

Notat 01

Leilighetsbygg; Kirkeveien 18, Lyngdal – Lyngdal kommune PRO Geoteknikk – beskrivelse av grunnforhold, fundamentering og stabilitet

Til: Alexander Aamodt, Aamodt Hus AS
Fra: Stein H. Stokkebø, Stokkebø Competanse AS
Kopi:
Dato: 13-12-2018
Rev.: Revisjon 01, 09-05-2019

Stokkebø Competanse AS – Mellomskarva 7, 1350 Lommedalen – mobil: 90184211 – epost: post@stokkebo-competanse.no

1. Innledning og grunnlag

Aamodt Hus AS skal bygge et nytt leilighetsbygg på eiendommen Kirkeveien 18 i Lyngdal kommune. Eiendommen er i dag bebygd med et større forretningsbygg som skal ombygges og i tillegg påbygges. Leilighetsbygg skal påbygges 4 etasjer slik at bygningen får 5 etasjer + P-kjeller. Tiltaket utføres på eiendommen med G.nr. / B.nr. – 167 / 300 i Lyngdal kommune. Tiltaket etableres med kjeller under dagens terreng på et relativt flatt område, som faller av mot nord – nordvest. Dette medfører at dagens fundamentering ligger noe ned i dagens og fremtidig terreng. Området omkring er i sin helhet bebygd med fortrinnsvis forretningsbygg, men ligger i nær tilknytning til et boligområde.

Stokkebø Competanse AS har fått i oppdrag å være PRO geoteknikk ansvarlig på prosjektet. Oppdraget utføres og reguleres i henhold til NS8402 – rådgivning etter medgått tid. Dette innebærer en geoteknisk vurdering av grunnforholdene på eiendommen, og prosjektering og beskrivelse av fundamenteringen av leilighetsbygget, opparbeidelse av kjørearealer, og vurdering av drenering og stabilitet. Det er foretatt en grunnundersøkelse av Grunnundersøkelser AS den 20.11.2018 på eiendommen i forbindelse med tiltaket. Dybden til fjell er > 30 meter og tiltaket forventes ikke å komme i kontakt med fast fjell. I tillegg har GeoStrøm AS foretatt grunnundersøkelse med laboratorieprøver i 2 omganger i 2019. Vi har også mottatt en grunnundersøkelse fra området langs hovedveien, foretatt av Noteby AS i 1976.

Vi har i tillegg god erfaring med grunnforholdene i området fra PRO geoteknikk oppdrag på tidligere prosjekter og på denne type avsetninger. Vi vil i tillegg senere foreta kontroller av og vurderinger av grunnforholdene i forbindelse med gravearbeider. Vi vurderer derfor å ha god og tilfredsstillende oversikt og kunnskap om grunnforholdene på eiendommen spesielt og i området generelt.

Stokkebø Competanse AS har laget dette Notat 01-rev1 med utgangspunkt i utførte grunnundersøkelser, med bakgrunn i våre tidligere erfaringer fra området, og med bakgrunn i de dokumenter vi har fått tilsendt fra vår oppdragsgiver. Dette Notat 01-rev1 er videre utarbeidet på bakgrunn av den erfaring vi besitter og de retningslinjer som foreligger for prosjektering av geotekniske konstruksjoner.

A. Dokumenter

Vi har mottatt følgende dokumenter fra vår oppdragsgiver, som et grunnlag for våre vurderinger og anbefalinger for fundamenteringen av leilighetsbygget og av vår vurdering av drenering og stabilitet.

- Fasade-, plan- og snitt tegninger.
- Boreplan + Geoteknisk rapport, Grunnundersøkelser AS, 2018.
- Grunnundersøkelser av GeoStrøm AS, 2019, Vedlegg E4 og E5.

B. Kontroller

Kontroll av forutsetninger for vår prosjektering skal foretas som oversendelse av bilder, og UTF ansvarlig skal oversende slike. Stokkebø Competanse AS skal motta og godkjenne en endelig last- og fundamentplan før oppstart av byggearbeidene.

2. Grunnforhold

Eiendommen er i dag bebygd med et større forretningsbygg som er planlagt ombygget til leiligheter og P-kjeller, og bygges på med 4 etasjer. Terrengtet på eiendommen og et større område omkring er tilnærmet helt flatt, men like utenfor den nordvestre tomtegrensen er det en skråning som faller av mot nord nordvest med en helning på ca. 1:3 – 1:4, tatt ut fra kart med koter. Området omkring er i sin helhet bebygd med fortrinnsvis forretningsbygg, men ligger i nær tilknytning til et boligområde.

A. NGU kartblader

Vi har foretatt en kontroll av grunnforholdene i området gjennom NGU sitt løsmassekart og berggrunnskart, og NVE sitt kvikkleirekart. Se Vedlegg E1 for et utsnitt av NGU sitt løsmassekart, og Vedlegg E2 for et utsnitt av NVE sitt kvikkleirekart.

NGU sitt berggrunnskart har ikke dekning for dette området. Ut fra erfaring og tidligere registreringer anser vi at det på eiendommen, og i området omkring befinner seg ulike type gneis. Gneis er en relativt sterk og stabil bergart. Vi forventer imidlertid at tiltaket ikke kommer i kontakt med fjell.

I følge NGU løsmassekart befinner eiendommen seg på breelvavsetninger, som grensen til elveavsetninger mot nord og tynn morene mot sør og øst. Ellers i området er det registrert mindre områder med tynt humus-/ torvdekke flere plasser mot sør og øst. Breelvavsetninger består av finkornede og sorterte sedimenter, hvor det ofte kan observeres vekslende lag, som følge av energien til breelven. Denne typen avsetning består typisk av vekslende lag mellom siltig sand og sandig grus, men kan også under perioder avsette større kornfraksjoner som stein. Det er påvist ved utførte grunnundersøkelser, totalsondering, at det befinner seg vekslende lag av finkornede masser ned til > 25,0 meters dyp (Grunnundersøkelser AS, 2018). Med dybden antas det at det er større innslag av silt og finsand, muligens også leire. Løsmassene ansees å være av middels til høy fasthet.

Kart fra www.skrednett.no, se Vedlegg E2, viser at eiendommen befinner seg under marin grense i området, men utenfor områder i Lyngdal som er definert med forekomster av kvikkleire. Vi anser derfor, og ut fra tidligere beskrivelse, samt foretatte grunnundersøkelser på eiendommen at det ikke er forekomster av kvikkleire eller sprøbruddsmateriale på eiendommen.

B. Prøvegraving og befaring

Vi har i forbindelse med dette tiltaket ikke foretatt prøvegraving på den spesifikke eiendommen. Dette anses som ikke nødvendig da vi har tilstrekkelig informasjon om tiltaket angående grunnforhold og stabilitet gjennom foretatte grunnundersøkelser fra Grunnundersøkelser AS i 2018 og GeoStrøm AS i 2019, erfaring fra området gjennom tidligere kontrollerte byggegrop og innhentet informasjon gjennom NGU sine kartblad og NVE sitt kvikkleirekart, samt grunnundersøkelse av Noteby AS i 1976. Vi var på befaring på eiendommen den 27-11-2018, og foretok da enkle registreringer av massene omkring borepunktene og av terrenget ned mot nordvest. Kontroll av grunnforholdene og forutsetninger for vår prosjektering av fundamenteringen av bygningen og av stabilitet skal foretas som oversendelse av bilder ved oppgraving for ekstra fundamenter.

C. Grunnboring og grunnundersøkelse

Det er utført flere grunnundersøkelser på eiendommen og i området. Dette er:

- Noteby AS, 1976.
- Grunnundersøkelser AS, 2018 – vist i Vedlegg E3.
- GeoStrøm AS, 2019 – vist i Vedlegg E4 og Vedlegg E5.

Grunnundersøkelser AS:

Det ble utført en grunnundersøkelse på den aktuelle eiendommen, utført av Grunnundersøkelser AS i 2018. Undersøkelsen besto av 4 totalsonderinger innenfor eiendommen, med plassering av borehullene som vist på boreplan i Vedlegg E3. Resultatene fra grunnundersøkelsen tilsier meget fast lagret siltig grusig sand til minimum 10 meters dybde, deretter middels fast til fast lagret siltig grusig sand. Det ble utført totalsondering ned til ca. 25 m dyp for alle borepunktene, uten å treffe fjell. Totalsonderingene ga et resultat som indikerer vekslende lag mellom sand, grus og silt, men med økende innhold av finsand og silt i dybden.

Terrenghøyden for boringene er på kote +8 - +10 moh. De øverste 8-10 m viser meget fast lagret sanding løsmasse. Videre nedover er det varierende faste til løse lag, men i hovedsak middels til fast lagret løsmasse. Disse nivåene fra 8-10 m dybde ligger altså under havnivå, og kan således ikke være kvikkleire (salt kan ikke være vasket ut). Vi har tidligere foretatt både prøvegravinger, kontroll av byggegrøper og foretatt grunnundersøkelser nede på platået langs elven, og det er primært mye finsand / siltig sand nedover i dybden. Slik løsmasse mister fort struktur og styrke ved omrøring, men er fast og stabil slik den ligger, med $S_u > 50$ kPa minimum.

Beskrevet finkornet masse er derfor fortrinnsvis finsand, evt. stedvis silt. Ut fra registreringene på grunnundersøkelsen anses undergrunnen å bestå av et tynt dekke med oppfylte masser $< 2,0$ m på meget fast lagret siltig grusig sand $> 10,0$ m på middels fast til fast lagret siltig sand $> 10,0$ m på fjell. Vi anser derfor at fundamentene til bygningen står på opprinnelige løsmasser, og at oppfylte masser er tilbakefylling mot bygningen, i kjørearealene.

Noteby AS:

Vi har gjennomgått rapporten fra Noteby AS fra 1976, da vi har mottatt tilbakemelding fra Lyngdal kommune og NVE om at det i denne grunnundersøkelse ble funnet kvikkleire tett opp mot den nå aktuelle eiendommen i Kirkeveien 18. Vi mener imidlertid at denne grunnundersøkelsen fra Noteby AS dokumenterer nøyaktig det jeg har beskrevet og forutsatt i vårt tidligere Notat 01, og som er beskrevet tidligere i dette kap. 2 over.

Følgende korte oppsummering fra Noteby-rapporten:

1. Det er IKKE registrert rene leirer på stedet, men store mengder sand med overgang til siltig sand og sandig silt, stedvis leirig sandig silt.
2. Det er således IKKE mulig med kvikkleire, siden kvikkleire er en ren leire med en helt spesiell kornstruktur.
3. Det er målt svært lave verdier på urørt og omrørt skjærstyrke på masser / silt, tatt opp i 54 mm prøveserier under grunnvannstanden. Dette er helt vanlig, da benyttet 54 mm prøvemåte i prinsippet ikke er en egnet prøvemåte for masser av silt og sandig siltig materiale.
4. Rapporten sier også, helt riktig, at prøvene til en stor grad er forstyrret = ødelagt ved opptak og transport. Laboratorieresultatene er derfor ugyldige og ikke egnet til å definere massen som kvikkleire.
5. Det er foretatt vingebor kontroller, altså en In Situ prøvemåte. Resultatene viser generelt betydelig høyere styrkeverdier In Situ enn 54 mm prøvene i laboratoriet. In Situ resultatene er etter vår mening betydelig mer korrekte enn 54 mm metoden, da vingebor kontrollen foretas på massene slik de ligger i bakken.

Vi mener derfor at Noteby-rapporten ikke kan brukes til å definere at det er kvikkleire på eiendommen og i området. Vi anser imidlertid at Noteby-rapporten samstemmer godt med nyere utførte grunnundersøkelser, av GeoStrøm AS og Grunnundersøkelser AS.

GeoStrøm AS:

Vi har fått utført ytterligere grunnundersøkelse, utført av GeoStrøm AS i 2019. Resultatene fra grunnundersøkelsen er vist i Vedlegg E4 og Vedlegg E5. Grunnundersøkelsen ble utført i 2 omganger både pga tidsforbruk og pga avklaringer vedr. bruk av metode for å måle urørt og omrørt skjærstyrke på massene i undergrunnen.

Det ble i 1. omgang foretatt 4 totalsonderinger ned til 30-32 m dybde fra terrengnivå, vist i Vedlegg E4. Grunnvannsnivået ligger ned omkring nivå med Lyngdalselva, normalt noe høyere enn normal vannstand. Totalsonderingene viser faste løsmasser ned til 8-10 m (omtrent i nivå med elva), deretter overgang til middels faste til faste sandige løsmasser ned til 15-20 m fra terreng, med en overgang deretter til middels fast siltige sandige løsmasser ned til boring avsluttet etter 30-32 m fra terreng. Boringene samstemmer med det som Grunnundersøkelser AS registrerte, og med det Noteby AS rapporten viser.

Senere ble det foretatt en ny grunnundersøkelse av GeoStrøm AS, som vist i Vedlegg E5. Denne grunnundersøkelsen skulle i utgangspunktet ta opp uforstyrret 54 mm prøveserie + foreta vinge-boring. Som det fremkommer i epost fra GeoStrøm AS, s. 1 av 7 i Vedlegg E5, så var det ikke mulig å ta opp 54 mm prøveserier. Massene ned til grunnvannet / nivå Lyngdalselva var sand, og borehullet måtte stabiliseres med bentonitt. Dypere ned rant massene av naveren slik at det var vanskelig å ta opp prøver. Beskrivelse av naverprøve og resultat av poseprøver er vist på s. 3-6 i Vedlegg E5.

Det ble foretatt 1 serie med vinge-bor kontroll i borepunkt T2. Grunnvannet ligger 8 m fra terreng. Det var ikke mulig å få ut vingen før ca. 15 m fra terreng. Urørt skjærstyrke = 32 – 57 kPa i de ulike nivåene ned til 20 m fra terreng. Omrørt skjærstyrke = 3 – 5 kPa, som gir en sensitivitet = 6 – 16. Dette innebærer lite til middels sensitiv løsmasse. Målingene viser at det ikke er hverken kvikkleire eller sprøbruddmateriale på stedet. Vi anser at grunnundersøkelsen gir tilstrekkelig informasjon om grunnforholdene på stedet.

GeoStrøm AS konkluderer med at massene ikke er hverken kvikkleire eller sprøbruddmateriale, ut fra konsistens og resultater fra vinge-boringen.

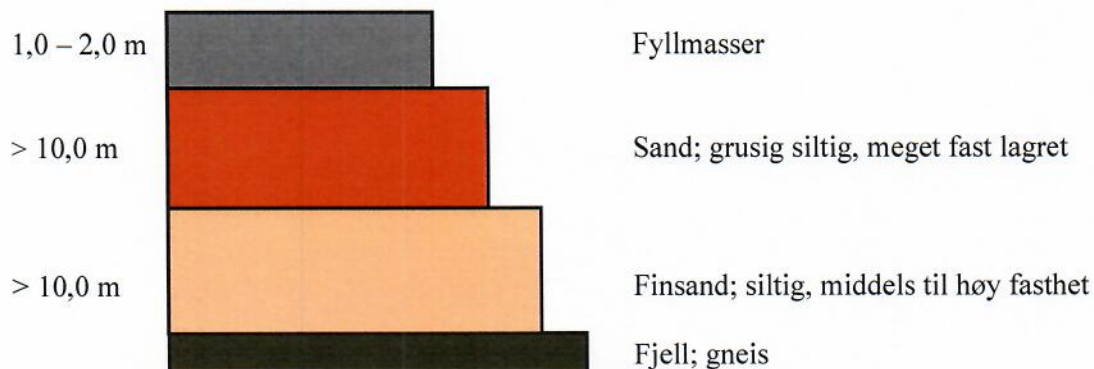
D. Konklusjon grunnforhold

Ut fra registreringer på NGU kartblad og ut fra utførte grunnundersøkelser vil vi beskrive at grunnforholdene på eiendommen består av et tykt dekke bestående av finkornede breelvavsetninger som er minst 20,0 meter dypt. Dybde til fjell er moderat til stor, > 30 meter fra terreng på den konkrete eiendommen der leilighetsbygget skal bygges. Grunnforholdene vurderes som tilstrekkelig gode på eiendommen i relasjon til den planlagte utbyggingen. Grunnvannsnivået eller nivå høyt vanninnhold er vurdert til å ligge betydelig dypere enn uk fundamenter, og i nivå med elven like nord for eiendommen. Tiltaket vil ikke komme i kontakt med hverken fjell eller grunnvann ved utgraving for nye fundamenter. Vi anser ut fra utført grunnundersøkelse og tidligere undersøkelser at det ikke er kvikkleire eller sprøbruddmateriale på eiendommen. Tiltaket skal således ikke vurderes i hht. NVE veileder 7/2014 – sikkerhet mot kvikkleireskred.

Vi anser ytterligere stabiliserende tiltak som unødvendig, men det må gjøres en vurdering ved utgraving av fundamentgrøper i hvor stor grad komprimering skal foretas og om grunnforholdene er som beskrevet.

Skisse 1 – prinsipp for grunnforhold

Ut fra innhentet informasjon består undergrunnen av masser som vist på følgende skisse:



3. Generelt dimensjoneringsgrunnlag

I det følgende har vi definert grunnlaget for våre beregninger og anbefalinger.

A. Faglitteratur

Vi har i hovedsak benyttet følgende litteratur vi vårt arbeid med dette prosjektet:

- Håndbok 016 / V220 – Geoteknikk i vegbygging
- Håndbok 018 / N200 – Vegbygging
- NS-EN-1997-1:2004+NA 2016, Eurokode 7 – Geoteknisk prosjektering
- NS-EN 1998-1:2004+NA 2014, Eurokode 8 – Prosjektering av konstruksjoner for seismiske påvirkninger
- Kartblad på NGU sine nettsider.
- NVE veileder 7/2014 – Sikkerhet mot kvikkleireskred
- Ulike NS-EN ISO standarder
- Ulik faglitteratur om geosynteter og lette masser

B. Prosjekteringsklasser

Vi benytter NS-EN-1997-1:2004+NA 2016, Eurokode 7 – Geoteknisk prosjektering som grunnlag for vurdering av geoteknisk kategori. Vi velger å benytte Geoteknisk kategori 2. Dette valg fremkommer ut fra følgende kriterier:

- Skadekonsekvens = meget alvorlig, og Vanskelighetsgrad = middels.

Eiendommen ligger under marin grense, men utenfor områder i Lyngdal som er definert med forekomster av kvikkleire. Ut ifra kontroller av nærliggende prosjekter, samt ved registreringer fra grunnundersøkelsene, er det ikke kvikkleire eller sprøbruddmateriale på eiendommen. Vi som PRO geoteknikk skal under bygningsarbeid foreta kontroll av fundamentgroper (bilder) for å sikre at grunnforholdene minimum er som forutsett.

Pålitelighetsklasse – sikkerhetsklasse:

Vi anser at prosjektet kan plasseres i pålitelighetsklasse 2, leilighetsbygg med 6 etasjer inkludert P-kjeller og gode grunnforhold.

Tiltaksklasse:

Med utgangspunkt i beskrivelser og vurderinger over vil vi beskrive og vurdere at tiltaket må plasseres i Tiltaksklasse 2. Tiltaket er leilighetsbygg med 6 etasjer inkludert P-kjeller og gode grunnforhold. Grunnforholdene er dokumentert gjennom utført grunnundersøkelse.

Tiltakskategori:

Bestemmelse av tiltakskategori er beskrevet i NVE veileder 7/2014, og bestemmes kun der grunnforholdene inneholder kvikkleire slik at tiltaket skal prosjekteres i hht. NVE veilederen. Som vi har beskrevet i kap. 2 i dette Notat 01-rev1 så anser vi at det er tilstrekkelig dokumentert at det ikke er kvikkleire på eiendommen eller i de nære områder. Som vi har beskrevet kan dette tolkes ut fra NGU kartblader, tidligere foretatte kontroller like i nærheten, samt ut fra registreringer på utførte grunnundersøkelser. Eiendommen ligger på breelvavsetning, og det er ikke registrert kvikkleire eller sprøbruddmateriale i området (selv om dette står beskrevet i Noteby-rapporten). Vi har beskrevet at det er finsand og siltig finsand nedover, og beskrevet denne massen.

Men dersom vi skal foreta en vurdering ut fra NVE Veileder 7/2014 så vil vi definere Tiltaksklasse K4 for tiltaket, og faregrad før utbygging = lav.

Med utgangspunkt i krav så skal det foretas en stabilitetsberegning som dokumenterer at sikkerhetsfaktoren før og etter tiltak er $\geq 1,4$. Terrenget på eiendommen og områdene omkring er tilnærmet helt flatt, men faller av utenfor tomtegrensen mot nord - nordvest. Tiltaket fundamenteres noe ned i terrenget, på opprinnelige sandige masser. Utført dimensjonering er vist i Vedlegg Q2, og kommentert og vurdert annet sted i dette Notat 01, og anses = OK.

Tiltaket skal også kontrolleres av uavhengig foretak. I denne sammenheng innebærer slik kontroll kun en systemkontroll. Vi har foretatt en sidemannskontroll av kollega, og tiltaket blir kontrollert av uavhengig kontroll i henhold til krav i Tiltaksklasse 2. Vi som firma har i tillegg definert et krav om at vi som PRO geoteknikk skal foreta kontroll av grunnforholdene ved utgraving av fundamentgroper, tilnærmet som kontroll av UTF grunnarbeider, altså i tillegg til uavhengig kontroll UTF geoteknikk.

Vi anser derfor våre kontroller tilfredsstillende krav til kontroll i hht. NVE veileder 7/2014 sett i lys av og til tross for at vi mener det i tilstrekkelig grad er dokumentert at det ikke er kvikkleire eller sprøbruddmateriale som påvirker tiltaket.

C. Materialfaktor

Materialfaktoren bestemmes i hht Håndbok 016 – kapittel 0.3.5 og NS 3420. Vi benytter følgende materialfaktor:

Materialfaktor = $\gamma_m = 1,5$ benyttes i beregningene ut fra vurdering av:

- skadekonsekvens = meget alvorlig
- bruddsituasjon = nøytralt brudd

D. Seismisk kontroll

Vi anser at utbyggingen skal kontrolleres for seismiske belastninger. Vi som PRO geoteknikk definerer seismisk Grunnstype, og beregninger og beskrivelse av konsekvenser for konstruksjonene fra seismiske bevegelser og andre rystelser foretas av RIB – PRO konstruksjoner. Se senere vurdering.

E. Dreneringsforhold

Massene på eiendommen er vurdert som fast til meget fast lagret sand, og dybde til fjell er vurdert som stor. Grunnvannstanden eller nivå høyt vanninnhold er vurdert til å ligge relativt dypt, og betydelig dypere enn underkant fundamentert. Leilighetsbygget etableres med P-kjeller, og utfra registreringer fra grunnundersøkelsen og på befaringen vil tiltaket ikke komme i kontakt med hverken fjell eller grunnvann. Det etableres vanlig drenering rundt den planlagte bygningen, og så dypt ned som mulig. Overflatevann håndteres derfor av dreneringen rundt bygningen og av generelle terreng- og grunnforhold. Vi anser derfor at dreneringsforholdene blir meget godt ivaretatt på prosjektet.

VA konsulent på prosjektet beskriver krav til overvannshåndtering.

F. Beregningsprogrammer

For kontroll av bæreevnen til de ulike massene og for kontroll av de ulike fundamentene har vi kun foretatt enkle beregninger i henhold til prinsipper og formler definert i Håndbok 016 / V220 – kapittel 6.

Vi benytter programmet ReSSA (3.0) for kontroll av og dimensjonering av stabilitet og støttemurer. Det er for eiendommen ikke beskrevet bruk av støttemur, og grunnforholdene anses som meget gode, og terrenget er tilnærmet flatt med meget stabile masser. Vi har derfor foreløpig kun foretatt en dimensjonering av total stabilitet av tiltaket mot nordvest, ned skråningen. Slik utført dimensjonering er foretatt ved bruk av programmet ReSSA (3.0) og resultat er vist i Vedlegg Q2. Vi har foretatt en vurdering av graveskråninger på generelt grunnlag og ut fra erfaring.

Følgende beskrivelse av programmet ReSSA:

- ReSSA (3.0) er et avansert stabilitetsprogram som er utviklet spesielt for å beregne jordarmerte konstruksjoner. Programmet ReSSA (3.0) kontrollerer den eksterne kapasitet til konstruksjonen gjennom ulike glidesirkler ved bruk av "Comprehensive Bishop" metode. I tillegg kontrolleres den interne kapasitet til jordarmeringslagene gjennom ulike glideflater ved bruk av "Direct sliding - 2 part wedge, Spencer" metode. Programmet kan også foreta "3 part wedge, Spencer" kontroller dersom dette er ønskelig eller påkrevet. De formler og beregningsprinsipper som ReSSA (3.0) benytter og bygger på er derfor helt i tråd med de formler og metoder som gjelder i Norge. Programmet kan også benyttes for kontroll av stabiliteten til generelle prosjekter, også der det ikke benyttes jordarmering.

G. Grensetilstander

De benyttede formler og figurer i Hb 016 og ReSSA (3.0) beregner tillatt grunntrykk og stabilitet i bruddgrensetilstanden. I tillegg blir ulike konstruksjoner og situasjoner vurdert i bruksgrensetilstanden i form av muligheten for setninger og deformasjoner å opptre, og konstruksjonenes antatte ømfintlighet for setninger. Vi anser derfor disse beregningsmetoder å tilfredsstille kravene til dette prosjektet.

H. Parametere for massene

Jordparametere for stedlige masser og for tilførte knuste masser er definert ut fra retningslinjer i Håndbok 016 – kapittel 3.5 – figur 3.3.

Benytter følgende parametere for tilførte steinmasser og for knust fjell i fundamenter:

- Egenvekt = $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- Friksjonsvinkel = $\varphi' = 42^\circ$
- Attraksjon = $a = 5 \text{ kN/m}^2$

Benytter følgende parametere for fast til meget fast lagret grusig sand:

- Egenvekt = $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- Friksjonsvinkel = $\varphi' = 36^\circ$
- Attraksjon = $a = 10 \text{ kN/m}^2$

I. Parametere for geosynteter

Fiberduk. Krav til bruksklasse for fiberduk bestemmes i hht. Norsk Standard, NS 3420-I4, Tabell I46.1:3. Type fiberduk skal være NorGeoSpec godkjent. Vi har beskrevet løsninger der bruk av fiberduk både blir og ikke blir benyttet. Bruk av fiberduk kl. 3 er aktuelt i pukkfundamenter etablert på løsmasser, spesielt for mulig byggekran. Bruk av fiberduk avklares fortløpende med PRO Geoteknikk. Det skal benyttes fiberduk mellom alle åpne og finstoffholdige masser. Det benyttes min. 0,5 m overlapp mellom rullbredder.

Geonett. Type geonett skal være stivt ekstrudert geonett produsert ved varmstrekking. Krav til strekkstyrke defineres som kN/m i begge retninger, bestemt ved testmetode NS-EN ISO 10319. Vi har beskrevet løsninger der bruk av geonett i bunnen av et pukkfundament både blir og ikke blir benyttet. Bruk av geonett med strekkstyrke = 30 kN/m i begge retninger er aktuelt for pukkfundament på løsmasser for byggekran, lagt rett oppå fiberduken. Typer geonett som kan brukes er: E'Grid 3030L, Tensar SSLA30, Polgrid BX3030L, Thrace TG3030L, A-Grid B3030L eller tilsvarende type geonett sammen med beskrevet fraksjon knust fjell / pukk. Ønskes andre typer enn her beskrevet benyttet skal dette godkjennes av PRO geoteknikk før dette tas i bruk. Det benyttes min. 0,5 m overlapp mellom rullbredder.

J. Komprimering

Alle masser skal komprimeres til min. Normal komprimering i henhold til NS 3458 – Komprimering.

4. Dimensjonering av tillatt såletrykk

Ut fra opplysninger gitt tidligere i dette Notat 01-rev1 har vi her foretatt en vurdering av massenes dimensjonerende bæreevne i bruddgrensetilstanden. Senere vurdering av fundamentenes størrelse vil også ta hensyn til vurderingen av mulige setninger som følge av høy utnyttelsesgrad av massenes bæreevne, og må vurderes sammen med bygningens generelle ømfintlighet overfor opptredende setninger, ikke minst ujevne setninger. Utgangspunktet er at leilighetsbygget fundamenteres på eksisterende betongfundamenter som stedvis forsterkes, og stedvis etableres med nye søylefundamenter. Et geonett forsterket pukkfundament kan bli aktuelt for enkelte konstruksjoner, som for byggekran.

A. Parametere for massene og deres bæreevne

Parametere for tilført pukkmasse og massene i undergrunnen er definert i dette Notat 01 – kapittel 3 over. Massenes bæreevne er med disse forutsetninger definert ut fra Håndbok 016 – kapittel 6.2. Ruheten = r_b er vurdert på generelt grunnlag, men er valgt ut fra at bygningen skal kunne ta opp noen horisontalkrefter. Vi har foreløpig ikke mottatt en endelig last- og fundamentplan for bygningen eller andre konstruksjoner, og har derfor vurdert belastninger ut fra et generelt grunnlag, og ut fra foreløpige vurderinger.

Følgende generelle forutsetninger gjelder for de masser som foreløpig er vurdert:

- Fundamentene får i uk betongfundament et sidetrykk på min. 0,7 m som representeres av overlagingstrykket utvendig eller innvendig bygg, det som er lavest.
- Knust fjell og stedlige masser fra uk betongfundament defineres som drenerte masser.
- Ruheten = $r_b = 0,1$.
- Det benyttes i beregningene søylefundamenter med bredde, $B = 2,0 \text{ m}$ som gir $B_0 = 1,8 \text{ m}$.

Bæreevnen til søylefundamenter på tilførte steinmassene og for knust fjell er:

- Egenvekt = $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- Friksjonsvinkel = $\varphi' = 42^\circ$
- Attraksjon = $a = 5 \text{ kN/m}^2$
- Udrenert poreovertrykk = 0

Dette gir følgende bæreevneparametere:

- Materialfaktor = 1,5 som gir: $\text{tg } \rho = 0,60$
- Ruhet, $r_b = 0,1$ gir:
- $N_q = 18,0$
- $N_\gamma = 20,0$
- Overlagringshøyde, $z = 0,7 \text{ m}$

Dette gir følgende bæreevne på knust fjell:

- Bæreevnen = $\sigma_v = 18 \times (19 \times 0,7 + 5) + 0,5 \times 20 \times 19 \times 1,8 - 5 = 329 + 342 - 5 = 666 \text{ kN/m}^2$
- Av hensyn til overflatestabilitet ønsker vi å begrense bæreevnen til $\sigma_d = 600 \text{ kN/m}^2$
- Dette tilsier at et stripefundament kan belastes med en sentrisk last = $F_d = 1.944 \text{ kN}$

Bæreevnen til søylefundamenter på stedlig fast lagret sandig masse:

- Egenvekt = $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- Friksjonsvinkel = $\varphi' = 36^\circ$
- Attraksjon = $a = 10 \text{ kN/m}^2$
- Udrenert poreovertrykk = 0

Dette gir følgende bæreevneparametere:

- Materialfaktor = 1,5 som gir: $\text{tg } \rho = 0,48$
- Ruhet, $r_b = 0,1$ gir:
- $N_q = 11,0$
- $N_\gamma = 9,0$
- Overlagringshøyde, $z = 0,7 \text{ m}$

Dette gir følgende bæreevne til stedlig løsmasse uten pukkfundament:

- Bæreevnen = $\sigma_v = 11,0 \times (19 \times 0,7 + 10) + 0,5 \times 9,0 \times 18 \times 1,8 - 10 = 256 + 146 - 10 = 392 \text{ kN/m}^2$
- Ut fra en vurdering vil vi begrense belastningen ned på stedlige masser til: $\sigma_v = 350 \text{ kN/m}^2$
- Søylefundament med $B = 2,0 \text{ m}$ kan belastes med en dimensjonerende last, $Q_v = 1.134 \text{ kN}$.

B. Vurdering av bæreevnene

De definerte verdier på massens bæreevne vil øke dersom uk fundament etableres dypere enn forutsatt i våre beregninger, eller dersom den effektive bredden økes. Tilsvarende vil reduksjoner av disse parametere medføre en reduksjon av massenes bæreevner. Eksakt og endelig bæreevne til ulike masser beregnes og defineres så snart en endelig last- og fundamentplan foreligger. Når endelige laster foreligger kan også vurderingen av ruhet gjøres på nytt, og dette vil kunne påvirke beregnet bæreevne til massene.

C. Kontroll av fundamentene

Vi har ikke mottatt en konkret last- og fundamentplan for leilighetsbygget. Slik kontrollert og godkjent last- og fundamentplan skal foreligge før anleggsarbeidene kan starte. Her skal hele oppbyggingen av fundamenteringen legges inn på slike planer og tegninger, og lastene ned på de ulike fundamentene defineres som samlede bruddlaste.

5. Forslag til fundamentering

Grunnundersøkelsene viser at fjellet ligger med stor dybde, og at hele bygget i dag ligger fundamentert på stedlige sandmasser. Vi antar ut fra innhentet informasjon og av utførte grunnundersøkelser på eiendommen at leilighetsbygget kan fortsatt direktefundamenteres. Leilighetsbygget blir da fundamentert direkte ned på stedlige sandmasser, ved bruk av eksisterende fundamenter, nye fundamenter eller på forsterkede eksisterende fundamenter. Grunnforholdene på eiendommen er i prinsippet vurdert som tilfredsstillende og gode i forhold til det planlagte tiltaket. Grunnforholdene er også vurdert som jevne på eiendommen, og med stor dybde til fjell og grunnvannstand. Overflatevann håndteres derfor av vanlig dreneringen rundt bygningen og av generelle terrengforhold, samt av de stedlige løsmassene. Vi anser derfor at dreneringsforholdene blir meget godt ivarettatt.

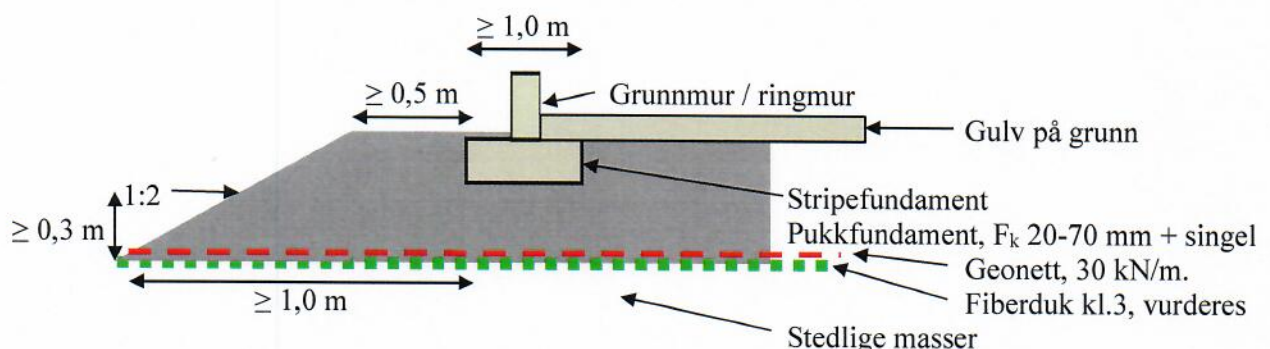
Vi anser ut fra en total vurdering at grunnforholdene er tilstrekkelig gode i relasjon til det planlagte tiltaket, som er bygging av leilighetsbygg i 5 etasjer + P-kjeller, altså 4 nye etasjer oppå eksisterende bygning. Vi vurderer derfor at det er mulig og forsvarlig å benytte direktefundamentering med grunnmur på stripefundamenter og søylefundamenter og gulv på grunn for leilighetsbygget. Slik fundamentering er vurdert som etablert direkte ned på komprimert undergrunn.

Vi anser bruk av andre fundamenteringsmetoder, som pelefundamentering, som mindre aktuelt. Vi kan allikevel ikke utelukke justeringer av beskrevet fundamenteringsmetode eller justeringer av benyttet bæreevne ut fra senere registreringer eller senere mottatte last- og fundamentplan. Slik senere mottatte informasjon vil bestemme endelige fundamenteringsdetaljer.

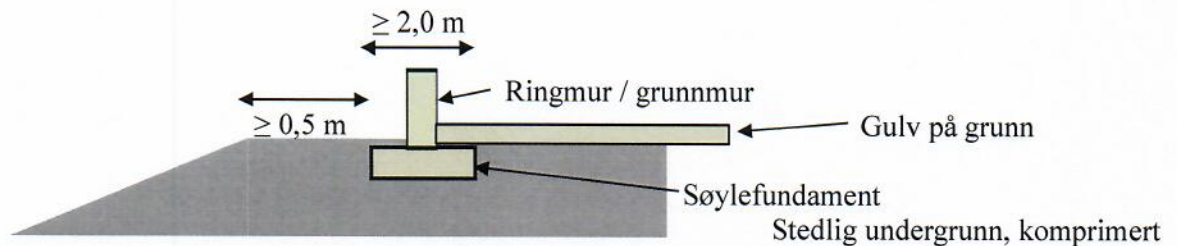
Forslagene på skissene, Skisse 2 og Skisse 3 nedenfor, tar utgangspunkt i direktefundamentering på et geonett armert pukkfundament på meget fast lagret grusig sand eller direkte ned på sandmassen. Kranfundamenter og andre nye konstruksjoner vil mest sannsynlig benytte Skisse 2 nedenfor. Fundamenteringen av leilighetsbygget, slik dagens fundamentering er oppgitt å være utført, benytter løsning vist på Skisse 3.

Det er svært viktig at ferdig utgravde fundamentgroper komprimeres svært godt med tungt vibroutstyr, samt at pukkfundamenter og alle tilførte masser komprimeres meget godt.

Skisse 2 - Prinsippskisse for fundamentering – 1 lag geonett:



Skisse 3 - Prinsippskisse for fundamentering av leilighetsbygget – direkte på fast lagret grusig sand:



Krav til masser og geonett

Type geonett som skal benyttes er Tensar SSLA30, E'Grid 3030L, Thrace TG 3030L, Polgrid BX 3030L, A-Grid B3030L eller tilsvarende typer geonett. Ønskes andre typer eller benevnelser benyttet skal dette fremlegges for og godkjennes av PRO geoteknikk før bruk.

Vi har på skissene over beskrevet bruk av knust fjell fraksjon Fk 20-70 mm på Skisse 2. Dette er ikke et endelig og absolutt krav, men vi ønsker en masse av knust fjell som har en god gradering, men samtidig har en åpen struktur slik at den er godt drenerende. Samtidig skal massen ha fraksjon som gir optimal forkiling i geonettet. Alternative og lokale fraksjoner kan derfor være aktuelle å benytte, evt. blanding av 2 forskjellige fraksjoner. Valg av fraksjon skal fremlegges for og godkjennes av PRO geoteknikk før bruk. Lagtykkelsen vil delvis avhenge av fraksjon på massen.

For å oppnå optimal stabilitet og komprimering skal lagtykkelsen = t velges ut fra største steinfraksjon = D_{maks} slik at $t \geq 2,5 \times D_{maks}$.

Grunnbrudd og setninger

Dersom fundamentene ikke overbelastes i forhold til her oppgitte bæreevneverdier, begrensninger og forutsetninger, og i henhold til senere kontrollerte og godkjente last- og fundamentplaner, vil massene i undergrunnen ha så god styrke og stabilitet at grunnbrudd i bygningens fundamenter ikke skal kunne oppstå eller forekomme. Dette pga at tilleggslastene ned på undergrunnen fra fundamentene er moderate og undergrunnen har tilstrekkelig god styrke og stabilitet. Massenes beskrevne bæreevne må imidlertid ikke overskrides.

Vi har forutsatt at undertegnede som PRO geoteknikk skal foreta en kontroll og vurdering av massene i grunnen på oppgravde fundamentgroper gjennom foretatt befarings eller oversendte bilder. Dette for å vurdere stabiliteten til og setningsfaren til massene på nytt når fundamentgropene er gravd ut. For andre konstruksjoner som fundamenteres på løsmasser er det svært viktig at eventuelle humusholdige masser og andre svakere masser er gravd ut. Vi har beskrevet løsninger som innebærer direktefundamentering på et geonett forsterket pukkfundament på stedlig meget fast lagret grusig sand for kranfundament eller andre nye konstruksjoner, og direktefundamentering på stedlige sandmasser for leilighetsbygget. Vi anser derfor at vi har god og tilfredsstillende kontroll på valg av fundamenteringsløsninger, og at det derfor ikke skal være stor fare for utvikling av skadelige setninger i bygningen eller konstruksjoner. Dette også ut fra registreringer og informasjon fra oppdragsgiver på at det ikke er setningsskader i den eksisterende bygningen. Samtidig har denne bygningen belastet undergrunnen med en betydelig last over lang tid, og tilleggslastningen blir således kun fra de 4 nye etasjene. Med en del mer finstoffholdige masser nedover i undergrunnen kan imidlertid setninger oppstå, men da normalt allerede i byggefasen. Det er sandige finstoffholdige masser, og disse ligger under grunnvannstanden, og utpressing av vann fra masser på dette nivå er derfor mindre sannsynlig. Vi anser derfor massene som lite til moderat setningsømfintlige.

6. Stabiliteten til tiltaket

Dette kapittel omfatter og beskriver de vurderinger og beskrivelser som er foretatt i forhold til stabiliteten til eiendommen slik den fremstår i dag og som fremtidig utbygd.

Eiendommen Kirkeveien 18 med Gnr. / Bnr. – 167 / 300 i Lyngdal kommune ligger på et område som er tilnærmet helt flatt, men terrenget faller av fra utenfor tomtegrensen mot nord – nordvest, med helning ca. 1:3 – 1:4. Den generelle helningen på eiendommen som det befinner seg løsmasser på er relativt flat, og er slakere enn det som utløser vurdering av spesielle tiltak. Krav om ekstra tiltak og ekstra vurderinger gjøres primært for terreng med helning ca. 20-30⁰ eller ca. 1:2 – 1:3.

Leilighetsbygget er i tillegg fundamentert noe ned i terrenget, og ned på stedlig fast lagret sand. Dette innebærer at stabiliteten til tiltaket er meget god ut fra en generell vurdering. Grunnforholdene på eiendommen er dokumentert gjennom innhentet informasjon, erfaring og opplysninger fra utførte grunnundersøkelser. Stedlige opprinnelige grunnforhold er derfor så godt som dokumentert som en tykk sandig avsetning med innslag av silt til grus med middels til høy fasthet. Dybde til fjell er vurdert som middels til stor, og > 30 m. Grunnvannstanden eller masser med særlig fuktinnhold ligger lavere enn 4 meter under dagens terrengnivå, og sannsynligvis på ca. 8 m dybde ned mot nivået til Lyngdalselven like nord for eiendommen. Slik vi vurderer situasjonen anser vi det tilstrekkelig dokumentert at det ikke er fare for hverken kvikkleire eller sprøbruddmateriale på eiendommen og på de nære områder. Dette er begrunnet og dokumentert tidligere i dette Notat 01-rev1.

Vi har foretatt en dimensjonering av den totale stabiliteten til eiendommen etter utbyggingen av leilighetsbygget i 5 etasjer + P-kjeller. Dimensjoneringen er vist i Vedlegg Q2. Vi har foretatt en dimensjonering ved bruk av programmet ReSSA, se tidligere omtale. Belastningen fra leilighetsbygget er lagt onn som en jevnt fordelt overflatelast = 80 kPa. Laveste sikkerhetsfaktor for glidesirkler = 2,12. Dette er > 1,5 som er kravet til sikkerhetsfaktor for bygningen. Kravet til sikkerhetsfaktor $\geq 1,4$ som krav i NVE Veileder 7/2014 er også oppfylt. Vi anser derfor stabiliteten til tiltaket = OK og tilfredsstillende.

7. Dimensjonering for jordskjelvbelastning

Bygningen skal dimensjoneres for krefter forårsaket av jordskjelv. Metode og krav i hht "NS-EN 1998-1:2004+NA 2014, Eurokode 8 – Prosjektering av konstruksjoner for seismiske påvirkninger" skal benyttes. Stokkebø Competanse AS har i denne sammenheng kun foretatt en vurdering og definisjon av undergrunnens grunntype. Videre detaljering av jordskjelvdimensjonering foretas av RIB – ansvarlig, og de definerer resultatene og konsekvensene av dimensjoneringen, i form av opptak av dimensjonerende horisontalbelastninger.

Bygningen blir fundamentert på fast til meget fast lagret sand, med noe mindre fasthet på store dybder. Dybden til fjell er > 20,0 m fra dagens terreng. Undergrunnen defineres derfor som Grunntype C.

8. Krav til terrengformasjoner

Dette kapittel omfatter og beskriver de vurderinger og beskrivelser som er foretatt i forhold til stabiliteten til terrenget og til opparbeidelsen av fremtidig terreng.

A. Permanente skråninger

Vanlige permanente skråninger skal ikke etableres brattere enn med en skråningshelning = 1:3 eller slakere ved bruk av de stedlige massene og tilført jord. Ved bruk av mer stabile masser kan skråninger etableres med en helning = 1:2 eller slakere. Masser i skråninger og oppfyllinger av terrenget skal komprimeres til minimum Lett komprimering i hht NS 3458 – Komprimering.

B. Graveskråninger

Graveskråninger i byggegroper får en maksimal høyde, $H = \text{ca. } 1,0 \text{ m}$. Slike graveskråninger etableres i fast til meget fast lagret grusig sand. Slike graveskråninger er foreløpig vurdert å bli etablert med helning ca. 1:1 eller slakere. Mulige sikringstiltak av bratte graveskråninger, eller bruk av brattere graveskråninger enn beskrevet, vurderes og beskrives fortløpende av PRO geoteknikk i byggefasen ved behov.

Graveskråningene skal uansett vurderes og godkjennes av PRO geoteknikk i byggefasen.

C. Støttemurer

Det er på mottatte situasjonskart ikke beskrevet bruk av støttemurer. Vi har derfor som del av dette Notat 01 ikke foretatt en vurdering eller dimensjonering av støttemurer eller bratte skråninger. Ved behov for dimensjonering av støttemurer benyttes programmet ReSSA. Vi som PRO geoteknikk foretar dimensjonering og beskrivelse av jordarmerte murer og ulike typer blokkmurer. Ved bruk av plasstøpte støttemurer blir slike dimensjonert og beskrevet av PRO konstruksjoner, evt. med bistand om jordtrykk fra PRO geoteknikk.

9. Konklusjoner

Aamodt Hus AS skal bygge et nytt leilighetsbygg på eiendommen Kirkeveien 18 i Lyngdal kommune. Eiendommen er i dag bebygd med et større forretningsbygg som skal ombygges og i tillegg påbygges. Leilighetsbygg skal påbygges 4 etasjer slik at bygningen får 5 etasjer + P-kjeller. Tiltaket utføres på eiendommen med G.nr. / B.nr. – 167 / 300 i Lyngdal kommune. Tiltaket etableres med kjeller under dagens terreng på et relativt flatt område, som faller av mot nord – nordvest. Dette medfører at dagens fundamentering ligger noe ned i dagens og fremtidig terreng. Området omkring er i sin helhet bebygd med fortrinnsvis forretningsbygg, men ligger i nær tilknytning til et boligområde.

Stokkebø Competanse AS har fått i oppdrag å være PRO geoteknikk ansvarlig på prosjektet. Oppdraget utføres og reguleres i henhold til NS8402 – rådgivning etter medgått tid. Dette innebærer en geoteknisk vurdering av grunnforholdene på eiendommen, og prosjektering og beskrivelse av fundamenteringen av leilighetsbygget, opparbeidelse av kjørearealer, og vurdering av drenering og stabilitet. Det er foretatt en grunnundersøkelse av Grunnundersøkelser AS den 20.11.2018 på eiendommen i forbindelse med tiltaket. Dybden til fjell er > 30 meter og tiltaket forventes ikke å komme i kontakt med fast fjell. I tillegg har GeoStrøm AS foretatt grunnundersøkelse med laboratorieprøver i 2 omganger i 2019. Vi har også mottatt en grunnundersøkelse fra området langs hovedveien, foretatt av Noteby AS i 1976.

Vi har i tillegg god erfaring med grunnforholdene i området fra PRO geoteknikk oppdrag på tidligere prosjekter og på denne type avsetninger. Vi vil i tillegg senere foreta kontroller av og vurderinger av grunnforholdene i forbindelse med gravearbeider. Vi vurderer derfor å ha god og tilfredsstillende oversikt og kunnskap om grunnforholdene på eiendommen spesielt og i området generelt.

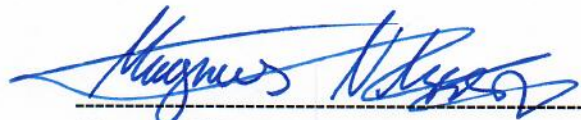
Beregninger og vurderinger foretatt i dette Notat 01-rev1 dokumenterer at det planlagte tiltaket kan bygges som planlagt og beskrevet ved bruk av direktefundamentering ned på stedlig sand. Stabiliteten til eiendommen og til bygningen er vurdert som tilfredsstillende og meget god dersom de her beskrevne løsninger og detaljer benyttes, og dersom undergrunnens bæreevne ikke overskrides. Det er en forutsetning og krav at undertegnede som PRO – geoteknikk ansvarlig skal foreta en kontroll og ny vurdering av grunnforholdene og krav til detaljer i fundamenteringsløsningene ved utgravingen av fundamentgropene. Kontroll og godkjenning av konkrete last- og fundamentplaner vil endelig bestemme krav til fundamenteringsdetaljer og krav til fundamentdimensjoner.

Bærum, 09-05-2019

Sidemannskontroll:



Stein H. Stokkebø, Sivilingeniør – geoteknikk



Magnus Nilssen, Ing. – geoteknikk/bygg

Stokkebø Competanse AS