) | suA (kPa) |
|-----------|---------|-----------|
| 0 | (-6.7) | 23 |
| 3 | (-9.7) | 31 |
| 4 | (-10.7) | 31 |
| 6 | (-12.7) | 32 |
| 8 | (-14.7) | 40 |
| 10 | (-16.7) | 44 |
| 13 | (-19.7) | 48 |
| 14 | (-20.7) | 60 |
| 17 | (-23.7) | 66 |
| 19 | (-25.7) | 68 |
| 24 | (-30.7) | 78 |

| Dybde (m) | (moh) | suA (kPa) |
|-----------|---------|-----------|
| 0 | (-8.0) | 23 |
| 3 | (-9.0) | 26 |
| 4 | (-10.0) | 23 |
| 6 | (-11.0) | 26 |
| 8 | (-12.0) | 27 |
| 10 | (-13.0) | 31 |
| 13 | (-14.0) | 34 |
| 14 | (-15.0) | 35 |
| 17 | (-16.0) | 37 |
| 19 | (-17.0) | 39 |
| 24 | (-18.0) | 42 |

Fc=1,41
 Laveste sikkerhet - byggegrøp
 Result file : G:\geoarkiv\20190293\STABGRAF.RIT\

Fc=1,35
 Laveste sikkerhet utenfor byggegrøp
 Result file : G:\geoarkiv\20190293\STABGRAF.RIT\

Fc=1,41
 0,5 m avlastning
 Result file : G:\geoarkiv\20190293\STABGRAF.RIT\

FORKLARINGER:

- Dreiesondering
- Enkel sondering
- ▽ Trykksondering
- ⊗ Fjellkontrollboring
- ⬇ Dreietrykksondering
- ⊕ Totalsondering
- ⊙ Prøveserie
- Prøvegrop
- + Vingeoring
- ⊖ Poretrykksmåling
- ⋈ Fjell i dagen

Borhull nr. $\frac{\text{Terreng (bunn) kote}}{\text{Antatt fjellkote}}$ Boret dybde + (boret i fjell)

| Rev. | Beskrivelse | Dato | Tegn. | Kontr. | Godkj. |
|------|-------------|------|-------|--------|--------|
| | | | | | |

NORDPLAN AS ÅNDALSNES - GONDOLBANE

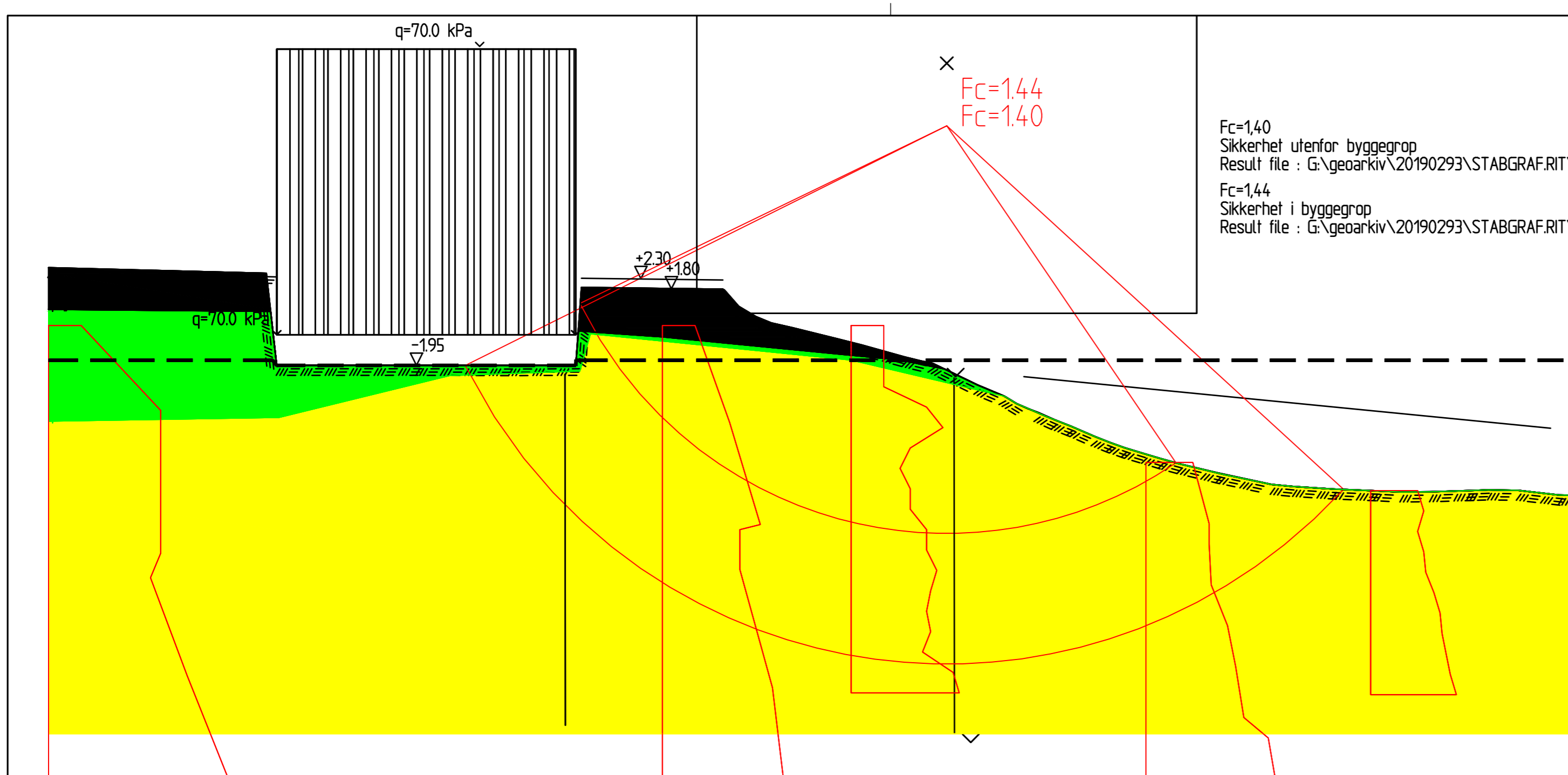
Profil B
 Stabilitetsberegning - kompensert fundamentering
 0,5 m avlastning på utsiden mot sjøen
 Udrenert analyse

| | | | | |
|--|-------------|----------------|-------------|----------|
| Sognsveien 72 - PO Box 3930 Ullevål Stadion NO-0806 Oslo, Norway T: (+47) 22 02 30 00 F: (+47) 22 23 04 48 www.ngi.no | Dato | Konstr./Tegnet | Kontrollert | Godkjent |
| | 20.06.2019 | RMo | AKL | RMo |
| | Oppdragsnr. | Tegningsnr. | Rev. | |
| | 20190293 | VEDLEGG D | 0 | |

Status
 vedlegg til notat
 Original format
 A3.2
 Tegningens filnavn
 Profil B - su omregnet til aktiv _kompensert+avlast

Målestokk





Fc=1,40
 Sikkerhet utenfor byggegrop
 Result file : G:\geoarkiv\20190293\STABGRAF.RIT

Fc=1,44
 Sikkerhet i byggegrop
 Result file : G:\geoarkiv\20190293\STABGRAF.RIT

FORKLARINGER:

- Dreiesondering
- Enkel sondering
- ▽ Trykksondering
- ⊛ Fjellkontrollboring
- ◆ Dreietrykksondering
- ⊕ Totalsondering
- ⊙ Prøveserie
- Prøvegrop
- + Vingeboring
- ⊖ Poretrykksmåling
- ⋈ Fjell i dagen

Borhull nr. $\frac{\text{Terreng (bunn) kote}}{\text{Antatt fjellkote}}$ Boret dybde + (boret i fjell)

| Dybde [m] | (moh) | suA [kPa] |
|-----------|----------|-----------|
| 7 | (-4.2) | 55 |
| 14 | (-11.2) | 55 |
| 15 | (-12.2) | 50 |
| 20 | (-17.25) | 68 |
| 25 | (-22.2) | 88 |

| Material | Un.Weigth | Sub.Weigth | Fi | C' | C | Aa | Ad | Ap |
|-----------|-----------|------------|------|-----|-------------|------|------|----|
| Fyllmasse | 18.00 | 8.00 | 32.0 | 0.0 | | | | |
| Sand | 18.00 | 8.00 | 35.0 | 0.0 | | | | |
| Leire | 18.00 | 8.00 | | | C-prof 1.00 | 0.62 | 0.35 | |

| Dybde [m] | (moh) | suA [kPa] |
|-----------|----------|-----------|
| 7 | (-4.75) | 33 |
| 12 | (-9.75) | 48 |
| 12.2 | (-10) | 38 |
| 20 | (-17.75) | 54 |
| 30 | (-27.75) | 66 |

| Dybde [m] | (moh) | suA [kPa] |
|-----------|---------|-----------|
| 0 | (0) | 16 |
| 3 | (-3.0) | 16 |
| 4 | (-4.0) | 37 |
| 5 | (-5.0) | 45 |
| 6 | (-6.0) | 29 |
| 7 | (-7.0) | 24 |
| 8 | (-8.0) | 29 |
| 9 | (-9.0) | 29 |
| 10 | (-10.0) | 37 |
| 11 | (-11.0) | 37 |
| 12 | (-12.0) | 42 |
| 13 | (-13.0) | 39 |
| 14 | (-14.0) | 37 |
| 15 | (-15.0) | 39 |
| 16 | (-16.0) | 35 |
| 17 | (-17.0) | 50 |
| 18 | (-18.0) | 53 |

| Dybde [m] | (moh) | suA [kPa] |
|-----------|---------|-----------|
| 0 | (-6.7) | 23 |
| 3 | (-9.7) | 31 |
| 4 | (-10.7) | 31 |
| 6 | (-12.7) | 32 |
| 8 | (-14.7) | 40 |
| 10 | (-16.7) | 44 |
| 13 | (-19.7) | 48 |
| 14 | (-20.7) | 60 |
| 17 | (-23.7) | 66 |
| 19 | (-25.7) | 68 |
| 24 | (-30.7) | 78 |

| Dybde [m] | (moh) | suA [kPa] |
|-----------|---------|-----------|
| 0 | (-8.0) | 23 |
| 3 | (-9.0) | 26 |
| 4 | (-10.0) | 23 |
| 6 | (-11.0) | 26 |
| 8 | (-12.0) | 27 |
| 10 | (-13.0) | 31 |
| 13 | (-14.0) | 34 |
| 14 | (-15.0) | 35 |
| 17 | (-16.0) | 37 |
| 19 | (-17.0) | 39 |
| 24 | (-18.0) | 42 |

NORDPLAN AS
ÅNDALSNES - GONDOLBANE

Profil C
 Stabilitetsberegning - kompensert fundamentering
 0,5 meter avlastning på utsiden mot sjøen
 Udrenert analyse

| | | | | | | | | |
|---|-------------|------------|----------------|-----------|-------------|------|----------|-----|
| NGI Sognsveien 72 - PO Box 3930 Ullevål Stadion NO-0806 Oslo, Norway T: (+47) 22 02 30 00 F: (+47) 22 23 04 48 www.ngi.no | Dato | 20.06.2019 | Konstr./Tegnet | RMo | Kontrollert | AKL | Godkjent | RMo |
| | Oppdragsnr. | 20190293 | Tegningsnr. | VEDLEGG E | | Rev. | 0 | |

| | | | | | |
|------|-------------|------|-------|--------|--------|
| Rev. | Beskrivelse | Dato | Tegn. | Kontr. | Godkj. |
| | | | | | |

| | |
|--------------------|---|
| Status | vedlegg til notat |
| Original format | A3.2 |
| Tegningens filnavn | Profil C - su omregnet til aktiv-komensert avlastning |
| Målestokk | 1:200 |
| | |

| | | |
|--|--|---|
| Dokumentinformasjon/Document information | | |
| Dokumenttittel/Document title Innledende geoteknisk vurdering av bunnstasjon | | Dokumentnr./Document no. 20192093-03-TN |
| Dokumenttype/Type of document Teknisk notat / Technical note | Oppdragsgiver/Client Nordplan AS | Dato/Date 2019-06-27 |
| Rettigheter til dokumentet iht kontrakt/Proprietary rights to the document according to contract NGI | | Rev.nr. & dato/Rev.no. & date 0 / |
| Distribusjon/Distribution BEGRENSET: Distribueres til oppdragsgiver og er tilgjengelig for NGIs ansatte / LIMITED: Distributed to client and available for NGI employees | | |
| Emneord/Keywords områdestabilitet, stormflo | | |

| | |
|---|---|
| Stedfesting/Geographical information | |
| Land, fylke/Country Norge, Møre- og Romsdal | Havområde/Offshore area |
| Kommune/Municipality Rauma | Felt navn/Field name |
| Sted/Location Åndalsnes | Sted/Location |
| Kartblad/Map 1320 III Rauma | Felt, blokknr./Field, Block No. |
| UTM-koordinater/UTM-coordinates Sone: 32N Øst: 433079 Nord: 6938154 | Koordinater/Coordinates Projeksjon, datum: Øst: Nord: |

| Dokumentkontroll/Document control Kvalitetssikring i henhold til/Quality assurance according to NS-EN ISO9001 | | | | | |
|---|---------------------------------------|--|---|--|---|
| Rev/ Rev. | Revisjonsgrunnlag/Reason for revision | Egenkontroll av/ Self review by: | Sidemanns- kontroll av/ Colleague review by: | Uavhengig kontroll av/ Independent review by: | Tverrfaglig kontroll av/ Inter- disciplinary review by: |
| 0 | Originaldokument | 2019-06-25 Ragnar Moholdt | 2019-06-27 Alf Kristian Lund | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |

| | | |
|--|-----------------------------------|--|
| Dokument godkjent for utsendelse/ Document approved for release | Dato/Date 27. juni 2019 | Prosjektleder/Project Manager Ragnar Moholdt |
|--|-----------------------------------|--|

NGI (Norges Geotekniske Institutt) er et internasjonalt ledende senter for forskning og rådgivning innen ingeniørrelaterte geofag. Vi tilbyr ekspertise om jord, berg og snø og deres påvirkning på miljøet, konstruksjoner og anlegg, og hvordan jord og berg kan benyttes som byggegrunn og byggemateriale.

Vi arbeider i følgende markeder: Offshore energi – Bygg, anlegg og samferdsel – Naturfare – Miljøteknologi.

NGI er en privat næringsdrivende stiftelse med kontor og laboratorier i Oslo, avdelingskontor i Trondheim og datterselskap i Houston, Texas, USA og i Perth, Western Australia.

www.ngi.no

NGI (Norwegian Geotechnical Institute) is a leading international centre for research and consulting within the geosciences. NGI develops optimum solutions for society and offers expertise on the behaviour of soil, rock and snow and their interaction with the natural and built environment.

NGI works within the following sectors: Offshore energy – Building, Construction and Transportation – Natural Hazards – Environmental Engineering.

NGI is a private foundation with office and laboratory in Oslo, branch office in Trondheim and daughter companies in Houston, Texas, USA and in Perth, Western Australia

www.ngi.no

Ved elektronisk overføring kan ikke konfidensialiteten eller autentisiteten av dette dokumentet garanteres. Adressaten bør vurdere denne risikoen og ta fullt ansvar for bruk av dette dokumentet.

Dokumentet skal ikke benyttes i utdrag eller til andre formål enn det dokumentet omhandler. Dokumentet må ikke reproduseres eller leveres til tredjemann uten eiers samtykke. Dokumentet må ikke endres uten samtykke fra NGI.

Neither the confidentiality nor the integrity of this document can be guaranteed following electronic transmission. The addressee should consider this risk and take full responsibility for use of this document.

This document shall not be used in parts, or for other purposes than the document was prepared for. The document shall not be copied, in parts or in whole, or be given to a third party without the owner's consent. No changes to the document shall be made without consent from NGI.

