
RAPPORT

Hommelvik Stasjonsby

OPPDRAAGSGIVER

Hommelvik Stasjonsby AS

EMNE

Geotekniske vurderinger for detaljregulering

DATO / REVISJON: 3. mars 2021 / 01

DOKUMENTKODE: 10222080-RIG-RAP-001



Multiconsult

Denne rapporten er utarbeidet av Multiconsult i egen regi eller på oppdrag fra kunde. Kundens rettigheter til rapporten er regulert i oppdragsavtalen. Hvis kunden i samsvar med oppdragsavtalen gir tredjepart tilgang til rapporten, har ikke tredjepart andre eller større rettigheter enn det han kan utlede fra kunden. Multiconsult har intet ansvar dersom rapporten eller deler av denne brukes til andre formål, på annen måte eller av andre enn det Multiconsult skriftlig har avtalt eller samtykket til. Deler av rapportens innhold er i tillegg beskyttet av opphavsrett. Kopiering, distribusjon, endring, bearbeidelse eller annen bruk av rapporten kan ikke skje uten avtale med Multiconsult eller eventuell annen opphavsrettshaver.

RAPPORT

OPPDRAAG	Hommelvik Stasjonsby	DOKUMENTKODE	10222080-RIG-RAP-001
EMNE	Geotekniske vurderinger for detaljregulering	TILGJENGELIGHET	Åpen
OPPDRAAGSGIVER	Hommelvik Stasjonsby AS	OPPDRAAGSLEDER	Joar S. Gloppestad
KONTAKTPERSON	Oddstein Rygg	UTARBEIDET AV	Ivana Anusic
KOORDINATER	SONE: 32V ØST: 589 770 NORD: 7 032 830	ANSVARLIG ENHET	10234011 Geoteknikk Midt
GNR./BNR./SNR.	51/1-6 / Malvik kommune		

SAMMENDRAG

Hommelvik Stasjonsby AS planlegger utbygging på Moan, i Hommelvik, Malvik kommune, like nord for Hommelvik Stasjon mellom jernbanen og fjorden. Det er planlagt utbygging i inntil 6 etasjer med inntil 350 boenheter og næringsarealene ved Strandtorget. I forbindelse med planlagt utvikling er Multiconsult Norge AS engasjert for å utføre geotekniske vurderinger av gjennomførbarhet av utbyggingen.

Foreliggende rapport presenterer en orienterende geoteknisk vurdering av fundamenteringsforhold, aktuelle fundamenteringsløsninger, eventuelle behov for oppstøttingstiltak og etablering av byggegrop, områdestabilitet og foreløpige klassifiseringer for det planlagt tiltaket. Utbyggingen synes gjennomførbar med tradisjonelle geotekniske prinsipper for byggegrop og fundamentering.

Tidligere grunnundersøkelser indikerer at løsmassene i området består 10-30 m tykt lag av sand og silt over antatt leire. Det ligger også enkelte lommer med sensitiv leire. Berg i området ligger dypt, unntatt ved Saligberget hvor det er berg i dagen. Berg overdekkes av et uregelmessig mektig morenelag av varierende fasthet.

Områdestabiliteten for dagens situasjon i planområdet vurderes tilfredsstillende, og området er fra NVEs kriterier vurdert å ikke ligge innenfor aktsomhetsområde for områdeskred. Selv om det ikke er påvist sammenhengende lag med sprøbruddmateriale/kvikkleire i sjøkanten, er det imidlertid påvist løst lagrede løsmasser med jordartsmaterialer der flyteskred kan oppstå. Vi vurderer flyteskred som lite aktuell problemstilling for selve utbyggingen (boligblokkene), men mulig relevant for eventuelle tiltak i sjø og helt ute i strandsonen.

Utgraving for kjellere for planlagt utbygging vurderes å kunne utføres som åpen utgraving. Det vil være behov for en utgravingsdybde på mellom ca. 1,0 og 5,0 m. Utgravingsdybder varierer over utbyggingsområdet. I sør-øst er utgravingsdybde størst, opptil ca. 5 m. Utgravingsdybde reduseres mot nord og vest, som følger av hellende terreng. I området helt i vest er utgravingsdybde 2 m eller mindre. Kote overkant gulv i de foreliggende planene er +3, og det forventes ikke vanninnslag fra flo/fjære i byggegropene, men graving kan komme ned til grunnvannstanden.

Valg av fundamenteringsløsning av nybygg i planområdet må vurderes ut fra aktuelle laster og konstruksjonenes setningsømfintlighet, samt planlagt kjellerareal. Både direktefundamentering og fundamentering på peler vil være aktuelle løsninger for fundamentering av ny bebyggelse, avhengig av belastningen disse utgjør. Utførte grunnundersøkelser viser at setninger kan være bestemmende for valg av fundamenteringsløsning. Det vil bli nødvendig med grunnundersøkelser som grunnlag for detaljprosjektering. Rapporten presenterer foreløpige vurderinger rundt fundamenteringsmetoder for de ulike blokkene i utbyggingen. For de deler som ikke vil bli tilstrekkelig vektkompensert ved utgraving for kjeller kan forbelastning være et alternativ.

Prosjektet, både etablering av byggegrop og fundamentering av bygg, foreslås klassifisert med Geoteknisk kategori 2 (Eurokode), konsekvens- og pålitelighetsklasse 2 (Eurokode), tiltaksklasse 2 (pbl).

			<i>Ivana Anusic</i>	<i>JSG</i>	<i>Joar S. Gloppestad</i>
01	03.03.2021	Endelig utkast for rammesøknad	Ivana Anusic	Joar S Gloppestad	Joar S Gloppestad
00	12.02.2021	Utarbeidet rapport – utkast/foreløpig	Ivana Anusic	Joar S Gloppestad	Joar S Gloppestad
REV.	DATO	BESKRIVELSE	UTARBEIDET AV	KONTROLLERT AV	GODKJENT AV

INNHOLDSFORTEGNELSE

1	Innledning	5
1.1	Bakgrunn.....	5
1.2	Formål.....	5
1.3	Kvalitetssikring.....	5
2	Planlagt utbygging	6
3	Grunnlag for geotekniske vurderinger.....	8
3.1	Tidligere grunnundersøkelser og vurderinger	8
3.2	Grunnlagsdokumenter.....	9
4	Grunnforhold.....	10
5	Overordnede myndighetskrav	11
6	Vurdering av områdestabilitet	12
7	Orienterende geotekniske vurderinger for utbygging på tomta.....	14
7.1	Område- og lokalstabilitet	14
7.2	Graving.....	14
7.3	Valg av fundamenteringskonsept for utbygging.....	16
7.4	Fundamentering pir med badebukt	20
7.5	Fundamentering overgangsbru.....	20
7.6	Naboforhold.....	20
8	Videre arbeid.....	22
8.1	Geoteknisk prosjektering.....	22
8.2	Behov for supplerende grunnundersøkelser	22
9	Referanser	23

VEDLEGG	A	Grunnforhold
	B	Vurdering av myndighetskrav og sikkerhetsprinsipper i PBL-opdrag
	C	Vurdering av områdestabilitet

1 Innledning

1.1 Bakgrunn

Hommelvik Stasjonsby AS planlegger utbygging på Moan, i Hommelvik, Malvik kommune, like nord for Hommelvik Stasjon mellom jernbanen og fjorden. Det er planlagt utbygging i inntil 6 etasjer med inntil 350 boenheter og næringsarealene ved Strandtorget. Figur 1-1 og Figur 1-2 viser situasjonsplan og snitt av planlagt utbygging.

I forbindelse med planlagt utvikling er Multiconsult Norge AS engasjert for å utføre geotekniske vurderinger av gjennomførbarhet av utbyggingen.



Figur 1-1 Situasjonsplan Hommelvik Stasjonsby [kilde: www.hommelvikstasjonsby.no]



Figur 1-2 Situasjonssnitt Hommelvik Stasjonsby [kilde: www.hommelvikstasjonsby.no]

1.2 Formål

Foreliggende rapport presenterer en orienterende geoteknisk vurdering av fundamenteringsforhold, aktuelle fundamenteringsløsninger, eventuelle behov for oppstøttingstiltak og etablering av byggegrop, situasjonen med områdestabilitet og foreløpig vurdering av sikkerhetsprinsipper/klassifiseringer for planlagt tiltaket.

Rapporten tilpasses plannivå detaljregulering og omfatter ikke forprosjektering eller detaljprosjektering.

1.3 Kvalitetssikring

Oppdraget er kvalitetssikret iht. Multiconsults styringssystem. Systemet er bygd opp med prosedyrer og beskrivelser som er dekkende for kvalitetsstandard NS-EN ISO 9001:2015 [1].

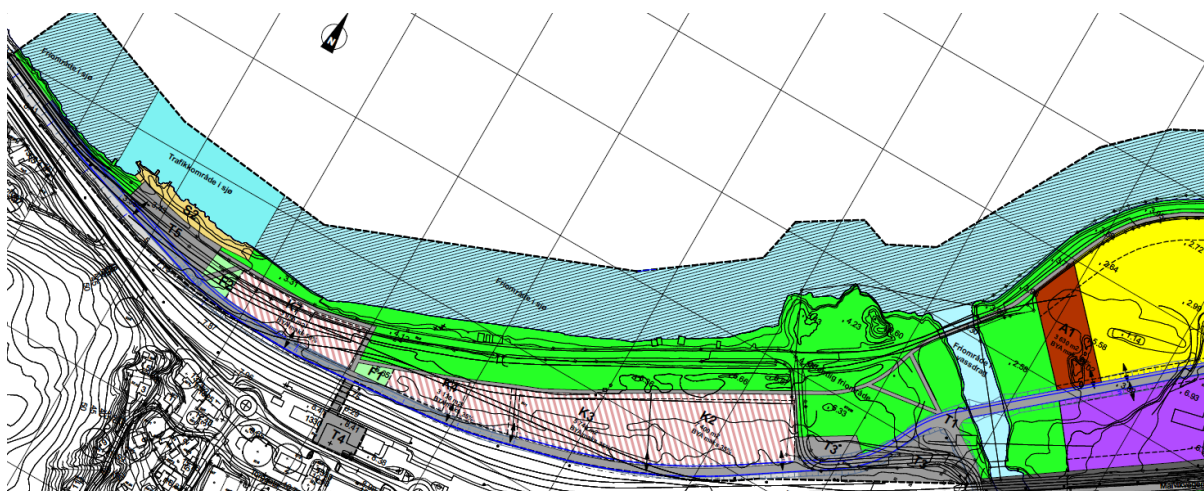
2 Planlagt utbygging

I 2013 vedtok Malvik kommune reguleringsplanen for Moan-Stasjonsfjæra der det står at det kan bygges boliger i området, se Figur 2-1. Planene for Hommelvik Stasjonsby er en direkte oppfølging av dette vedtaket.

Utbyggingsområdene for Stasjonsby (K2-K3-K4-K7) er til sammen ca. 20 dekar. I tillegg inngår friområdet mellom disse områdene og dagens vei som er ca. 6 dekar. Stasjonsfjæra med 20 dekar med strand- og friluftsområde blir restaurert og gjort tilgjengelig for alle. Til sammen utgjør det nye friluftsområdet og det kommunale friområdet ved Saliberget 30 dekar. Det skal fylles med aktivitetssoner og parkanlegg. Se Figur 1-1 og Figur 2-2 for illustrasjon.

Det er planlagt utbygging i inntil 6 etasjer med inntil 350 boenheter og næringsarealene ved Strandtorget. I tillegg planlegges det en bru fra Jernbanetorget over jernbanen som forbinder sentrum med det nye Strandtorget.

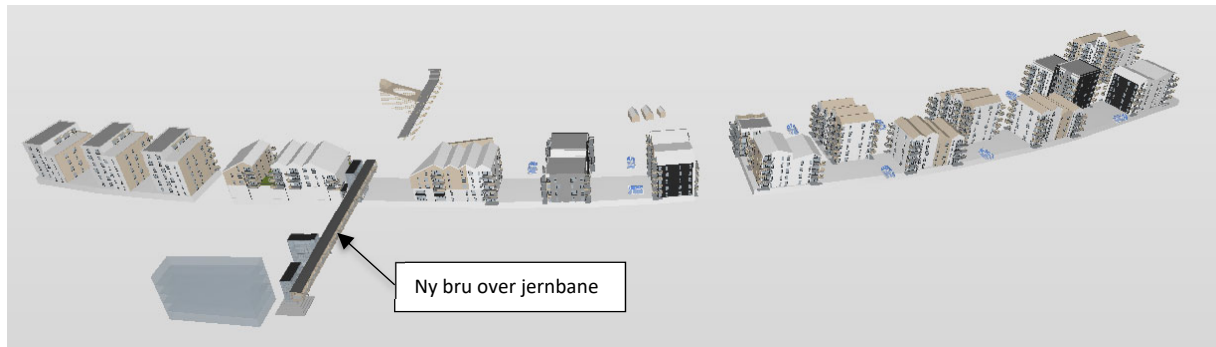
Felles parkeringskjeller i ett nivå planlegges etablert under byggene.



Figur 2-1 Utsnitt fra gjeldende reguleringsplan for Moan og Sandfjæra fra 2013. Utbyggingsområdene K2-K3-K4-K7 er markert med røde stiplede linjer. [kilde: www.hommelvikstasjonsby.no]



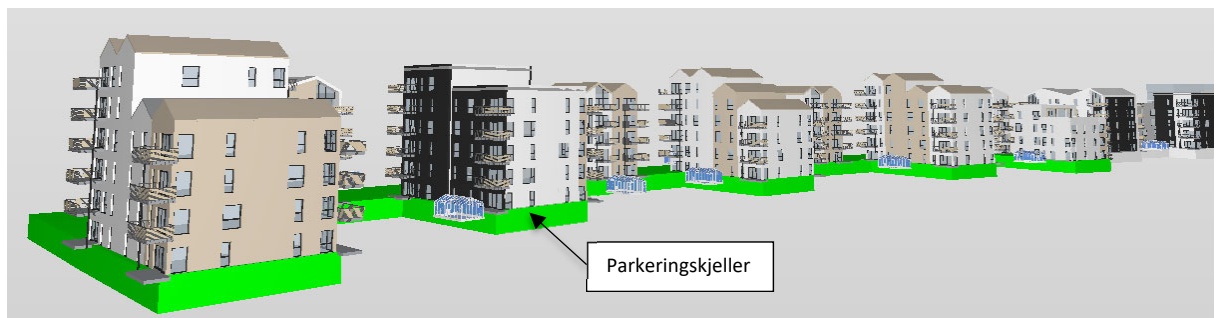
Figur 2-2 Planlagt utbygging på Hommelvik Stasjonsby sett fra nord-øst [kilde: www.hommelvikstasjonsby.no]



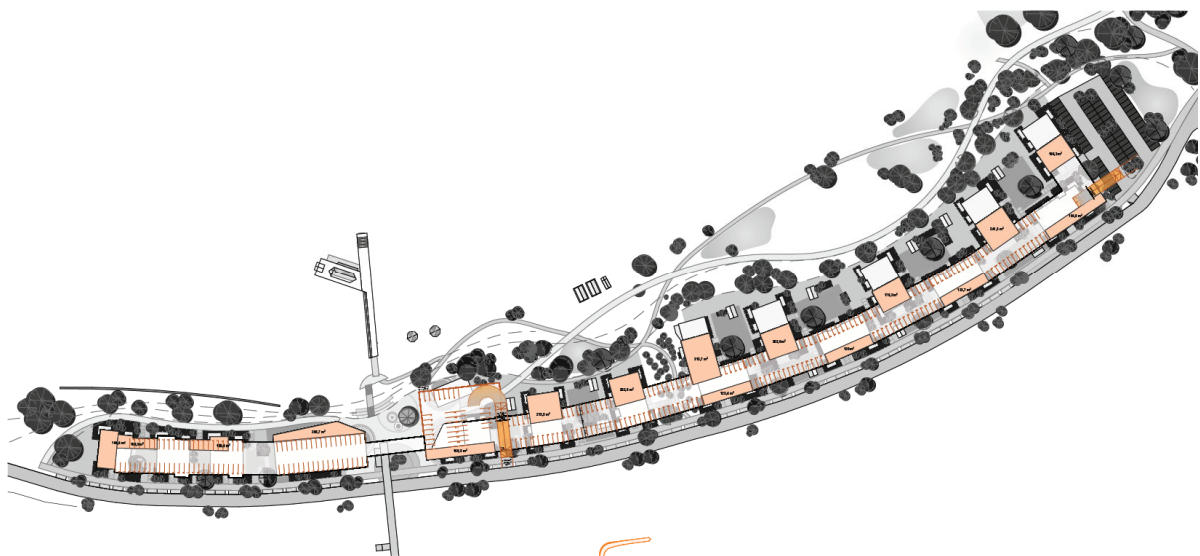
Figur 2-3 Hommelvik Stasjonsby - utsnitt fra IFC modell (sett fra sør)



Figur 2-4 Bru over jernbane - utsnitt fra IFC modell (sett fra Jernbanetorget i sør-øst)



Figur 2-5 Utbygging øst på tomte – utsnitt fra IFC modell (sett fra nord-øst)



Figur 2-6 Omriss av planlagt parkeringskjeller (mottatt per e-post fra Sølve Christiansen v/ PKA Arkitekter den 18. januar 2021)

3 Grunnlag for geotekniske vurderinger

3.1 Tidligere grunnundersøkelser og vurderinger

Det er ikke utført grunnundersøkelser i forbindelse med dette prosjektet, men Multiconsult er kjent med et antall tidligere utførte grunnundersøkelser i/ved planområdet. Resultater av noen av disse grunnundersøkelser er benyttet i foreliggende rapport, og i samband med vurderingsarbeidet innarbeidet i en database for utbyggingsområdet (Figur 3-1).

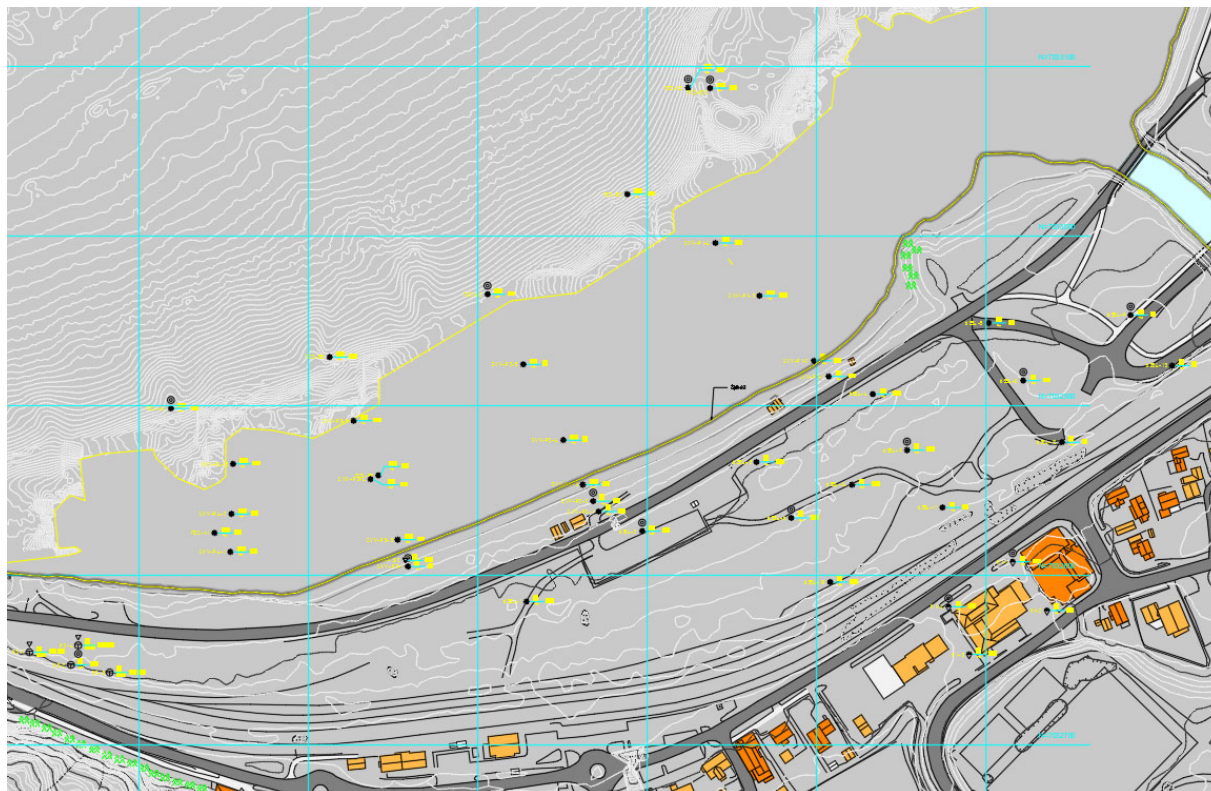
Mange av undersøkelsene er gamle, og det finnes ikke koordinater på borpunktene i gamle rapportene. Multiconsult har brukt Rambølls situasjonsplan for å lese inn koordinater på disse borpunktene og legge dem i database. Det vises til tegning nr. 1001 fra Rambølls notat G-not-001 1350033261 «Innledende geoteknisk vurdering – Lagringsplass turbinkomponenter Hommelvik», datert 15.03.2019 [2], der relevante sonderingene er vist på situasjonsplan.

Tabell 3-1 gir en oversikt over relevante datarapporter.

Utsnitt av borplanen med plassering av alle relevante borpunktene vi har tilgjengelig i området er vist i Figur 3-1.

Tabell 3-1 Relevante grunnundersøkelser

Ref.	Rapport nummer	Utført av	År	Rapportnavn
[3]	o. 10450-1	Kummeneje	1994	Malvik kommune. Avløpsspumpestasjon Hommelvik
[4]	o.6354	Kummeneje	1987	NSB, Trondheim distrikt - Industritomt, Hommelvik
[5]	O.2743-4	Kummeneje	1981	A/S Jernbeton – Dokkprosjekt Hommelvik – Grunnundersøkelser
[6]	o.1722	Kummeneje	1976	Havneplan, Hommelvik vest. Grunnundersøkelser
[7]	U92	Statens vegvesen	1970	E6, Hommelvik – Orienterende grunnundersøkelse
[8]	417898-RIG-RAP-001	Multiconsult	2016	Hyggen, Hommelvik. Datarapport geotekniske grunnundersøkelser
[9]	10208087-RIG-RAP-002	Multiconsult	2018	Avlastningsspor Hommelvik stasjon. Datarapport geotekniske grunnundersøkelser



Figur 3-1 Utsnitt av borplan over tilgjengelige grunnundersøkelser i/ved planområdet

3.2 Grunnlagsdokumenter

I tillegg til geotekniske rapporter er følgende dokumenter/tegninger benyttet som grunnlag:

Tabell 3-2 Grunnlagsdokumenter

Nr.	Tegning/dokument	Tittel/kommentar	Datert
1	Digital kartdata	Kartgrunnlag fra FKB. Tilgjengelig på prosjekt mappa i Dropbox (fra pka ARKITEKTER).	30.11.2020
2	19068 Hommelvik stasjonsby.ifc	IFC-modell av planlagt utbygging. Utarbeidet av pka ARKITEKTER og tilgjengelig på prosjekt mappa i Dropbox.	25.11.2020
3	LARK skisseprosjekt.dwg	Tegning av skisseprosjekt. Utarbeidet av pka ARKITEKTER og tilgjengelig på prosjekt mappa i Dropbox.	25.11.2020
4	P-kjeller skisse alt D.pdf	Tegning av planlagt parkering. Utarbeidet av pka ARKITEKTER og datert 15.01.2021. Oversendt til RIG i e-post den 18.01.2021.	15.01.2021
5	A 20-1.pdf	Oversiktsplan. Utarbeidet av pka ARKITEKTER og tilgjengelig på prosjekt mappa i Dropbox.	25.11.2020
6	PFT-00-Y-00008	Plantegning og dwg modell av Nordlandsbanen, Arealavklaring Hommelvik og Stjørdal Stasjon, Sporplan Alternativ 1 Hommelvik. Utarbeidet av BaneNor og tilgjengelig på prosjekt mappa i Dropbox.	26.08.2020

4 Grunnforhold

Planområdet ligger mellom Stasjonsfjæra i nord og Nordlandsbanen i sør, i Hommelvik i Malvik kommune, se Figur 4-1. Det aktuelle området er langstrakt øst-vest, og omfatter deler av gnr/bnr 51/1, 51/2, 51/3, 51/4, 51/5 og 51/6. I sør er planområde avgrenset av jernbane og Malvikvegen, og i øst av Saligberget. Elva Homla har utløp i sjø ca. 130 m øst for tomta.

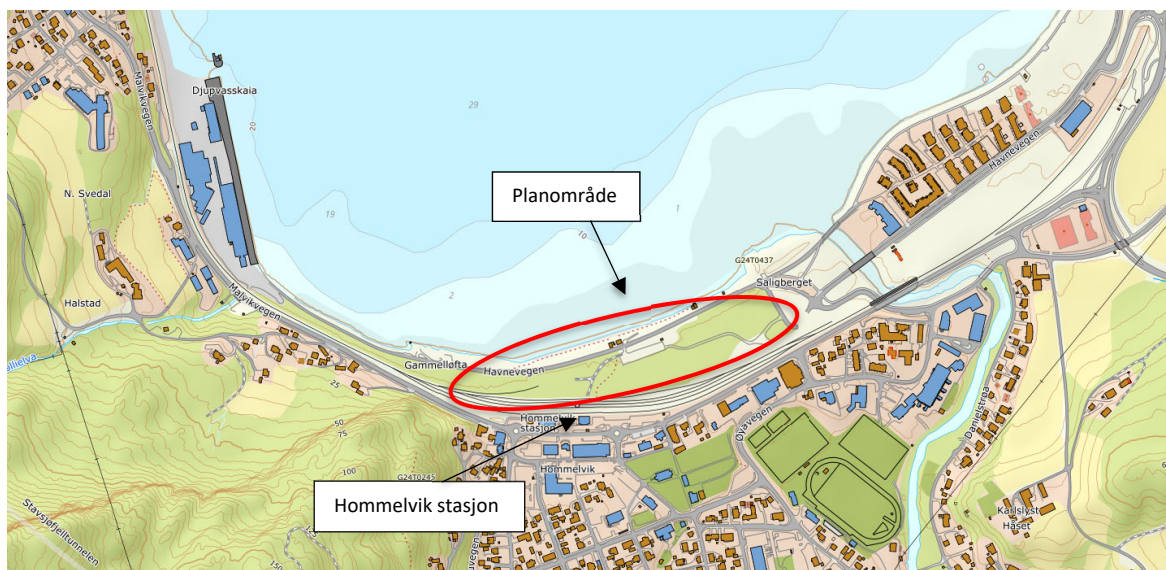
Terreng på tomta ligger mellom ca. kote +5 og +8 (NN2000), og faller jevnt mot nord-vest med en helning mellom ca. 1:20 og 1:40. I det nordligste området, i en ca. 30 m lang strekning fra Havnevegen mot sjøkanten faller terreng noe brattere med helning fra ca. 1:3 til 1:12, og skråningshøyde opptil 5 m.

I sjøen er det langgrunt ca. 90-110 meter ut fra strandkanten til ca. kote -2, foruten et lite område som ble mudret ut for tidligere kai. Videre påtreffes marbakken som går ca. 40 meter til ut fra land og til ca. kote -10 til -17. Sjøbunn faller jevnt med gjennomsnittlig helning på 1:10.

Området er bevokst med vekslende vegetasjon fra gras og eng til mindre løvtrær, og benyttes i dag til noe lagring av skinnemateriell og liggende.

Tidligere grunnundersøkelser indikerer at løsmassene i området består 10-30 m tykt lag av sand og silt over antatt leire. Det ligger også enkelte lommer med sensitiv leire. Berg i området ligger dypt, unntatt ved Saligberget hvor det er berg i dagen. Berg overdekkes av et uregelmessig mektig morenelag av varierende fasthet.

Det henvises til Vedlegg A for mer utfyllende beskrivelse av område og grunnforhold.



Figur 4-1 Oversiktskart over området (kilde: norgeskart.no)

5 Overordnede myndighetskrav

Gjennomførbarhet av detaljregulering må dokumenteres gjennom vurderinger som viser at foreliggende planer kan gjennomføres på en måte som tilfredsstiller dagens regelverk.

Gjeldende lover, forskrifter og retningslinjer som er gjeldende er oppsummert i Vedlegg B.

Klassifiseringen som er valgt for etablering av byggegrop og fundamenteringen av bygget, er oppsummert i Tabell 5-1 og beskrevet i detalj i vedlegg A:

Tabell 5-1 Myndighetskrav

Klassifisering i regelverk	Midlertidig byggegrop	Fundamentering av nybygg	Fundamentering bru over jernbane
Sikkerhetsklasse for flom og stormflo (PBL, TEK17)	F1	F2	F1
Sikkerhetsklasse for skred (PBL, TEK17)	S3	S3	S3
Tiltaksklasse (PBL, TEK17)	2	2	2
Geoteknisk kategori (Eurokode 7)	2	2	2
Konsekvensklasse/pålitelighetsklasse CC/RC (Eurokode 0)	2	2	2
Seismisk klasse (Eurokode 8)	IR	II	I
Seismisk grunntype (Eurokode 8)	IR	D / S ₂	D (antatt)
Kontrollklasse for prosjekterings- og utførelseskontroll (Eurokode 0)	PKK2 / UKK2	PKK2 / UKK2	PKK2 / UKK2
Levetid	midlertidig	50 år	100 år

6 Vurdering av områdestabilitet

Områdestabilitet defineres av en stabilitetstilstand der et initialt brudd kan igangsette en progressiv frem- eller bakoverrettet bruddutvikling i tilstøtende sprøbruddmateriale. Fare for områdeskred skal utredes for å tilfredsstille krav til NVE-veileder [14] og TEK17 [11].

Utredningen skal bekrefte eller avkrefte reell fare for områdeskred. Kapittel 3.2 i NVE-veilederen beskriver en stegvis prosedyre for hvordan utrede fare for områdeskred. Prosedyren kan grovt sett deles i to hoveddeler; Del 1, som omfatter steg 1-3, for innledende vurderinger og avgrensning av aktsomhetsområder for områdeskredfare, og del 2, som omfatter steg 4-11, for utredning av faresoner med tilhørende dokumentasjon. I dette tilfellet ser vi at vurderingene kan avsluttes etter del 1, med konklusjon om at utbyggingsområdet ikke ligger innenfor det som kan defineres som aktsomhetsområde for områdeskredfare. Videre punkter er likevel vist og vurdert, til informasjon (grå skrift i tabellen).

Det er planlagt oppføring av nye boligbygg i tiltaksområdet. I henhold til tabell 3.2 i NVE-veileder [14] plasseres tiltaket i tiltakskategori K4. For tiltak plassert i tiltakskategori K4 krever veilederen at eventuelle faresoner identifiseres, avgrenses og faregradsevalueres i samsvar med beskrivelsen i veilederens kapittel 3.2 som indikerer prosedyren for utredning av områdestabilitet.

Gjennomgang av prosedyren er vist i Tabell 6-1 med utfyllende beskrivelse av valgene Vedlegg C.

Tabell 6-1 Prosedyre for utredning av områdestabilitet iht. NVE-veileder 1/2019 [14]

Pkt.	Overskrift	Kommentar for planområdet Hommelvik Stasjonsby
1.	Undersøk om det finnes registrerte faresoner (kvikkleiresoner) i området	Det er iht. NVE Atlas ikke kartlagt faresoner for kvikkleireskred i tiltaksområdet. Nærmeste kartlagte soner ligger i størrelsesorden 300 m nordøst for elva Homla. Hommelvik Stasjonsby ligger ikke i utløpsområdet for et eventuelt skred fra disse sonene. (Sonene er utredet)
2.	Avgrens områder med mulig marin leire	Hele området ligger under marin grense. Kvartærgeologisk kart indikerer at løsmassene i delen av tomta mot jernbane i sør består av elveavsetninger, med dominerende sand og grus materiale. Løsmasser i delen av tomta nærmest sjøen består av marine strandavsetninger, vanligst tynt dekke av sand og grus over andre sedimenter. Utførte grunnundersøkelser på tomta avdekker forekomst av sprøbrudd/kvikk, siltig leire under topplaget.
3.	Avgrens områder med terreng som kan være utsatt for områdeskred	Utført terrenganalyse tilsier at tiltaksområdet har et jevnt hellende terreng slakere enn 1:20. Imidlertid er terreng noe brattere i skråningen i marbakken, men krav i NVE-veileder om maksimal høydeforskjell er tilfredsstilt. Den mest aktuelle skremekanismen anses å være en utglidning/initialskred langs sjøbunn, i marbakken.
Konklusjon		Basert på topografi og grunnforhold vurderer vi at tiltaksområdet ligger utenfor aktsomhetsområde for områdeskred. Til informasjon/komplettering er videre punkter 4-11 også lett vurdert i det følgende:
4.	Bestem tiltakskategori	I henhold til tabell 3.2 i NVE-veileder [14] ville tiltaket eventuelt bli plassert i tiltakskategori K4.

Pkt.	Overskrift	Kommentar for planområdet Hommelvik Stasjonsby
5.	Gjennomgang av grunnlag – identifikasjon av kritiske skråninger og mulig løseområde	Det er tidligere utført grunnundersøkelser på tomte (Kummeneje 1987), ved sjøkanten og i marbakken (Kummeneje 1976, og Statens vegvesen 1970). Basert på tidligere utførte grunnundersøkelser og topografi, vurderes det at mindre enn 40 % av kritiske glideflater går igjennom kvikkleire/sprøbruddmateriale. Det er derfor lite sannsynlig at et initialskred i marbakken vil utløse et områdeskred som vil påvirke planområdet. Det er ikke påvist sammenhengende lag med sprøbruddmateriale ved sjøkanten og i marbakken. Imidlertid er det påvist materiale med egenskaper for at flyteskred kan utløses. Omfanget av mulige skred og sikringstiltak må vurderes i detaljprosjekteringsfasen.
6.	Befaring	Ikke utført. Vurdert: Ikke behov.
7.	Gjennomfør grunnundersøkelser	Ikke utført. Vurdert: Ikke behov.
8.	Vurder aktuelle skredmekanismer og avgrens løse- og utløpsområder	Den mest aktuelle skredmekanismen anses å være en utglidning/initialskred langs sjøbunn, i marbakken. Det er vurdert lite sannsynlig at et initialskred i marbakken vil utløse et områdeskred som vil påvirke planområdet. Potensielt utløpsområde for mulig flyteskred som eventuelt kan utvikle seg til større ras er i strandlinja og videre ut i Hommelvikbukta, ikke innover landdelen av tiltaksområdet.
9.	Klassifiser faresoner	Ikke utført. Vurdert: Ikke behov.
10.	Dokumentér tilfredsstillende sikkerhet	Ikke utført. Vurdert: Ikke behov.
11.	Meld inn faresoner og grunnundersøkelser	Ikke utført. Vurdert: Ikke behov.

Flyteskred

Områdestabiliteten for dagens situasjon i planområdet vurderes tilfredsstillende. Selv om det ikke er påvist sammenhengende lag med sprøbruddmateriale/kvikkleire i sjøkanten, er det imidlertid påvist løse lagrede løsmasser med jordartsmaterialer der flyteskred kan oppstå. Et flyteskred kan dekke store områder på sjøbunnen, og slik skredaktivitet er svært lik skred i kvikkleire.

Slike materialer er særlig utsatt for vibrasjoner fra eksempelvis vibrovals, peleramming eller annen form for rystelser som kan medføre en styrkedegradering. Vurdering av flyteskredmaterialer bør foregå i detaljprosjekteringsfasen i tråd med NIFS rapport 16/2016 [34]. Vi vurderer flyteskred som lite aktuell problemstilling for selve utbyggingen (boligblokkene), men mulig relevant for eventuelle tiltak i sjø og helt ute i strandsonen.

7 Orienterende geotekniske vurderinger for utbygging på tomta

For utbygging av Hommelvik Stasjonsby er følgende geotekniske problemstillinger foreløpig identifisert:

- Område- og lokalstabilitet
- Utgraving og graveskråninger
- Valg av fundamenteringskonsept
- Setninger og differansesetninger
- Påvirkning av nærliggende bygg og infrastruktur

7.1 Område- og lokalstabilitet

Områdestabiliteten for dagens situasjon i planområdet vurderes tilfredsstillende, se kapittel 6 og Vedlegg C.

Flyteskred kan, imidlertid, være aktuelt problemstilling for eventuelle tiltak i sjø og helt ute i strandsonen. Vurdering av flyteskredmaterialer bør foregå i detaljprosjekteringsfasen i tråd med NIFS rapport 16/2016 [34].

Forekomst av kvikkleire/sprøbruddmateriale som er påvist anses som en lokal lomme og sikkerheten mot lokale brudd/utglidninger må tilfredsstillende krav til absolutt materialfaktor i samsvar med Eurokode 7 [16]. Eurokode 7 stiller krav til at stabilitetsberegninger på totalspenningsbasis tilfredsstillende en sikkerhetsfaktor større eller lik 1,40, og på effektivspenningsbasis større eller lik 1,25.

Ved eventuelt oppfylling av terreng i området må område- og lokalstabilitet kontrolleres.

7.2 Graving

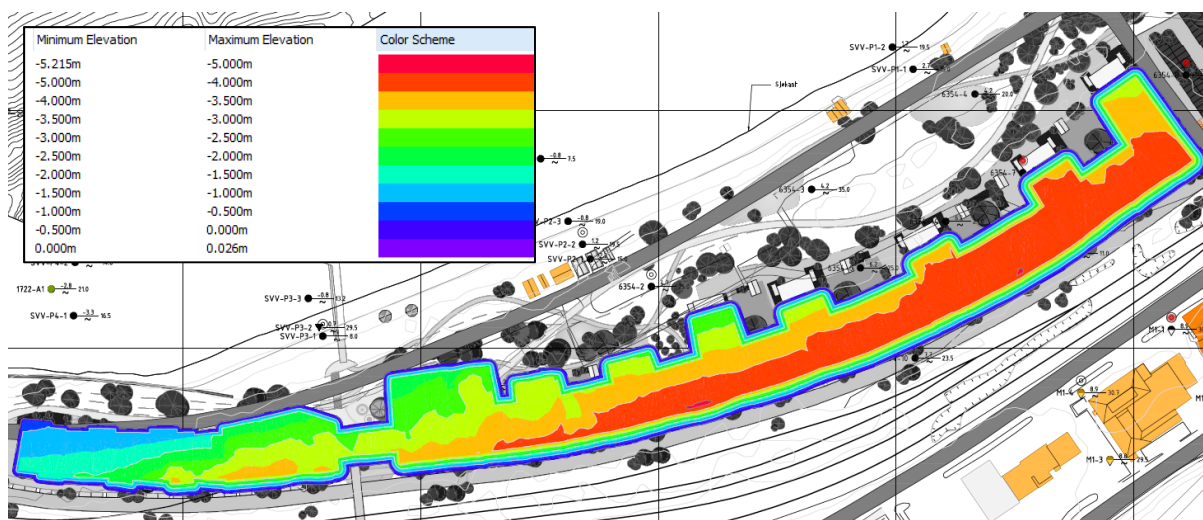
Planlagt utbygging vurderes som gjennomførbar med åpen graving.

Utgraving for kjelleren kan utføres som åpen utgraving, se Figur 7-1 for graveutslag med antatt graveskråning på 1:1,5. Ut ifra tilgjengelig IFC modell er UK gulv kjeller planlagt etablert på kote +3,15. Utgraving er antatt 0,5 m under UK kjeller bunnplate (dvs. kote +2,65). Dette tilsier at det vil være behov for en utgravingsdybde på mellom ca. 1,0 og 5,0 m.

Utgravingsdybder varierer over utbyggingsområdet, se Figur 7-2. I sør-øst er utgravingsdybde størst, opptil ca. 5 m. Utgravingsdybde reduseres mot nord og vest, som følger av fallende kote på terreng. I området helt i vest er utgravingsdybden 2 m eller mindre.



Figur 7-1 Byggegrupp for kjeller med graveskråninger med helning 1:1,5 (utgraving for rampe ikke inkludert). Grunnlag er P-kjeller skisse alt D.pdf utarbeidet av PKA Arkitekter og datert 15. januar 2021. Graving utslag er vist i lilla.



Figur 7-2 Utgravingsdybder i byggegropa gitt med forskjellige farger.

Massene i graveskråningene vil i hovedsak bestå av sand. Overflateglidninger i forbindelse med graving er dermed identifisert som aktuelle problemstillinger. Innledningsvis vurderes det at graveskråninger generelt kan etableres med helning 1:1,5 i inntil 4,5 m høyde. Dersom brattere skråning kreves for å gjennomføre utgravingen, må det vurderes særskilte tiltak og byggegropsoppstøtting. Graveskråningene kan optimaliseres i detaljprosjekteringen når prosjektet er nærmere definert (plassering og fundamentnivå).

Grunnvannstand er i 1987 målt 3,3 m under terreng i Kummenejes borpunkt 11 som ligger i sør-østlige delen av planområdet. Dette antas å tilsvare dagens kote +4,4. Antatt utgraving til ca. kote +2,65 vil derfor medføre byggegropp under grunnvannstanden. Det må dermed påregnes innsig av vann i byggegroppa. Silt og finsand under grunnvannstand kan skape problemer ved grave- og fundamenteringsarbeider. Potensialet for midlertidige utdreneringer i byggetiden, med påfølgende skadelige setninger på naboområder er derfor reelt, men det synes ikke å være kritiske konstruksjoner i umiddelbar nærhet.

I byggegrop må det etableres pumpesystemer for å senke grunnvannstanden midlertidig. For å unngå permanent senkning av grunnvannstanden. Dype kjellere under grunnvannstanden må utføres som vanntett konstruksjon.

7.3 Valg av fundamenteringskonsept for utbygging

Fundamentering av planlagt utbygging anses gjennomførbart med tradisjonelle fundamenteringsløsninger som direktefundamentering eller pelefundamentering.

Valg av fundamenteringsløsning av nybygg i planområdet må vurderes ut fra aktuelle laster og konstruksjonenes setningsømfintlighet, samt planlagt kjellerareal. Både direktefundamentering og fundamentering på peler vil være aktuelle løsninger for fundamentering av ny bebyggelse, avhengig av belastningen disse utgjør.

Grunnforholdene og mulig avlastning ved etablering av kjeller, viser at setninger kan være bestemmende for valg av fundamenteringsløsning.

Det kombinerte nærings- og leilighetskomplekset er planlagt oppført som blokker på tre til seks etasjer med underliggende sammenhengende kjeller. Deler av kjelleren er uten overliggende bygg, og noen av byggene er planlagt uten kjeller, noe som vil medføre ujevne bygningslaster mot grunnen.

Ujevne bygningslaster gir risiko for differansesetninger og dermed oppsprekking i forhold til tilliggende bygg. Det bør vurderes fuger som kan ta opp differansesetninger i overgangene mellom bygg med ulike antall etasjer, og/eller kjeller på alle bygg. En nærmere vurdering av setninger må utføres ved detaljprosjektering når fundamentlastene er avklart.

Det vil bli nødvendig med grunnundersøkelser som grunnlag for detaljprosjektering.

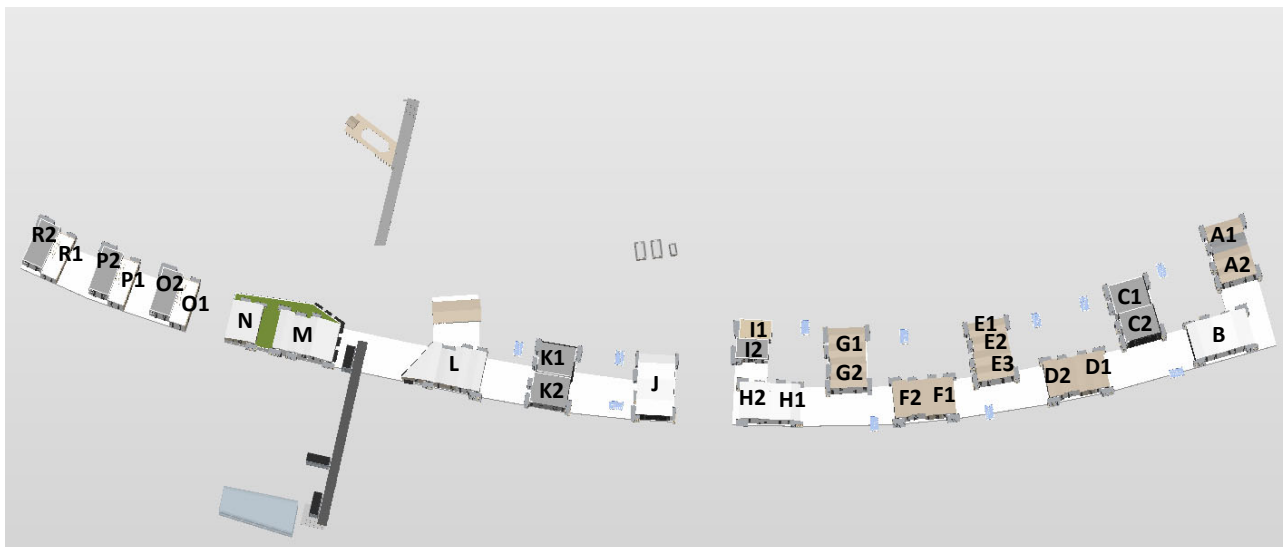
Alternativ med direktefundamentering

For at direktefundamentering skal være aktuelt må det påses at bygningene blir tilstrekkelig kompensert fundamentert. Kompensert fundamentering er et tiltak som utføres for å redusere risikoen for at det påløper setninger i grunnen under bygget. Det gjøres en avlastning (utgraving av masser) for å redusere netto tilført last på grunnen. Dette kan for eksempel gjøres ved å anlegge kjeller.

Figur 7-2 viser at utgravingsdybde varierer mellom ca. 1,0 og 5,0 m. For å vurdere fundamenteringen tar vi utgangspunkt i grovt estimert gjennomsnittlig grunntrykk over fotavtrykket på ca. 12 kPa per dekke, og grunnvannstand som ligger ca. 3,3 m under terreng. For bygg med 3 etasjer er grunntrykk over fotavtrykk antatt 60 kPa, for 4-etasje bygg 72 kPa, for 5-etasje bygg 84 kPa, og for 6-etasje bygg 96 kPa.

Ut fra dette har vi utført grove overslagsberegninger basert på antatte jevn fordelte laster under byggenes fotavtrykk. I foreløpige vurderinger har vi benyttet maksimalt setningsestimat på opp mot 5 cm som styringsparameter. Merk også at setningsestimatene er høyst usikre siden vi ikke har lastoppgave for byggene. I tillegg til estimerte konsolideringssetninger kommer kryptsetninger, som forventes jevne, over hele byggets levetid.

Tabell 7-1 oppsummerer foreløpige og orienterende vurderinger, og viser hva er lagt til grunn. Figur 7-1 viser illustrasjon av utbygging på Hommelvik Stasjonsby med bygningens navn for orientering.



Figur 7-1 Illustrasjon av utbygging på Hommelvik Stasjonsby med bygningens navn for orientering (utdrag fra IFC-modell)

Tabell 7-1 Fundamenteringsløsninger for planlagte bygg over en kjelleretasje

Bygningens navn	Antall etasjer	Utgravings dybde*	Overslag setninger [cm]	Vurdering av aktuelt fundamenteringsprinsipp
A1	4	0m	20	Pelefundamentering / direktefundamentering etter forbelastning
A2	6	3,5-4,0m	8	Pelefundamentering / direktefundamentering etter forbelastning
B	5	4,0-4,5m	5	Direktefundamentering med akseptable setninger
C1	5	0m	23	Pelefundamentering / direktefundamentering etter forbelastning
C2	6	4-4,5m 3,5-4,0m i NØ	7	Pelefundamentering / direktefundamentering etter forbelastning
D1	4	4,5-5,0m 4,0-4,5m i NØ	1	Direktefundamentering med kompensert fundamentering
D2	5	4,5-5,0m 4,0-4,5m i NV	5	Direktefundamentering med akseptable setninger
E1	4	0m	20	Pelefundamentering / direktefundamentering etter forbelastning

E2	5	0m	23	Pelefundamentering / direktefundamentering etter forbelastning
E3	6	4,0-4,5m 3,5-4,0m i N	9	Pelefundamentering / direktefundamentering etter forbelastning
F1	4	4,0-4,5m 3,5-4,0m i N	1	Direktefundamentering med kompensert fundamentering
F2	5	4,0-4,5m 3,5-4,0m i N	5	Direktefundamentering med akseptable setninger
G1	5	0m	23	Pelefundamentering / direktefundamentering etter forbelastning
G2	6	3,5-4,0m 3-3,5m i N	10	Pelefundamentering / direktefundamentering etter forbelastning
H1	4	4,0-4,5m 3,5-4,0m i N	1	Direktefundamentering med kompensert fundamentering
H2	5	4,0-4,5m 3,5-4,0m i N	5	Direktefundamentering med akseptable setninger
I1	3	0m	17	Pelefundamentering / direktefundamentering etter forbelastning
I2	4	3,0-3,5m	5	Direktefundamentering med akseptable setninger
J	5	4,0-4,5m i S 3,5-4,0m i N 3,0-3,5m i N	5	Direktefundamentering med masseutskifting til lette masser
K1	5	3,0-3,5m	6	Pelefundamentering/ Direktefundamentering med masseutskifting til lette masser
K2	4	4,0-4,5 3,5-4,0m i S	1	Direktefundamentering med kompensert fundamentering
L	5	3,5-4,0 i S 3,0-3,5m i N	6	Pelefundamentering/ Direktefundamentering med masseutskifting til lette masser
M	4	3,0-3,5m	5	Direktefundamentering med akseptable setninger
N	4	3,0-3,5m	5	Direktefundamentering med akseptable setninger

O1	5	3,0-3,5m i S 1,0-1,5 i N	8	Pelefundamentering/ Direktefundamentering med masseutskifting til lette masser
O2	6	3,0-3,5m i S 1,0-1,5 i N	12	Pelefundamentering / direktefundamentering etter forbelastning
P1	5	1,0-1,5m i N 1,5-2,0m i S	16	Pelefundamentering / direktefundamentering etter forbelastning
P2	6	1,0-1,5m i N 1,5-2,0m i S	21	Pelefundamentering / direktefundamentering etter forbelastning
R1	4	1,0-1,5m i N 1,5-2,0m i S	15	Pelefundamentering / direktefundamentering etter forbelastning
R2	5	1,0-1,5m i N 1,5-2,0m i S	16	Pelefundamentering / direktefundamentering etter forbelastning

* For noen av bygningene varierer utgravingsdybde over byggets fotavtrykk. Utgravingsdybden i disse delene av fotavtrykket er gitt i tabell. N, S, NØ, og NV tilsvarer henholdsvis retning nord, sør, nord-øst og nord-vest relatert til byggets fotavtrykk.

Fundamentering på punkt-, stripefundamenter eller hel bunnplate må vurderes ut ifra setningshensyn og fundamenteringsnivå i forhold til grunnvannstand. Bebyggelse med jevnt fordelt last over byggets fotavtrykk vil være gunstig og nødvendig med hensyn til skjevsetning og differansesetninger. Bebyggelse med varierende last medfører betydelig risiko for skjevsetninger og differansesetninger. For å unngå differansesetninger er pelefundamentering mer aktuelt.

Dersom løsmassenes beskaffenhet varierer over tomta kan direktefundamentering på banketter/søylefundamenter medføre uakseptable total- og differansesetninger. Vi vurderer derfor at fundamentering på hel bunnplate med økt tykkelse av bunnplate under søyler samt heis- og trappesjakt som den mest aktuelle fundamenteringsløsningen. Arealet av bunnplaten kan også vurderes økt, utover bygningskroppen, for å fordele lastene over et større område. Dette forutsetter at lastene kan fordels jevnt over grunnflaten, slik at setningsrisikoen minimaliseres.

Eventuelt kan det utføres tiltak i form av masseutskifting med lette masser der utgravingen ikke er kompensert og medfører store differansesetninger, men dette tiltaket er mest aktuelt over grunnvannstand eller med god kontroll på grunnvannstandens variasjon over årstidene.

Alternativ med pelefundamentering

Bygg på 4 etasjer over en kjelleretasje hvor avlastning er mindre enn 3 m, bygg med 5 eller mer etasjer i området med terreng avlastning mindre enn 5 m, og høyere, samt tyngre bebyggelse, eller bebyggelse med store konsentrerte laster må trolig fundamenteres på peler. Stor variasjon av etasjehøyder/belastning innenfor byggets fotavtrykk kan også utløse behov for å benytte pelefundamentering for å unngå skadelige differansesetninger.

Det antas at bergoverflate varierer mye i område - fra berg i dagen ved Saligberget faller det steilt mot nord-nordøst, sør-sørvest og vest-nordvest. Av dette vurderes betongpeler satt som friksjonspeler eller spissbærende peler til berg som mest aktuell peleløsning i dette området.

Fundamentering på friksjonspeler er heller ikke en setningsfri fundamenteringsløsning, så noen setninger må påregnes også for denne fundamenteringsmetoden.

7.4 Fundamentering pir med badebukt

Fundamentering av pir med badebukt som planlegges i sjøen foran torget blir usikkert på grunn av materiale som er potensielt utsatt for flytskred. Vurdering av flytskredmaterialer bør foregå i detaljprosjekteringsfasen i tråd med NIFS rapport 16/2016 [34].

7.5 Fundamentering overgangsbru

Multiconsult mangler mer utfyllende grunnlag i form av grunnundersøkelser i aktuelt område for brua for å gi konkret/spesifikk rådgiving i forbindelse med mulig fundamenteringskonsept.

Planlagt overgangsbru over jernbane vurderes likevel gjennomførbart. Brua planlegges med ett spenn, og fundamentering på hver side av jernbanen. Direktefundamentering eller pelefundamentering kan benyttes. Vi har mottatt foreløpige laster på fundamentene på hver side av jernbanen. Med kvalifiserte antagelser rundt massetype og jordegenskaper ser det pr nå ut til at brua kan direktefundamenteres med fundamenter med rimelig størrelse, som kan etableres med samtidig drift av jernbanen. Fundamentene vil dog komme svært nærme jernbanen. Detaljprosjekteringen må se videre på fundamenteringsløsninger her. Det anses løsbart med tradisjonelle geotekniske prinsipper/fundamenteringsmetoder.



Figur 7-2 Bru over jernbane - utsnitt fra IFC modell (sett fra Jernbanetorget i sør-øst)

7.6 Naboforhold

Eksisterende bygg og infrastruktur

Det er ingen eksisterende bygg i området som kommer i konflikt med åpen utgraving for kjeller.

Vest på utbyggingsområde skal utgraving for kjeller komme i konflikt med dagens Havnevegen. Imidlertid skal dagens Havnevegen slettes og ny Havnevegen plasseres mellom utbyggingsområdet og jernbanespor i sør.

Kabler, ledninger og installasjoner i grunnen

Oppdragsgiver besitter kabelkart over tomta. Dette må ivaretas i detaljprosjekteringen. Kabler og ledninger som evt. ligger på tomta eller inn i graveskråninger må legges om. Entreprenøren må innhente kabelkart og foreta nødvendige tilpasninger/omlegginger før og etter byggestart.

Pelefundamentering

Betongpeler vil fortrenge et større volum jord enn eksempelvis HP-peler under rammingen. Dette fører til poretrykksoppbygging i grunnen og ofte en viss terrengheving av tomta generelt. Detaljprosjektering utreder eventuelle behov for tiltak.

Jernbane

Topp graveskråning for etablering av kjeller i sør ligger ca. 13 meter fra nærmest senterlinje jernbane. Vi vurderer at byggegrop mot jernbane kan etableres med åpen graving og at stabiliteten i byggefase er tilfredsstillende, men at dette må dokumenteres gjennom stabilitetsberegninger i detaljprosjekteringsfase.

Basert på plantegning av sporplan alternativ 1 og LARK skisse prosjekt av planlagt utbygging, er ny Havneveg plassert syv meter fra nærmeste jernbanespor. I tillegg er brusøyle for ny overgangsbru over stasjonsområdet vist ca. 4,5 meter fra spormidt. Utbygging av ny veg, samt bru med tilknyttet infrastruktur skal utformes i henhold til teknisk regelverk for jernbane.

Fundamentering av gangbru over jernbanen vil komme svært nærme jernbanesporene. Dette må detaljeres og avklares i senere prosjekteringsfaser.

8 Videre arbeid

Med bakgrunn i foreløpig klassifisering vist i kapittel 5, vil det kreves uavhengig geoteknisk kontroll i klassene UKK2 etter eurokode NS-EN 1990. Følgende generelle punkter bør følges opp i prosjektering og i gjennomføring/byggeperiode:

- Etablering av byggegrop, både for tiltakene i utbyggingsområdet, og i for fundamentering av gangbru over jernbanen.
- Fundamenteringsarbeidene. Særsilt med tanke på lokalstabilitet av dypere byggegrop i utbyggingsområdet, og med tanke på arbeider i nærhet til jernbanen.
- Alle evt. arbeider i og ved sjøen, nord for skissert utbygging.

8.1 Geoteknisk prosjektering

Generelt vurderes planlagt utbygging som gjennomførbar med åpen graving og delvis direktefundamentering av bebyggelsen, delvis pelefundamentering, men det må utføres geoteknisk detaljprosjektering av tiltaket.

8.2 Behov for supplerende grunnundersøkelser

I henhold til NS-EN-1997-2 skal grunnundersøkelser normalt utføres i minst to omganger;

- Forundersøkelser (typisk skisse-/forprosjekt)
- Prosjekteringsundersøkelser (typisk detaljprosjekt)

I forbindelse med detaljprosjektering tilrås det supplerende grunnundersøkelser både på tomte og, avhengig av endelig planforslag, i sjø. I tillegg er det helt nødvendig å utføre grunnundersøkelser i tilknytning til planlagt gangbru over jernbanen, før prosjektering av denne.

Supplerende undersøkelser bidra med å verifisere lagdeling og parametere for bruk i vurdering av stabilitet av graveskråninger, vurdering av setninger og tillatt grunntrykk, samt dimensjonering av fundamenter.

9 Referanser

- [1] Standard Norge, «Systemer for kvalitetsstyring. Krav (ISO 9001:2015)», Standard Norge, Norsk standard (Eurokode) NS-EN ISO 9001:2015.
- [2] Rambøll, «G-not-001 1350033261 Innledende geoteknisk vurdering – Lagringsplass turbinkomponenter Hommelvik», datert 15. mars 2019
- [3] Kummeneje, «o. 10450-1 Malvik kommune. Avløpsspumpe-stasjon Hommelvik», grunnundersøkelser datarapport, datert 21. mars 1994
- [4] Kummeneje, «o. 6354 NSB, Trondheim distrikt – Industritomt, Hommelvik», grunnundersøkelser datarapport, datert 16. mars 1987
- [5] Kummeneje, «o. 2743-4 A/S Jernbeton – Dokkprosjekt Hommelvik - Grunnundersøkelser», datarapport, datert 28. august 1981
- [6] Kummeneje, «o. 1722 Havneplan, Hommelvik vest. Grunnundersøkelser og stabilitetsteknisk vurdering», datert 20. desember 1976
- [7] Statens vegvesen, «U92 E6, Hommelvik – Orienterende grunnundersøkelser», datert 24. november 1970
- [8] Multiconsult, «417898-RIG-RAP-001 Hyggen, Hommelvik», datarapport geotekniske grunnundersøkelser, datert 29. april 2016
- [9] Multiconsult, «10208087-RIG-RAP-002 Avlastningsspor Hommelvik stasjon», datarapport geotekniske grunnundersøkelser, datert 20. desember 2018
- [10] Kommunal- og moderniseringsdepartementet, Lov om planlegging og byggesaksbehandling plan- og bygningsloven), 2008.
- [11] Direktoratet for byggkvalitet (DIBK), «Byggteknisk forskrift (TEK17),» Kommunal- og moderniseringsdepartementet, 2017, oppdatert 10.02.2021.
- [12] Direktoratet for byggkvalitet (DIBK), «Byggesaksforskriften (SAK 10),» Kommunal- og moderniseringsdepartementet, 2010.
- [13] Norges Vassdrags- og energidirektorat (NVE), «Flaum og skredfare i arealplaner,» retningslinjer 2-2011, revidert mai 2014
- [14] Norges Vassdrags- og energidirektorat (NVE), «Sikkerhet mot kvikkleireskred: vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper», veileder nr. 1/2019, 2020
- [15] Standard Norge, «Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner,» NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016.
- [16] Standard Norge, «Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering, Del 1 - Allmenne regler,» NS-EN 1997:2004+A1:2013+NA:2016.
- [17] Standard Norge, «Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning -Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger,» NS-EN 1998 1:2004+A1:2013+NA:2014.
- [18] Standard Norge, «Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold,» NS-EN 1998-5:2004+NA:2014
- [19] Standard Norge, «Norsk Standard NS 3458: Komprimering, krav og utførelse», 2004
- [20] Standard Norge, «Norsk Standard NS 8141:2001: Vibrasjoner og støt», 2001
- [21] Statens vegvesen (SVV), «Håndbok V220 – Geoteknikk i vegbygging», revidert 2018

- [22] Rådgivende ingeniørers forening (RIF), «Dimensjonering for jordskjelv,» veileder til NS-EN 1998-1:2004, revidert utgave 2018 ifølge NA:2014.
- [23] Norges Vassdrags- og energidirektorat (NVE), «NVE Atlas,» [Internett]. Available: <https://atlas.nve.no/> (2021)
- [24] MiljøBistand, «Hommelvik stasjonsområde, Malvik kommune. Miljøteknisk grunnundersøkelse – fase 1 ROM eiendomsutvikling AS», rapport nr. -04.023-1, datert 16.08.2004
- [25] Multiconsult, «r.413281-1 Hommelvik Sjøside. Miljøteknisk grunnundersøkelser», datert 14. oktober 2008
- [26] A.L. Roselund, «Angående grunnforholdene i Hommelvik etter den store utglidning den 4. april 1942», rapport, datert 1. august 1942
- [27] Kummeneje (1984). «Utrasing 15.03.1984 på veganlegg til Nygården, Hommelvik», 28. mars 1984.
- [28] NGU (2005). «Skredkartlegging langs kystsonen i Trondheimsområdet, datagrunnlag og morfologi», 2005.054., okt. 2005.
- [29] Norges Vassdrags- og energidirektorat (NVE), «Metode for vurdering av løsne- og utløpsområder for områdeskred,» NIFS rapport 14/2016, 2016
- [30] NGU, «Løsmasser - Nasjonal løsmassedatabase - kvartærgeologiske kart,» [Internett]. Available: http://geo.ngu.no/kart/losmasse_mobil/. (2020)
- [31] NGI (2011). «Skredmassers utløp ved eventuelt kvikkleireskred i området Lia-Skjelbreda (Liavegen)», 20091622-00-28-TN, januar 2011
- [32] Multiconsult (2020), «Hommelvik Sjøside, Malvik. Skredfareevaluering», 417941-RIG-RAP-006_rev01 datert 10.12.2020
- [33] NIFS, Rapport 14/2016 «Metode for vurdering av løsne- og utløpsområder for områdeskred», 2016
- [34] NIFS, Rapport 16/2016 «Dynamiske påkjenninger og skredfare», 2016
- [35] Bane NOR, Teknisk regelverk, datert 11. februar 2021

Vedlegg A

Grunnforhold

Innholdsfortegnelse

A.1	Områdehistorie	1
A.2	Kvartærgeologi	3
A.3	Skredhendelser	3
A.4	Løsmasser	4
A.5	Dybde til berg	8
A.6	Grunnvann	8
A.7	Forurensningssituasjon	8

A.1 Områdehistorie

En historisk kartlegging utført av MiljøBistand [24] viser at området fra ca. 1880 til 1960-tallet hovedsakelig ble benyttet som lagringsområde for tømmer og trelast før utskipning via båt eller tog. I den forbindelse ble det lagt flere sidespor og satt opp flere stavskur inne på området. Skurene er i dag revet, og sidesporene er tatt ut av bruk, men ligger der fremdeles.

Deler av området ble også trolig benyttet til lagring av kull og kismalm, men omfanget av dette er ukjent.

Fra eksporten av trelast ble avsluttet og fram til i dag har området ligget mer eller mindre brakk, og store deler av området er nå dekket med vegetasjon. I og nær de gamle sportraséene er det registrert mindre vegetasjon.



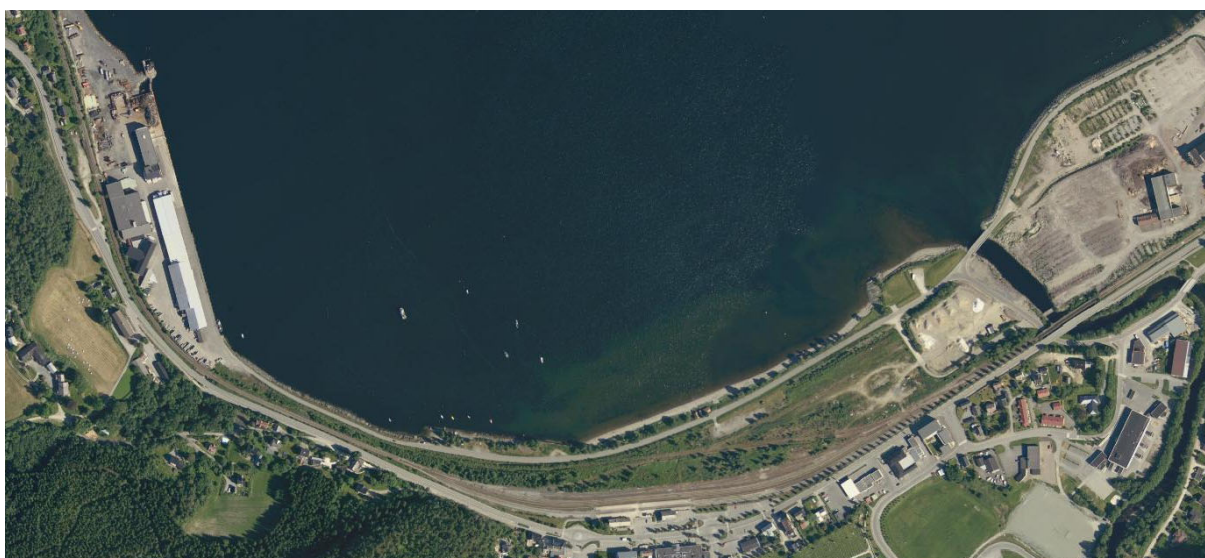
Figur 1 Oversiktsbilde over Hommelvik 1890-1910. Bildet viser trelasttomter på stasjonsområdet (kilde: Norsk Jernbanemuseum) [24]



Figur 2 Historisk flyfoto over området «Ranheim - Muruvik 1947» (kilde: finnkart.no)



Figur 3 Historisk flyfoto over området «Klabu – Malvik 1963» (kilde: finnkart.no)



Figur 4 Historisk flyfoto over området «Malvik 2005» (kilde: finnkart.no)

A.2 Kvartærgeologi

Kvartærgeologisk kart viser at det øverste laget av løsmasser i utbyggingsområdet antas å bestå av elveavsetninger (vanligvis sand og grus), se Figur 5. I område mot sjøen i nord er det marin strandavsetning (vanligst tynt dekke av sand og grus over andre sedimenter).

Kvartærgeologiske kart er basert på grunne prøvetakinger og tolking av terrengoverflata. Det viser derfor ikke hvilke løsmassetyper som kan forventes i dybden. Marin grense i området ligger på ca. 175 m.o.h., og planlagt området er vurdert til å ha stor sannsynlighet for sammenhengende forekomst av marin leire.



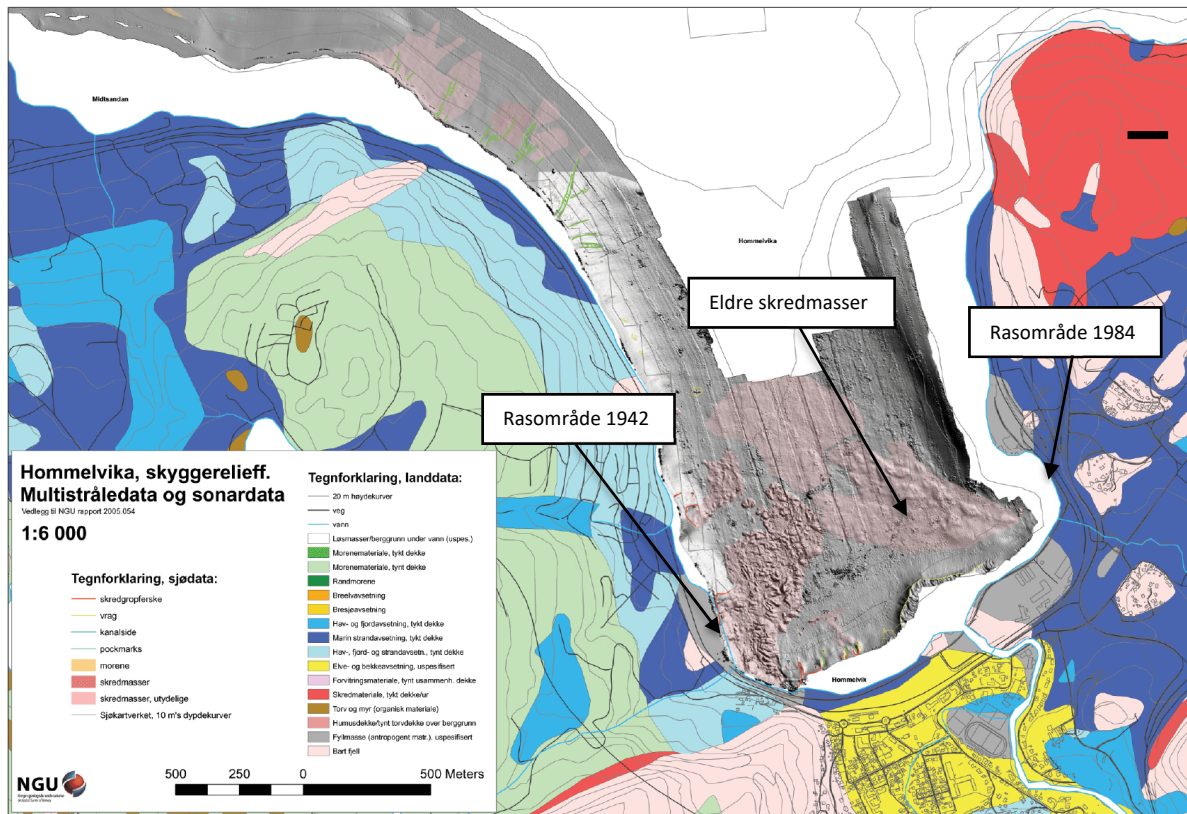
Figur 5 Kvartærgeologisk kart – løsmasser (kilde: www.ngu.no)

A.3 Skredhendelser

NGU utførte en kartlegging av skredgroper i fjorden utenfor Hommelvik i 2005 [28]. Det ble benyttet interferometrisk sidesøkende sonar. Det ble funnet spor etter store skred i fjorden.

I 1942 gikk det et skred i vestre del av bukta i Hommelvik der fyllinger og kaianlegg i 500 m lengde langs stranden gled ut i fjorden [26]. Rester etter skredmassene fra 1942 var synlige i sydvestlige delen av området, Figur 6.

I 1984 ble det utløst et skred forbindelse med Malvik kommunes utfylling i sjøen for å utvide vegen mellom Hommelvik Bruk og Nygården, øst for planområde [27]. Raset ligger så vidt for nært land til at dette er innmålt, se beliggenhet i Figur 6. Det ble også funnet spor etter eldre skred i den sydøstlige delen. Konturene av skredmassene vises temmelig «utglattet» i forhold til de senere skred (1942 og 1984) på grunn av skredets alder.



Figur 6 Skyggerelieff hvor skredmasser er funnet vest og øst i bukta. Fra ref. [28]

A.4 Løsmasser

Utførte sonderinger på og rundt planområdet viser i hovedsak friksjonsmasser av antatt sand i de øvre deler av jordprofilen, over størstedelen av området ([4], [8]). Prøvetakingen viser sand som varierer mellom fin, middels og grov. Det er også registrert siltig sand og noe silt, for det meste i dybden. Over bergryggen i øst (Saligberget) ligger et leirlag med mektighet mot 1-2 m, økende vestover opptil 3-7 m. Leira er til dels bløt og sensitiv/kvikk, se prøveserie i Figur 10. I nedre del er leirlaget dels sterkt silt, sand og grusblandet.

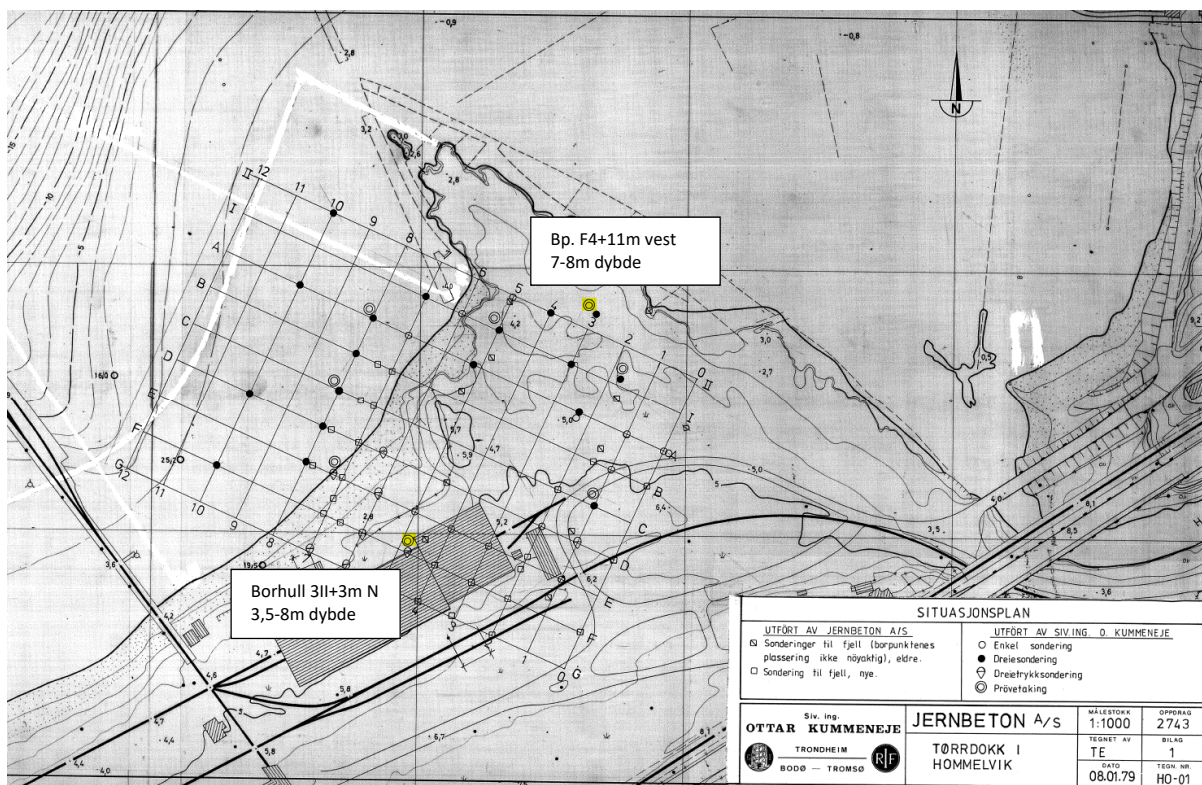
Sprøbruddmateriale ligger i hovedsak i flatt terreng og tolkes å ligge dypt, fra ca. 10 m under terrengnivå, unntatt i borpunkt 8 fra Kummeneje rapport [4] hvor det er fra ca. 3 m til 4,5 m dybde. Bergoverdekkes av et uregelmessig mektig morenelag av varierende fasthet. Typisk prøveserie fra området er vist i Figur 9.

Grunnundersøkelsene ute i sjøen ([6]) viser grunnforhold bestående av siltig sand ned til ca. kt. -30. Sonderinger og prøveserier i sjøen indikerer ikke-sensitive løsmasser.

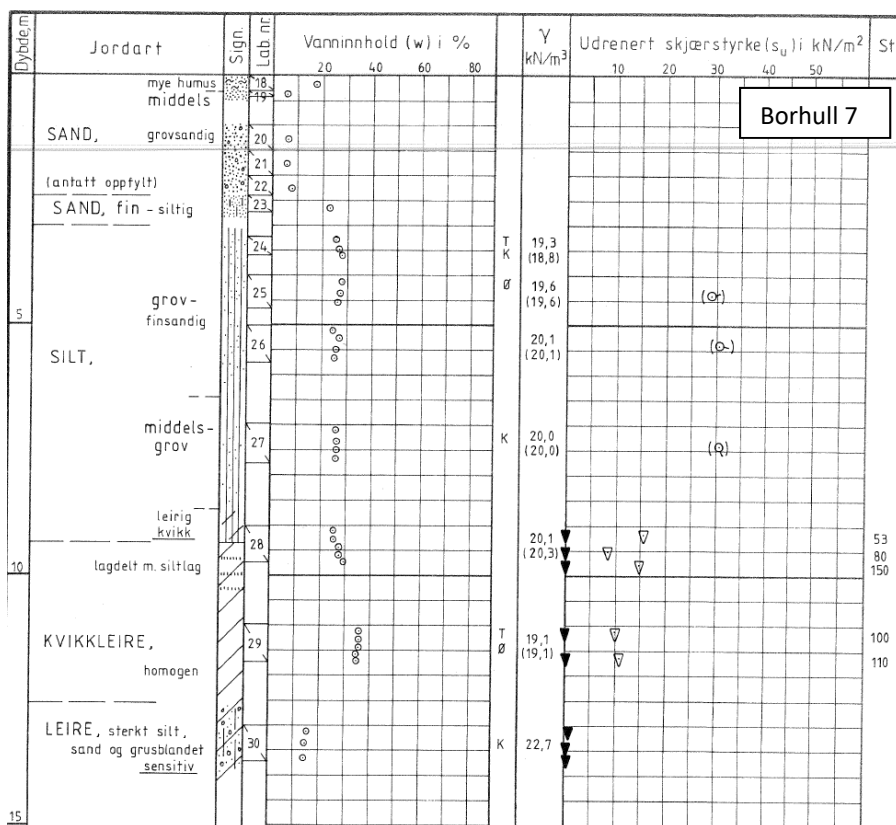
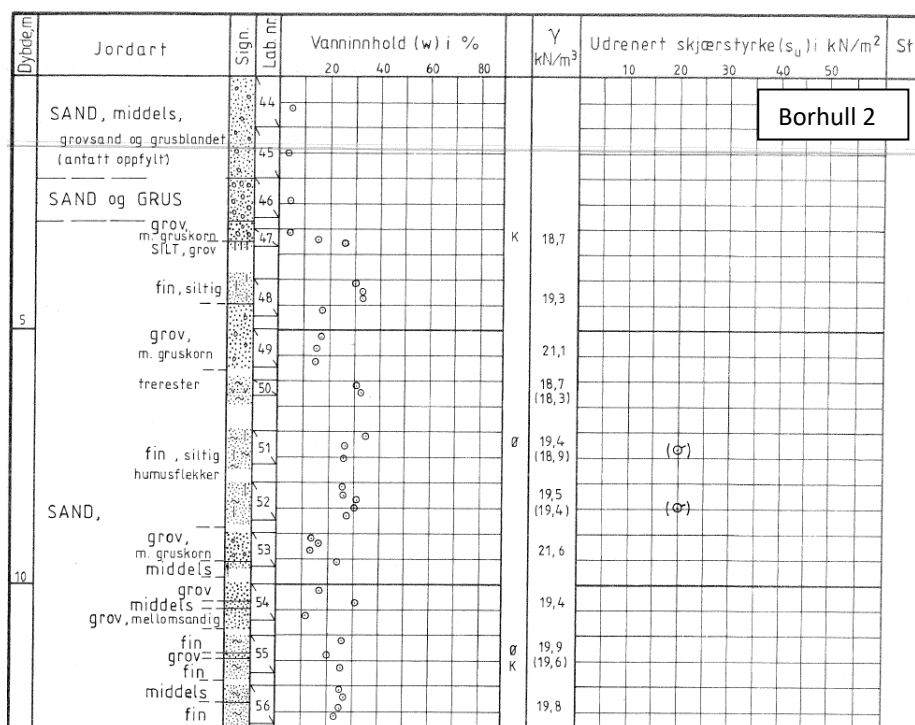
Figur 7 og Figur 8 viser situasjonsplaner fra gamle rapporter med utførte grunnundersøkelser i området. Se også Figur 3-1 i hovedtekst for utsnitt av borplan over tilgjengelige grunnundersøkelser i/ved planområdet.

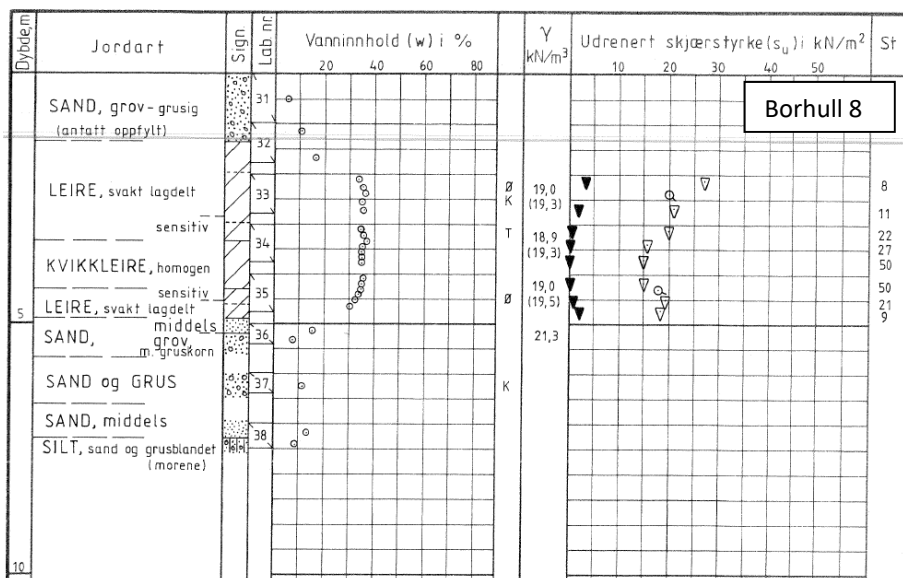


Figur 7 Situasjonsplan med utførte grunnundersøkelser i området (utsnitt fra tegning nr. 2 fra rapport nr. o.6354 [4] datert 16. mars 1987)

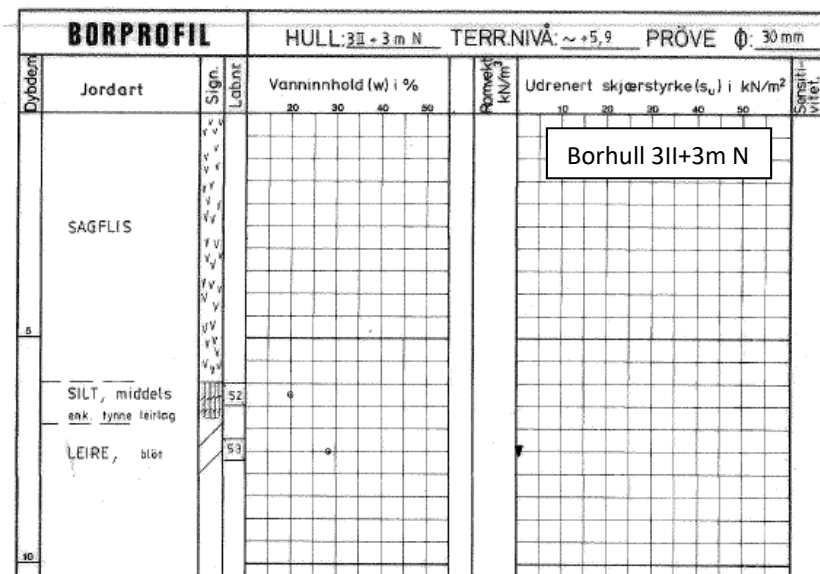
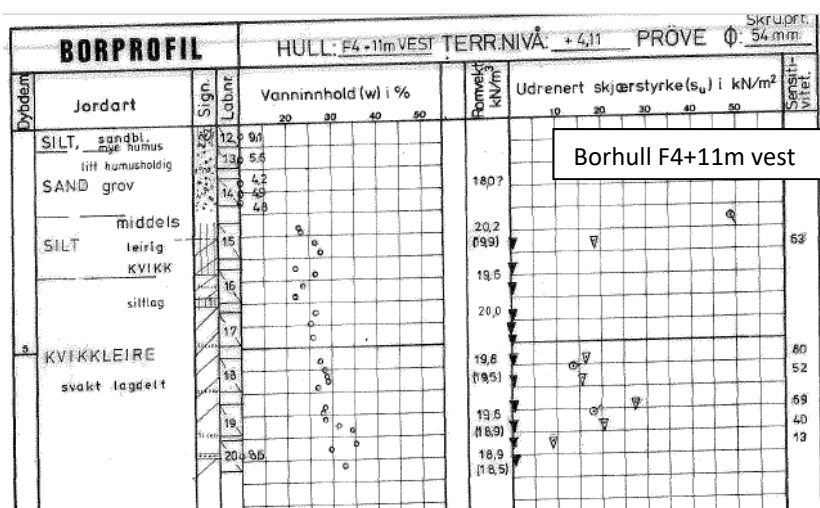


Figur 8 Situasjonsplan over undersøkt område nærmest Saligberget (utsnitt fra bilag 1 fra rapport nr. o. 2743-4 [5] datert 28. august 1981). I gule punkter er bløt leire tolket i dybdene som indikert i figur.





Figur 9 Prøveserier i borhull 6354-2, 7 og 8 (utsnitt fra tegning nr. 8, 10 og 11 fra rapport o.6534 [4] datert 16. mars 1987)

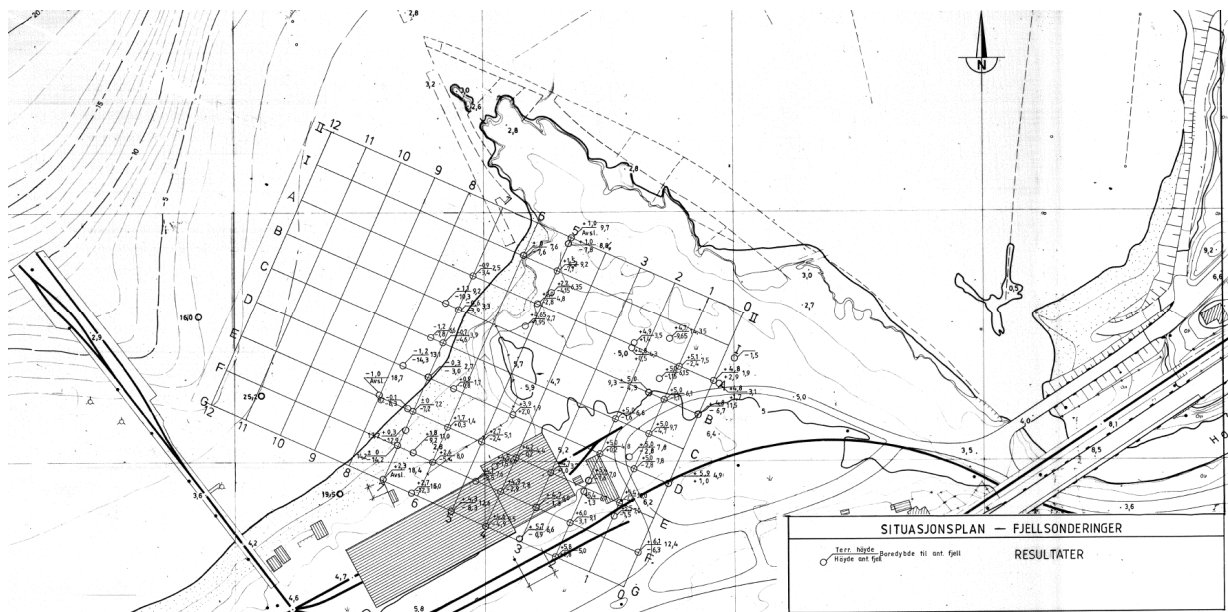


Figur 10 Prøveserier i borhull F4+11m vest og 3II+3m N (utsnitt fra tegning nr. 16 og 17 fra rapport nr. o. 2743-4 [5] datert 28. august 1981)

A.5 Dybde til berg

Bergdybder ved Saligberget er gitt i rapport o.2743-4 [5] og i Figur 11.

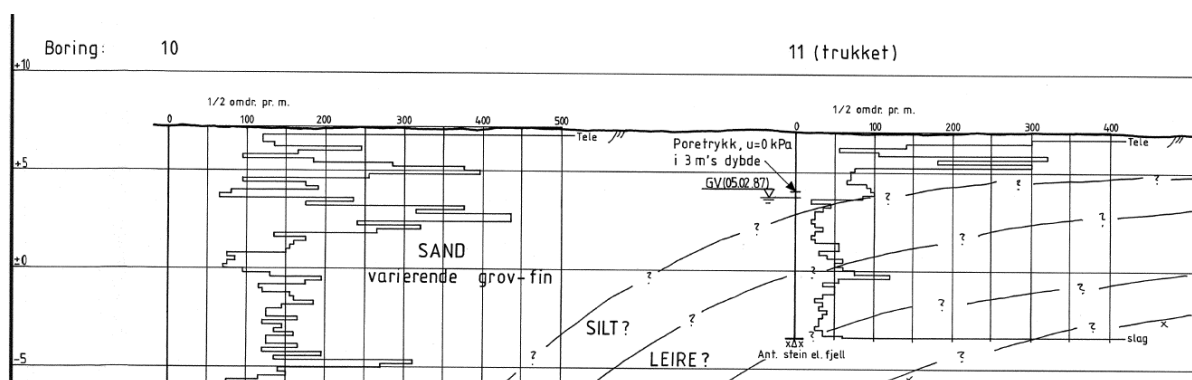
Seismiske profilering utført av NGU i 1974 viser at løsmassemekktigheten mellom strandlinjen og marbakken topp vest for Saligberget er betydelig, spesielt i den midtre delen av området (nord for stasjonsbygget) hvor mektigheten er på 60 – 80 meter over berg.



Figur 11 Situasjonsplan med beliggenhet av fjellsonderinger i undersøkt område nærmest Saligberget (utsnitt fra bilag 2 fra rapport nr. o. 2743-4 [5] datert 28. august 1981)

A.6 Grunnvann

Grunnvannstand er målt i borpunkt 6354-11. Måling i nivå 3 meter under terreng ga ingen utslag, mens måling 7 meter under terreng viste grunnvannstand 3,3 meter under terreng, forutsatt hydrostatisk fordeling. Det antas at målt grunnvannstand fra 1987 ligger på dagens kote på +4,4.



Figur 12 Tolkning av grunnvannstand i borpunkt 11 (utsnitt fra profil III, tegning nr. 05 fra rapport nr. o.6354 [4] datert 16. mars 1987)

A.7 Forurensningssituasjon

Det er tidligere utført miljøgeologiske undersøkelser i området. Undersøkelsene har generelt avdekket forurensede masser innenfor planområdet. Det vises til miljøteknisk notat r413281-1, datert 14. oktober 2008 [25].

Vedlegg B

Vurdering av myndighetskrav og sikkerhetsprinsipper i PBL-opdrag

Innholdsfortegnelse

B.1	Generelt	1
B.2	TEK 17 § 10, Konstruksjonssikkerhet	2
B.3	Geoteknisk kategori	2
B.4	Konsekvensklasse / pålitelighetsklasse (CC / RC)	3
B.5	Tiltaksklasse iht. PBL	3
B.6	Prosjekterings- og utførelseskontroll	3
B.7	Seismisk påvirkning	4
B.8	Dimensjonering etter Eurokode 7	5
B.9	TEK 17 § 7, Sikkerhet mot naturpåkjenninger	5

B.1 Generelt

Gjennomførbarhet av detaljregulering må dokumenteres gjennom vurderinger som viser at foreliggende planer kan gjennomføres på en måte som tilfredsstiller dagens regelverk.

Følgende lover, forskrifter og retningslinjer er gjeldende:

- Plan- og bygningsloven (PBL) [10] med teknisk forskrift (TEK17 [11]) og byggesaksforskriften (SAK10 [12])
- NVEs retningslinjer nr. 2-2011 Flaum- og skredfare i arealplanar [13], med tilhørende veileder nr. 1/2019 Sikkerhet mot kvikkleireskred (kvikkleireveilederen) [14]

Plan og bygningsloven, §28-1, stiller krav til at «grunn kan bare bebygges, eller eiendom opprettes eller endres, dersom det er tilstrekkelig sikkerhet mot fare eller vesentlig ulempe som følge av natur- eller miljøforhold».

Direktoratet for byggkvalitet har laget en veiledning til TEK 17 [11]. I avsnitt §7-3 åpner veiledningen for at tilstrekkelig sikkerhet mot kvikkleireskred kan oppnås i alle faser av utbyggingen og for ferdig bygg ved å følge metoder og prosedyrer som er gitt i NVE retningslinjer nr. 2-2011 [13] med tilhørende veileder nr. 1/2019 Sikkerhet mot kvikkleireskred [14].

Standardverk

Gjeldene regelverk legges til grunn for prosjekteringen, og for geoteknisk prosjektering gjelder dermed:

- Teknisk forskrift, TEK 17 § 7 og § 10 [11]
- NS-EN 1990-1:2002+NA:2016 (Generelle regler) [15]
- NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016 (Geoteknikk) [16]
- NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014 (Jordskjelv, allment) [17]
- NS-EN 1998-5:2004+NA:2014 (Jordskjelv, fundamenter) [18]

- NS 3458:2004 (Komprimering, krav og utførelse) [19]
- NS 8141-1:2012+A1:2013 (Vibrasjoner og støt) [20]
- NVEs retningslinjer nr. 2-2011 «Flaum- og skredfare i arealplana», revidert mai 2014 [13]
- NVEs veileder nr. 1/2019 «Sikkerhet mot kvikkleireskred: vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper», revidert desember 2020 [14]
- Bane NOR, Teknisk regelverk, 11.02.2021 [35]

I tillegg, og i den grad de er relevante, er følgende veiledninger aktuelle:

- Statens vegvesen (SVV), Håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging, 6. utgave, rev. 2018 [21]
- Peleveiledningen 2019

B.2 TEK 17 § 10, Konstruksjonssikkerhet

I henhold til TEK 17 § 10.1 vil forskriftens minstekrav til personlig og materiell sikkerhet være oppfylt dersom det benyttes metoder og utførelse etter Norsk Standard (Eurokoder).

TEK 17 § 10.2 angir følgende:

Grunnleggende krav til byggverkets mekaniske motstandsevne og stabilitet, herunder grunnforhold og sikringstiltak under utførelse og i endelig tilstand, kan oppfylles ved prosjektering av konstruksjoner etter Norsk Standard NS-EN 1990 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner og underliggende standarder i serien NS-EN 1991 til NS-EN 1999, med tilhørende nasjonale tillegg.

I veiledningen til TEK 17 står det:

Kravene i forskriften er oppfylt dersom metoder og utførelse følger Norsk Standard. En korrekt bruk av prosjekteringsstandardene gir samlet det sikkerhetsnivået som forskriften krever.

Ved å benytte standarder (Eurokoder) som angitt i pkt. B.1, vil TEK 17 § 10 dermed være ivaretatt.

B.3 Geoteknisk kategori

Eurokode 7, NS-EN 1997-1:2004, stiller krav til prosjektering ut fra tre ulike geotekniske kategorier. Valg av kategori gjøres ut fra standardens punkt 2.1 «Krav til prosjektering».

Prosjektet innebærer utgraving inntil ca. 5,0 m i forhold til terreng. Utgravingen skal foregå i åpen skjæring. Det er tidligere gjort grunnundersøkelser i området, og en har relativt god erfaring på tilsvarende grunnforhold og utgraving. Utgraving og fundamentering utføres med konvensjonelle metoder uten unormale risikoer.

Med dette som grunnlag velges følgende krav til prosjektering:

Utgraving av byggegrøp	→ Geoteknisk kategori 2
Fundamentering av nybygg	→ Geoteknisk kategori 2
Fundamentering av bru over jernbane	→ Geoteknisk kategori 2

Dette innebærer at prosjekteringen bør omfatte kvantitative geotekniske data og analyser for å sikre at de grunnleggende kravene blir oppfylt.

B.4 Konsekvensklasse / pålitelighetsklasse (CC / RC)

Eurokode 0, NS-EN 1990:2002 [15] definerer byggverks plassering med hensyn til konsekvensklasse og pålitelighetsklasse (CC/RC). Konsekvensklasser er behandlet i standardens tillegg B i tabell B1 (informativt), mens veiledende eksempler på klassifisering av byggverk i pålitelighetsklasser er vist i nasjonalt tillegg NA (informativt), tabell NA.A1 (901). Her er grunn- og fundamenteringsarbeider splittet i følgende to alternativer:

- «kompliserte tilfeller»
- «ved enkle og oversiktlige grunnforhold»

Prosjektet består av boligbygg og forretningsbygg som iht. tabell NA.A1 (901) ligger i pålitelighetsklasse 2 eller (3). Ved vurdering av pålitelighetsklasse for grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg skal det også tas hensyn til omkringliggende områder og byggverk. Basert på en forutsetning om at standardens intensjon er å knytte valg av pålitelighetsklasse til valgt geoteknisk kategori gir dette at geoteknisk kategori 2 gir pålitelighetsklasse 2.

Basert på foranstående velges:

Utgraving og sikring av byggegrop	→ CC/RC = 2
Fundamentering av nybygg	→ CC/RC = 2
Fundamentering av bru over jernbane	→ CC/RC = 2

B.5 Tiltaksklasse iht. PBL

Iht. Tabell 2 «Kriterier for tiltaksklasseplassering for prosjektering» i Veiledning om byggesak §9-4, utarbeidet av Direktoratet for byggkvalitet, vurderer vi at utbyggingen kan plasseres i **Tiltaksklasse 2** for geotekniske arbeider.

Multiconsult har lagt vekt på veiledningens punkter om vanskelige/enkle grunnforhold, sammenhengen mot pålitelighetsklasse i NS-EN 1990+NA, samt antall etasjer for byggverket. Prosjektet omfatter vanlig geoteknisk prosjektering som ikke krever spesielle tiltak for å gjennomføres. Tomta har oversiktlige grunnforhold. Planlagt bebyggelse består av opptil 6 etasjer over 1 kjelleretasje. For direktefundamentering velges tiltaksklasse 2. Hvis pelefundamentering blir aktuelt, velges tiltaksklasse 3.

B.6 Prosjekterings- og utførelseskontroll

NS-EN 1990:2002+NA:2016 gir føringer for krav til omfang av prosjekteringskontroll og utførelseskontroll avhengig av pålitelighetsklasse. Dette innebærer i henhold til tabell NA.A1 (902) og NA.A1 (903) at det for prosjekteringskontroll og utførelseskontroll av geotekniske arbeider kan forutsettes følgende:

Prosjekteringskontroll og utførelseskontroll av geotekniske arbeider til kontrollklasse **PKK2** og **UKK2**

For **prosjektering** gjelder dermed at det utføres eigenkontroll, intern systematisk kontroll (kollegakontroll) samt en utvidet kontroll fra et annet foretak som er uavhengig av foretaket som utførte prosjekteringen.

For **utførelse** innebærer kontrollklasse UKK2 at det skal utføres egenkontroll, intern systematisk kontroll samt en utvidet kontroll fra et annet foretak.

Tiltaksklasse 2 krever imidlertid obligatorisk uavhengig kontroll for kontrollområdet geoteknikk i henhold til PBL.

B.7 Seismisk påvirkning

Seismisk klasse bestemmes i henhold til Eurokode 8 [17] (del1) pkt. 4.2.5 (tabell 4.3) og etter veiledninger i tabell NA.4(902). Prosjektet faller innenfor **seismisk klasse II**, med seismisk faktor $\gamma_t=1,0$.

Grunntype bestemmes i henhold til Eurokode 8 (del1) tabell NA.3.1. Det er registrert sensitive masser på tomta, og prosjektet havner dermed i **grunntype S₂**, om gir S-verdi på 1,5 iht. Tabell 3.1 i RIF veileder «Dimensjonering for jordskjelv» [22].

For fundamentering av bru over jernbane antas det at grunnen består av sand, og derfor velges det **grunntype D**.

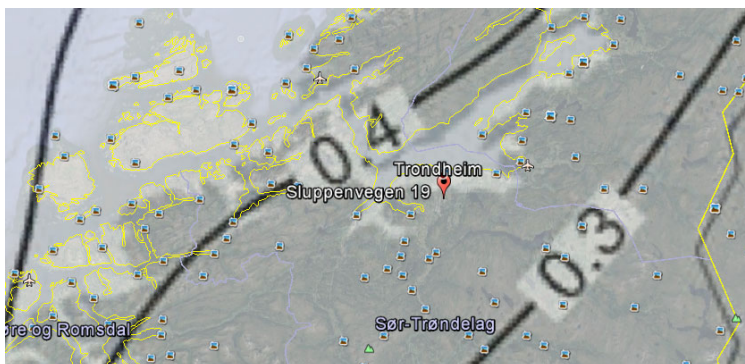
Vurdering av utelatelseskriterium

Iht. NA. 3.2.1(5) P kreves normalt ikke påvisning av tilstrekkelig sikkerhet etter NS-EN 1998 for følgende tilfeller:

- Konstruksjoner i seismisk klasse I
- $a_g S < 0,05g = 0,49 \text{ m/s}^2$
- $S_d < 0,05g = 0,49 \text{ m/s}^2$, forutsatt
 - Konstruksjonsfaktor $q \leq 1,5$
 - Ingen reduksjon av stivhetsegenskaper etter 4.3.1 (7)
 - Konstruksjonen regnes som fast innspent i grunnen

Utelatelseskriterium blir typisk gjeldende i geografiske områder med lav seismisitet og/eller for bygninger der konsekvensene av sammenbrudd er spesielt små. Spissverdi for berggrunnens akselerasjon er ca. $a_{g40Hz} = 0,35$ for det aktuelle området i Hommelvik. Se Figur 1 under. Med seismisk klasse II har vi da $a_g S = 1,0 \times (0,8 \times 0,35) \times 1,5 = 0,42 \text{ m/s}^2 < 0,49 \text{ m/s}^2$. Standardens utelatelseskriterie er da gjeldende og planlagte utbygginger må ikke dimensjoneres for jordskjelv.

RIB og byggherre må verifisere Multiconsults vurdering av utelatelseskriterium.



Figur 1 Vurdering av spissverdi for berggrunnens akselerasjon, a_{g40Hz} , etter fig NA.3(902) i eurokode 8-1 [17]

B.8 Dimensjonering etter Eurokode 7

NS-EN 1997-1:2004 angir tre ulike dimensjoneringsmetoder for geoteknikk, dvs. tre ulike metoder for hvordan forholdet mellom dimensjonerende lastvirkning og dimensjonerende motstand skal avveies. Ved geoteknisk prosjektering benyttes i Norge dimensjoneringsmetode 3 i henhold til NA:2016, med unntak av ved prosjektering av peler der det benyttes dimensjoneringsmetode 2.

B.9 TEK 17 § 7, Sikkerhet mot naturpåkjenninger

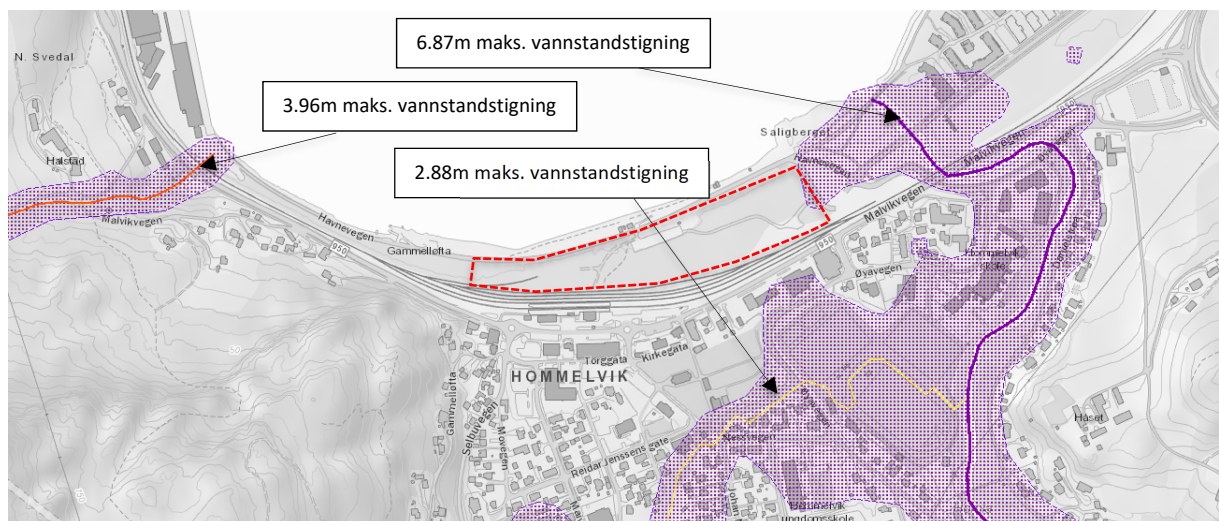
I henhold til TEK 17 § 7-1 skal byggverk plasseres, prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet mot skade eller vesentlig ulempe fra naturpåkjenninger (flom, stormflo og skred).

Flom

Paragraf 7-2 gir bestemmelser for sikkerhet mot flom og stormflo. Iht. annet ledd skal det fastsettes sikkerhetsklasse for flom etter tabellen gitt i bestemmelsesteksten. Iht. veiledningen til annet ledd er preaksepterte ytelser for byggverk i sikkerhetsklasse F2 bl.a. boliger, fritidsboliger og campinghytter. Planlagt tiltak er boligblokker. Tiltaket plasseres dermed i sikkerhetsklasse F2 for flom og stormflo.

Sikkerhetsklasse F2 angir 200-års-hendelsen som dimensjonerende.

Fare for naturpåkjenninger er sjekket mot NVEs karttjenester, se Figur 2. Dette viser at en liten del av prosjektområde i øst ligger innenfor aktsomhetsområde for flom.



Figur 2 Aktsomhetsområde for flom [kilde: atlas.nve.no]. Område for Stasjonsby markert med rød linje.

Kartverket har definert kotenivå for sikkerhetsklasse 2 (200-års-hendelse) med klimapåslag (landheving og havstigning) for bruk i prosjektering. Iht. vannstandstabell på www.kartverket.no brukes vannstands nivå på kote +2,82 (NN2000) i prosjektering i Hommelvik. Terrenget på tomte hvor byggene skal plasseres ligger i dag mellom ca. kote +5,0 og ca. kote +8,0. Kjellernivå planlegges på ca. kote +3,0.

Terrengnivået på utbyggingen, samt kjellernivå ligger dermed over antatt fremtidig flomvannstand fra havn. Hvis kjellernivåene skal være lavere og ligge under grunnvannstand, må de utføres som tett konstruksjon. Oppdrift må ivaretas for evt. lette bygningsdeler som eksempelvis rene parkeringskjellere uten overliggende bygningsvekt.

For midlertidig byggegrop og fundamentering av bru over jernbane velges sikkerhetsklasse for flom og stormflo F1.

Snøskred, steinsprang/steinskred, jordskred, flomskred, sørpeskred, fjellskred og skredgenererte flodbølger

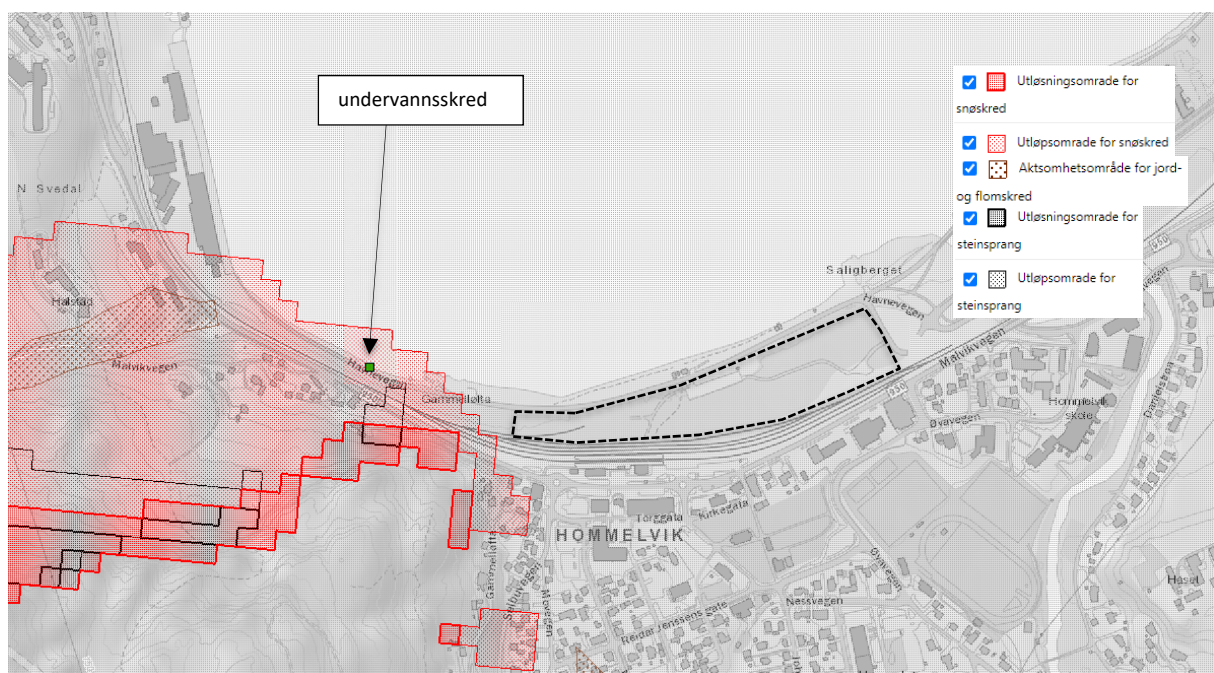
Sikkerhetsklasse S3 for sikkerhet mot skred er valgt for utbygging da det normalt oppholder seg flere enn 25 personer i bygningene.

Det er ingen registrerte snøskred, steinsprang/steinskred, flomskred, sørpeskred eller fjellskred i området for planlagt bebyggelse i henhold til NVE skredatabase [23].

Iht. NVE skredatabase er det registrert undervannsskred nord-vest for planområde, se Figur 3.

Beskrivelse av skred er gitt med følgende tekst: «*Malvik. Hommelvik, den 14. april 1942 Under krigen dreiv tyskarane med utfylling i hamneområdet ved Hommelvik. Dei hadde bygd ein hangar innanfor Hommevik, også støyperi og ein slipp. Det vart køyrt på mange lass fyllmasse. Sjøbotnen utanfor gav etter. Kl. 19.45 rasa brått strandsona ut fleire stader mot Halstadelva og djupvasskaia til NSB, i eit ca. 450 langt område over i alt 18 mål på land. Flodbølger. (...) Volum må minst ha vore 150 000 m³.*»

Områdestabiliteten er vurdert i Vedlegg C til å være tilfredsstillende.



Figur 3 Naturfare – skredhendelser [kilde: atlas.nve.no]. Område for Stasjonsby markert med svart linje.

Vedlegg C

Vurdering av områdestabilitet

Innholdsfortegnelse

C.1	Generelt	1
C.2	Undersøk om det finnes registrerte faresoner (kvikkleiresoner) i området	1
C.3	Avgrens områder med mulig marin leire	2
C.4	Avgrens områder med terreng som kan være utsatt for områdeskred	4
C.5	Bestem tiltakskategori	5
C.6	Gjennomgang av grunnlag – identifikasjon av kritiske skråninger og mulig løseområde	5
C.7	Konklusjon	7

C.1 Generelt

Områdestabilitet defineres av en stabilitetstilstand der et initialt brudd kan igangsette en progressiv frem- eller bakoverrettet bruddutvikling i tilstøtende sprøbruddmateriale. Fare for områdeskred skal utredes for å tilfredsstille krav til NVE-veileder [14] og TEK17 [11].

Utredningen skal bekrefte eller avkrefte reell fare for områdeskred. Kapittel 3.2 i NVE-veilederen beskriver en stegvis prosedyre for hvordan utrede fare for områdeskred. Prosedyren kan grovt sett deles i to hoveddeler; Del 1, som omfatter steg 1-3, for innledende vurderinger og avgrensning av aktsomhetsområder for områdeskredfare, og del 2, som omfatter steg 4-11, for utredning av faresoner med tilhørende dokumentasjon.

I dette tilfellet ser vi at vurderingene kan avsluttes etter del 1, med konklusjon om at utbyggingsområdet ikke ligger innenfor det som kan defineres som aktsomhetsområde for områdeskredfare. Videre punkter er likevel vist og vurdert, til informasjon.

Det er planlagt oppføring av nye boligbygg i tiltaksområdet. I henhold til tabell 3.2 i NVE-veileder [14] plasseres tiltaket i tiltakskategori K4. For tiltak plassert i tiltakskategori K4 krever veilederen at eventuelle faresoner identifiseres, avgrenses og faregradsevalueres i samsvar med beskrivelsen i veilederens kapittel 3.2 som indikerer prosedyren for utredning av områdestabilitet.

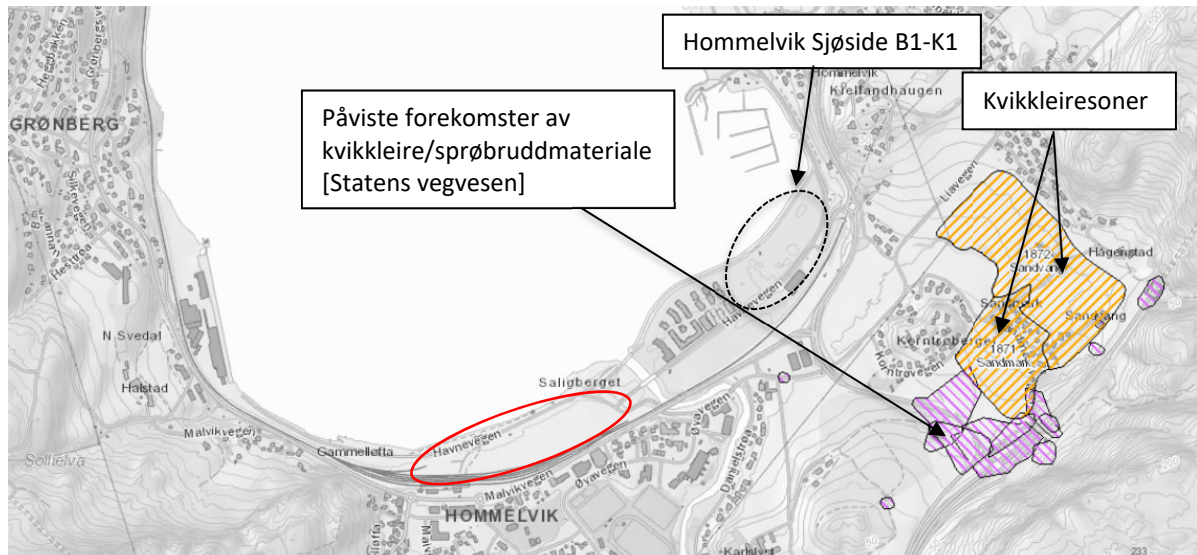
Gjennomgang av prosedyren med utfyllende beskrivelse av valgene er vist i underliggende kapitler C.2 til C.6.

C.2 Undersøk om det finnes registrerte faresoner (kvikkleiresoner) i området

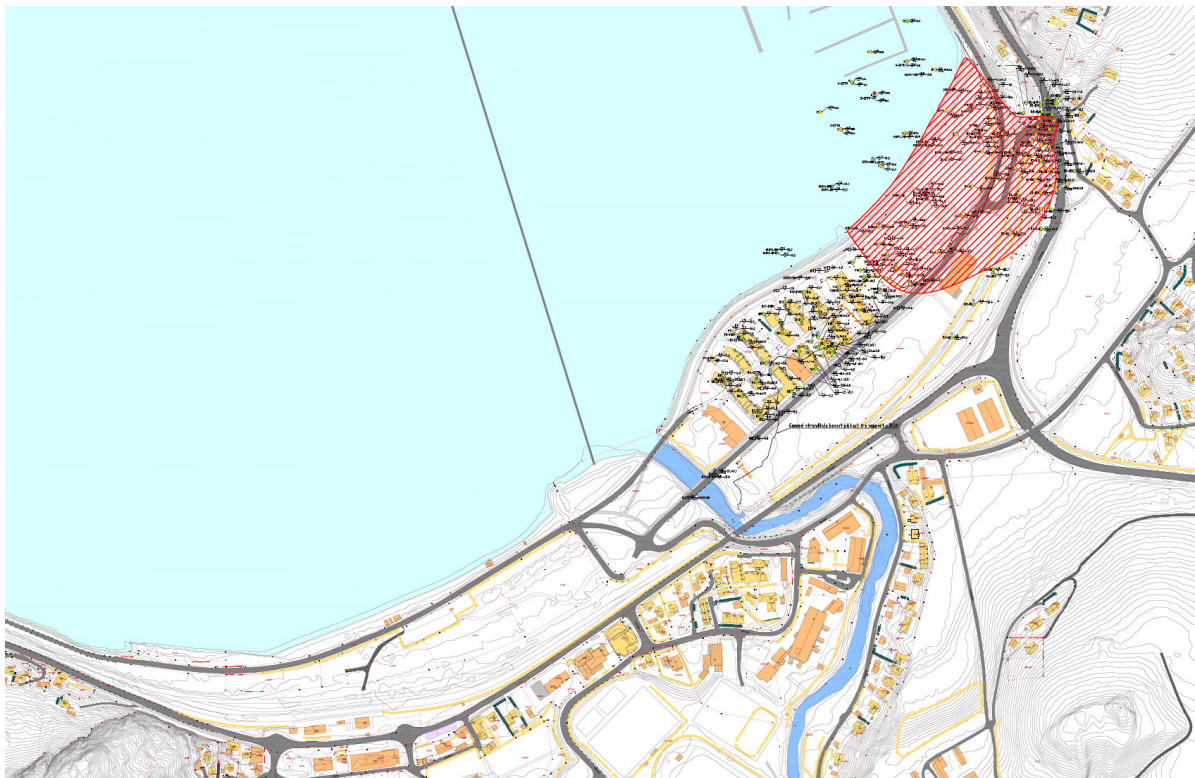
Ifølge NVEs kart over kvikkleiresoner [23], se Figur 1, er det to kvikkleiresoner nordøst for planområdet, 1872 «Sandvang» og 1871 «Sandmark». Det er også registrert, av Statens vegvesen, enkelte forekomster av kvikkleire i samme område og rundt Hommelvik sentrum i forbindelse med vegutbygging (E6).

NGI har tidligere utført vurdering av utløp av skredmasser i de to kvikkleiresoner basert på tilgjengelige grunnundersøkelser [31]. Skredmassens volum er konservativt antatt å innbefatte hele kvikkleiresonen. Hommelvik Stasjonsby ligger ikke i utløpsområdet for et eventuelt skred fra disse sonene.

I forbindelse med geotekniske undersøkelser og rådgivning for utbyggingsområde B1-K1 nordvest for Hommelvik Stasjonsby, har Multiconsult utført en soneavgrensning av påvist kvikkleire og sprøbruddsmateriale på landsiden, i forbindelse med skredfareevaluering for prosjektet Hommelvik Sjøside. Se rapport 417941-RIG-RAP-006_rev01 datert 10. desember 2020 [32]. Avgrensning av løснеområde av ny kvikkleiresone er vist i Figur 2.



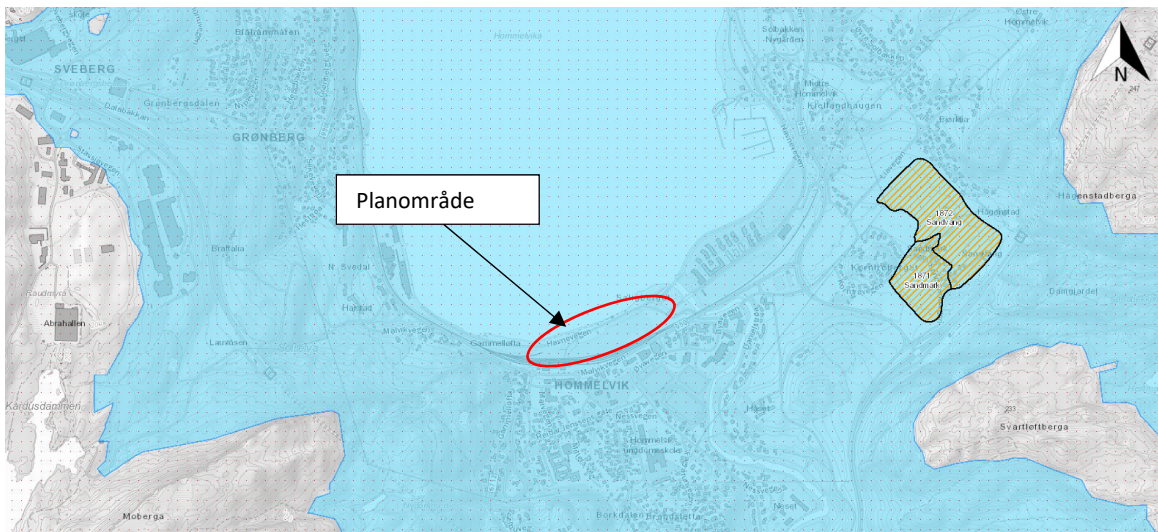
Figur 1 Registrerte faresoner for kvikkleireskred (kilde:atlas.nve.no)



Figur 2 Avgrensning av løснеområdet av ny kvikkleiresone (utsnitt av tegning 417941-RIG-TEG-003 [32])

C.3 Avgrens områder med mulig marin leire

Hele område ligger under marin grense, se Figur 3.

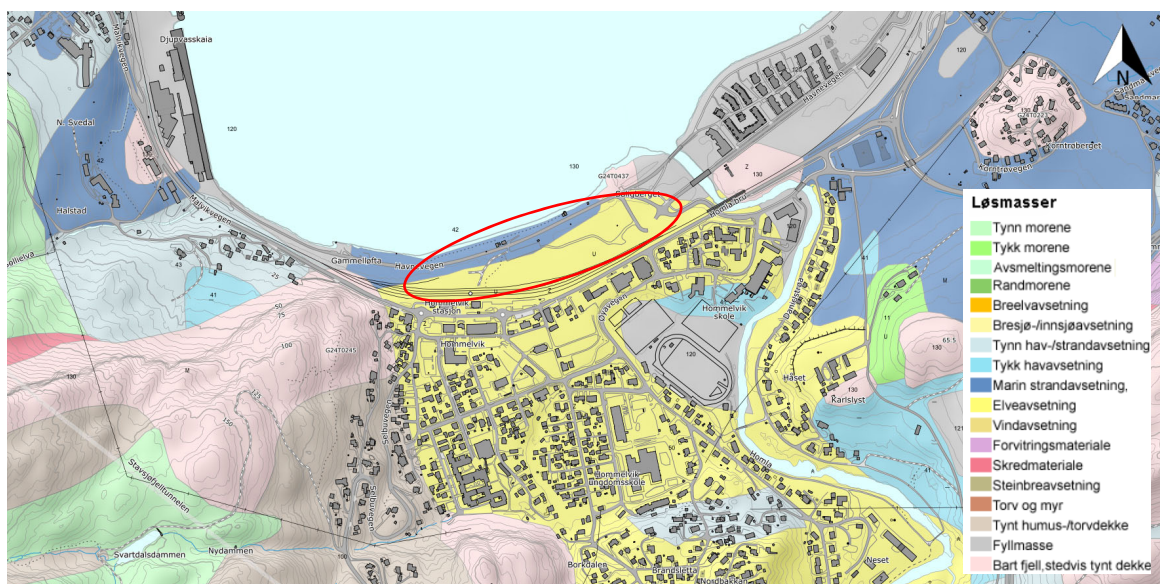


Figur 3 Kart med marin grense og faresoner for kvikkleireskred (kilde: atlas.nve.no). Områder som ligger under marin grense, er markert i blå. Tiltaksområdet er markert med rød sirkel.

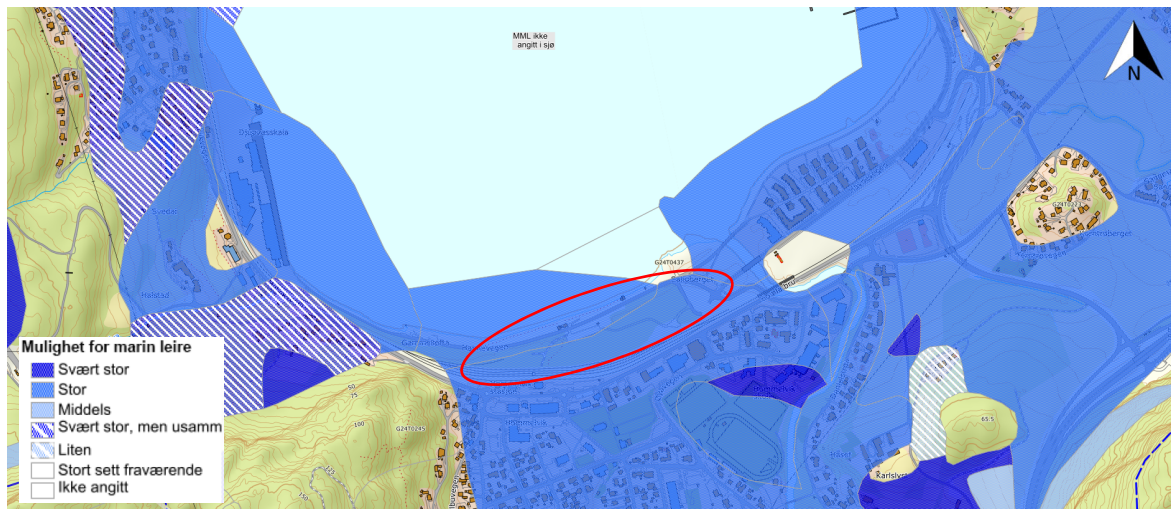
Figur 4 viser et utsnitt av kvartærgeologisk kart [30] for det aktuelle området. Kartet indikerer at løsmassene i delen av tomta mot jernbane i sør består av elveavsetninger, med dominerende sand og grus materiale. Det er i samsvar med utførte grunnundersøkelser.

Løsmasser i delen av tomta nærmest sjøen består av marine strandavsetninger, vanligst tynt dekke av sand og grus over andre sedimenter.

Kartutsnitt fra NGU sitt kart [30] som viser sannsynlighet for å påtreffe marin leire indikerer stor mulighet for marin leire i planområdet, se Figur 5.



Figur 4 Kvartærgeologisk kart - løsmasser (kilde: www.ngu.no). Utbyggingsområde er markert med rød sirkel.



Figur 5 Kartutsnitt som viser sannsynlighet for å påtreff marin leire (kilde: www.ngu.no). Utbyggingsområde er markert med rød sirkel.

C.4 Avgrens områder med terreng som kan være utsatt for områdeskred

I henhold til NVE-veileder 1/2019 [14] skal det utføres en terrengeanalyse med konservative kriterier for å begrense aktsomhetsområdene til områder der topografien gir mulighet for områdeskred.

Følgende kriterier skal benyttes på dette stadiet i utredningen:

- Terreng som kan inngå i løsneområdet for et skred:
 - Total skråningshøyde (i løsmasser) over 5 meter, eller
 - Jevnt hellende terreng brattere enn 1:20 og høydeforskjell over 5 meter
 - Aktsomhetsområder ligger innenfor 20 x skråningshøyden, H, målt fra bunn av skråning (ravinebunn, bunn av elv eller marbakke i sjø (inntil 25 m.u.h.)).
- Terreng som kan inngå i utløpsområdet for et skred:
 - 3 x lengden til løsneområdets lengde. Løsneområdet er enten en eksisterende faresone (steg 1) eller et aktsomhetsområde (steg 3a), eller
 - Utløpssone som allerede er kartlagt (som er vist i NVEs temakart Kvikkleire (16))

Terreng på tomte faller jevnt mot nord-vest med en helning mellom ca. 1:20 og 1:40, og tilfredsstilles dermed krav i NVE-veileder om maksimal skråningshelning 1:20. I det nordligste området, i en ca. 30 m lang strekning fra Havnevegen mot sjøkanten faller terreng noe brattere med helning fra ca. 1:3 til 1:12. Skråningshøyde er imidlertid opptil 5 m, og krav i NVE-veileder om maksimal høydeforskjell er tilfredsstillt.

I sjøen er det langgrunt ca. 90-110 meter ut fra strandkanten til ca. kote -2, foruten et lite område som ble mudret ut for tidligere kai. Videre påtreffes marbakken som går ca. 40 meter til ut fra land og til ca. kote -10 til -17. Sjøbunn faller jevnt med gjennomsnittlig helning på 1:10.

Sjøbunnkartet er hentet fra Multiconsult sitt rapport 417941-RIG-RAP-006_rev01, og det mangler sjøbunnsnivå/topografi i det grunne området nærmere land. Vi vurderer at det vil ha liten innvirkning på konklusjonene i denne rapport. Oppdatering av bunnkotekart kan vurderes utføres i senere fase dersom dette er nødvendig for prosjektering.

Den mest aktuelle skredmekanismen anses å være en utglidning/initialskred langs sjøbunn, i marbakken.

NGI har tidligere utført vurdering av utløp av skredmasser i de to kvikkleiresoner basert på tilgjengelige grunnundersøkelser [31]. Skredmassens volum er konservativt antatt å innbefatte hele kvikkleiresonen. Hommelvik Stasjonsby ligger ikke i utløpsområdet for et eventuelt skred fra disse sonene, se kapittel C.2.

C.5 Bestem tiltakskategori

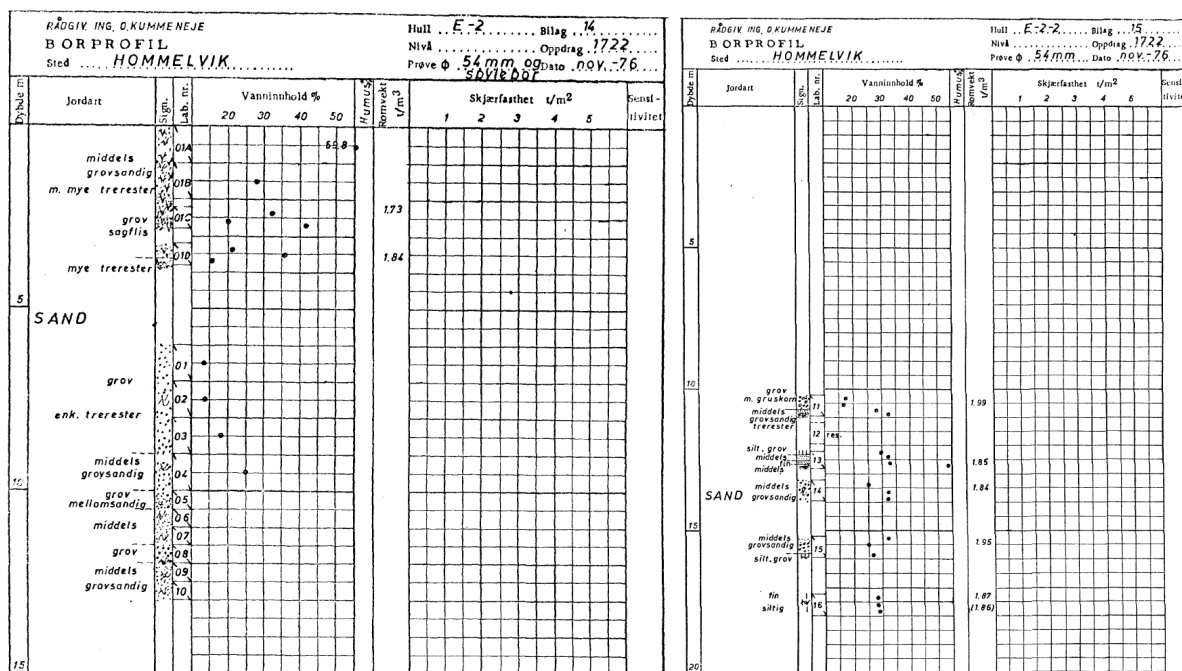
Det er planlagt oppføring av nye boligbygg i tiltaksområdet. I henhold til tabell 3.2 i NVE-veileder [14] plasseres tiltaket i tiltakskategori K4. For tiltak plassert i tiltakskategori K4 krever veilederen at eventuelle faresoner identifiseres, avgrenses og faregradsevalueres i samsvar med beskrivelsen i veilederens kapittel 3.2 som indikerer prosedyren for utredning av områdestabilitet.

C.6 Gjennomgang av grunnlag – identifikasjon av kritiske skråninger og mulig løснеområde

Utførte sonderinger på og rundt tomte viser i hovedsak friksjonsmasser av antatt sand over størstedelen av området ([4], [8]). Prøvetakingen viser sand som varierer mellom fin, middels og grov. Det er også registrert siltig sand og noe silt, for det meste i dybden.

Nærmest Saligberget øst for tomte, hvor berget kommer opp i dagen, viser grunnundersøkelsene i større grad silt og leire/kvikkleire under et øvre lag av sand. Sprøbruddmateriale ligger i hovedsak i flatt terreng og tolkes å ligge dypt, fra ca. 10 m under terrengnivå, unntatt i borpunkt 8 fra Kummeneje rapport [4] hvor det er fra ca. 3 m til 4,5 m dybde. Berg overdekkes av et uregelmessig mektig morenelag av varierende fasthet

Grunnundersøkelsene ute i sjøen [6] viser grunnforhold bestående av siltig sand ned til ca. kt. -30. Sonderinger og prøveserier (se eksempel i Figur 6) i sjøen indikerer ikke-sensitive løsmasser.



Figur 6 Resultater av laboratorieforsøk på prøver tatt fra borpunkt 1722-E2

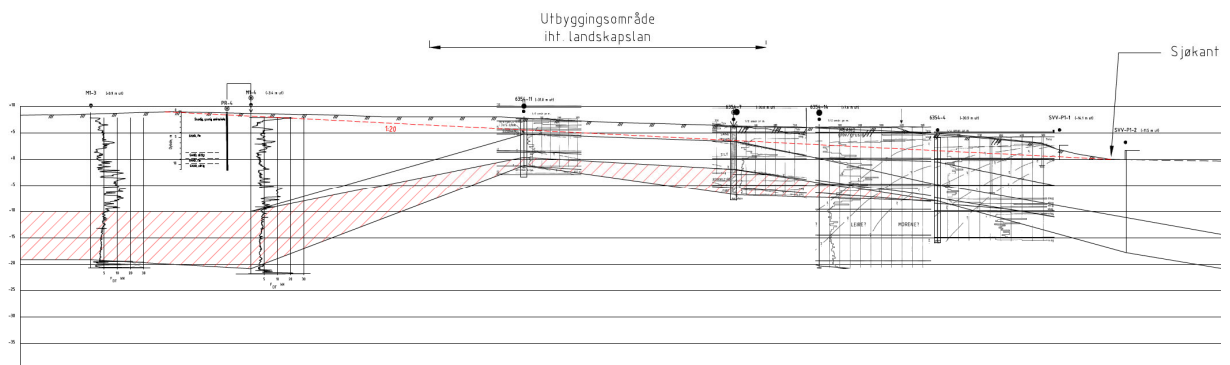
Opptatte prøver ved sjøkanten og i marbakken viser ingen sammenhengende lag av sprøbruddmateriale/kvikkleire. Imidlertid viser enkelte prøver at massene i sjøkanten og i marbakken er løst lagret og potensielt utsatt for flytskred.

Flyteskred er et overflateskred som kan inntreffe i undersjøiske skråninger med ensgradert sand/silt. Løst lagret finsand og lignende kan under vann opptre på samme måte som kvikkleire. Skredene kan forplante seg inn over land. Det er mange eksempler på slike flyteskred i strandsonen som har forårsaket store skader på verdier og tap av menneskeliv. Vår vurdering er at utbyggingen ligger i tilstrekkelig avstand fra strandsonen, og ikke er utsatt for risiko for flyteskred.

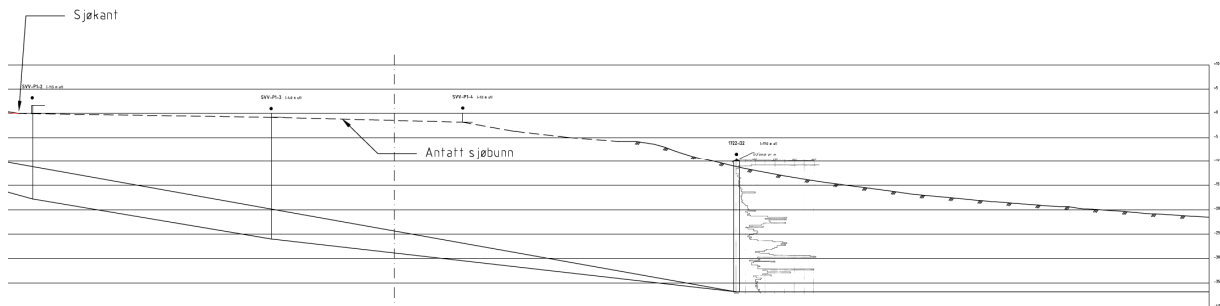
Figur 7 viser situasjonsplan med planlagt utbygging og relevante grunnundersøkelser i området. Profil B anses som relevant for vurdering av områdestabilitet, og tolket lagdeling vises i Figur 8 og Figur 9.



Figur 7 Situasjonsplan med relevante grunnundersøkelser. Borpunkter med påvist sprøbruddmateriale/kvikkleire er markert med rød sirkel.



Figur 8 Tolket lagdeling i Profil B (del 1 – på land). Lag med antatt sprøbruddmateriale er gitt i rød skravur.



Figur 9 Tolket lagdeling i Profil B (del 2 – på sjø)

I henhold til NIFS rapport 14/2016 [33] opptrer retrogressive skred når mektigheten av kvikkleire/sprøbruddmateriale er mer enn 40 % over kritisk glideflate. Basert på tidligere utførte grunnundersøkelser og topografi, vurderes det at mindre enn 40 % av kritiske glideflater går igjennom kvikkleire/sprøbruddmateriale. Det er derfor lite sannsynlig at et initialskred i marbakken vil utløse et områdeskred som vil påvirke planområdet på land.

Forekomsten av kvikkleire/sprøbruddmateriale som er påvist ansees derfor som en lokal lomme og sikkerheten mot lokale brudd/utglidninger skal tilfredsstillende krav til absolutt materialfaktor i samsvar med Eurokode 7.

Imidlertid er det påvist materiale med egenskaper for at flyteskred kan utløses i marbakken. Omfanget av mulige skred og eventuelle nødvendige sikringstiltak av tiltak i sjø/strandsonen må vurderes i detaljprosjekteringsfasen.

Med de foreliggende planene for Hommelvik Stasjonsby er det gitt minimum avstand over 150 m fra marbakken til utbyggingsområde. Det er etter vår vurdering liten risiko at flyteskred i marbakken vil kunne berøre byggene.

Potensielt utløpsområde for mulig flyteskred som eventuelt kan utvikle seg til større ras er i strandlinja og videre ut i Hommelvikbukta.

C.7 Konklusjon

Områdestabiliteten for dagens situasjon i planområdet vurderes tilfredsstillende. Selv om det ikke er påvist sammenhengende lag med sprøbruddmateriale/kvikkleire i sjøkanten, er det imidlertid påvist løs lagrede løsmasser med jordartsmaterialer der flyteskred kan oppstå. Et flyteskred kan dekke store områder på sjøbunnen, og slik skredaktivitet er svært lik skred i kvikkleire.

Slike materialer er særlig utsatt for vibrasjoner fra eksempelvis vibrovals, peleramming eller annen form for rystelser som kan medføre en styrkedegradering. Vurdering av flyteskredmaterialer bør foregå i detaljprosjekteringsfasen i tråd med NIFS rapport 16/2016 [34]. Vi vurderer flyteskred som lite aktuell problemstilling for selve utbyggingen (boligblokkene), men mulig relevant for eventuelle tiltak i sjø og helt ute i strandsonen.