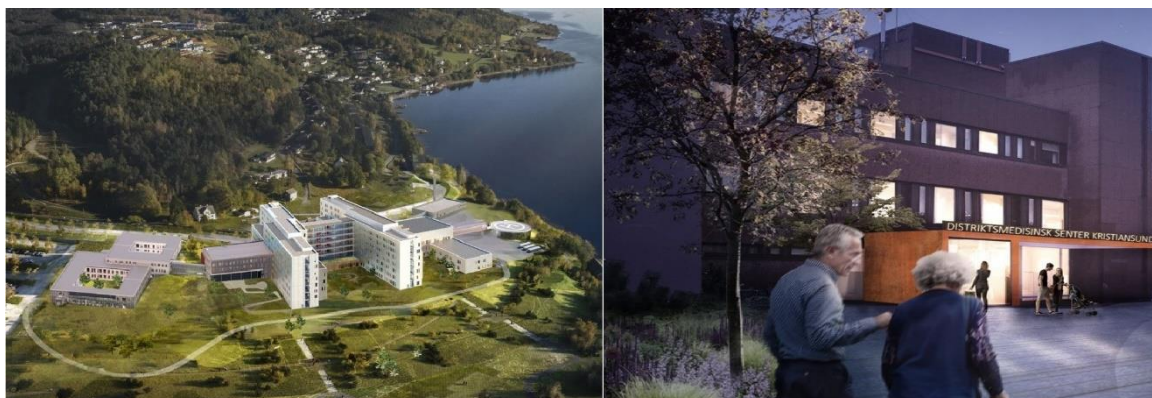


Prosjekt:

Sjukehuset Nordmøre og Romsdal

Tittel:

Fundamentering og grunnforhold



Kontraktor/leverandørs logo: COWI		Bygg nr.:	Etasje nr.:	Systemgr.:	Antall sider: Side 1 av 19	
Prosjekt: SNR	Utgivernr.: 8303	Fag: G	Dok.type: NO	Løpenr.: 0001	Rev.nr.: 05	Status: G

05	Passivt jordtrykk til opptak av laster, stabilitet av helipad i flomsituasjon	18.12.20	KRTS	KRLR	KRLR
04	Oppdatering etter supplerende grunnundersøkelser og valg av fundamenteringsløsninger	10.11.20	KRTS	KRLR	KRLR
03	Forprosjekt	29.05.20	KRTS	KRLR	KRLR
02	Forprosjekt til TFK	29.05.20	KRTS	KRLR	KRLR
01	Skisseprosjekt	20.03.20	KRTS	KRLR	KRLR
Rev.	Beskrivelse	Rev. Dato	Utarbeidet	Kontroll	Godkjent

Innhold

1	Innledning.....	4
1.1	Tidligere prosjekt (SNR).....	4
1.2	Nytt prosjekt (ASH).....	6
2	Grunnforhold.....	7
2.1	Topografi	7
2.2	Geologi	8
2.3	Geotekniske grunnundersøkelser	9
2.4	Løsmasse- og bergforhold	9
2.4.1	Parkeringsarealer	9
2.4.2	Psykatri	10
2.4.3	Somatikk.....	10
2.4.4	Teknisk sentral.....	10
2.4.5	Helipad.....	10
2.5	Grunnvannsforhold	10
2.6	Flom.....	11
2.7	Seismisk grunntype	11
2.7.1	Seismisk grunntype for psykiatri	11
2.7.2	Seismisk grunntype for somatikk	11
3	Jordparametere for sand.....	12
3.1	Styrke- og deformasjonsparametere	12
3.2	Jordtrykkskoeffisienter.....	12
3.3	Fjærstivhet.....	12
4	Prosjekteringsforutsetninger	13
4.1	Regelverk.....	13
4.2	Geoteknisk kategori.....	14
4.3	Konsekvensklasse/pålitelighetsklasse (CC/CR).....	14
4.4	Tiltaksklasse.....	14
4.5	Kontrollkrav	14
4.6	Oppsummering av prosjekteringsforutsetninger	14
4.7	Sikkerhet.....	14
4.8	Laster	15
4.8.1	Laster fra konstruksjoner	15

4.8.2	Trafikklaste på veier og parkeringsarealer.....	15
5	Skråningsstabilitet	15
5.1	Midlertidig utgraving.....	15
5.2	Permanente skråninger	15
5.3	Områdestabilitet	16
6	Fundamenteringsforhold.....	16
6.1	Psykiatri	16
6.2	Somatikk	16
6.2.1	Trykkapasitet av peler	17
6.2.2	Momentbidrag i peler fra seismiske laster.....	18
6.2.3	Jordtrykk på fundamenteringsplater.....	19
6.3	Veier	19
6.4	Parkeringsarealer	19
7	Vedlegg.....	19

1 Innledning

COWI AS er engasjert som underleverandør til Skanska Norge AS/ Sykehusbygg HF for å utføre detaljprosjektering av akuttsjukehuset Hjelset (ASH) i Molde.

ASH-prosjektet er en optimalisering av det tidligere prosjektet Sjukehus Nordmøre og Romsdal (SNR) prosjektert av COWI AS (Oppdragsnr. A069665). De innledende faser av SNR-prosjektet har blitt utført.

Dette notatet gir grunnlag for geoteknisk prosjektering, herunder normgrunnlag, lagfølge og jordparametere, samt nødvendige geotekniske tiltak for å kunne utføre utgraving og oppfylling, som det ventes utført.

1.1 Tidligere prosjekt (SNR)

Det er utført noen innledende anleggsarbeider i forbindelse med det tidligere prosjektforslaget SNR. Figur 1-1 viser området for sjukehuset som det så ut før anleggsarbeidene begynte. Figur 1-2 viser planen for det tidligere prosjekterte Sjukehus Nordmøre og Romsdal (SNR).

Figur 1-3 viser ortofoto fra 07.12.2019, hvor de utførte anleggsarbeidene i forbindelse med SNR kan ses. Det er fjernet en del bygninger på tomten og gravd bort en del løsmasser midt på tomten i forbindelse med utgraving til den tidligere planlagte parkeringskjelleren. Disse løsmassene er blitt anvendt til utfylling på den nordlige delen av tomten, hvor det i SNR-prosjektet var planlagt parkeringsplasser.

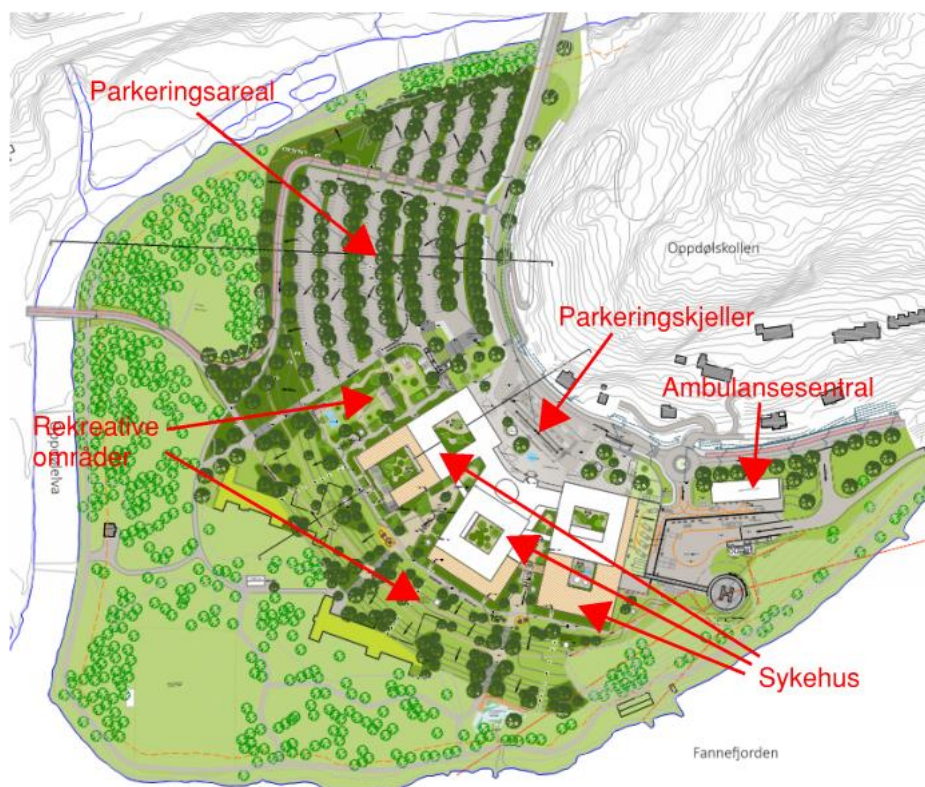
I forbindelse med den planlagte parkeringskjelleren er det blitt støpt en permanent støttemur langs Opdølvegen. Tegningene 1245-02-Ba211-C001, 1245-02-Ba214-D001, 1245-02-Ba214-G001 og 1245-02-Ba214-G002 (fra oppdragsnr. A069665) viser as-built-dokumentation for graveplan, form, snitt og detaljer for støttemuren.

Den planlagte ambulansestasjonen var plassert tett på Oppdølsveien, hvilket gjorde det nødvendig med en midlertidig spuntkonstruksjon langs veien for å kunne grave ut til ambulansestasjonen. Tegning V01 (fra oppdragsnr. A069665) viser as-built-dokumentasjon for spuntveggen.

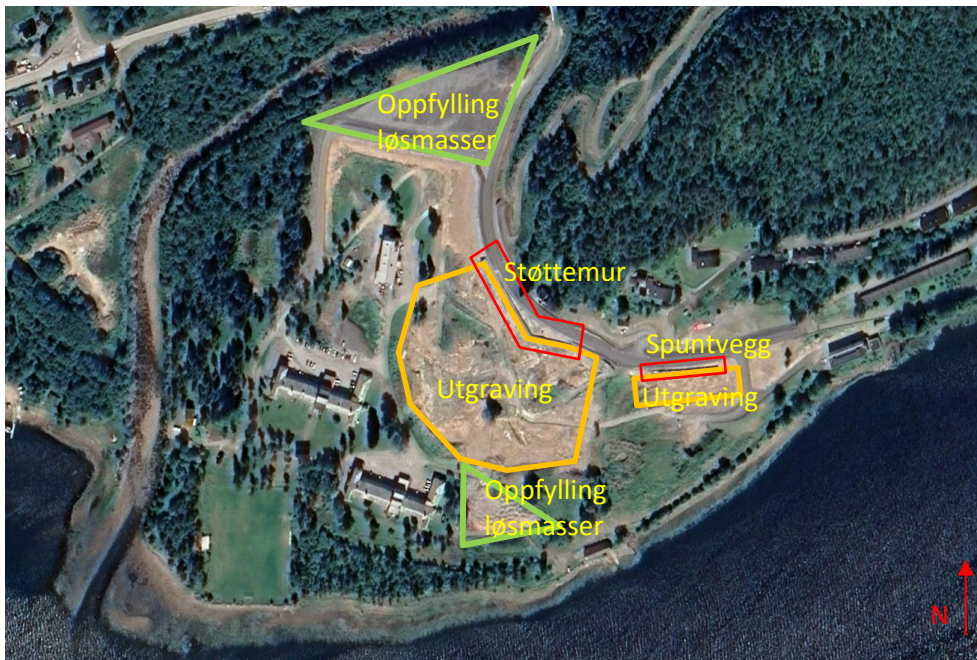
Det er tatt høyde for de utførte anleggsarbeidene ved planlegging av akuttsjukehuset på Hjelset.



FIGUR 1-1: ORTOFOTO FRA 2014 OVER HJELSET, MOLDE (FRA NORGEIBILDER.NO).



FIGUR 1-2: PLAN FOR TIDLIGERE PROSJEKTERT SJUKEHUS NORDMØRE OG ROMSDAL (SNR).



FIGUR 1-3: ORTOFOTO FRA 07.12.2019 SOM VISER DE UTFØRTE ANLEGGSARBEIDENE (FRA GOOGLE EARTH PRO).

1.2 Nytt prosjekt (ASH)

Figur 1-4 viser skisse av den nye planen for akuttstjukehuset. Under de bygningene som ses på figuren, er det planlagt mindre teknikkrom i kjellernivå. Disse kjelleretasjer planlegges direkte fundamentert rundt kote +6,35. Resten av bygningene planlegges direkte fundamentert rundt kote +11. For en del av bygget blir det nødvendig å sprengne bort fjell for å nå kote + 6,35. På andre deler av tomten må fylles opp for å kunne fundamentere bygningene og nå ønsket terrengnivå.



FIGUR 1-4: SKISSE SOM VISER Plassering og nytt konsept for akuttsjukehuset. Bygg 1240 er psykiatri, bygg 1250, 1260 og 1270 er somatikk, bygg 1280 er helipad, og bygg 1290 er ambulansesentral.

2 Grunnforhold

Grunnforholdene på tomten er i det følgende vurdert ut fra geologiske kart, utførte grunnundersøkelser, prøvegravninger og observasjoner i forbindelse med det tidligere utførte anleggsarbeidet:

- /1/ Akuttsykehuset på Hjelset – Geotekniske grunnundersøkelser – Datarapport. Oppdragsnr. 5206906, dokumentnr. RIG-R01, ver. J01, 14.10.2020, Norconsult.
- /2/ Geoteknisk datarapport – Grunnundersøkelser Sykehuset Nordmøre og Romsdal. Oppdragsnr. 5174547, dokumentnr. RIG, ver. 01, 30.08.2017, Norconsult.
- /3/ Geotekniske forhold. Dokumentnr. SNR-0000-G-NO-0001-01, 26.11.2019, Helse Møre og Romsdal.
- /4/ Ingeniørgeologiske skrivebordsvurderinger. Oppdragsnr. A069665, dokumentnr. NOT-RIG-002, 29.09.2017, COWI AS.
- /5/ Resultat av geologiske grunnundersøkelser for sykehus tomten ved Hjelset Møre og Romsdal. August 2020, Digital Geologi AS.

2.1 Topografi

Innen innledende anleggsarbeider for tidligere prosjektert sykehus, SNR, lå Oppdøl sykehus på tomten. En del av dette sykehus ble revet i forbindelse med de utførte anleggsarbeidene i fase 1. Av kartet vist på Figur 2-1 vurderes det at det er utført terrengregulering da Oppdøl Sjukehus ble bygget, der det ses at grunnen er inndelt i to platå som passer med dette sykehusbygget. Høyeste platå lå

rundt kote +20,0 m.o.h.. Annet platå lå rundt kote +11,0 mens terrenget mot Fannefjord ligger rundt kote +4,0.

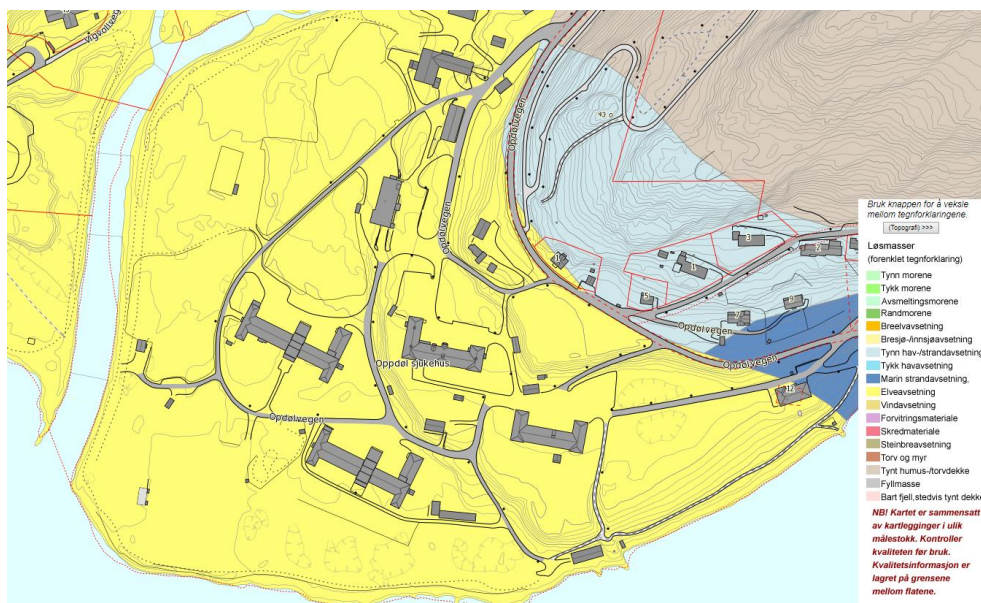
Ved det nylige anleggsarbeid ble det på første platå gravd til kote +17,5 ved etablering av støttemur. På annet platå er det gravd til ca. kote +8, stedvis kote +6 i området som er vist på Figur 1-3.



FIGUR 2-1: KART OVER TOMTEN MED TOPOGRAFI FRA FØR ANLEGGSARBEIDER BLE PÅBEGYNT. DE INNSKREVNE KOTENE ER CIRKA VERDIER. ETTER WWW.NORGESKART.NO.

2.2 Geologi

Løsmassekart over området viser elveavsetninger i området, jf. Figur 2-2. Området ligger under marin grense. De geologiske grunnundersøkelsene utført med radar viser sammen med tolkning av totalsonderingene utført i 2017, at sedimentene i området i hovedsak består av mer enn 80 % sand og sandig grus iblandet bergartsfragmenter og blokker, samt mindre enn 10 % silt. Ingen marine leire ble observert. De geologiske grunnundersøkelsene ga dessuten en bergmodell for hele tomten.



FIGUR 2-2: LØSMASSEKART FRA NGU.NO.

2.3 Geotekniske grunnundersøkelser

Norconsult har på oppdrag fra Sykehusbygg HF utført grunnundersøkelser for det nye sjukehuset i juli og august 2017 samt i september og oktober 2020.

I alt er det utført 62 totalsonderinger, 2 CPTu, 14 prøvetakinger og 3 piezometer på tomten. Jordprøvene ble analysert på laboratorium. Borepunktene ble målt inn med GPS og plasseringene kan ses av borplanen i vedlegg 1.

Ved de anleggsarbeidene som ble utført i forbindelse med SNR-prosjektet ble det observert et område med bløt leire nær den installerte spunten. Ved graving mitt på tomten og ved etablering av støttemuren mot Oppdølveien ble det truffet fjell. Dette er beskrevet i notatet "Geotekniske forhold".

2.4 Løsmasse- og bergforhold

Vurderingene av løsmasse- og bergforholdene på tomten baseres på de utførte geotekniske og geologiske grunnundersøkelsene, de senere utførte prøvegravningene og observasjoner i forbindelse med anleggsarbeider på tomten.

En del av prøveseriene viser humusholdig sand i en dybde på 4-6 under terreng der det ikke vil forekomme naturlig. Det indikerer, sammen med topografien i området, at det har blitt utført terrengregulering i forbindelse med tidligere bygg (Oppdøl psykiatriske sjukehus).

2.4.1 Parkeringsarealer

Området er dekket av borepunktene N3-N12 og N17-N22.

Prøveseriene som er foretatt til 4-8 m dybde, viser grusig sand med lag av siltig sand. Sanden er stedvis humusholdig ned til 4 m svarende til ca. kote +3,5. Totalsonderingene indikerer faste til middelfaste masser.

Totalsonderingene indikerer fjell varierende fra ca. kote +20 ved Oppdølvegen og fallende mot nord til ca. kote +6 og mot vest til ca. kote -22.

De massene som ble gravd opp ved anleggsarbeidene for SNR-prosjektet, ble kjørt til parkeringsarealet i det nordvestlige hjørnet av tomten. Massene ble lagt ut med sandwich-oppbygging, det vil si bløt leire-silt over faste og drenerende masser; herover oppfylling av friksjonsmasser med overhøyde for å ta høyde for komprimering av leire/silt.

2.4.2 Psykiatri

Psykiatrien er dekket av borepunktene N24-N26 og ASH001-ASH002. Totalsonderingene viser overveiende faste friksjonsmasser. Feltobservasjoner angir løst lagret sand i ca. kote -1,0 – +1,0. Flere av totalsonderingene indikerer dette laget.

Totalsonderingen indikerer fjell varierende fra kote -3,0 i nord til kote -18 i sør.

2.4.3 Somatikk

Somatikken er dekket av borepunktene N27, N28A, N30, N33, N45, N46, N48, N53, ASH003-ASH006. Totalsonderingene viser overveiende faste friksjonsmasse. Enkelte totalsonderinger indikerer lag med løstlagret sand, lagene er tynne (rundt 1 m) og ikke sammenhengende. Prøveseriene viser enkelte humusholdige lag.

2.4.4 Teknisk sentral

Ambulansesentralen er dekket av borepunktene N39 og N54. Totalsonderingene viser faste friksjonsmasser til berg med enkelte lag av silt. I forbindelse med utgraving foran installert spunt ble det truffet et lag med bløt leire omkring kote +7,9, jf. notatet "Geotekniske forhold". Berg ligger omkring kote +5,0.

2.4.5 Helipad

Området er dekket av borepunktene N24-N35, N43-N49 og N53.

Totalsonderingene og prøveseriene for området for sjukehusbygget og murer, indikere at løsmassene består av faste avsetninger av sand stedvis siltig. I prøver tatt ut er det funnet humusholdige sandlag.

Totalsonderingene indikerer berg varierende fra ca. kote +17 ved Oppdølvegen og faldende mot vest til ca. kote -19, mot sør til ca. kote -13 og mot øst til ca. kote -11.

2.5 Grunnvannsforhold

Det er utført målinger i nedsatte vannstandsør i borepunkt N53 d. 2 januar 2018. Her var det utslag i røret på 5 m i 5 m dybde, svarende til kote +6,4, mens røret på 7 m var det ikke utslag på, jf. Tabell 2-1. Det vurderes at utslaget på 5 m kommer som følge av vanninnslag fra terreng eller fra et hengende vannspeil. Ved grunnundersøkelsene utført i 2020 i borepunkt ASH003 ble det målt vannspeil i kote +7,6.

Det presiseres at de målte vannspeilene gir et øyeblikksbilde, og at vannspeilsforholdene på tomten kan variere henover et år.

TABELL 2-1: MÅLINGER AV VANNSPEIL

Borepunkt	Terrengkote	Spissdybde [m u.t.]	Spisskote	Vannspeilskote	Avlesningsdato
N53	+11,4	5,0	+6,4	+6,4	02.01.2020
N53	+11,4	7,0	+4,4	Tørr	02.01.2020

ASH003	+8,4	4,8	+3,6	+7,6	09.10.2020
--------	------	-----	------	------	------------

Eventuelle hengende vannspeil som blir mattet av overflatevann, vurderes å kunne håndteres med vanlig lensing i utgravingen.

Ved gravingen utført ved spuntveggen ble det observert vannsig rett over berg. Ved støttemuren ble det observert vannsig også. Ved graving må det derfor forventes å treffe vannførende sjikt som må håndteres løpende. Eventuelt med lokal plastring med sprengstein eller lokal slakk graveskråning.

2.6 Flom

I konsekvensutredningen er det undersøkt konsekvenser av havnivåstigning, stormflod, bølgeoppskylling som følge av flodbølge ved fjellras, flom i vassdrag og dambruddbølge, jf. ref. /6/ og /7/. Ref. /6/ konkluderer at forutsatt at byggverk ikke plasseres lavere enn kote +5,5 er området lite sårbart overfor flom, dambruddbølge fra Silsetdammen, havnivåstigning eller bølgeoppskylling.

- /6/ Konsekvensutredning – Sjukehuset Nordmøre og Romsdal – Del 1. Tomtealternativer i Molde kommune. Oppdragsnr. 5135317, 04.06.2014, Norconsult.
- /7/ Nye Molde sjukehus – nye vurderinger av flodbølger ved Hjelset – Detaljberegning av oppskylling etter mulig fjellskred fra Oppstadhornet. Oppdragsnr. 20130612-01-R rev. 0, 20.09.2013, NGL.

2.7 Seismisk grunntype

Det er seismisk aktivitet i Norge, og byggverk må dimensjoneres i forhold til den stedlige seismiske aktiviteten. Dimensjoneringen er avhengig av den seismiske grunntypen som definert i NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+ NA:2014, Tabell NA.3.1.

Det benyttes ulike fundamenteringsmetoder for bygningen på tomten. Den seismiske grunntype vurderes ut fra de grunnforholdene som finnes for de ulike bygningene på tomten.

2.7.1 Seismisk grunntype for psykiatri

Psykiatrien skal direkte fundamenteres. Det er 5-20 m til berg fra byggets fundamentsunderkant ca. kote +6,0 for deler av bygget og ca. kote +10,5 for resten av bygget. Ut fra beskrivelsen av grunnforholdene i avsnitt 2.4.2 med faste sand- og grusmasser med lag med løst leiret, vannmettet sand rundt kote -1,0 – +1,5 fastsettes grunntypen til grunntype D.

2.7.2 Seismisk grunntype for somatikk

Somatikken fundamenteres henholdsvis direkte på berg og på peler. Fundamentsunderkanten for de deler av bygget som fundamenteres på berg, ligger ca. på kote +10,5. Fundamentsunderkanten for de deler som pelefundamenteres ligger på ca. kote +6,0. For sistnevnte er det mellom 0-16 m til berg fra fundamentsunderkant.

For dele av bygget som kan direkte fundamenteres, kan det benyttes grunntypene under:

- Der bygningene kan direkte fundamenteres på fjell eller på masser med mindre enn 5 m til berg kan det brukes grunntype A.
- Der bygningene direkte fundamenteres på mer enn 5 m løsmasser over berg må det brukes grunntype D.

For de deler av bygget som pelefundamenteres, må den seismiske påvirkningen av konstruksjonene deles i to bidrag som må analyseres av RIB og RIG i fellesskap:

- Tregghetslaster fra konstruksjonen (Inertia forces) hvor jordskjelvet får bygningen til å svinge og gi laster i konstruksjonsdelene. Berg setter konstruksjonen i svingninger og dermed er det grunntype A som skal undersøkes for.
 - RIB utfører analyse hvor stivheten av jorden påvirker fordelingen av krefter mellom konstruksjonsdeler og de ulike fundamenteringskomponenter. Det vil si at hele konstruksjonen inklusive peler modelleres og det anvendes fjære for å modellere understøttingene. Konstruksjonen svinger og gir dermed belastningen.
- Kinematisk interaksjon med omliggende jord (Kinematic forces) hvor jorden svinger og påvirker konstruksjonen.
 - RIG utfører en analyse hvor svingende jord gir ekstra laster på konstruksjonsdeler – primært på pelene – og er basert på grunntype D som løsmassene definerer.

3 Jordparametere for sand

På bakgrunn av de utførte totalsonderingene, CPTu, rutineforsøkene, kornkurvene og erfaringsverdier vurderer parametere for de stedlige masser.

Det forutsettes at det ikke direkte fundamenteres eller anlegges vegger på bløte masser. Derfor vurderes kun jordparametere for sand herunder.

3.1 Styrke- og deformasjonsparametere

De to CPTu som ble utført i borepunkt ASH003 og ASH007, kunne kun utføres til henholdsvis 1 m og 1,5 m dybde pga. faste masser. Metodene for tolkning av CPTu er ikke akkurate for lave spenningsnivåer, men de gir en indikasjon på materiale parameterne i forhold til erfaringsverdier. Tolking av CPTu kan ses i Vedlegg 2. Tabell 3-1 gir beste estimat av løsmassenes styrke- og deformasjonsparametere.

TABELL 3-1: KARAKTERISTISKE STYRKEPARAMETERE OG DEFORMASJONSPARAMETERE FOR SANDMASSENE.

	γ [kN/m ³]	φ_k [deg.]	a [kPa]	K [MPa]	m [-] ^{a)}
Sand	18	36	0	40	300/600
Siltig sand	18	33	0	30	200/400

^{a)} Vandmettet/tørr

3.2 Jordtrykkskoeffisienter

For dimensjonering av vegger anbefales det å bruke en hviletrykkskoeffisient. For dimensjonering av bygget anbefales det å bruke en hviletrykkskoeffisient lik $K_0 = 0,45$ for dimensjonering av kjellerveggene. Utføres det komprimering av massene på bakkanten av veggen må det brukes et komprimeringstrykk på min. 10 kPa.

Om det kan tillates deformasjoner av konstruksjonene, kan jordtrykket reduseres i beregningene ved bruk av jordtrykkskoeffisient for aktivt jordtrykk i stedet for hviletrykkskoeffisienten.

3.3 Fjærstivhet

I forbindelse med vurdering av direkte fundamentering av somatikkbygget er det beregnet fjærstivheter ut fra den angitte deformasjonsmodulen for sand for ulike dybder til berg og for ulike fundaments størrelser og spenninger i fundamentsunderkant gitt av RIB. Tabell 3-2 viser resultatet av disse beregningene. For beregningseksempler vises det til vedlegg 3.

TABELL 3-2: RESULTATER FOR BEREGNING AV FJÆRSTIVHETER.

	Forutsetninger	Bunnplate	Stripefundament	Punktfundament
	Kote FUK	+6,35	+10,35	+10,35
	Kote VS	+2,00	+2,00	+2,00
	Bredde fundament [m]	20,0	2,0	4,5
	Lengde fundament [m]	100,0	100,0	4,5
	Spenningsmodul [MPa]	40,0	40,0	40,0
Dybde til berg	Resultater			
0-2 m	Verticalspenning FUK [kPa]	200	250	300
	Fjærstivhet [MPa/m]	83	101	108
2-4 m	Verticalspenning FUK [kPa]	-	60	-
	Fjærstivhet [MPa/m]	-	18	-
4-8 m	Verticalspenning FUK [kPa]	150	150	-
	Fjærstivhet [MPa/m]	10	12	-
8-12 m	Verticalspenning FUK [kPa]	120	250	250
	Fjærstivhet [MPa/m]	7	10	11
12-16 m	Verticalspenning FUK [kPa]	100	250	180
	Fjærstivhet [MPa/m]	5	10	11

4 Prosjekteringsforutsetninger

Det er ulike prosjekteringsforutsetninger for de forskjellige deler av sjukehusbygget angitt i innledningen. Prosjekteringsforutsetninger for de enkelte deler av prosjektet er gitt i det følgende.

4.1 Regelverk

Følgende regelverk, standarder og veiledninger ligger til grunn for prosjekteringen.

- /8/ NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.
- /9/ NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger.
- /10/ NS-EN 1997-1:2004+NA:2013+NA:2016: Geoteknisk prosjektering del 1: Allmenne regler.
- /11/ NS-EN 1997-1:2007+NA:2008: Geoteknisk prosjektering del 2: Regler basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver.
- /12/ NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger.
- /13/ Byggesaksforskriften (SAK 10). Direktoratet for byggkvalitet.
- /14/ Håndbok V220: Geoteknikk i vegbygning. Statens Vegvesen.
- /15/ Håndbok N200: Vegbygning. Statens Vegvesen.
- /16/ Forskrift for trafikklast på bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner i det offentlige vegnettet (trafikklastforskrift for bruer m.m.), FOR-2017-11-17-1900. Samferdselsdepartementet.
- /17/ Jordskjelvdesign i Statens vegvesen – Anbefalinger for geoteknisk prosjektering av veger og samvirke jord-konstruksjoner. Statens vegvesen rapporter Nr. 604. NGI. Statens vegvesen, Vegdirektoratet.
- /18/ Peleveiledningen 2019. Den norske Pelekomité. Norsk Geoteknisk Forening.

4.2 Geoteknisk kategori

NS-EN 1997-1 stiller krav til prosjektering ut ifra tre ulike geotekniske kategorier. Valg av kategori gjøres ut ifra standardens punkt 2.1 "Krav til prosjektering".

4.3 Konsekvensklasse/pålitelighetsklasse (CC/CR)

NS-EN 1990 definerer byggverkets plassering med hensyn til konsekvensklasse og pålitelighetsklasse (CC/CR). Konsekvensklasser er behandlet i standardens tillegg B (Informativt), mens veiledende eksempler på klassifisering av byggverk i pålitelighetsklasser er vist i nasjonalt tillegg NA (informativt), tabell NA.A1(901).

4.4 Tiltaksklasse

SAK 10 krever at byggverk deles inn i tiltaksklasser i henhold til §9-4 "Fastsettelse av tiltaksklasser". Tiltaksklassen er avhengig av pålitelighetsklassen for tiltaket.

4.5 Kontrollkrav

Krav til prosjekteringskontroll og utførelseskontroll er definert i NS-EN 1990.

Prosjekteringskontrollklassen (PKK) og utførelseskontrollklassen (UKK) er avhengig av pålitelighetsklassen.

Beskrivelse av utførelseskontroll for geotekniske arbeider er dessuten definert i NS-EN 1997, avsnitt 4.2.2 og er avhengig av geoteknisk kategori.

I forbindelse med byggesaker er kontrollkrav nedfelt i Byggesaksforskriften (SAK10). Kontrollkrav for geotekniske prosjektering ifb. byggesaker beskrives i § 14, og er avhengig av tiltaksklasse. Tiltaksklassene er definert i § 9.

4.6 Oppsummering av prosjekteringsforutsetninger

Tabell 4-1 angir prosjekteringsforutsetninger for de enkelte deler i forbindelse med sjukehusbygget.

TABELL 4-1: PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER.

	Pålitelighets-klasse	Geoteknisk kategori	Konsekvens-klasse	Tiltaks-klasse	Kontroll
Sjukehus (6-7 etasjer)	3	3	3	3	utvidet
Psykiatri (2-3 etasjer)	2	2	2	2	normal
Parkeringsarealer	2	2	2	2	normal
Rekreative områder	2	2	2	2	normal

4.7 Sikkerhet

Partialfaktorer for laster og for geotekniske parametere er gitt i hhv. Tabell 4-2 og Tabell 4-3.

TABELL 4-2: PARTIALFAKTORER FOR LASTER.

	Regelverk	Partialfaktor
Stabilitet av veier	SVV Håndbok V220	Permanente laster: $\gamma_G = 1,0$ Trafikklaster: $\gamma_Q = 1,3$ (eller 0 hvis gunstig)
Konstruksjoner	NS-EN 1990 (avsnitt NA.A2.3.1 (5))	Geotekniske laster: Tabell NA.A2.4 (C) Øvrige laster: Tabell NA.A2.4 (B)

TABELL 4-3: PARTIALFAKTORER FOR GEOTEKNISKE PARAMETERE.

	Regelverk	Partialfaktor
Stabilitet av veier	SVV Håndbok V220	Nøytralt brudd, CC2, udrenert og drenert: $\gamma_M=1,4$ Nøytralt brudd, CC3, udrenert og drenert: $\gamma_M=1,5$
Konstruksjoner	NS-EN 1997-1 (Tabell NA.A.4, Sett M2)	Drenert: $\gamma_M=1,25$ Udrenert: $\gamma_M=1,4$

4.8 Laster

4.8.1 Laster fra konstruksjoner

Lastene fra de ulike bygningene bestemmes løpende i prosjektet.

4.8.2 Trafikklaster på veier og parkeringsarealer

For vurdering av stabilitet av veier benyttes i henhold til Håndbok N200 en jevnt fordelt karakteristisk last på 15 kPa over hele vegbredden hvis dette er mest ugunstig. Vegbredden omfatter også vegskulderen. For gang- og sykkelveger skal benyttes en jevnt fordelt last på 10 kPa. Trafikklast på parkeringsplasser skal være tilsvarende som tilstøtende veg, dersom det ikke er etablert restriksjoner på hvilke kjøretøyer som har adgang.

For dimensjonering av konstruksjoner i tilknytning til veganlegg benyttes laster som beskrevet i Trafikklastforskrift for bruer m.m. For alle arealer regnes med en jevnt fordelt karakteristisk last på 5 kPa. For de to lastfelter nærmest konstruksjonen regnes med en jevnt fordelt karakteristisk last (boggiekvivalentlast) på 25 kPa over lastfeltets bredde og 6 m i lengderetningen.

5 Skråningsstabilitet

5.1 Midlertidig utgraving

Graving for kjelleren for sjukehusbygget blir utført delvis i løsmasser og delvis i berg.

Graving i løsmasser vurderes i utgangspunktet å måtte utføres med helling 1:2. Det forventes at graving utføres i grus, stein og sand. Finnes det vannførende lag, humuslag eller annet avvik under utgravingen kan det bli nødvendig å redusere hellingen av utgravingen slik den blir stabil. Der det lokalt observeres større vannsig i forbindelse med graving kan det benyttes plastring.

Helling av fjellskjæring må utføres etter avtale med ingeniørgeolog på plassen.

5.2 Permanente skråninger

De permanente skråningene som etableres sør/vest og sør for sjukehusbygget, forventes bygget opp av avgravde masser fra tomten. Treffes det lag av humus eller bløte masser i de avgravde massene, kan disse ikke bygges inn i de nye skråningene. Basert på stabilitetsberegninger kan skråningene anlegges med helling 1:2,5 (lodrett:vannrett) ved bruk av stedlige masser, jf. vedlegg 4.

Det er utført stabilitetsberegninger for helipad som skal ligge på topp skråning ned mot Fannefjorden, med hhv. vannspeil i kote +1,0 for den permanente situasjonen og vannspeil i kote +5,5 for flomsituasjonen. Beregningene er utført med overslag på fundamentlastene for helipad på 35 kPa. Beregningene viser at skråningen kan anlegges med helling 1:1,5 (loddrett:vannrett) der det brukes komprimert pukk/sprengstein i fyllingen, jf. vedlegg 5.

5.3 Områdestabilitet

Prosjektområdet ligger under marin grense og innenfor kvikkleire-kartlagt område, men er ikke klassifisert som område med kvikkleirerisiko. De utførte grunnundersøkelsene viser ikke kvikkleire eller sprøbruddmateriale på tomten, og det er derfor ikke risiko for kvikkleireskred i området.

Nordøst for Oppdølvegen og prosjektområdet viser topografien og løsmassekart at det er en bakke med tynt dekke av strand-/havavsetning over fjell. Topografien viser, at bakken har en helling på 15°-20° ned mot prosjektområdet. Da hellingen er mindre enn 25° vurderes det ikke å være risiko for jordskred i henhold til NVE veileder nr. 8/2014 "Sikkerhet mot skred i bratt terreng".

6 Fundamenteringsforhold

Fundamenteringstype er valgt på bakgrunn av lastene og akseptable deformasjoner av fundamentene.

6.1 Psykiatri

Psykiatrien fundamenteres direkte på løsmasser. Basert på grunnforholdene beskrevet i avsnitt 2.4.2 er det tillatte grunntrykket beregnet for ulike bankettbredder, jf. Tabell 6-1. Forutsetning for beregningene er, at bankettene kun er blitt vertikalt belastet. Ved andre lastkombinasjoner må det bæreevnen av fundamentet regnes skjærskilt. Beregningene er vist i vedlegg 6. Utføres fundamenteringen av punktfundamenter må bæreevnen av disse også beregnes i senere fase av prosjektet.

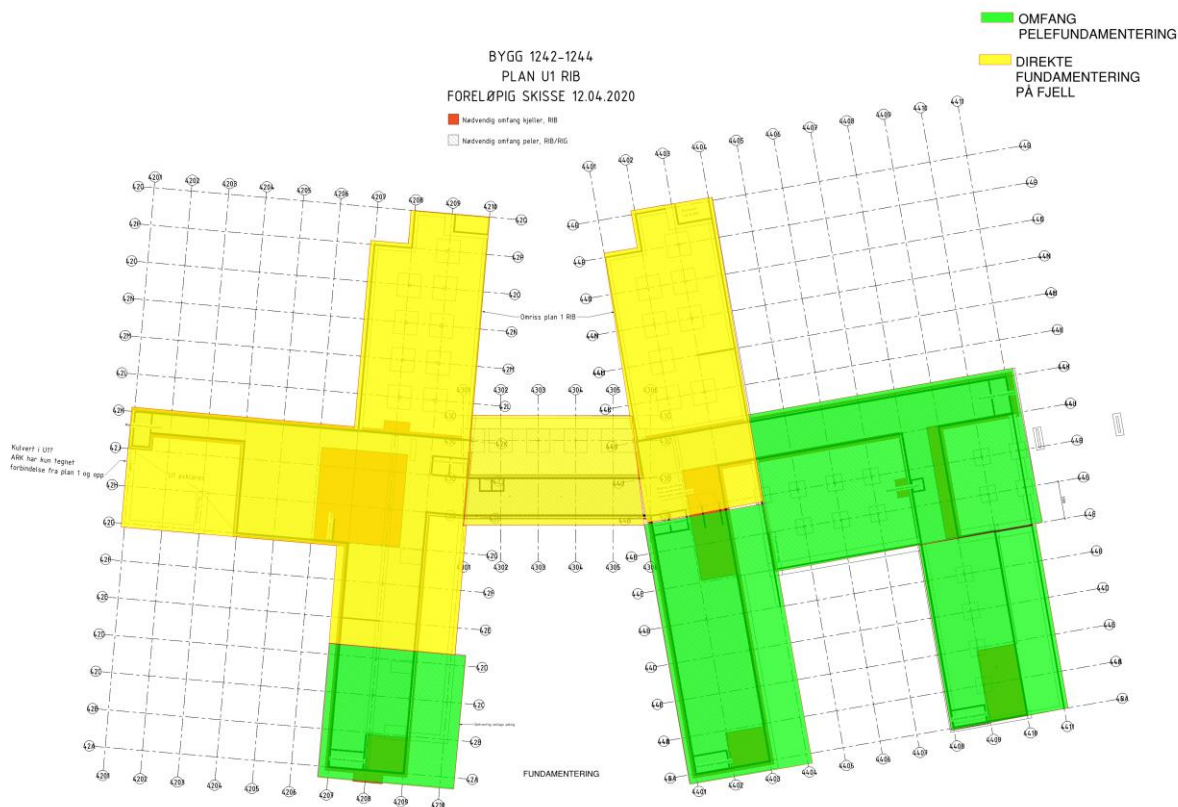
TABELL 6-1: TILLATT GRUNNTRYKK FOR BANKETTER MED ULIKE BREDDER. RESULTATENE ER UNDER FORUTSETNING AV AT DET KUN ER VERTIKALE LASTER PÅ BANKETTEN.

Bredde av fundament [m]	Tillatt grunntrykk [kPa]
1,0	600
1,5	650
2,0	700
2,5	750
3,0	800

6.2 Somatikk

Som beskrevet i avsnitt 0 er det i forbindelse med de utførte anleggsarbeidene truffet bløte leire-/siltlag ulike steder på tomten. Det ikke truffet bløte avsetninger i de utførte grunnundersøkelsene, så det vurderes at det er tale om mindre, begrensede områder med bløte avsetninger.

For noen deler av sjukehuset må det sprenges bort berg. Dette gjelder de deler som er skissert med gul på **Feil! Fant ikke referanse kilden..** På de andre deler er dybden til berg opp til 20 m. Dette betyr at det vil bli differenssetninger av bygget om det skulle direkte fundamenteres. Etter innledende vurderinger av setningene er det blitt valgt å pelefundamentere de deler av bygget som ikke kan fundamenteres direkte på berg. Pelele dimensjoneres iht. Pelele veiledningen 2019.



FIGUR 6-1: OVERSIKTSPLAN MED SKISSEANGIVELSE AV FUNDAMENTERINGSFORHOLD. GUL INDIKERER FUNDAMENTERING DIREKTE PÅ BERG. GRØNN INDIKERER PELEFUNDAMENTERING.

6.2.1 Trykkapasitet av peler

Tabell 6-2 gir veiledende kapasiteter for stålkjernepeler. Fordi det ikke treffes bløte masser, og knekking derfor ikke er aktuell vil tabellen være tilstrekkelig i forbindelse med bestemmelse av nødvendig pæledimensjon.

TABELL 6-2: VEILEDENDE KAPASITETER FOR STÅLKJERNE PELER, JF. [HTTPS://WWW.KYNNINGSRUD.NO/WP-CONTENT/UPLOADS/2017/04/ST%C3%A5LKJERNEPELERS-PRODUKTDATABLAD-2017-REV-1.PDF](https://www.kynningsrud.no/wp-content/uploads/2017/04/St%C3%A5lkjernepelers-produktdatablad-2017-rev-1.pdf)

Stålkvalitet S355J2+AR jfr. NS-EN 10025-2, toleranser jfr. NS-EN 10060
 Knekning etc. må vurderes særskilt.

Stål- kjerne Ø [mm]	Trykkpelehode		Min. trykkap. N _i [kN]	Borutrustning (alle mål i mm)			Over- dekning [mm]	Vekt av pel pr m [kg]	Gyse- masse [liter/m]
	bxh [mm]	t [mm]		System	For.rør- dimensjon [mm]	Min. utsparing i magerb.			
Ø50	150	25	564	Odex 90	114,3 x 4,0	133	28,1	15,4	6,9
Ø70	180	32	1 072	Odex 90	114,3 x 4,0	133	18,2	30,2	5,0
Ø90	200	35	1 718	Odex 115	139,7 x 4,0	162	20,9	49,9	7,3
Ø100	250	45	2 121	Odex 115	139,7 x 4,0	162	15,9	61,7	5,8
Ø110	280	50	2 403	Odex 140	168,3 x 4,5	197	24,7	74,6	10,4
Ø120	310	55	2 860	Odex 140	168,3 x 4,5	197	19,7	88,8	8,6
Ø130	360	60	3 356	Odex 165	193,7 x 5,0	222	26,9	104,0	13,2
Ø150	440	65	4 468	Odex 165	193,7 x 5,0	222	16,9	139,0	8,8
Ø150	440	65	4 468	Odex 190	219,1 x 5,0	247	29,6	139,0	16,7
Ø180	500	80	6 216	Odex 240	273,0 x 6,3	318	40,2	200,0	27,8
Ø190	Pelehode prosjekteres av RIB/RIG		6 926	Odex 240	273,0 x 6,3	318	35,2	222,6	24,9
Ø200			7 674	Odex 240	273,0 x 6,3	318	30,2	246,6	21,8
Ø210			8 164	Odex 240	273,0 x 6,3	318	50,7	271,9	18,6
Ø220			8 960	Sym. 324	323,9 x 6,3	345	45,7	298,4	38,1
Ø230			9 793	Sym. 324	323,9 x 6,3	345	40,7	326,2	34,6

Version: Almanakk 2017 - rev 1

6.2.2 Momentbidrag i pelar fra seismiske laster

I tilfelle av jordskjelv blir det både et bidrag til kreftene i pelene fra treghetslaster som beregnes av RIB, og et bidrag fra de kinematiske kreftene som fremkommer der løsmassene omkring pelene i settes i svingninger under et jordskjelv. Bidraget fra de kinematiske kreftene er beregnet i vedlegg 7, og resultatene er oppsummert i Tabell 6-3.

Det er forutsatt at peletopp er fastholdt mot rotasjon og translasjon som følge av at deler av bygget er direkte fundamentert på berg, og bygg og peletopp dermed følger berget sine bevegelser. Momentet i pelen i overgangen mellom faste til mindre faste masser (her berg og løsmasser), M_b , bestemmes i henhold til Peleveiledningen 2019 ligning 6-1. I Peleveiledningen 2019 er peletoppen ikke forutsatt fastholdt mot rotasjon og rotasjon. For at få det maksimale moment i pelen ved en fastholdelse av peletoppen benyttes forholdet $M_{maks} = 9 \cdot M_b$, basert på forholdet mellom ligning 15 og 16 i artikkelen "Designing Piles for Seismic Events", H.G. Poulos, DFI Melbourne 2017. Ligningene er utredet for situasjoner med sandlag som blir flytende under seismisk påvirkning, men det vurderes at forholdet mellom momentene i de tre tilfellene med ulike grensebetingelser kan benyttes i foreliggende beregninger.

TABELL 6-3: MOMENTBIDRAG I PELEN FRA SEISMISKE LASTER.

Pelelengde	[m]	2	4	8	12	16
Momentbidrag i pelen fra seismiske laster	[kNm]	16	26	41	53	62

6.2.3 Jordtrykk på fundamenteringsplater

Da somatikken pelefunderes kan de horisontale lastene på bygningene ikke tass opp som friksjon mellom fundamenteringsplater og jorden. I stedet vurderes størrelsen av det passive jordtrykket på bunnplaten til opptak av de horisontale lastene. Ved beregningene av det passive jordtrykket er det følgende forutsetninger:

- Aktivering av det passive jordtrykket krever en deformasjon av konstruksjonen mot jorden.
- Grunnvannspeilet ligger i underkant fundamentsplate.
- Fundamenteringsplaten er 0,8 m tykk.

Tabell 6-4 viser det passive jordtrykket som kan mobiliseres på fundamenteringsplaten avhengig av overleiringstrykket, dvs. dybden fra terreng til overkanten av fundamenteringsplaten. Beregningene ses i vedlegg 8.

TABELL 6-4: PASSIVT JORDTRYKK PÅ FUNDAMENTERINGSPLATE AVHENGIG AV DYBDE FRA TERRENG TIL OVERKANT FUNDAMENTERINGSPLATE.

Dybde fra terreng til overkant fundamenteringsplate	[m]	0	1	2	3	4	5
Passivt jordtrykk pr. m	[kN/m]	27	94	162	229	297	364

6.3 Veier

Der det anlegges veier må bløte masser fjernes til faste masser og utskiftes med sprengstein/pukk.

6.4 Parkeringsarealer

Bløte masser som er fjernet i forbindelse med etablering av vegger, er fyllet inn i sandwich-oppbygging på de planlagte parkeringsarealer. Massene er lagt på fast og drenerende grunn. Over de bløte masser er fyllet inn friksjonsmasser som er komprimert og anlagt med overhøyde for å ta høyde for konsolidering av de bløte massene.

7 Vedlegg

Vedlegg 1	Plantegning med utførte boringer
Vedlegg 2	CPTu-tolkning
Vedlegg 3	Beregning av fjærstivhet
Vedlegg 4	Stabilitet av skråninger med stedlige masser
Vedlegg 5	Stabilitet av skråning fra helipad mot Fannefjorden
Vedlegg 6	Tillatt grunntrykk for banketter
Vedlegg 7	Momentbidrag fra seismiske laster
Vedlegg 8	Jordtrykk på fundamenteringsplate for somatikken