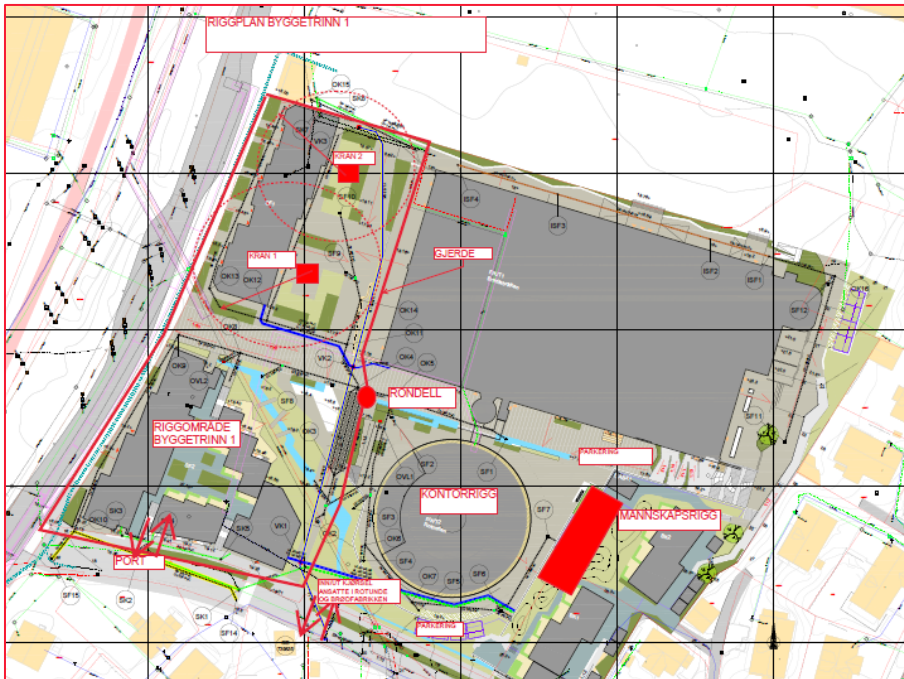
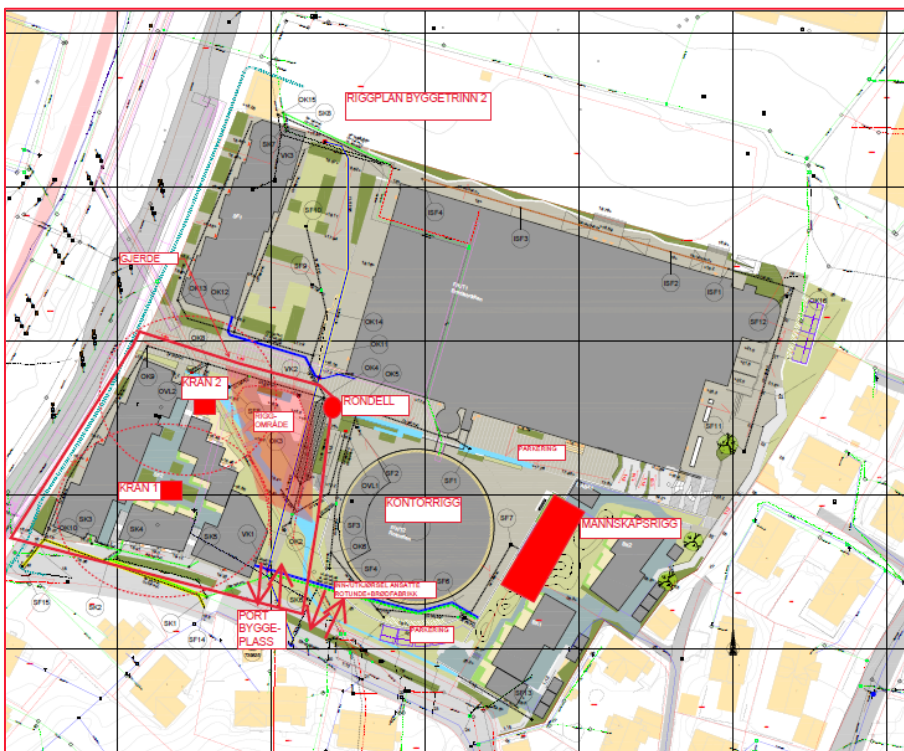




Figur 2 : Riggplan byggetrinn 1



Riggplan byggetrinn 2

Massesituasjonen og håndteringen av disse vil være avhengig av rekkefølgen av arbeidene. Dersom BKB3 bygges først kan masser herfra brukes på andre steder i planområdet. Dersom BKB3 kommer sist kan massene ikke disponeres innenfor planområdet, men må deponeres eksternt.

BKB3 består i dag av fjell i dagen og det kan teoretisk sett tas ut sprengsteinsmasser her. BKB3 utgjør ca 2 145 m². Med gjennomsnittlig fjellhøyde til bunn byggegrop på ca 5 meter vil dette tilsvare: 2 145 m² x 5 m = 10 725 tfm³ (teoretisk faste masser) . Med omregningsfaktor 1,6 tilsvarer dette 17 160 m³ (løse masser).

Massene må knuses og det må foreligge plass for både knuseverk og deponi for å kunne bruke disse masser på stedet. Miljømessig er det negativt å starte med steinknusing i så sentrale sentrumsnære bystrøk. Man kan i teorien kjøre bort masser til eksternt knuseverk for så kjøre dem tilbake igjen.

Nye masser må levers i ulike fraksjoner avhengig hvor man benytter disse (bærelag, forsterkningslag, topplag).

Oppsummert foreligger følgende massesituasjon:

Tekst	Enhet	Mengde
Graving(inkl bortkjøring) til generelle gravenivåer BKB1+BKB2	M3	65 855
Sprenging , opplasting , bortkjøring BKB3	M3	17 160
Utlekking med tilkjørte masser (ulike fraksjoner) BKB1 + BKB2	M3	42 357
Utlekking med tilkjørte masser BKB3 (antatt som følge det ikke er prosjektert)	M3	15 000

Kari Saarisilta
16.10.2025

NOTAT

Notat nr.:	Oppdrag nr.:	Sted, dato:
2285-4200-02	2285	Bergen, 2023-11-30

Prosjekt/sak:

220326 - K90 BOB

Oppdragsgiver:

Veidekke Entreprenør AS

Til:

Firma:

Veidekke Entreprenør AS

Person:

Kari Saarisilta

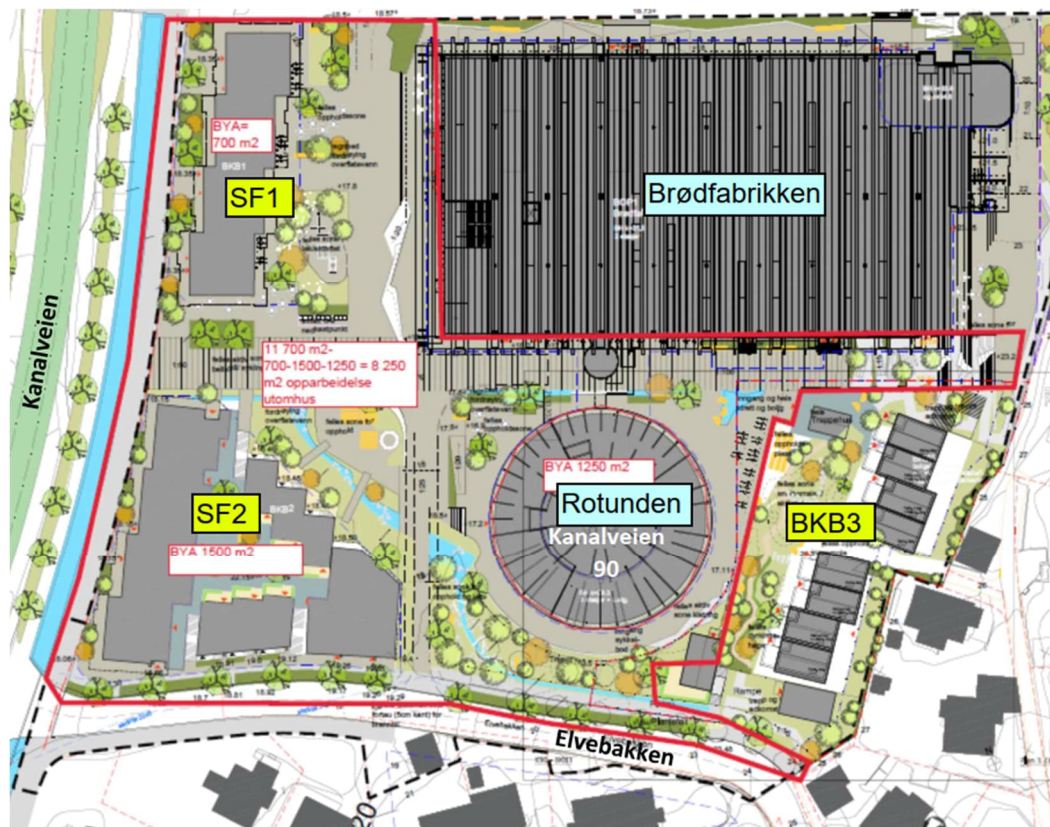
Adresse:

kari.saarisilta@veidekke.no

Fundamentering, grunnarbeider og setningsproblematikk utomhus

Vi viser til tidligere vurderinger og utredninger vedrørende fundamentering og setningsproblematikk for uteområder tilhørende Kanalveien 90, Bergen. Siste RIG-vurdering i denne saken er rapport nr. «22-56-1 K90 Mindemyren» datert 2023-11-10, utarbeidet av Instanes AS [1].

Kanalveien 90 består av et stort og delvis bebygget tomteområde. Brødfabrikken og Rotunden er eksisterende bygg. Langs Kanalveien er det planlagt to nye leilighetsbygg «SF1» og «SF2» i opptil 9 etasjer pluss kjeller. «BKB3» er et tredje planlagt prosjekt bak Rotunden bestående av idrettshall og boliger på taket. Utomhus er planlagt parkmessig uten vesentlig trafikk.



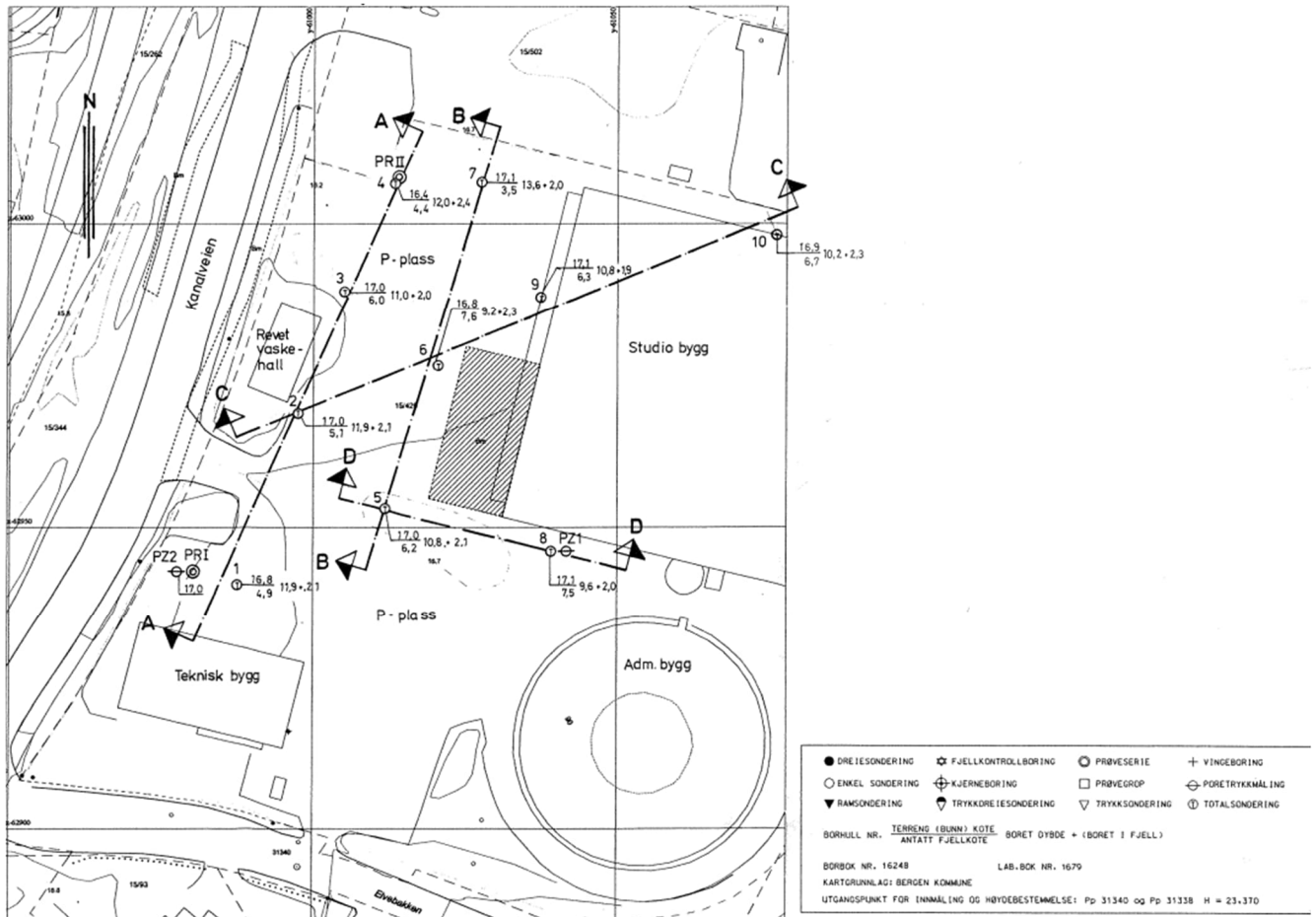
Figur 1 – Foreløpig illustrasjonsplan. Utklipp fra tegning nummer 5167447 – L-10-00-02 rev. E04 fra Norconsult.

Grunnundersøkelser

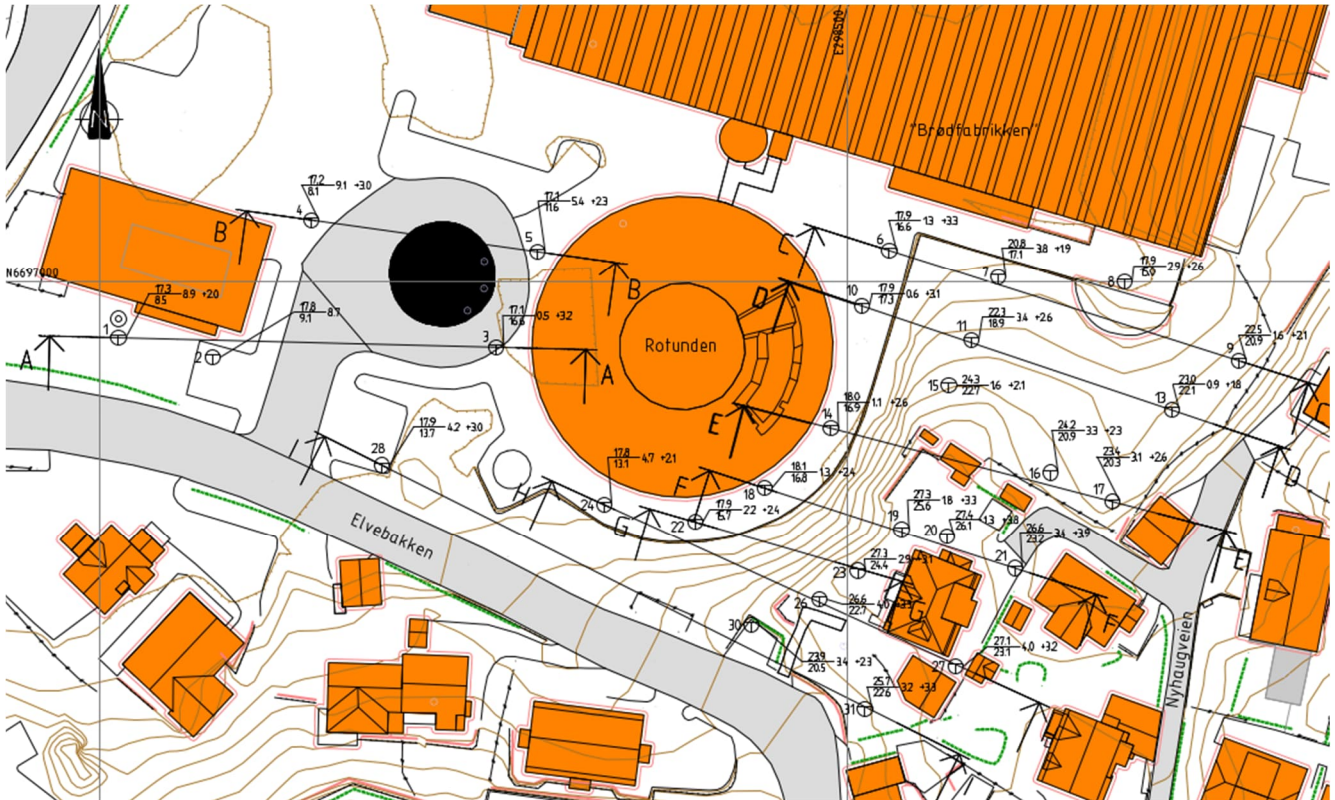
Det er gjort grunnundersøkelser i flere omganger, jfr. som opplistet i vedlegg til ref. [1]. Boringer er utført i 2002 og 2020.

Resultat fra boringer viser dybder varierende fra ca. 4 m til 13 m på tomten.

- Uteområde mellom SF1 og Brødfabrikken har dybder varierende ca. 9 m til 13 m
- Uteområde mellom SF2 og Rotunden har dybder varierende ca. 4 m til 9 m.



Figur 2 – Boringer utført 2002. Utklipp fra tegning nr. 400963 - 1 fra Noteby/Multiconsult



Figur 3 – Boringer utført 2020. Utklipp fra tegning nr. 10221808 – RIG-TEG-001 fra Multiconsult

Grunnvann og vannstand

Prosjektering av konstruksjoner og utomhus legger til grunn vannstand tilsvarende 200-års flom til kote +16,0, jfr. kap 7 i ref. [1].

Fundamentering bygg

Brødfabrikken og Rotunden er eksisterende bygg som er fundamentert til fjell kombinert med peler til fjell. Der det er benyttet peler, er der selvbærende gulv (betongplate) over bakken mellom pelene.

Nye bygg fundamenteres til fjell, jfr. kap. 5.1 i ref. [1]:

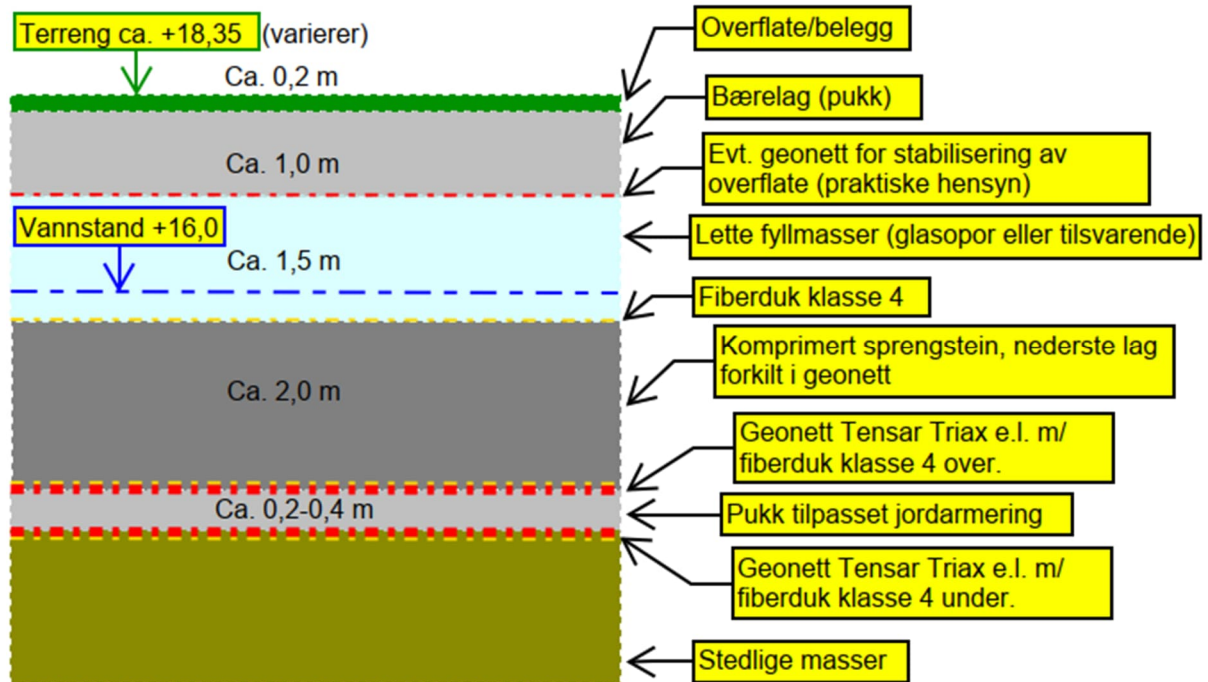
- SF1 og SF2 er planlagte nye bygg, pelet til fjell.
- BKB3 med idrettshall er planlagte nye bygg, fundamentert til fjell.
- Alle bygg som peles har selvbærende gulv (betongplate) mellom pelene.

Fundamentering utomhus

Grunnundersøkelser viser humusholdige masser i ulik dybde og mektighet på tomten. Setningspotensialet i massene tilsier at man må gjøre tiltak for å begrense setninger til et akseptabelt nivå.

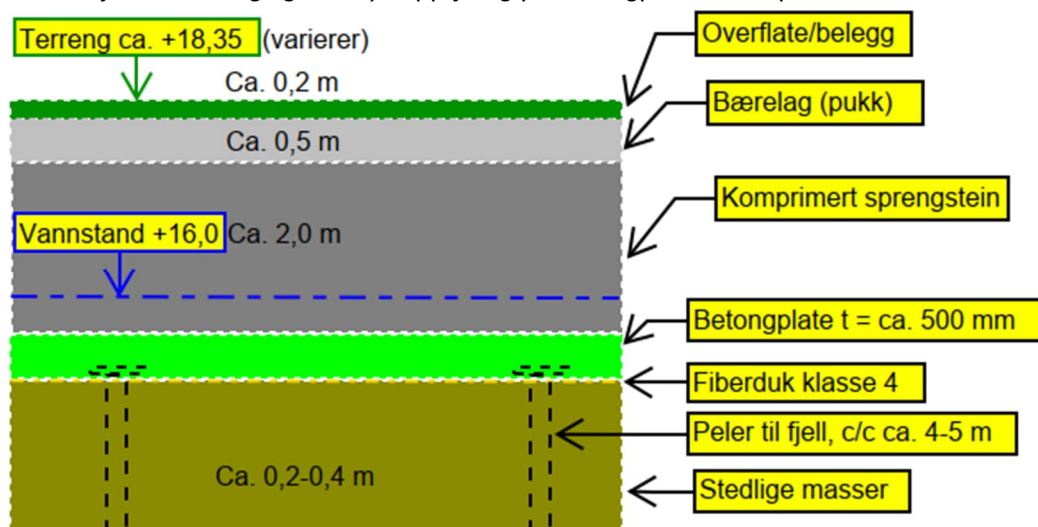
Det har tidligere vært vurdert ulike konsepter for å begrense utomhus setninger. Det har endt i to gjenstående hovedkonsepter for å kunne ivareta funksjon og samtidig praktisk gjennomføring:

1. *Masseutskiftning og kompensert fundamentering:* Masseutskifte humusholdige masser i den grad dette er praktisk m.h.p. dybder. Kompensert fundamentering for å begrense framtidige setninger ved å tilbakefylling deler av oppfylling med lette masser (glasopor e.l.), kombinert med setningsutjevner geonett forkilt i pukklag på ca. 5 m dybde.



Figur 3 – Prinsipsnitt masseutskiftning og kompensert fundamentering

2. *Nedgravd betongplate med bæring til fjell:* Etablere en betongplate over peler til fjell på hele utomhusområdet. Betongplaten må være nedgravd 2-3 m for å gi plass til tekniske anlegg i bakken (VA, renovasjonstanker og lignende). Oppfylling på betongplaten med pukk til ønsket utomhusnivå.



Figur 4 – Prinsipsnitt nedgravd betongplate med bæring til fjell

Anbefalinger i ref. [1] er å benytte løsning beskrevet over som alternativ 1.

Fordeler og ulemper med de ulike alternativene for fundamentering utomhus

Fordeler og ulemper med de ulike alternativene:

1. Masseutskiftning og kompensert fundamentering:
 - a. Fordeler:
 - i. Masseutskiftning i ca. 3 m dybde må gjøres for begge alternativer. Økning av masseutskiftning til ca. 5 m dybde gir kun økte masser for allerede etablert anleggsdrift.
 - ii. Drenering av vann har ingen fysisk hindring i massene.
 - iii. Utearealer er i stor grad parkmessig. Mindre setninger kan normalt aksepteres. Tensar Triax geonett (e.l.) forkilt med pukk vil jevne ut eventuelle setninger. (se også <https://www.tensar.no/losninger/geonett/triax-geonett>)
 - iv. Fleksibelt for tekniske installasjoner i grunnen.
 - v. Kostnader holdes på et akseptabelt nivå, og er kalkulert av Veidekke til å være økonomisk fordelaktig sammenlignet med betongplate-løsningen.
 - vi. Miljømessig fordelaktig sammenlignet med en tykk betongplate og tilhørende peler.
 - vii. Framdriftsmessig fordelaktig løsning sammenlignet med betongløsning.
 - b. Ulemper:
 - i. Noen setninger kan fremdeles komme, men i så fall i begrenset omfang [1]. Nyttelast på terreng (inntil 5 kN/m²) er moderat, og betydelig mindre enn vekten av masser som fjernes (ca. 20 kN/m²) ved kompensert fundamentering.
 - ii. Avlastningsplater bør etableres mot tilstøtende bygg som sikkerhet mot eventuelle setninger langs bygg og utligne disse. Avlastningsplatene må enten henges på eksisterende fundamentering/bunnplate (forventes OK, men må sjekkes), alternativt må avlastningsplate ha egen pelerad langs bygg.
2. Nedgravd betongplate med bæring til fjell:
 - a. Fordeler:
 - i. Setninger vil begrenses til et minimum, kun relatert til fylling oppå betongplate.
 - ii. Gravedybde reduseres til ca. 3 m dybde.
 - b. Ulemper:
 - i. Betongplate vil ligge som en fysisk hindring for drenering av vann gjennom massene. Det må derfor etableres vesentlige perforeringer i platen for fri forflytning av vann. Perforeringer må samtidig hindre løsmasser å komme gjennom.
 - ii. Betongplaten må ligge i en dybde som gir plass til tekniske anlegg i bakken som må kunne skiftes ut ved behov. Det betyr ca. 2-3 m dybde.
 - iii. Betongplate må ta hensyn til eksisterende kulvert i betong som går igjennom tomten. Den må også ta hensyn til nedgravde kummer for renovasjon o.l.
 - iv. Store kostnader. Dette knyttes til peling, store betongdimensjoner og tilhørende armering. Platen må dimensjoneres for ca. 60 kN/m² påført egenvekt (fyllmasser) i tillegg til nyttelaster på terreng. Masseutskiftning i ca. 3 m dybde gir ingen gevinst for løsningen, og er kun relatert til funksjonelle behov.
 - v. Betongplate blir en fysisk hindring i bakken som kan begrense framtidig fleksibilitet.
 - vi. Miljømessig lite fordelaktig sammenlignet med masseutskiftning og kompensert fundamentering.
3. For begge alternativer gjelder:
 - a. Spunt mot Bybanen og tilhørende anlegg må tas hensyn til. Dette løses ved seksjonsvis graving og fylling.
 - b. Det vil det være en betydelig økonomisk og miljømessig gevinst at masser fra eventuelle sprengningsarbeider for idrettshall til BKB3 benyttes som fyllmasser (komprimert sprengstein).

Konklusjon og anbefalinger

Nye bygg fundamenteres til fjell, enten ved betongfundamenter til fjell eller ved pelefundamentering.

For å ivareta utomhus anbefales løsning beskrevet over som «masseutskiftning og kompensert fundamentering».

I følge [1] vil løsningen i tilstrekkelig grad ivareta funksjonsbehov for utomhusanlegget slik det er planlagt. Overgang mellom bygg og utomhus sikres med avlastningsplater.

Med vennlig hilsen
NODE rådgivende ingeniører AS



Sigve Fossedal Olsen
Sivilingeniør M.Sc
Daglig leder
Mob: +47 905 27 431

Kopi:

Firma:
Instanes AS

Person:
Arne Instanes

Adresse:
arne@instanes.no

Referanser og vedlegg:

[1] Rapport nr. 22-56-1 K90 Mindemyren datert 2023-11-10, utarbeidet av Instanes AS

Vår dato
10.11.2023

Vår referanse
P.nr. IAS 22-56-1

Deres dato

Deres referanse
Kari Saarisilta
Tlf: 99561587

Rapportnr.	22-56-1 K90 Mindemyren. Vurdering av grunnforhold og fundamentering av uteområder og nybygg.
Dato:	10. november 2023
Prosjekt	K90 Mindemyren – RIG
Prosjektnr.	22-56
Saksbehandler	Arne Instanes, tlf. 4800 3443 arne@instanes.no
Kontrollert av	Johanna L. Rongved, tlf: 971 64 699 johanna@instanes.no
Antall sider	11

Til	Veidekke Entreprenør AS v/Kari Saarisilta kari.saarisilta@veidekke.no
Kopi til	Node AS (RIB) v/ Sigve Fossedal Olsen sigve.fossedal.olsen@node.no

Sammendrag

Instanes AS er engasjert for å gjøre for å gjøre en geoteknisk vurdering av grunnforholdene på tomten til prosjektet K90 på Mindemyren i Bergen. Det er også gjort en vurdering av naturfare i henhold til TEK17.

Tomten ligger i en aktsomhetssone for flom fra Solheimsvatnet. I prosjekteringen bør minimum vannstanden ved 200-årsflom på kote +15,9 legges til grunn. Sikkerhet mot skred funnet å være ivarettatt for alle sikkerhetsklasser definert i TEK17.

Det anbefales at byggene langs Kanalveien i vest fundamenteres på spissbærende peler til berg, da det blir svært krevende å oppnå tilstrekkelig masseutskifting av torv og humusholdig fyllmasse. For uteområdet anbefales det at det masseutskiftes til 5 meter, og at det søkes å tilstrebe avlastning av dypereliggende humusholdige masser ved bruk av lette fyllmasser som for eksempel Glasopor.

Det anbefales at det gjøres videre undersøkelser knyttet til grunnvann og setningshastigheter i uteområdet. Ved direktefundamentering av bygg vil det også være behov for omfattende geotekniske grunnundersøkelser.



INSTANES AS Rådgivende Ingeniører

Postboks 3811 Nøstet, 5802 Bergen - Besøksadresse: Nesttunvegen 90, Bergen

Epost post@instanes.no

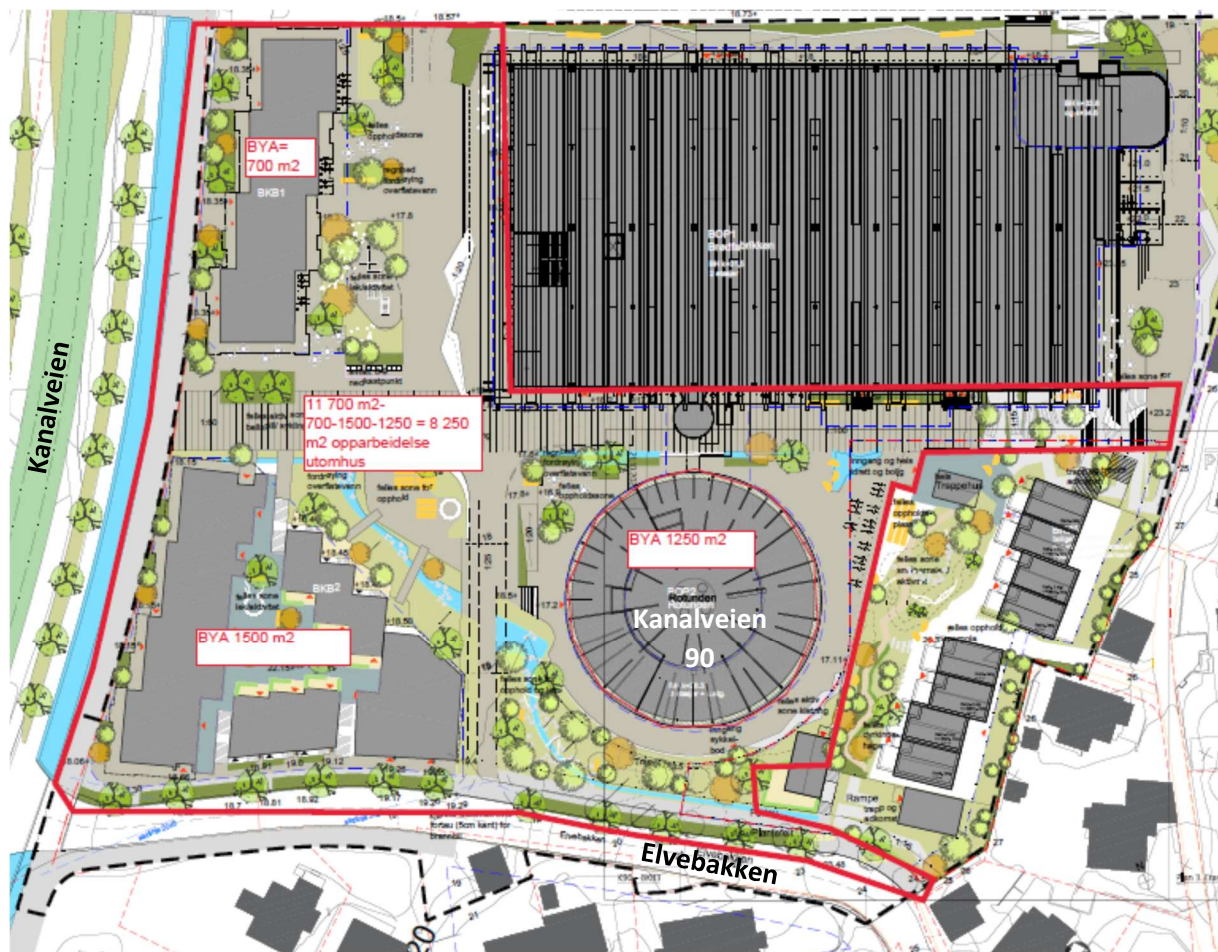
Organisasjonsnummer 934 485 378MVA Foretaksregisteret Bankkontonummer 9235 38 64388

1 Innledning

Instanes AS er engasjert av Veidekke Entreprenør AS for å gjøre en geoteknisk vurdering av grunnforholdene på tomten til prosjektet K90 på Mindemyren i Bergen. Tomten har adresse Kanalveien 90, gbnr. 15/429 i Bergen kommune, Vestland fylke.

Det er også gjort en vurdering av anbefalt sikkerhetsprinsipp for videre prosjektering, og en vurdering av naturfare i henhold til TEK17 [1].

Figur 1 viser et utsnitt fra illustrasjonsplanen for området. Det er planlagt nybygg mot Kanalveien i vest, og uteområde med blant annet grøntarealer, åpne vannspeil og belegningsstein.



Figur 1 Utsnitt fra foreløpig illustrasjonsplan [2]

2 Prosjektførutsetninger

2.1 Regelverk

Den geotekniske prosjekteringen skal utføres iht. gjeldende regelverk. Iht. Byggteknisk forskrift (TEK17) vil grunnleggende krav til motstandsevne og stabilitet normalt være oppfylt ved prosjektering etter Eurokodene. Følgende forskrifter og standarder er relevante for prosjekteringen i dette tilfellet:

- Byggteknisk forskrift (TEK17) [1]
- Byggesaksforskriften (SAK10) [3]
- Eurokode 0 [4]
- Eurokode 7 [5]
- Eurokode 8 [6]

3 Sikkerhetsprinsipp ved prosjektering og utførelse

3.1 Plan- og bygningsloven

Byggverk skal plasseres, prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet mot skade eller vesentlig ulempe, både fra naturpåkjenninger og som følge av selve tiltaket [1]. Med naturpåkjenninger menes både flom, stormflo og skred.

3.1.1 Sikkerhet mot stormflo

Den aktuelle tomten ligger på ca. kote +17 og er således ikke utsatt for stormflo.

3.1.2 Sikkerhet mot flom i vassdrag

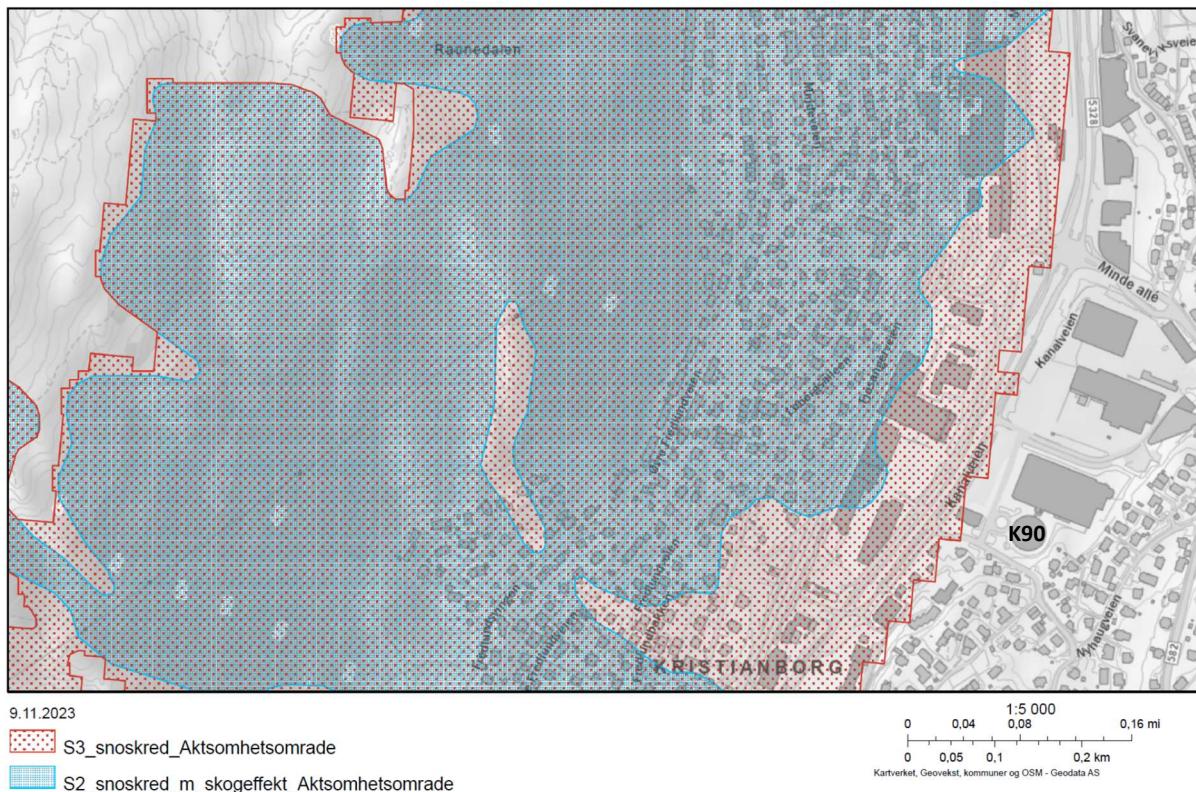
Tomten ligger i en aktsomhetssone for flom fra Solheimsvatnet [7]. Norconsult utarbeidet i 2013 en VA-rammeplan for Mindemyren [8]. Ved Kanalveien 90 vises det en vannstand på ca. kote +15,9 ved 200-årsflom. I prosjekteringen bør minimum denne vannstanden legges til grunn.

3.1.3 Sikkerhet mot skred

Skoler og byggverk hvor det normalt oppholder seg mer enn 25 personer skal vanligvis plasseres i sikkerhetsklasse S3 for skred [1].

NVEs aktsomhetssonekart [7] viser at tomten ikke ligger innenfor aktsomhetssoner for fjellskred, steinsprang og jord- eller flomskred. Deler av tomten ligger imidlertid innenfor en aktsomhetssone for snøskred for sikkerhetsklasse S3, se Figur 2. Basert på topografi i området, klimatiske forhold, samt bebyggelse og infrastruktur (veger) mellom aktuell lokasjon og potensielle kilde- og utløpsområder så er årlig nominell sannsynlighet for snøskred funnet å være mindre enn 1:5000.

Det vil si at for det aktuelle området er sikkerhet mot skred funnet å være ivarettatt for alle sikkerhetsklasser definert i TEK17.



Figur 2 Aktsomhetskart snøskred sikkerhetsklasse S3

Eiendommen ligger under marin grense og dermed automatisk i en aktsomhetssone for marin leire og kvikkleire. Det er tidligere utført geotekniske grunnundersøkelser i to omganger på tomten, se [9] [10]. Grunnundersøkelsene viser at løsmassene består av fyllmasser med rester av torv og humus, samt naturlige avsetninger av sand/grus over morene over berg. Grunnundersøkelsene viser ingen indikasjoner på sprøbruddsmateriale eller kvikkleire. Basert på dette, kan det konkluderes med at sikkerhet mot kvikkleireskred er ivaretatt i henhold til [11].

3.2 Geoteknisk kategori

For fastsettelse av kravene til geoteknisk prosjektering er det i Eurokode 7 [5] innført tre geotekniske kategorier. Det er gjort en foreløpig vurdering av geoteknisk kategori etter de utførte grunnundersøkelsene.

Utførte grunnundersøkelser på tomten indikerer løsmasser av humusholdige fyllmasser, sand/grus og morene over berg. Det forventes ikke «unormalt vanskelige» grunnforhold og byggverk kan fundamenteres på mornelaget eller berg. Av denne grunn vurderes den geotekniske prosjekteringen å falle under geoteknisk kategori 2.

3.3 Konsekvens- og pålitelighetsklasse

Eurokode 0 fastsetter tre ulike konsekvensklasser for vurdering av konsekvensene av et brudd eller funksjonssvikt. Definisjon av konsekvensklasser er gitt i tabell B1 i tillegg B til Eurokode 0 [4].

Det aktuelle prosjektet vurderes å falle inn under «Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg ved enkle og oversiktlige grunnforhold». Dette medfører typisk pålitelighetsklasse 1 til 2. Det aktuelle tiltaket omfatter et bolig- og næringsbygg, og det foreslås derfor å benytte konsekvens- og pålitelighetsklasse, CC2/RC2.

3.4 Prosjekteringskontroll

Eurokode 0 stiller krav til prosjekterings- og utførelseskontroll, avhengig av pålitelighetsklasse. Pålitelighetsklasse 2 tilsvarer prosjekteringskontrollklasse 2 (PKK2). PKK2 gir krav om egenkontroll og intern systematisk sidemannskontroll, og i tillegg kreves en utvidet kontroll som skal omfatte kontroll av at egenkontroll og intern systematisk kontroll er gjennomført. Den utvidete kontrollen for PKK2 ivaretas normalt av obligatorisk uavhengig kontroll.

3.5 Tiltaksklasse

I veiledning om byggesak §9-4 er det gitt eksempler på relevante kriterier som utgangspunkt for tiltaksklasseplassering ref. [1]. Der er det blant annet nevnt at fundamentering for anlegg og konstruksjoner som iht. Eurokode 0 plasseres i pålitelighetsklasse 2, typisk havner i tiltaksklasse 2. For dette prosjektet forventes derfor at geoteknisk prosjektering havner i tiltaksklasse 2.

4 Topografi og grunnforhold

4.1 Topografi og grunnforhold

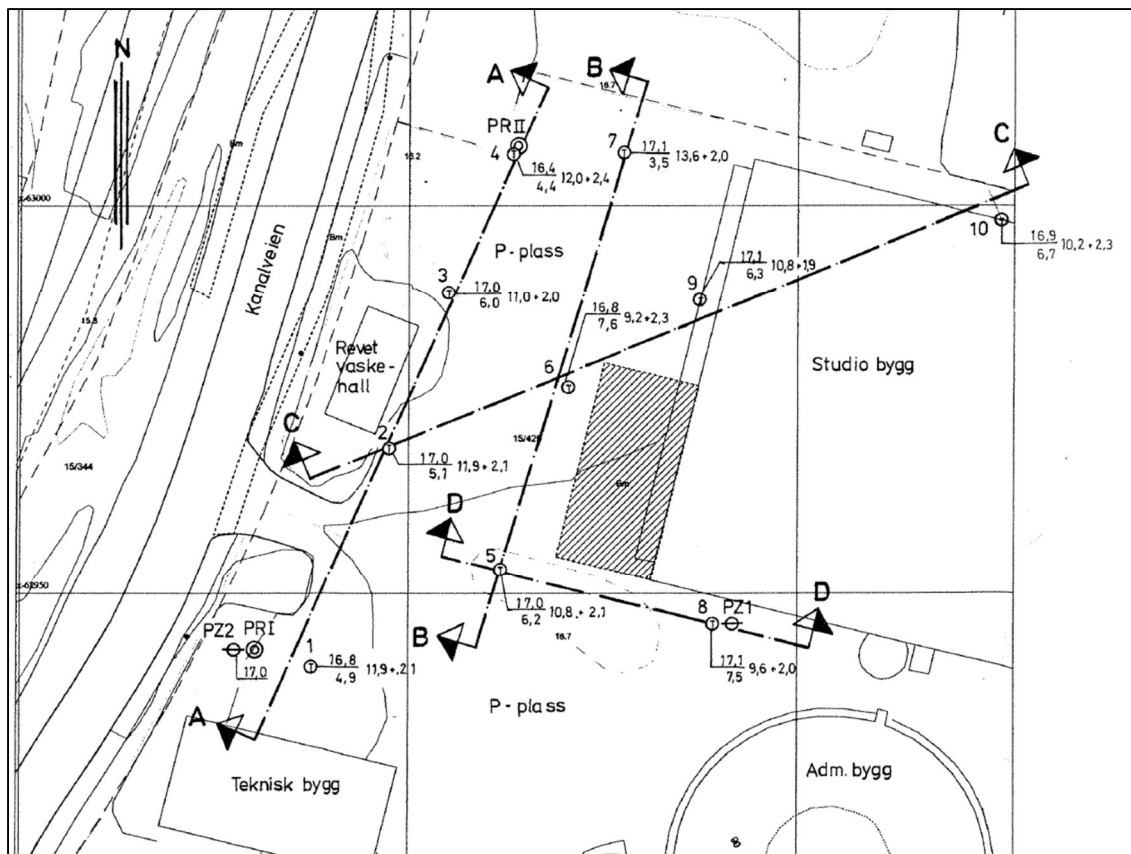
Tomten ligger med terrengoverflaten på ca. kote +17 og er relativt flat. Tomten er bebygget og uteområdene er asfaltert. I øst og sørøst er det en fjellskjæring opp til ca. kote +25.

Grunnforholdene er beskrevet i [9] og [10]. I hovedsak er det, som nevnt, humusholdige fyllmasser, sand/grus og morene over berg. Langs Kanalveien i vest viser boringene 9 til 12 meter med løsmasser over berg. Bergkoten faller fra ca. kote +8,5 i sørvest til +4,4 i nordvest. I den sørøstlige delen av tomten er det mindre løsmassemekthet, og i sørøst stiger bergkoten til ca. kote +17.

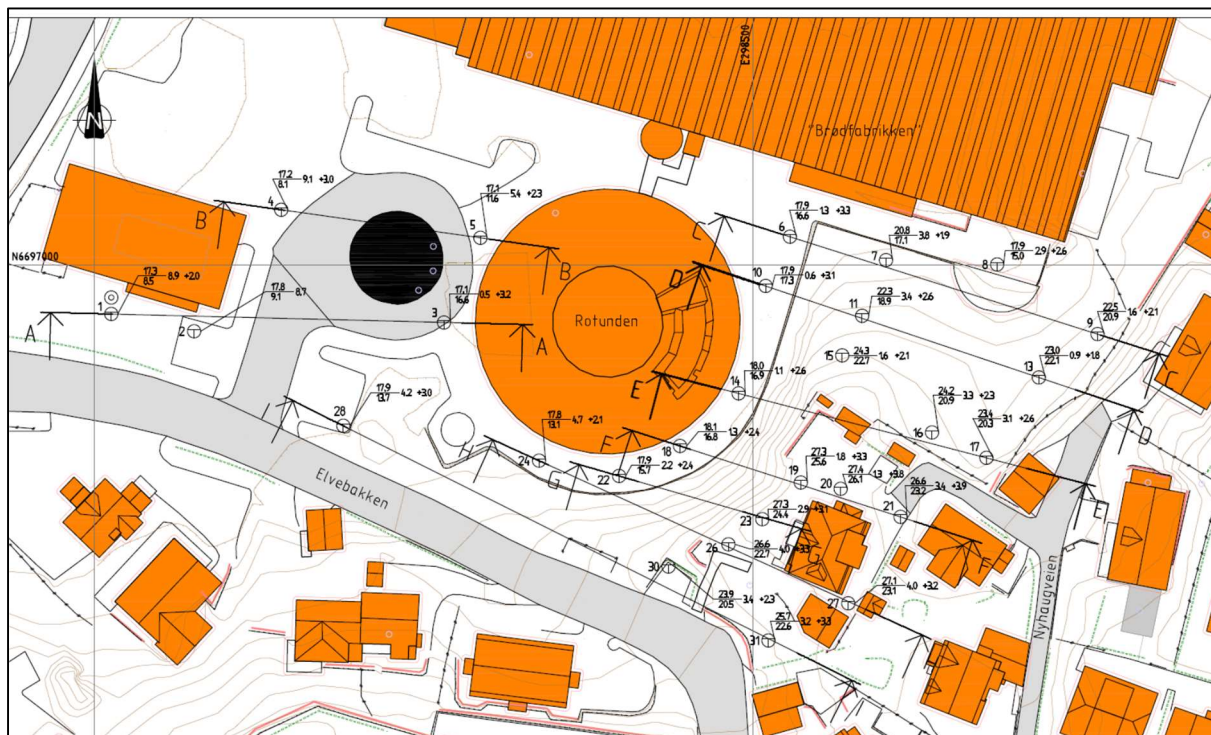
Grunnvannsforhold er omtalt i Noteby-rapporten fra 2003. Noteby referer til at grunnvannsstanden i 1962 sto like under terrengoverflaten på kote +16, men at grunnvannsstanden ble senket ned til kote +14 til 15 i forbindelse med utbyggingen. Det ble antydnet at flomvannstand var på minst kote +16,5.

Grunnvannstanden vinteren 2002/2003 er rapportert å ligge på ca. kote +13,9 til 14,2 i måleperioden november 2002 til januar 2003. Det anbefales å starte nye målinger av grunnvannsstand, se avsnitt 6.

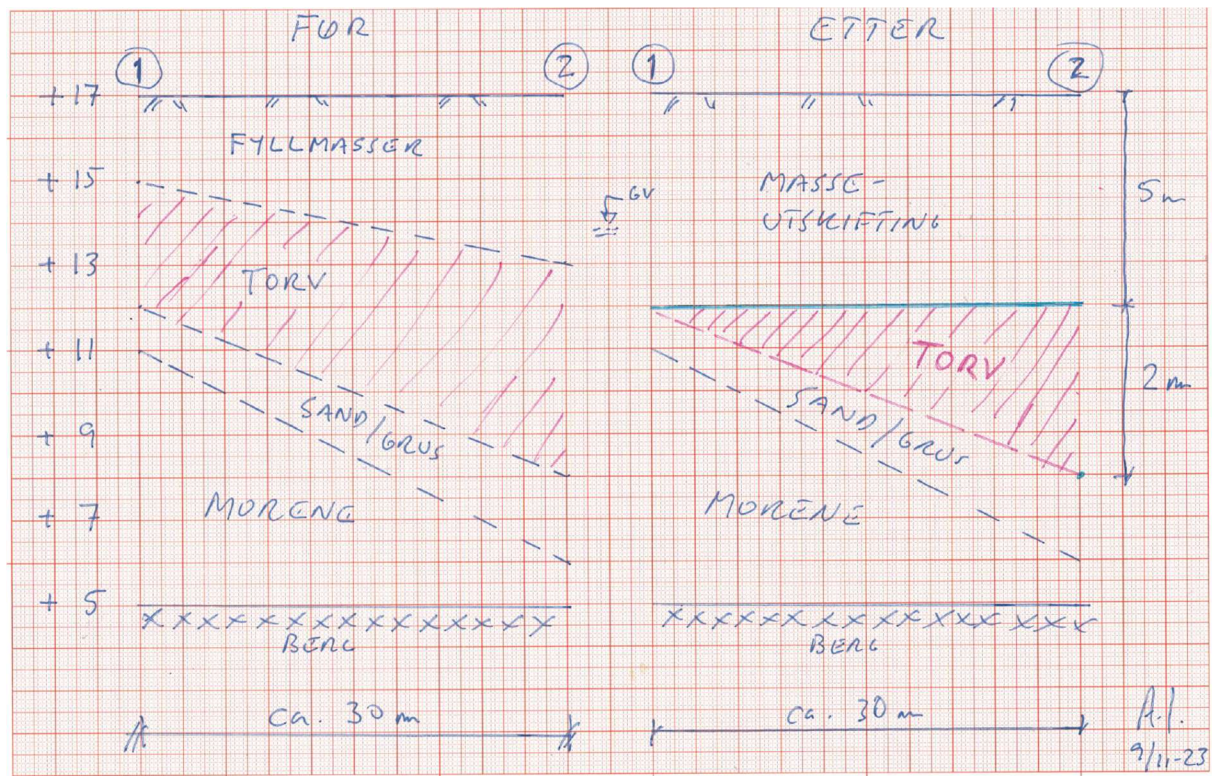
Ved direktefundamentering på det faste morenelaget kan det være behov for masseutskifting dypere enn 7 meter. Ved direktefundamentering vil det være behov for omfattende geotekniske undersøkelser, se avsnitt 6. Langs profil A på Figur 3 øker mektigheten av torvlaget fra ca. 3 meter i sør ved borhull 1 til over 5 meter ved borhull 2. Ved borhull 2 er det antatt at torven kan ligge dypt, 11 meter under terrengoverflaten, helt ned til kote +8. Masseutskifting av torv blir derfor svært krevende i de områdene torven ligger under ca. kote +12. Det er risiko for at torv blir liggende igjen i grunnen etter masseutskiftingen, se Figur 5.



Figur 3 Borplan Notebys geotekniske undersøkelser i 2002 [9]



Figur 4 Borplan Multiconsults geotekniske undersøkelser i 2020 [10]



Figur 5 Løsmasser langs profil A [9] før og etter eventuell masseutskifting til 5 meter

4.2 Seismisk grunntype

Eurokode 8 angir 7 forskjellige seismiske grunntyper for prosjektering av seismisk påvirkning av konstruksjoner.

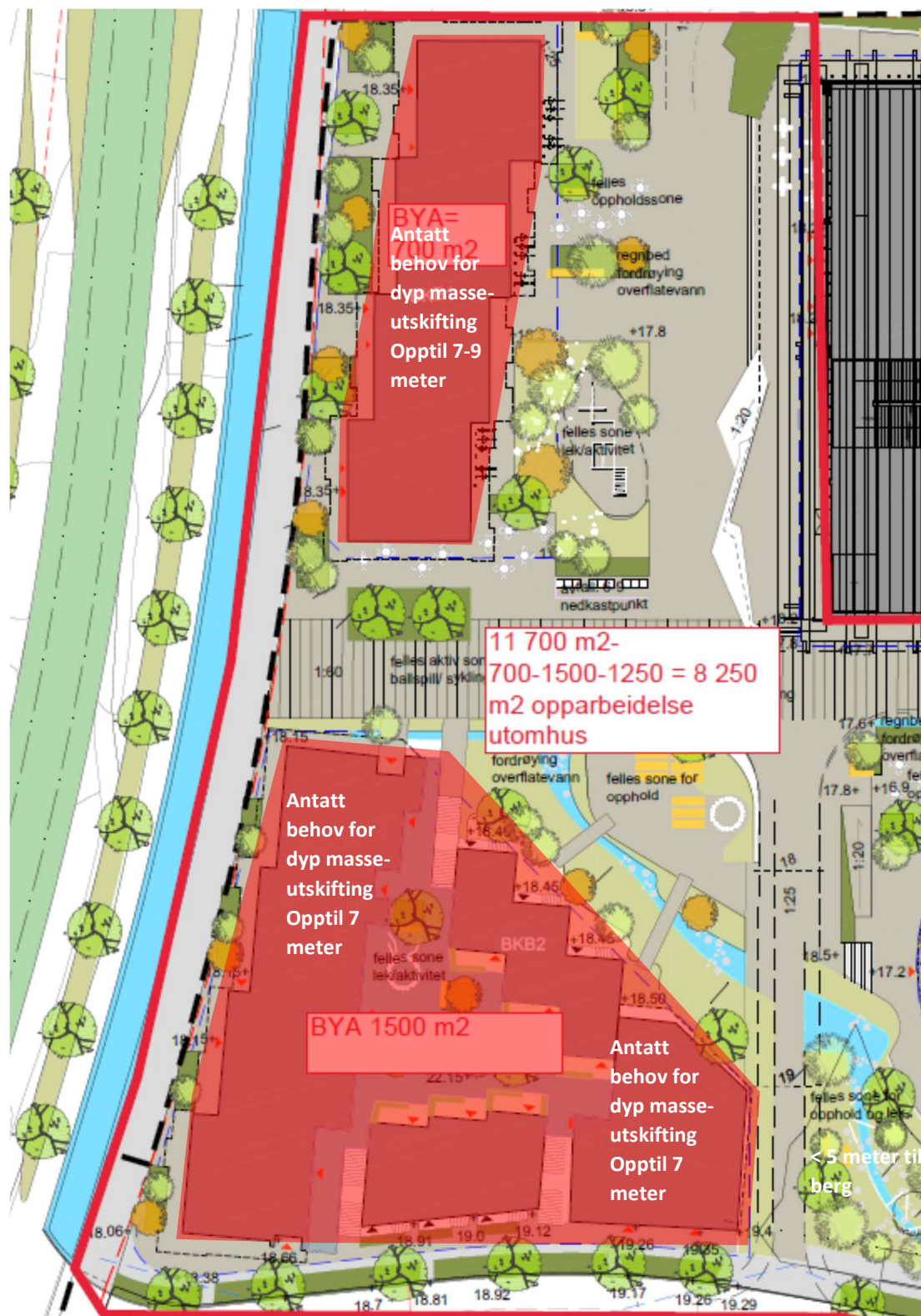
For det aktuelle området med humusholdige fyllmasser anbefales det å benytte seismisk grunntype E. Ved masseutskifting av humusholdige fyllmasser med komprimert sprengstein, kan det benyttes seismisk grunntype B. I det sørøstlige området av tomten, med mindre enn 5 meter overdekning over berg, kan det benyttes grunntype A.

5 Fundamenteringsprinsipper

5.1 Fundamentering av bygg

Grunnundersøkelsene viser at de humusholdige fyllmassene er lite egnet som fundamenteringsmateriale. Ved lastpåføring må det forventes store setninger. Lastene fra bygg må enten føres til berg på spissbærende peler eller fundamenteres på punkt- og stripefundament på det faste morenelaget, eventuelt masseutskiftet komprimert sprengstein over morene.

Ved direktefundamentering på morenelag må det forventes omfattende masseutskifting langs Kanalveien i vest. Grunnundersøkelsen antyder at morenelaget ligger på 7 meters dyp i sørvest og opptil 9 meter i nordvest, se skisse på Figur 5. Dette anses som et lite realistisk alternativ å masseutskifte helt ned til antatt morene. Det anbefales derfor at byggene langs Kanalveien i vest fundamenteres på spissbærende peler til berg.



Figur 6 Antatt behov for masseutskifting ved direktefundamentering på morene

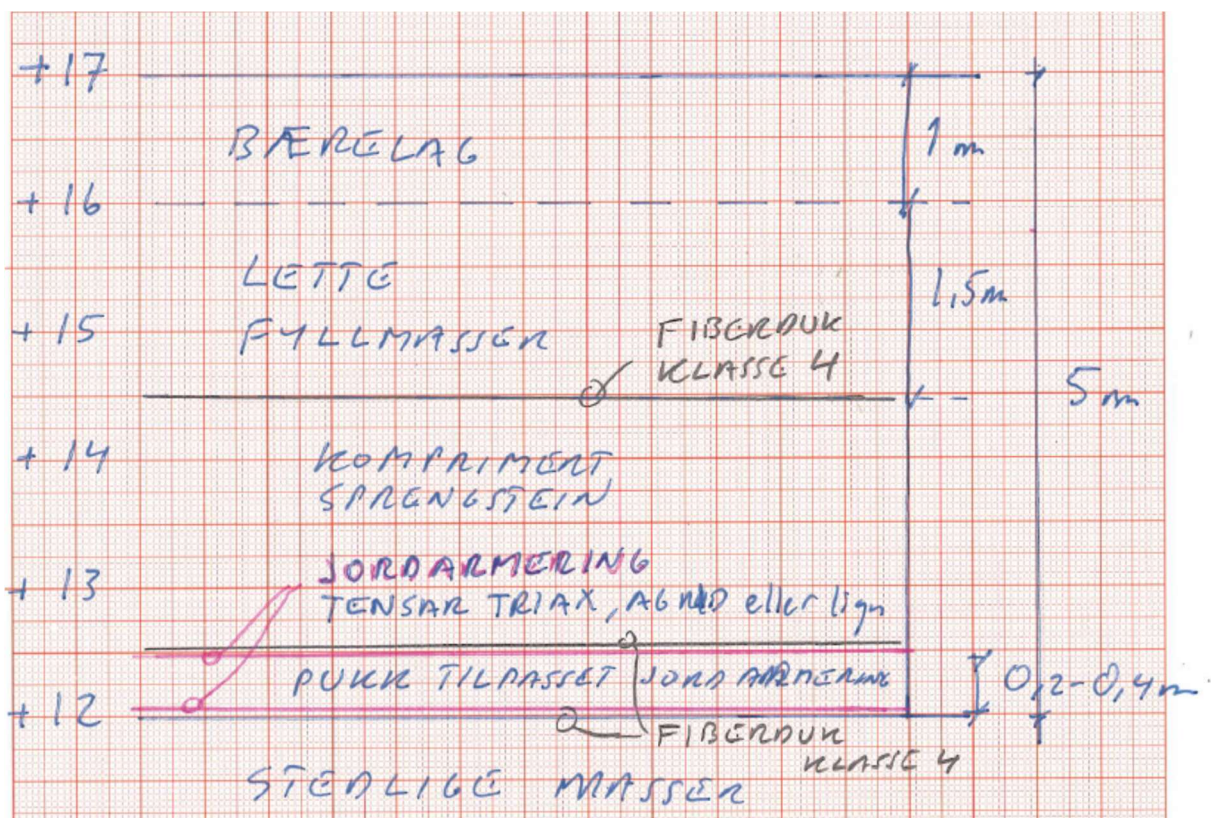
5.2 Utomhus

Noteby gjorde i 2003 en vurdering av refundamentering av parkeringsplassen [9]. Det ble beskrevet skjevsetninger i størrelsesorden over 0,5 meter på parkeringsplassen i 2002/2003. Det ble anbefalt masseutskifting av humusholdige masser med lette fyllmasser.

Setningshastigheter i uteområdet per dags dato er ikke kjent. Satellitt-målinger [12] i perioden 2018-2022 antyder setningshastigheter varierende fra ca. 1 mm/år til 1 cm/år. Det anbefales at det settes i gang setningsmålinger for å få et bedre grunnlag for å vurdere setningshastighetene, se avsnitt 6.

I store deler av uteområdet er det funnet humusholdige masser helt ned til kote +8. Det anses som lite realistisk å masseutskifte til mer enn 5 meters dybde i området. For uteområdet anbefales det at det masseutskiftes til 5 meter, og at det søkes å tilstrebe avlastning av dypere liggende humusholdige masser ved bruk av lette fyllmasser som for eksempel Glaspor.

Prinsippskisse for oppbygging av uteområdet er vist på Figur 7



Figur 7 Prinsippskisse for oppbygging av uteområdet etter masseutskifting til 5 meter

6 Videre undersøkelser

Det anbefales at det gjøres videre undersøkelser knyttet til grunnvann og setningshastigheter i uteområdet. Ved eventuell direktefundamentering av bygg vil det også være behov for omfattende geotekniske grunnundersøkelser.

6.1 Grunnvannsbrønner

Det bør snarest settes i gang et måleprogram for å overvåke grunnvannsstanden i området. Det enkleste formen for målinger er å måle vannstanden i borehull, sjakter eller brønner. For undersøkelser av permeable lag installeres det vanligvis et standrør med filterspiss og sandfilter.

6.2 Setningsmålinger

Det bør installeres setningsbolter i asfaltdekke i uteområdet. Setningsboltene måles inn med 2 måneders mellomrom første året. Dette vil gi en god indikasjon på om setningshastighetene er lave nok til at uteområdet kan etableres på enklere måte enn det som er antydnet på Figur 7.

6.3 Geotekniske grunnundersøkelser

Grunnundersøkelsene som ble utført i 2002/2003 [9] og 2020 [10] gir et godt grunnlag for å vurdere grunnforhold og fundamenteringsprinsipper for bygg. For pelet konstruksjon anses det ikke nødvendig å utføre videre undersøkelser. I tilfellet direktefundamentering på fast morene er det behov for en bedre kartlegging av dybden til faste lag, og de mekaniske egenskapene til morenen. Videre grunnundersøkelser kan også gi et bedre grunnlag for å velge en optimal oppbygging av uteområdene.

7 Oppsummering og konklusjon

Instanes AS er engasjert for å gjøre en geoteknisk vurdering av grunnforholdene på tomten til prosjektet K90 på Mindemyren i Bergen. Det er også gjort en vurdering av naturfare i henhold til TEK17.

Tomten ligger i en aktsomhetssone for flom fra Solheimsvatnet. I prosjekteringen bør minimum vannstanden ved 200-årsflom på kote +15,9 legges til grunn. Sikkerhet mot skred funnet å være ivarettatt for alle sikkerhetsklasser definert i TEK17.

Det anbefales at byggene langs Kanalveien i vest fundamenteres på spissbærende peler til berg, da det blir svært krevende å oppnå tilstrekkelig masseutskifting av torv og humusholdig fyllmasse. For uteområdet anbefales det at det masseutskiftes til 5 meter, og at det søkes å tilstrebe avlastning av dypereliggende humusholdige masser ved bruk av lette fyllmasser som for eksempel Glasopor.

Det anbefales at det gjøres videre undersøkelser knyttet til grunnvann og setningshastigheter i uteområdet. Ved direktefundamentering av bygg vil det også være behov for omfattende geotekniske grunnundersøkelser.

8 Referanser

- [1] Direktoratet for byggkvalitet, Byggteknisk forskrift (TEK17) med veiledning.
<https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17>.
- [2] Norconsult AS, K90 Illustrasjonsplan - felles uteoppholdsareal som oppfyller krav til sol og støy. Vedlegg til reguleringsplan. Prosjektnr. 5167447. Tegningnr. L-10-00-02. Rev.E04.
- [3] Direktoratet for byggkvalitet, Byggesaksforskriften (SAK10) med veiledning.
<https://dibk.no/regelverk/sak/>.
- [4] Standard Norge, Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016.
- [5] Standard Norge, Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering. NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016 m.fl..
- [6] Standard Norge, Eurokode 8: prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014 m.fl..
- [7] NVE, Naturfare. www.nve.no.
- [8] Norconsult AS, VA rammeplan Mindemyren. Rammeplan for vannforsyning, avløp og overvannshåndtering. Oppdragsnr.: 5130597. Dokumentnr. 01. Revisjon 04. Datert 2013-11-01.
- [9] Noteby AS, NRK. parkeringsplass Mindemyren. Grunnundersøkelser. Omfundamentering av parkeringsplass. Rapportnr. 400963-1. Datert 21. januar 2003.
- [10] Multiconsult AS, K90/NLA. Datarapport – Geotekniske undersøkelser. DATO / REVISJON: 12. november 2020 / 00. DOKUMENTKODE: 10221808-RIG-RAP-001.
- [11] NVE, Sikkerhet mot kvikkleireskred. Veileder. Nr. 1/2019. Vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper. 86 sider.
- [12] NGU. Norges Geologiske Undersøkelser, InSAR (Syntetisk Apertur Radar Interferometri) NORWAY. <https://insar.ngu.no>.

NOTAT

OPPDRAAG	K90/NLA	DOKUMENTKODE	10221808-RIG-NOT-001
EMNE	Premisser for geoteknisk prosjektering	TILGJENGELIGHET	Åpen
OPPDRAAGSGIVER	Lars Jønsson AS	OPPDRAAGSLEDER	Arne Stordal
KONTAKTPERSON	Per Einar Rotvoll	SAKSBEHANDLER	Arne Stordal/Astrid Lemme
KOPI		ANSVARLIG ENHET	10233011 Geoteknikk Vest

SAMMENDRAG

Følgende premisser gjelder for geoteknisk prosjektering av tiltaket:

- Geoteknisk kategori 2
- Boliger, Tiltaksklasse 3
- Idrettshall, Tiltaksklasse 2
- Konsekvensklasse/Pålitelighetsklasse 2
- Prosjekteringskontrollklasse 2
- Seismisk klasse 2

1 Innledning

Kanalveien 90 AS (K90) og Norsk Lærerakademi (NLA) har planer om utbygging av tomten på Minde der det i dag står to bygg som skal bevares. Rotunden var tidligere eid av NRK, mens Brødfabrikken tidligere var eid av Martens AS.

Lars Jønsson AS er totalentreprenør for prosjektet og har blant annet engasjert Multiconsult Norge AS for geofaglige oppgaver (RIG).

Vi har vært involvert i denne tomten tidligere på ulike stadier og planer, og i 2017 ble det utarbeidet et premissdokument for geoteknisk prosjektering under de planene som forelå på det tidspunktet. Planene er nå vesentlig endret, og foreliggende notat sammenfatter premisser for geoteknisk prosjektering av byggene med bakgrunn i dagens situasjon og gjeldene lover og regler.

2 Beskrivelse av arbeider

Det planlegges å bygge to kombinerte bolig- og næringsbygg mot Kanalveien samt en idrettshall øst for Rotunden. Boligbyggene er planlagt med opptil ni etasjer.

Det har tidligere vært store setninger på området, og for å unngå fremtidige setningsskader planlegges konstruksjonene fundamentert på peler til berg. Veger og plasser skal heves ca. 1 m, og masseutskiftning med lette fyllmasser er aktuelt for å redusere faren for ytterligere vesentlige setninger. Grunnvannstanden er målt til å ligge nokså konstant på kote 14 i området.

00	30.11.2020	Godkjent for utsendelse	A.Stordal/A.Lemme	A.Øystese/ R.Tyssebotn	Arne Stordal
REV.	DATO	BESKRIVELSE	UTARBEIDET AV	KONTROLLERT AV	GODKJENT AV

3 Regelverk og standarder

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

- Byggeteknisk forskrift med veiledning (TEK 17), § 7 Sikkerhet mot naturpåkjenninger og § 10 Konstruksjonssikkerhet [1]
- Lov om planlegging og byggesaksbehandling (PBL), § 24 Kvalitetssikring og kontroll med prosjektering og utførelse av tiltak [2]
- Byggesaksforskriften med veiledning (SAK 10), § 9 foretak og tiltaksklasser og § 14 Kontroll av tiltak [3]
- NS-EN 1990-1:2002+A1:2005+NA:2016 (Eurokode 0 – Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner) [4]
- NS-EN 1993-5:2007 + NA:2010 (Eurokode 3 – Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 5: Peler (spunt) [5]
- NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 (Eurokode 7 – Geoteknisk prosjektering – Del 1: Almenne regler) [6]
- NS-EN 1998-1:2004 + NA:2014 (Eurokode 8 – Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning – Del 1: Allmenne regler, seismiske lasrer og regler for bygninger) [7]
- NS-EN 1998-5:2004 + NA:2014 (Eurokode 8 - Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning – Del 5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold) [8]
- NS 8141:2001 2. Vibrasjoner og støt (2. utgave) [9]

I tillegg, og i den grad den er relevant anbefales følgende veiledninger benyttet:

- Peleveiledningen 2012, Norsk Geoteknisk Forening (NGF) [10]

3.1 TEK 17 § 7, Sikkerhet mot naturpåkjenninger

I henhold til TEK17 § 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).

Byggene blir stående med kjelleretasje på ca. kote 15, uten fare for stormflo eller skred fra høyere liggende områder. Det er ikke betydelige åpne bekker eller elver i nærheten av byggene, men det går en lukket kulvert som krysser under parkeringsplassen. Denne har et regulært, konstant vannspeil på kote 14.

Forutsatt at det sørges for håndtering av overflatevann i flomsituasjon og ulykkessituasjoner som vannledningsbrudd er TEK17 § 7 ivaretatt.

TEK 17 § 10, Konstruksjonssikkerhet

I henhold til TEK 17 § 10.1 [1] så vil forskriftenes minstekrav til personlig og materiell sikkerhet være oppfylt dersom det benyttes metoder og utførelse etter Norsk Standard (Eurokoder).

TEK 17 § 10.2 [1] 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:

Premisser for geoteknisk prosjektering

Forskriftenes krav er oppfylt dersom det benyttes metoder og utførelse etter Norsk Standard. Korrekt bruk av prosjekteringsstandardene gir samlet det nivået som tilsvarer det sikkerhetsnivået som er akseptert av myndighetene.

Ved å benytte standarder (Eurokoder) som angitt i pkt. 0 i prosjekteringen, vil TEK 17 § 10 dermed være ivarettatt.

3.2 Geoteknisk kategori

Eurokode 7 [6] stiller krav til prosjektering ut fra tre ulike geotekniske kategorier. Valg av kategori blir gjort ut fra standardens punkt 2.1 «Krav til prosjektering».

Vi legger til grunn at tiltaket omfatter geoteknisk prosjektering av bygg fundamentert på stålkjernerpeler til berg. Grunnen består ikke av sprøbruddsmateriale. Det forventes at byggegrop kan etableres uten eller med begrenset behov for midlertidig avstivning. Det kan bli behov for permanent sikring av bergskjæringer og kontursikring i forbindelse med sprengning.

Vi har erfaring med tilsvarende grunnforhold og fundamentering skal utføres med konvensjonelle metoder uten unormale risikoer.

Med dette som grunnlag er det gjort følgende valg for dimensjonering:

- Pelefundamentert bygg: **Geoteknisk kategori 2**
- Tørr byggegrop med spuntvegg: **Geoteknisk kategori 2**
- Sprengningsarbeider: **Geoteknisk kategori 2**

3.3 Tiltaksklasse

Tiltaket skal plasseres i tiltaksklasse etter SAK10 kap. 9-4 [3]. I henhold til veiledningen havner tiltaket i **tiltaksklasse 3** for prosjektering av geoteknikk. Årsaken er at antall etasjer blir over fem. Idrettshallen plasseres i **tiltaksklasse 2**.

3.4 Konsekvens- /pålitelighetsklasse (CC/RC)

Eurokode 0 [4] definerer byggverks plassering med hensyn til konsekvensklasse og pålitelighetsklasse (CC/RC). 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).

Tiltaket regnes som boliger og kontorbygg i hht. tabell NA.A1 (901) og plasseres i **pålitelighetsklasse 2**.

- Kontor- og forretningsbygg, skoler, institusjonsbygg, boligbygg osv. → **CC/RC = 2**

3.5 Prosjekterings- og utførelseskontroll

Eurokode 0 [4] gir videre føringer for krav til omfang av prosjekteringskontroll avhengig av pålitelighetsklasse. I henhold til kapittel NA.A1.3.1, tabell NA.A1 (902) og tabell NA.A1 (903) gir dette at det for kontroll av geoteknisk prosjektering kan forutsettes:

- **Pålitelighetsklasse** → 2
- **Prosjekteringskontrollklasse** → PKK2
- **Utførelseskontrollklasse** → UKK2

Kontrollklasse PKK2/UKK2 krever egenkontroll, intern systematisk kontroll og utvidet kontroll. Egenkontroll utføres av den som har utført arbeidene. Intern systematisk kontroll er en intern, systematisk kvalitetskontroll av prosjektering og faste rutiner i foretaket. Den utvidede kontrollen skal utføres i byggherrens regi enten av byggherrens egen organisasjon eller et annet foretak som

er uavhengig av foretaket som utførte arbeidene. Utvidet kontroll i prosjekteringsklasse PKK2/UKK2 kan begrenses til en kontroll av at egenkontroll og intern systematisk kontroll er gjennomført og dokumentert av det prosjekterende foretaket.

Plan og bygningsloven PBL § 24 [2] og Byggesaksforskriften SAK 10 § 14 [3] krever i tillegg kontroll i henhold til tiltaksklasse. Tiltaksklasse 2 og 3 krever uavhengig kontroll. For geoteknikk begrenses kontrollkravet for prosjektering til kontroll av at det er utført tilstrekkelig kvalitetssikring av arbeidene, samt at det er gjort kvalifisert undersøkelse for å bestemme geoteknisk kategori og fastsettelse av pålitelighetsklasse. Kontrollkravet for utførelse begrenses til at geotekniske oppgaver er gjennomført og dokumentert som prosjektert, herunder at de er fulgt opp og rapportert slik som anvist av prosjekterende.

3.6 Kvalitetssystem

Eurokode 0 [4] krever at ved prosjektering av konstruksjoner i pålitelighetsklasse 2, 3 og 4 skal et kvalitetssystem være tilgjengelig, og at dette systemet skal tilfredsstille NS-EN ISO 9000-serien for konstruksjoner i pålitelighetsklasse 4. Vårt system tilfredsstiller sistnevnte, og kravet er ivaretatt også for pålitelighetsklasse 2 og 3.

4 Grensetilstander, lastsituasjoner og partialfaktorer

Prosjekteringen skal dokumentere bæreevne og stabilitet i bruddgrensetilstanden og at det ikke oppstår for store deformasjoner i bruksgrensetilstanden.

Ulykkesgrensetilstanden blir ivaretatt med jordskjelvlaster.

Lastfaktorer, partialfaktorer og korrelasjonskoeffisienter skal være i henhold til NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016.

5 Grunnforhold og geotekniske parametere

5.1 Geotekniske grunnundersøkelser

Multiconsult (den gang NOTEBY) har to ganger tidligere utført grunnundersøkelser på området før den siste supplerende undersøkelsen i oktober 2020. Første undersøkelse er fra 1962, før utfylling på området, og den nest siste er fra 2003, 40 år etter utfyllingen.

Den supplerende undersøkelsen er tilpasset dagens planer og er presentert i rapport 10221808-RIG-RAP-001 datert 12.11.2020.

5.1.1 Undersøkelse før utfylling

Grunnundersøkelsene fra 1962 er presentert i rapport nr. 4875-1. Der er grunnforholdene beskrevet på følgende måte:

"Øverst er det torv og myrjord ned til dybde varierende mellom 3 og 8 m. [...] Tykkelsen av torvmassene er størst på områdets midtparti, mot A/S Nera eiendom og langs kanalen. Tykkelsen avtar i østlig og i nordlig retning mot parti der terrenget stiger på. Torven har et naturlig vanninnhold som veksler mellom 300 og 1300 vektprosent, og massene er meget kompressible.

Under torven er det et 0 til ca. 5 m tykt lag over fjellet som består av en morenejordart inneholdende alle kornfraksjoner fra fin silt til stein og sannsynligvis også blokker. Massene har en betydelig fasthet og liten kompressibilitet. Det naturlige vanninnholdet er 10-20 vektprosent.

Dybden til fjell eller meget fast grunn er av størrelsen 6 til 12 m over en vesentlig del av området. Fjellformasjonen stiger på i området langs tomtearealets østre begrensningslinje hvor dybdene til antatt fjell er 2-5 m"

Videre gis det i rapporten en anbefaling om fundamentering av parkeringsplassen:

"Torven på Mindemyren er ubrukelig som byggegrunn, og en hel eller delvis fundamentering direkte på myren kan ikke komme på tale, selv for meget lette bygninger. Ved oppfylling og planering for veier og åpne plasser må man regne med store terrengsetninger selv om fyllingshøyden er liten. I det foreliggende tilfelle vil vi anbefale at fyllingen legges ut med en overhøyde av samme størrelse som den teoretiske fyllingshøyden. Etter et halt års tid kan forbelastningen fjernes ned til et par desimeter over det forutsatte fremtidige planeringsnivå. En betydelig del av setningene vil da være avsluttet, men man må likevel regne med at det blir nødvendig med regelmessig vedlikehold og justering av veier og plasser. Permanente betong- eller asfaltdekker bør ikke legges, idet vedlikeholdsutgiftene må antas å bli uforholdsmessig store."

5.1.2 Undersøkelse 40 år etter utfylling

Grunnundersøkelsene fra 2003 er presentert i rapport nr. 400963-1. Der er grunnforholdene beskrevet på følgende måte:

«NOTEBY AS sine grunnundersøkelser på tomten viser at topplaget består av fyllmasser under et toppdekke av asfalt. Stedvis er det observert flere lag av asfalt med grus i mellom. Fyllmassene med mektighet 1,8 m – 6,6 m antas å bestå av stein og noe blokk, og disse ligger over det opprinnelige torvlaget. Stedvis kan det være hulrom mellom blokker og/eller innblanding av torv i de nederste steinlagene. Torvmasser kan ha trengt inn i hulrommene mellom steinene på grunn av henholdsvis uegnede steinmasser/manglende komprimering og manglende filterlag. I ett punkt antas det at det har blitt foretatt en masseutskiftning av torv med stein/blokk ned til underliggende mineralske løsmasser i dybde 6,6 m. Men også her kan det ligge igjen noe torv inne i hulrom mellom steinene.

Det antas at torvmassene er blitt komprimert fra vekten av steinmassene lagt ut i 1962.

Prøveseriene PR I og PR II viser at torvmassene i dag har et naturlig vanninnhold på mellom $w = 87,7\%$ og $w = 374,4\%$, som er lavt til middels høyt. Kompresjonen kan ha halvert torvlaget fra en tykkelse på 3 m til 8 m i 1962 til en tykkelse på 1,5 m til 4,5 m i 2002. Under torvmassene antas det å ligge lag av sand eller sand og grus i alle punkt. Lagene inneholder stedvis skjellrester. Lagene har en mektighet på mellom 0,5 m og 3,0 m. Det antas at det videre ned til berg ligger morenelag med tykkelse 0 m til 5,8 m.

Grunnvannstanden er målt til å stå relativt stabilt om lag 3 m under terreng på parkeringsplassen.»

Det er også gitt anbefalinger i rapporten til masseutskiftning av de øverste 2,0 m fyllmasser med lette komprimerte fyllmasser, men etter hva vi erfarer er det ikke utført tiltak på området utover planering og reasfaltering.

5.1.3 Supplerende grunnundersøkelser 2020

Supplerende grunnundersøkelser fra 2020 er presentert i rapport 10221808-RIG-RAP-001. Sammendraget beskriver hovedtrekkene:

«Det er utført i alt 28 totalsonderinger på tomten. Det var planlagt 31, men punktene 12, 25 og 29 måtte utgå av ulike årsaker og tilkomst. Øst for Rotunden er det begrenset med løsmasser der dybdene til berg er registrert fra 0,9 til 4,0 m. På det flate parkeringsarealet vest for Rotunden er dybdene til berg større, opptil 8,9 m. Langs Elvebakken varierer dybdene til berg i området 3-4 m.

Løsmassene i vest er antatt å være fyllmasser med betydelig innhold av humus og torvrester, mens det i østre del er torv over naturlige masser av sand/grus. I over halvparten av punktene har vi registrert antatt morene over berg.»

5.2 Geotekniske materialparametere

Basert på grunnundersøkelsene og erfaringsdata anbefaler vi at de karakteristiske geotekniske parameterne presentert i **Tabell 1** benyttes i videre prosjektering.

Tabell 1: Anbefalte, karakteristiske geotekniske parametere

Materiale	Tyngdetetthet, γ (kN/m ³)	Neddykket tyngdetetthet, γ' (kN/m ³)	Friksjon, $\tan \phi$	Attraksjon, a (kN/m ²)	Modultall, m
Fyllmasser av stein	18	11	0,90	0	400
Torv	14	4	0,42	4	6
Sand/grus	18	8	0,67	0	150
Morene	20	10	0,78	20	2000

5.3 Valg av partialfaktor

Partialfaktorer for jordparametere er bestemt fra det nasjonale tillegget til Eurokode 7 [6]. I bruks- og bruddgrensetilstanden sier Tabell NA.A.4 at det i friksjonsmaterialer brukes $\gamma_M=1,25$ for friksjonsvinkel ($\tan \phi$) og effektiv kohesjon (c'). For tyngdetettheten benyttes $\gamma_M=1,0$.

5.4 Seismisk grunntype

Konstruksjonens seismiske grunntype bestemmes fra Tabell NA.3.1 Eurokode 8 [7]. Siden mektigheten av løsmasser på tomten antas å være mellom 5,0 m og 20,0 m benyttes **grunntype E** for de to byggene mot Kanalveien. For Idrettshallen bak Rotunden gjelder **grunntype A**.

Jamfør Tabell NA.4(902) i Eurokode 8 [7] havner tiltaket (kontorbygg/boligbygg) i **seismisk klasse II** med tilhørende seismisk faktor $\gamma_I=1,0$.

5.5 Berggrunn

I følge berggrunnskart fra NGU er bergarten i dette området kvartsglimmerskifer til glimmerskifer [11]. Det må utføres befarings for å validere bergart og identifisere sprekkesett og -geometri i bergmassen.

6 Fundamenteringsprinsipp

6.1 Bygg mot Kanalveien

Det anbefales at byggene fundamenteres på peler da det forventes at grunnen delvis består av setningsømfintlig torv. Fyllmassene er derimot grove og svært faste masser, noe som fører til at stålkjernepeler er godt egnet. Stålkjernepelene er massive stålpeler som installeres i nedborede foringsrør av stål, og kan dermed benyttes også i faste og grove løsmasser. Denne metoden gir mulighet for å ta opp strekkrefter i pelene og medfører relativt lite støy under nedboring. Vi anbefaler på grunnlag av dette at det benyttes stålkjernepeler til fundamentering.

Byggegrøper planlegges å være omtrent 3,0 m dype i forhold til ferdig gatenivå, og det kan tillates deformasjoner i toppen av spuntveggen. På grunn av infrastruktur i gatelegemet er det ønskelig, og sannsynligvis mulig, å unngå stagforankring, men innvendig avstivning kan bli nødvendig.

6.2 Idrettshall/sykkelparkering

Idrettshallen, garderobes og sykkelparkering fundamenters på nedsprengt berg. Mellom byggene og utsprengte skjæringer skal det i permanent fase tilbakefylles med drenerende masser.

Kontursikring fastsettes på bakgrunn av sprekkegeometri som avdekkes på befaring (se kapittel 5.5). Det kan bli nødvendig med arbeidssikring både før og etter sprengning. Sikringsmetoder vurderes når endelig sprengningsplan er bestemt og grunnforhold er avdekket. Bergteknisk kyndig person må vurdere forholdene på stedet. Etter kontursikring er det aktuelt å sprengte ut byggegrop fra sørvest mot nordvest for å etablere tilkomst for utlasting av sprengsteinmasser via Elvebakken. Omgivelsene medfører at sprengningsarbeidene må planlegges nøye og utføres seksjonsvis og med begrensede salvevolum.

Generelt sprenges eller pigges det ned til 1 m under prosjektert gulvnivå. Snitt og tegninger viser at overkant gulv i idrettshall og garderobes skal ligge på kote +16,20. Grunnundersøkelser viser at bergoverflaten i dette området er fra ca. +16 opptil ca. kote +26. Bergoverflaten stiger fra nordøst mot sentrale deler av gnr./bnr. 15/191. Bergoverflaten ved planlagt skjæringslinje er ca. +24, noe som vil gi bergskjæringer på opptil ca. 9 m.

Snitt og tegninger viser at overkant gulv i sykkelparkeringen skal ligge på kote +17,20. Grunnundersøkelser viser at bergoverflaten er opptil ca. kote +26 i dette området. Bergoverflaten er noe lavere ved planlagt skjæringslinje (ca. +24), noe som vil gi bergskjæringer på opptil ca. 8 m. Aktuelle sikringstiltak for sikring av utsprengt byggegrop er maskinell rensk og spettersk, systematisk bolting, fjellbånd og sprøytebetong. Det må tas høyde for at sikringstiltak installeres fortløpende etter hvert som skjæringene i byggegroppen etableres.

Før det støpes mot berg må berget renskes og avrettes. Eventuell bolteforankring utformes etter Eurokode 7 og nasjonalt tillegg.

6.3 Veger og plasser

For å unngå/reducere fremtidige setninger på veger og plasser er det aktuelt å masseutskifte eksisterende fyllmasser over grunnvannsnivå delvis med lette fyllmasser.

7 Rystelser og bygningsbesiktigelse

NS8141, utgave 2 datert juni 2001, er førende for fastsetting av vibrasjonsgrenser for sprengningsarbeidene som skal utføres. Rystelsesgrenser skal være fastsatt før oppstart av sprengningsarbeidene. Totalentreprenør er pålagt å benytte overnevnte standard til å fastsette maksimale sprengningsladninger under arbeidene.

Rystelsesmålere plasseres i hovedsak på nabobygg nærmere enn 50-100 m fra byggegrop i berg. Det benyttes triaksiale målere ved sprengning nærmere enn 10 m fra eksisterende bygg. Vibrasjoner på nabobebyggelsen i tilknytning til sprengning av byggegrop skal overvåkes i henhold til NS 8141 gjennom hele anleggsperioden.

NS8141 angir behov for bygningsbesiktigelse av omkringliggende bygninger og konstruksjoner før igangsetting av sprengningsarbeider. Grensen er 50 m avstand fra sprengningssted for bygg fundamentert på berg og 100 m for bygg fundamentert på løsmasser.

8 Laster

Dimensjonerende laster for bygget blir utarbeidet av RIB. Peler og støttevegger skal dimensjoneres i bruddgrensetilstand. Deformasjoner kontrolleres i bruksgrensetilstand og ulykkesgrensetilstanden blir ivarettatt med jordskjelvlaster.

Det må så tidlig som mulig avklares hvor byggekraner skal plasseres.

9 Naboforhold

Det er boliger på østsiden av tiltaket, bybane og trafikkareal på vestsiden. Tiltaket må gjennomføres med tanke på å unngå skade på omgivelsene.

10 SHA Grunnarbeider

Valgte løsninger for grunnarbeider i prosjektet er tradisjonelle og kjente, og innebærer ingen økt risiko i forhold til sammenlignbare arbeider. Risikoelementer knyttet til utførelse av anleggsarbeidene behandles av utførende entreprenør.

Entreprenøren må som del av sin SHA-planlegging utføre selvstendige risikovurderinger knyttet til arbeidene og foreslå risikobegrensende tiltak. For arbeider vurdert som kritiske skal det utføres en SJA (sikker-jobb-analyse). For øvrig framheves følgende momenter til SHA:

- Det må etableres tilstrekkelig sikring mot trafikk rundt gravearbeider og byggegropen
- Mellomlagring av løsmasser eller tungt utstyr på oversiden av graveskråning/spunt skal ikke forekomme
- Det henvises til vedlegg A for overordnet risikovurdering av sprengningsarbeidene som skal utføres. Listen er ikke uttømmende.

11 Vedlegg

Vedlegg A: Risikovurdering bergteknikk

Referanser

- [1] Direktoratet for byggkvalitet, Byggeteknisk forskrift med veiledning (TEK10), 2011.
- [2] Kommunal- og moderniseringsdepartementet, «Lov om planlegging og byggesaksbehandling (PBL)».
- [3] DiBK, Veiledning om byggesak. §9-4. Oppdeling i tiltaksklasser (SAK 10), HO-1/2011, 2011.
- [4] NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, «Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner,» Norsk Standard.
- [5] NS-EN 1993-5:2007 + NA:2010, «Eurokode 3 – Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 5: Peler (spunt)».
- [6] NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016, «Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering. Del 1: Allmenne regler,» Standard Norge.
- [7] NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014, «Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger».
- [8] NS-EN 1998-5:2004+NA2014, «Eurocode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1-5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold».
- [9] Norsk Standard, «NS 8141:2001 Vibrasjoner og støt. Måling av svingehastighet og beregning av veiledende grenseverdier for å unngå skade på byggverk,» 2016.
- [10] Norsk Geoteknisk Forening (NGF), «Peleveiledningen,» 2012.
- [11] Norges geologiske undersøkelse, «Berggrunn - nasjonal berggrunnsdatabase,» Norges geologiske undersøkelse, 2016. [Internett]. Available: http://geo.ngu.no/kart/berggrunn_mobil/.

Vedlegg A: Risikovurdering av grave- og sprengningsarbeider K90/NLA

Aktiviteter/ Farlige underaktiviteter	Sikkerhetskonskvenser	Helsekonskvenser	Konskvenser for Ytre miljø	Handling/Ansvar
Uvedkommende på anleggsområdet	Fare for skader på 3. part. Uoversiktlige arbeidsoperasjoner for entreprenør.	Personskader og materielle skader. Unødvendig belastning for personell.	Klager fra berørte parter.	Anleggsområdet sikres med gjerder med låsbare porter for å hindre tilkomst for uvedkommende. Informasjon og advarsel ved skilting
Graving i løsmasser/sprengstein	Ras/utglidningsrisiko. Skader på vegkropp og bygghundament. Brudd i el- og telekabler, optiske kabler, vannrør og VA-rør mm. Elektrisk overslag/kontakt mot ev. luftspenn. Fare for detonasjon av gammelt eller nytt uomsatt sprengstoff	Personskader/dødsfall Støy, støv. Potensiell vannforurensning ved brudd i kabler og rør.	Opplugging av løsmasser tar plass. Avrenning/erosjon i regn. Støvspredding i luft.	Gjennomgå tegninger, påvise og merke kabler og rør i grunnen. SJA før arbeid startes. Verifisere løsninger under utførelse og stabilisere og sikre ved udekte behov. Dekke opplagte masser mot regn. Vurdere fukting mot støvspredding.
Transport av løsmasser/sprengstein	Økt risiko på transportveier. Påkjørselsfare. Fare for utforkjøring ved groper/grøfter. Uoversiktlig inn/utkjøring og smal veg. Nedfall av løsmasser under transport. Stabilitet/bæreevne for midlertidig anleggsvei og langs offentlige veier, spesielt i fjellsiden.	Støy, støv, tilgrising. Bekymring og belastning for førere/personell. Bekymring og uro blant naboer, særlig for barn langs vegen.	Utslipp og støy på transportveier og fyllinger. Støv-, støy- og eksosbelastning i nærmiljøet. Slitasje på veg, grøft og dekke mm.	Velge hensiktsmessig størrelse på maskiner og kjøretøy. Vurdere EL-drift. God belysning på anlegget. Vurdere markeringer. Lyssignal i vegen for å varsle utkjøring, eller regulere trafikk inn ved utkjøring. Avrette masser på lasteplan ved oppfylling på bil. Reparere lokale skader på vegger mm. Fortløpende vedlikehold av anleggsvei for å ivareta stabiliteten Unngå transport i veldig vått vær. Fukte masser i veldig tørt vær.
Håndtering av sprengstoff	Ukjent risiko ved tyveri av sprengstoff. Sikkerhet vs kriminalitet og terrorfare.	Personskader/dødsfall.	Skade på bygg, materiell og utstyr.	Følge krav i lagrings- og håndteringsforskrifter. Unngå lagring av sprengstoff på anleggsområde. Holde kontinuerlig

Vedlegg A: Risikovurdering av grave- og sprengningsarbeider K90/NLA

Aktiviteter/ Farlige underaktiviteter	Sikkerhetskonskvenser	Helsekonskvenser	Konskvenser for Ytre miljø	Handling/Ansvar
	Uønsket detonasjon.			oppsyn med transportkjøretøy på stedet.
Sprengning av berg Generelt	Introduserer økt sikkerhetsrisiko for 3. part, både personer, bygninger og veg, eventuelt i nærheten. Fare for steinsprut og ulykker ved sprengning. Flere årsaker: -Svikt i salvedekning -Feilboring/ - ladningskonsentrasjon -Liten forsetning -Manglende fordemning -Feil/ svikt ved tennere -Udetonert sprengstoff, m.fl. Kabler og ev. luftspenn. Gjenstående sprengstoff etter tidligere og egen sprengning.	Støy og støv fra boring. Vibrasjoner/luftstøt fra sprengning. Personskader/dødsfall, ev. via større materielle skader. Bekymring og usikkerhet blant naboer. Støy kan øke uroen hos enkelte.	Skade på bygg/anlegg/kjøretøy mm. grunnet steinsprut, vibrasjoner, luftstøt. Skader på kabler og rør i grunnen, luftspenn mm. Undersprengning av murfundament. Rystelser bygg/installasjoner. Støvspredning fra boring. Destabilisering av omkringliggende berg.	<i>Tiltakshaver utarbeider:</i> -Forhåndsinformasjon (brev) og varslingsinformasjon (brev) og brukere i nærmiljø samt redningsetater mv. -Vektlegge hvilke ulemper som må ventes, samt hvordan sikkerhet og hensyn ivaretas. -Få utført bygningsbesiktigelse iht. NS 8141. <i>ENT utarbeider:</i> -Sprengningsplan / prosedyrer for forsiktig sprengning som ivaretar sikkerhet for alle berørte, samt lov- og forskriftskrav, herunder: -SJA som detaljert ivaretar entreprenør(er)s virksomhet/ansatte og annet utøvende personell, naboer, omgivelser, tidligere identifiserte og nyidentifiserte risikoelementer -Vurdere behov for evakuering, sikkerhetsavstander m.m. -Beredskapsplan og -instruks for hendelser og ulykker -Mer detaljert informasjon til nære omgivelser om forløp, varighet, varslingsrutiner, sikkerhetstiltak, kontaktinfo m.m. -Posteplan (oppdateres etter ulike

Vedlegg A: Risikovurdering av grave- og sprengningsarbeider K90/NLA

Aktiviteter/ Farlige underaktiviteter	Sikkerhetskonsekvenser	Helsekonsekvenser	Konsekvenser for Ytre miljø	Handling/Ansvar
				fasebehov) -Plan for salveinndeling og utslag på salver. Velge utslag som gir minste skaderisiko overfor eksisterende bygg/installasjoner -Ladningsberegning med hensyn på vib.grenseverdier og skadepotensiale -Bruk av patronert sprengstoff -Planlegge og dokumentere dekning. Matter, not, motfylling etc. -Vurdere utlasting til traubunn for å ha kontroll med ev. uomsatt sprengstoff i bunn av byggegrøp. -Beredskapsplaner. -Føring av plan og logg. -Vibrasjonsmåling. -Vurdere endelig omfang av vaersaging/hydraulisk splitting/pigging av berg i utsatte partier av byggegrøper i samråd med geolog. <i>Tiltakshaver ved PRO Geoteknikk:</i> -Anvise nødvendige sikringstiltak på tilstøtende naboeiendommer - Verifisere antakelser om grunnforhold løsmasser/berg -Vurdere behov for justering av grenseverdier basert på bygningsbesiktigelsene

Vedlegg A: Risikovurdering av grave- og sprengningsarbeider K90/NLA

Aktiviteter/ Farlige underaktiviteter	Sikkerhetskonsekvenser	Helsekonsekvenser	Konsekvenser for Ytre miljø	Handling/Ansvar
				-Vurdere endelig omfang av forbolter/sikringsbolter før sprengning av byggegrop.
Nedfall fra bergskjæringer / vegger i groper.	Skråningsstabilitet/rasfare. Farlig arbeidsmiljø under skjæringer. Sideareal kan destabiliseres.	Personskader/dødsfall. Frykt for egen arbeidssikkerhet er en stressfaktor.	Skade på veg, bygg, infrastruktur, materiell og utstyr. Ev. tap av areal som må reetableres.	Installering av forbolter før sprengning. Rensk av skjæringer etter utlasting. Behov for sikringsbolter mm. vurderes fortløpende av geolog. Markere/sperre av områder som er utsatt til sikring kan utføres. Beredskap for tilbakefylling.
Stående åpne groper	Generell fallfare ved åpne groper.	Personskader/dødsfall.	Ev. skader/tap av maskiner/utstyr	Markere/sperre av områder med fallfare. God belysning.
Arbeid i bratt terreng	Fallfare for mannskap og maskiner	Personskader/dødsfall.	Materielle skader	Mannskap og maskiner sikres.
Tilbakefylling i ferdige groper.	Skade på person, installasjon og materiell.	Støv, støy, påkjørsel.	Støv og støy.	Beskrive/dokumentere løsninger. SJA. God intern kommunikasjon. Avstengning mot uvedkommende. Beredskap.