

GEOTEKNISK RAPPORT

Rapport nr.: 1	Vår ref.: 019.17W/mw	Dato: 09.05.2018	Rev. nr.:
Til:	Olavsgaard Eiendom AS		
Oppdrag:	Losby gård, 91/16 Lørenskog		
Emne:	Geotekniske undersøkelser ifm. planlagte tilbygg og svømmeanlegg		
Revisjon:			
Tiltaksklasse:	2		Sign.
Oppdragsgiver:	Losby Eiendom AS		
Utarbeidet av:	Marco Wendt v/ ØRP	Siv. ing./ geotekniker	
Kontrollert av:	Ismail Aricigil v/ØRP	M.Sc./siv. ing geotekniker	

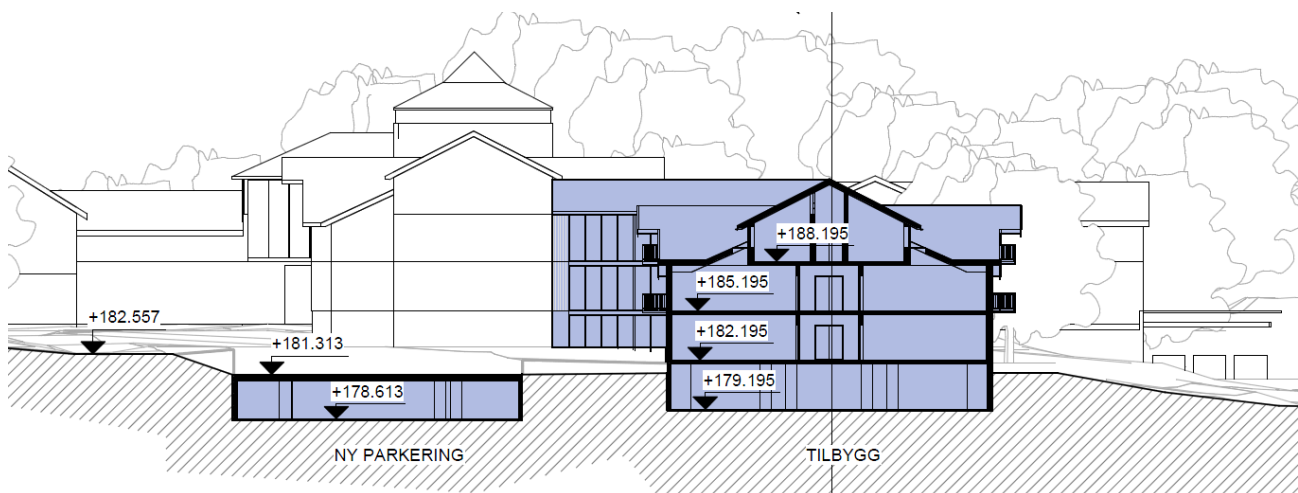


Fig.1: Planlagt tilbygg og p-kjeller, snitt øst-vest, sett nordfra

Sammendrag:

I forbindelse med planlagt utbygging/tilbygg til eksisterende bebyggelse svømmeanlegg, eiendom 91/16, Losby gård, i Lørenskog kommune ble det mellom 8/2 og 14/2-18 utført geotekniske feltundersøkelser med påfølgende labundersøkelser.

Eiendommen er tenkt bebygd med 1 stk. p-kjeller på ca. 900 m², 1 stk. tilbygg på 4 etasjer inkl. p-kjeller med fotavtrykk på ca. 1250 m², et svømmeanlegg med gangforbindelse til eksisterende bygg på totalt ca. 550 m² samt 2 stk. tilbygg på til sammen ca. 220 m². Formålet med undersøkelsene var verifisering av grunn- og fundamenteringsforhold, og skaffe grunnlag for tiltaksprosjektering samt utredning av terreng- og områdestabilitet.

Massene i grunnen består av 0 til 5 m fyllmasser, over faste siltige tørrskorpeleire og forvitret leire over fjell. Mektigheten på løsmasseavsetningen er på ca. 0 til 10 m (fjellldybde) med stedvis fjell i dagen i sør og rundt eksisterende bebyggelse.

Eiendommen ligger utenfor NVE registrerte kvikkleiresoner. Det ble hverken funnet kvikkleire eller sprøbruddmateriale.

Innhold

1	Innledning/orientering.....	3
2	Krav til sikkerhet.....	3
2.1	Generelt	3
2.2	Klasseinndeling	4
2.3	Partialfaktor	4
3	Topografi.....	4
4	Tidligere undersøkelser	4
5	Grunnundersøkelser	4
5.1	Omfang	4
5.2	Kvalitet	5
5.3	Grunnforhold	5
5.4	Grunnvann	6
6	Jordparametere	6
6.1	Styrkeparametere	6
6.2	Stivhetsparametere.....	6
7	Stabilitet	6
8	Fundamentering	7
8.1	Grunn fundamentering.....	7
8.2	Pelefundamentering	8
8.3	Kjeller	8
9	Byggegrøp	8
9.1	Graveskråning.....	8
9.2	Traubunn.....	9
10	Seismisk grunntype	9
11	Videre arbeid.....	9
12	Referanser	10
13	Oversikt tegninger og vedlegg	11

1 Innledning/orientering

Ifm. planlagt ny bebyggelse på eiendommen 91/16 «Losby gård» i Lørenskog kommune ble det mellom 8/2 og 14/2-2018 utført geotekniske feltundersøkelser med påfølgende labundersøkelser. Det er tenkt opprettet 1 stk. p-kjeller (900 m²), 1 stk. 4 etasjes tilbygg inkl. p-kjeller (1250 m²), et svømmeanlegg med gangforbindelse til eksisterende bygg (550 m²) samt 2 stk. mindre tilbygg (220 m²). Oppgitte arealer er fotavtrykk.

Undersøkelsene ble utført for å gi grunnlag for vurdering av fundamenteringsforhold og geoteknisk prosjektering samt myndighetspålagt utredning av terreng- og områdestabilitet.

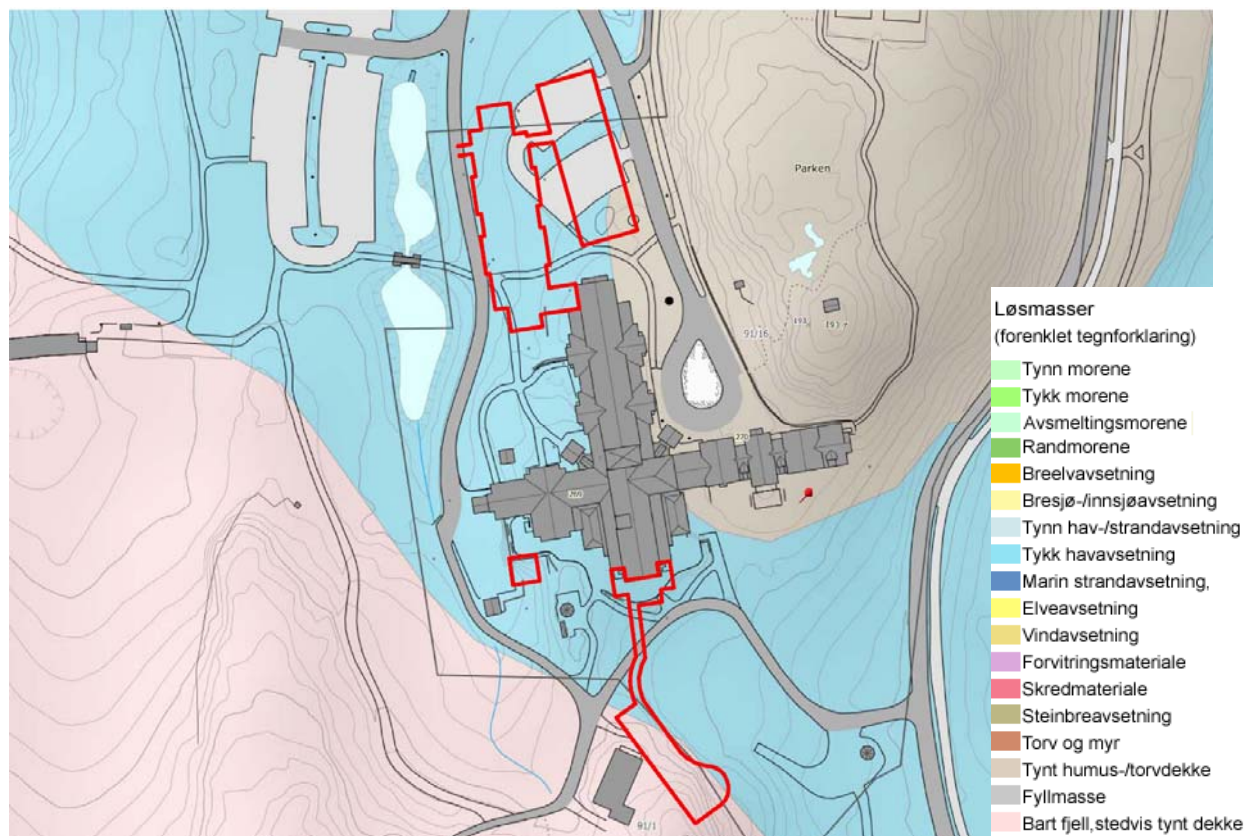


Fig. 2: Oversikt løsmasseavsetninger på og rundt tiltaksområdet (kilde: <http://geo.ngu.no/kart/losmasse/>)

Massene i grunnen består av 0 til 5 m fyllmasser, over faste siltige tørrskorpeleire og forvitret leire over fjell. Mektigheten på løsmasseavsetningen er på ca. 0 til 10 m (fjellldybde) med stedvis fjell i dagen i sør og rundt eksisterende bebyggelse. **Det ble ikke funnet kvikkleire eller sprøbruddleire på eiendommen.**

2 Krav til sikkerhet

2.1 Generelt

Krav til sikkerhet for prosjektering/bygging i områder med jordmasser utenfor kvikkleire-/sprøbruddmateriale fremkommer av NS-EN 1997-1, jfr. ref./1/.

Kontrollkrav er avhengig av pålitelighetsklasse og geoteknisk kategori som definert i NS-EN 1990 og NS-EN 1997-1, jfr. ref./1/ og /2/. I forbindelse med byggesaker er kontrollkrav nedfelt i Byggesaksforskriften (SAK10, ref./5/).

Kontrollkrav for geoteknikk er definert i forskriftenes § 14, og er avhengig av tiltaksklasse. Tiltaksklassene er definert i § 9. **Klasseinndeling i nedenfor stående kapitlene er relevant for søknadsprosessen.**

2.2 Klasseinndeling

- Pålitelighetsklasse iht. ref. /2/ settes til klasse 2
- Geoteknisk kategori iht. ref. /1/ settes til klasse 2.
- Tiltaksklasse iht. ref./4/ settes til klasse 2. Dette innebærer uavhengig kontroll av prosjekterings- og utførelsesarbeidet.
- Kontrollklasse og -form settes til DSL 2 og IL2 iht. ref./2/ (NA.A1.3.1 (903) og B4), dvs. det er påkrevd med utvidet kontroll på prosjekterings- og utførelsesarbeidet.

2.3 Partialfaktor

For dimensjonering av et mulig pelefundament velges partialfaktorer iht. «Dimensjoneringsmetode 3», ref./1/, kap. 2.4.7.3.4. Øvrig geoteknisk prosjektering utføres iht. «Dimensjoneringsmetode 2».

Lastrespons i jordmassene er delvis drenert (fylling), delvis udrenert (leirelag). Materialfaktor i bruddgrensetilstand for drenerte jordlag settes til $\gamma_M=1,25$ og til 1,40 for jordlag med udrenert lastrespons. Materialfaktor i ulykkestilstand (bl.a. seismisk last) settes til $\gamma_M=1,00$.

Beregning av lokalstabilitet kan utføres som «limited state design», dvs. mht. en global sikkerhetsfaktor. Dette er vanlig praksis i Norge. Sikkerhetsfaktor for kritiske dype glideflater gjennom udrenerte jordlag settes til $F=1,40$.

Lastfaktorer « γ_F » ifm. senere geoteknisk prosjekteringsarbeid velges iht. tab. NA.A.1.1 til 1.4 i ref./2/ for de relevante grensetilstandene.

Partialfaktorer for kapasitet av et mulig pelefundament settes til $\gamma_R=1,10$ iht. tab. NA.A.6 i ref./1/.

3 Topografi

Leirterreng og tiltaksområdet ligger på rundt koter +178 til +182 moh. Terrenget på tiltaksområde er forholdsvis jevnt. Det grenser fjellterreng i nordøst og sørvest. Tilgrensende løsmasseterreng heller svakt med ca. 1:7 eller slakere. Tidligere havbunnsnivå (dvs. tidligere forbelastning) vurderes på +180 til +185 m.o.h. ut ifra topografien i nærområdet. Dette har betydning for fasthet/stivhet i leirmassene.

4 Tidligere undersøkelser

Etter vår kjennskap foreligger det ingen relevante tidligere i området utførte grunnundersøkelser. Slikt data er evt. tilgjengelig i offentlige kommunale eller statlige arkiver.

5 Grunnundersøkelser

5.1 Omfang

Undersøkelsene omfatter 13 stk. totalsonderinger, 1 stk. poretrykksmåling, 3 stk. prøvetaking bestående av 6 stk. uforstyrrete 54mm sylinderprøver og 4 stk. forstyrrete poseprøver. Prøvene ble

analysert på geoteknisk laboratorium. De foreliggende opplysningene om grunnforhold anses som tilstrekkelige prosjekteringsgrunnlag.

Borpunktene ble målt inn med GPS. En samlet oversikt over plassering, bordybder og data for identifisering av de forskjellige boringene framgår av tegning V01. Resultater fra sonderingene framgår av tegning V02a til d.

5.2 Kvalitet

I nedenstående tabell ble det foretatt en kvalitetsvurdering av sylinderprøvene. Prøvekvalitet bedømmes vha. parametere fra utførte ødometer- og treaksialforsøk.

Uforstyrrede Prøve		OCR [-]	Ødometer-/treaksial- forsøk			Prøve-/forsøkskvalitet			Kval.- klasse (NVE)
Pkt.	Dybde [m]		M_0/M_L [-]	$\Delta e/e_0$ [-]	ϵ_a [%]	NVE (Ref./6/)	SVV (Ref./7/)	NGI (Ref./9/, /10/)	
12	7,35	ca. 7,8	1,17	0,032	1,5	Forstyrret	Godt forsøk	God til bra	2
12	7,55	ca. 2,8	1,20	0,053	2,5	Akseptabel	Akseptabel	Bra/dårlig	1
12	8,50	ca. 2,6	1,22	0,062	3,0	Akseptabel	Akseptabel	God til bra	1

Fig. 3: Kvalitet jordprøver etter ref./6/, /7/, /8/, /9/, /10/

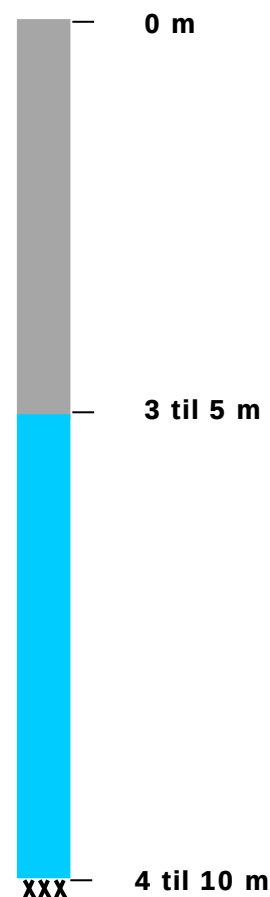
5.3 Grunnforhold

Følgende grunnforhold tolkes for **tiltaksområdet i nord**:

- (1) Ca. 3 - 5 m mektighet: Fyllmasser, blandingsmasser av silt, sand og leire, stedvis renere leire- og siltmasser, biter av teglstein, gruskorn, trerester.
Vanninnhold 15 – 45 %.

- (2) Ca. 1 til 5 m mektighet: Forbelastet siltig leire, forvitret, tørrskorpeaktig øverst (under fylling), fast.
Vanninnhold ca. 30 – 40 %.

Fjelldybde: ca. 4 til 10 m.



Vest og sør på området er grunnforholdene mer variert, med løsmassetykkelser mellom 6,5 m (borpkt. 11) og 0 m (fjell i dagen). Tykkelsene på evt. fyllmasselag er mer usikre i disse områdene. Jordmassene består hovedsakelig av leire, evt. noe sand/silt øverst og noe morenelag over fjell.

5.4 Grunnvann

Grunnvannsnivåer er variable. De høyeste nivåene oppstår vanligvis i perioder rundt vårløsning og etter lange perioder med regn. Det ble utført grunnvannsmåling vha. en hydraulisk piezometer i borpunkt 9. Poretrykk fra målt grunnvannsspeil og videre nedover antas hydrostatisk.

Dato	Grunnvannsspeil, måler 9_Piezo (måler 4,8 m under terreng)		Kommentar
	[moh]	[m]*	
24.4.2018	177,5	3,9	Rett etter snøsmelting/vårløsning, forventes å representere høyt nivå.

Fig. 4: Poretrykksmåling

*Dybde under dagens terreng

6 Jordparametere

6.1 Styrkeparametere

- (1) Fyllmasser: $\varphi = 32^\circ$ til 34° ; $a = 5$ til 25 kPa ($a=5$ kPa for beregning av stabilitet i graveskråning).
- (2) Leire, siltig, forvitret: $s_{uD} = 50 - 100$ kPa (høyeste verdier øverst).

6.2 Stivhetsparametere

- (1) Fyllmasser: $M_0 = 20 - 40$ MPa; $m = 50 - 100$; p'_c ca. $200 - 500$ kPa*.
 - (2) Leire, siltig, forvitret: $M_0 = 15 - 20$ MPa; $m = 17 - 20$; p'_c ca. $250 - 700$ kPa*.
- *høyeste verdier pga. uttørkings-/forvitringseffekter

7 Stabilitet

I og med at det ikke foreligger kvikkleire eller sprøbruddmateriale i grunnen i på tiltaksområdet kan det utelukkes at tiltaksområdet kan bli berørt av pro- eller retrogressiv skred som kan utløses i slike jordmasser. Topografiske og kvartærgeologiske forhold tilsier at tiltaksarealer vil ikke kunne være utløpsområde for et skred med evt. utenfor tiltaksarealer liggende løsnemåte.

Områdestabilitet er dermed tilstrekkelig. Pga. slak terrenghelning og faste leirmasser i grunnen anses lokal terrengstabilitet som tilstrekkelig. Stabilitet i graveskråninger er omtalt i kapittel under.

8 Fundamentering

8.1 Grunn fundamentering

De stedlige leirmassene under fyllmassene er faste og stive, dvs. lite setningsømfintlige. I tillegg vil konstruksjonslaster fra planlagte 2 ½ etasjer over vestre del av p-kjeller på ca. 2 til 3 m dybde og østre uoverbygd p-kjeller på ca. 3,5 til 4 m dybde gi kompensert fundamentering over mesteparten av kjellerarealet.

Terreng ved nordvestre hjørnet av vestre p-kjeller/tilbygg ligger derimot kun 0,7 – 1,2 m over fundamenteringsnivå. I tillegg er tykkelsene på fyllmasselaget størst i dette området, jfr. tegn. V03. Fyllmasser med høyt finstoffandel og usikker kvalitet ift. komprimering kan gi store egensetninger ved belastning. Derfor anbefales at det utføres masseutskifting med LECA masser for å oppnå kompensert fundamentering, jfr. fig. 5. Behov for utskifting vil være ca. 1 – 1,5 m, avhengig av størrelsene på fremtidige konstruksjonslaster.

Lengst sør liggende deler av p-kjellerne vil kunne fundamenteres på (undersprengt) fjell. **Det anbefales å begynne med fundamentering/kjellerstøp i nord** hvor løsmassetykkelsen er størst slik at svell- og rekonsolideringseffekter i leira er avsluttet før sørlig del opprettes. **Dilatasjonsfuger bør vurderes.**

Grunntrykk fra lastkombinasjoner med permanente brukslaster bør av setningshensyn ikke overstige 60 - 70 kPa. Hvis det skal brukes tunge hulldekker bør helstøpt bunnplate som fundamenteringsprinsipp vurderes. Ved bruk av stripe- og punktfundamenter kan det brukes flytende gulv.

Fundamenteringsgrunn er meget telefarlig. Det er derfor behov for markisolering av fundamenter som ligger grunnere enn frostfri dybde.

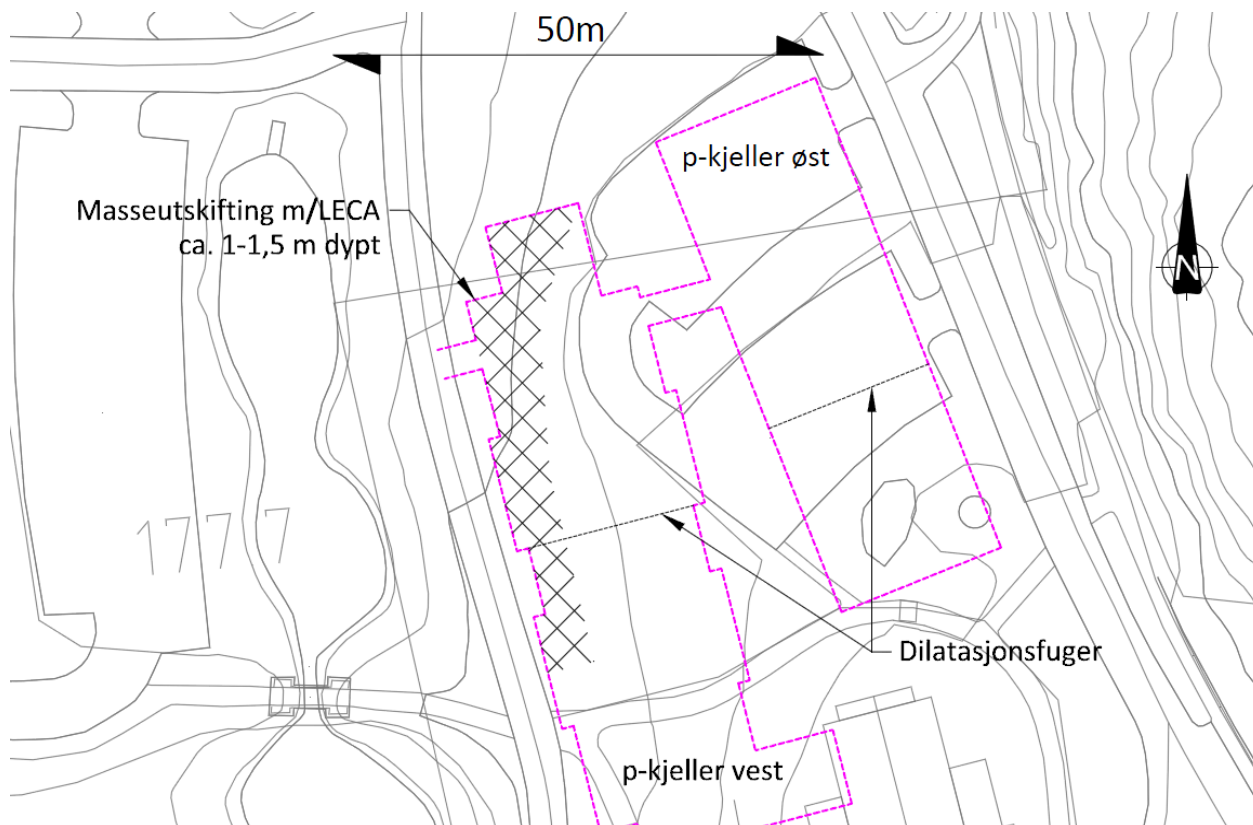


Fig. 5: Oversikt behov for masseutskifting, dilatasjonsfuger (foreløpig vurdering)

Planlagt svømmeanlegg samt gangforbindelse til eksisterende bebyggelse vil kunne fundamenteres på fjell. Evt. tynnere, stedlige løsmasselag fjernes, grunt liggende fjellpartier undersprenges, fjellgrunn fyles opp med bære- og avrettingslag for å skape slett fundamenteringsgrunn.

Påbygg i sørvest på ca. 70 m² grunnflate er tenkt fundamentert oppå eksisterende bygg som mest sannsynlig står på stedlige løsmasser (borpkt. nr. 4 viser ca. 4,5 m med løsmasser). Det bør tas en vurdering av setningsfare ifm. detaljprosjektering.

8.2 Pelefundamentering

Alternativt til grunn fundamentering kan de delene av p-kjellerne som ikke skal fundamenteres på fjell fundamenteres på peler til fjell. Bruk av borete eller rammete stålpeler (mikropeler) kan erfaringsmessig være en gunstig løsning. Masseutskifting er i så fall ikke nødvendig. Det vil heller ikke være begrensninger ift. høyde på evt. terrengfyllinger rundt p-kjellerne.

Hvis en velger pelefundamenter vil det ikke være behov for betong bunnplate. Gulv mellom fundamentene kan da utformes som flytende gulv.

8.3 Kjeller

Kjellerveggene må dimensjoneres for jordtrykk. Dimensjonerende jordtrykk vil erfaringsmessig komme fra seismiske horisontallaster. Det må derved også tas hensyn til lastkombinasjoner som inkluderer økt jordtrykk i øvre deler av veggene grunnet komprimeringseffekter på tilbakefyllingsmasser.

Det er ikke behov for vanntett kjeller, men det må legges en ringdrenasje rundt p-kjellerne, noe under uk-fundamentene. Drenasje må tilkobles lokalt overvannssystem slik at drensvann ledes vekk fra konstruksjonen. Bunn-drenasjeledninger under kjellergulv, c/c ca. 6 – 8 m bør vurderes. Bunnplate/ fundamenter må stå på minst 15 cm kapillarbrytende masser. Masser med sterke kontraster i kornstørrelsen bør skilles med fiberduk eller forkilingslag.

Fyllinger rundt p-kjellerne på mer enn 0,5 m bør unngås.

Tilstøtende eksisterende kjeller på sørsiden ligger ca. 1,7 m høyere enn planlagt gulvhøyde på vestre p-kjeller. Det antas at kjelleren er fundamentert på fjell slik at sikring av eksisterende fundamentene ikke er nødvendig. Dette bør undersøkes nærmere i anleggsfasen.

9 Byggegrøp

9.1 Graveskråning

Bortsett fra eksisterende bygg på sørsiden av planlagt vestre p-kjeller (antas fundamentert på fjell) ligger nærmeste eksisterende bebyggelse tilstrekkelig langt unna slik at byggegrøp vil kunne sikres med graveskråninger.

Det ble utført stabilitetsberegninger vha. ref./11/ med forskjellig helning på graveskråninger. Det ble derved tatt hensyn til redusert skjærstyrke i leirmassene som følge av avlastning. **Graveskråning kan anlegges med helning på 1:0,75.** Det anbefales at graveskråningen sikres mot erosjon ved tildekking i anleggsperioden. **Det må tas hensyn til en last- og trafikkfri sone på 2,5 m bak skråningskanten.** Lagring av jordmasser bak graveskråningen skal da ikke overstige 3 m høyde.

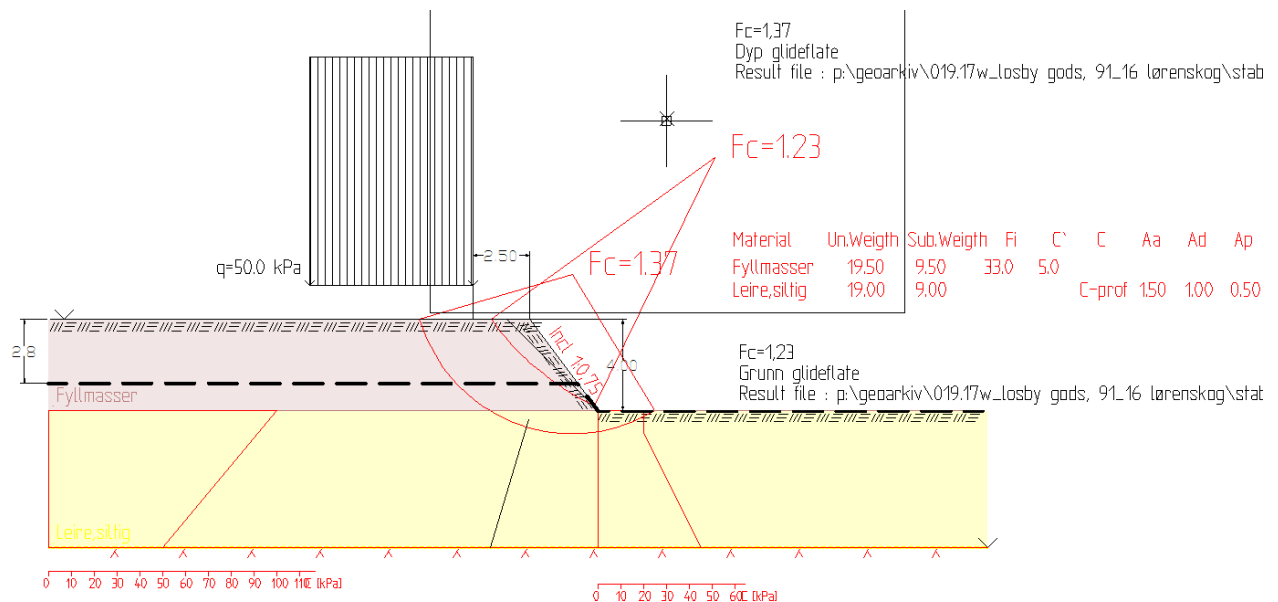


Fig. 6: Stabilitetsberegning, sikring byggegrop med graveskråning 1:0,75

9.2 Traubunn

Grunnen på/under traubunnsnivå på ca. kote +178 består av faste, overkonsoliderte leiremasser med god bæreevne. Det kan likevel være en fordel å legge ut ca. 10 - 15 cm pukk på fiberduk etter utgraving på traubunn slik at et stabilt arbeidsunderlag sikres, særlig mtp. beskyttelse mot oppbløtning ved nedbør og kjøring med maskiner. Dette bærelaget kan brukes som kapillarbrytende lag under senere kjellerstøp eller flytende gulv.

10 Seismisk grunntype

Seismisk grunntype definerer forsterkningsfaktor for grunnakselerasjonen i design respons spektrum som brukes ifm. seismisk dimensjonering.

Områder med fjelldybde under 5 m tilordnes seismisk **grunntype A**, ellers seismisk **grunntype C** etter ref./3/.

11 Videre arbeid

Det må utføres geoteknisk detaljprosjektering mht. av konstruksjonsingeniør beregnede laster på fundamentnivå. Prosjekteringsdetaljer som graving av ledningsgrøfter, evt. terrengfyllinger/-skjæringer, støttemurer, utforming av byggegrop og masselagring etc. bør utarbeides i samråd med geotekniker.

12 Referanser

- /1/ Norsk-/ Europeisk Standard, NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016: «Geoteknisk prosjektering – Del1: Allmenne regler».
- /2/ Norsk-/ Europeisk Standard, NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016: «Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner» (2016).
- /3/ NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014, Eurokode 8: «Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger» (2016).
- /4/ Byggesaksforskriften: SAK 10 (2010).
- /5/ NVE, retningslinjer: Flom- og skredfare i arealplaner (2011, rev. mai 2014).
- /6/ NVE, veileder: «Sikkerhet mot kvikkleireskred - Vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper» (2014).
- /7/ Statens vegvesen, veiledning: Håndbok V220 «Geoteknikk i vegbygging» (2010).
- /8/ Norsk Geoteknisk Forening (NGF), veileder: “Veiledning for utførelse av trykksondering” (1982, rev. nr. 3, 2010).
- /9/ T.Lunne et. al, publikasjon: «Sample disturbance effects in soft low plastic norwegian clay» (Rio de Janeiro,1997).
- /10/ NGF, publikasjon, Laurits Bjerrums Minnefond, Bjerrums foredrag nr. 23: «Strength and deformation properties of Norwegian clays from laboratory tests on high quality block samples» (K.Karlsrud, 2014).
- /11/ Vianova Systems AS, geoteknisk programvare: Novapoint GoeSuite Toolbox 15.4.0.0.

13 Oversikt tegninger og vedlegg

Tegning V01: Oversikt grunnboring, terrengsnitt

Tegning V02a: Grunnundersøkelser borpunkt 1 - 4

Tegning V02b: Grunnundersøkelser borpunkt 5, 7, 8

Tegning V02c: Grunnundersøkelser borpunkt 9, 10, 11

Tegning V02d: Grunnundersøkelser borpunkt 12, 13

Tegning V03: Terrengsnitt A-A, B-B

Vedlegg 1: Koordinatliste grunnundersøkelser

Vedlegg 2: Labanalyser

Vedlegg 3: Tegnforklaring

Vedlegg 4: Kontrollskjema