

Oppdragsnr.	Oppdragsnavn:	
14005	Nardoporten	
Notat nr.:	Notatdato:	Utarbeidet av:
001	11.03.2026	Per Arne Wangen
Dokument nr.	Revisjon:	Kontrollert av:
14005-00-RIG-N-001	01	Lars Ottar Jorde
Sak:		
NARDOPORTEN - GEOTEKNISK VURDERING TIL REGULERINGSPLAN OG FORPROSJEKT		

Distribueres til:

Firma	Navn (e-postadresse)	Til	Kopi
NP Utvikling AS	Marte Skistad Ødegaard (marte.skistad.odegaard@barlindhaug.no)	X	

SAMMENDRAG

NP Utvikling AS utfører en regulering av eiendommene Tors veg 2 – 6, Mjølnervegen 2 – 2A og Utleirvegen 27 – 31 i Trondheim kommune. Det planlegges for en utbygging av kombinerte næring- og boligbygg med en underliggende og sammenhengende kjellerkonstruksjon i én til to etasjer, og enkeltstående bygg med inntil 6 etasjer over.

Foreliggende revisjon av notater er utarbeidet etter at bebyggelsen er noe omarbeidet.

Dr. techn. Olav Olsen (heretter OO) har på oppdrag fra NP Utvikling AS utført en vurdering av geotekniske forhold i tilknytning til en reguleringsplan og som grunnlag for et forprosjekt. Det er utført en geoteknisk undersøkelse på planområdet i forbindelse med reguleringen, og vurderingen støtter seg ellers på tidligere utførte geotekniske undersøkelser omkring planområdet.

Planområdet vurderes å være godt egnet for utbygging med kompensert fundamentering. Byggegrop kan etableres med generell graveskråning 1:1,5 – 1:1. Det kan være behov for overflatesikring av graveskråningene. Ved behov for vertikale vegger i byggegropa kan byggegropa avstives med spunt, evt. andre former for byggegropsoppstøtting.

Fundamenteringsforholdene er erfaringsmessig gode i de rekonsoliderte rasmassene. Bygg kan fundamenteres på hel bunnplate eller banketter og punktfundamenter avhengig av lastene og grunnvannsstand. En kan for overslag ta utgangspunkt i et dimensjonerende fundamenttrykk på ca. 150 – 200 kPa for rent vertikalt påkjente fundamenter, hvorav den høyeste gjelder for fundamenter med bredde 1,5 meter og større.

En må ta høyde for jordtrykk mot kjellervegger under terrengnivå. Disse tas fortrinnsvis opp i bygget og overføres til motstående kjellervegg via dekker og skiver i bygget. Der bygget har ensidig jordtrykk må kjellerveggen dimensjoneres for å ta opp jordtrykket lokalt.

Nødvendige hensyn må tas til nabobygg og -eiendommer ved planlegging av utbygging og byggegrop.

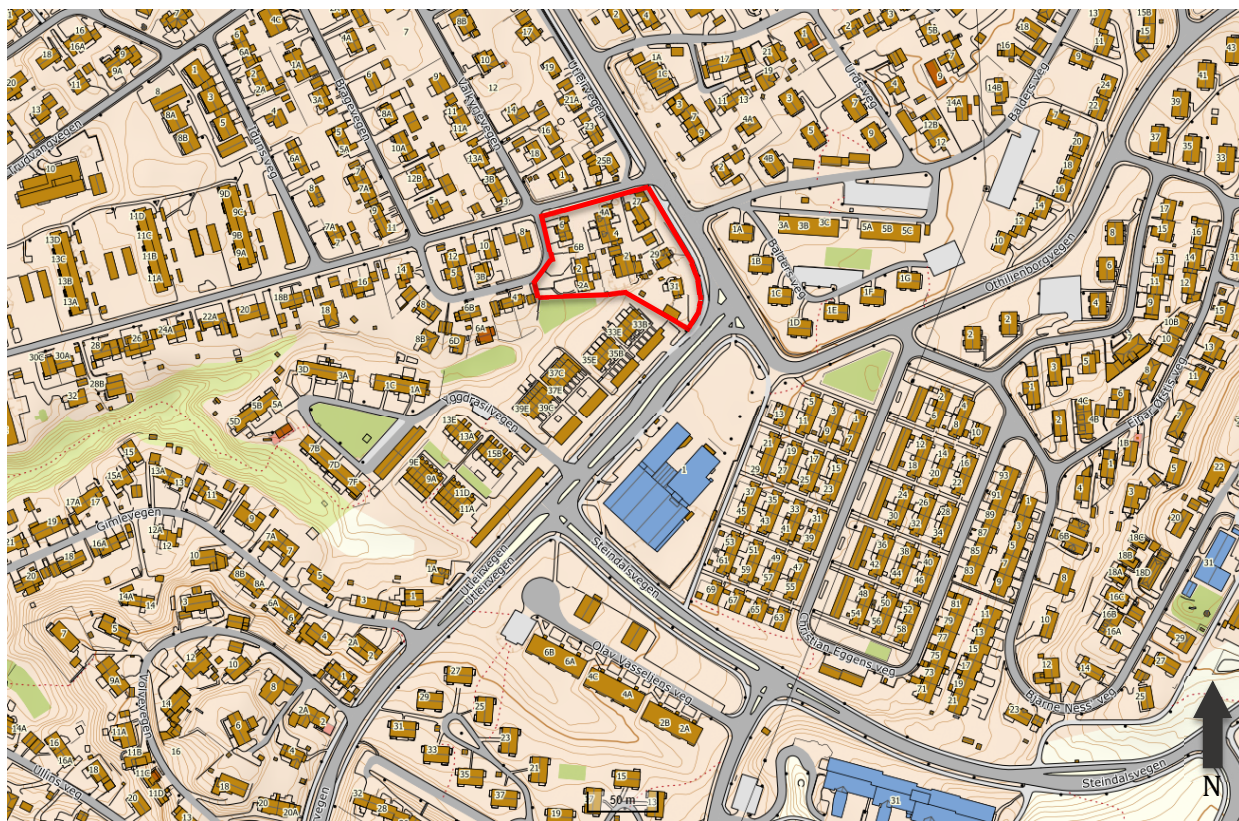
INNHALDSFORTEGNELSE

1	Innledning.....	- 3 -
2	Topografi.....	- 3 -
3	Grunnforhold.....	- 5 -
4	Naboforhold og eksisterende bebyggelse.....	- 7 -
5	Krav til geoteknisk prosjektering.....	- 7 -
6	Geoteknisk vurdering.....	- 9 -
7	Risikomomenter.....	- 11 -
8	Konklusjon/anbefalinger.....	- 12 -

1 INNLEDNING

NP Utvikling AS utfører en regulering av eiendommene Tors veg 2 – 6, Mjølnervegen 2 – 2A og Utleirvegen 27 – 31 i Trondheim kommune. Det planlegges for en utbygging av kombinerte næring- og boligbygg med en underliggende og sammenhengende kjellerkonstruksjon i én til to etasjer, og enkeltstående bygg med inntil ca. 6 etasjer over.

Dr. techn. Olav Olsen (heretter OO) har på oppdrag fra NP Utvikling AS utført en vurdering av geotekniske forhold i tilknytning til en reguleringsplan og som grunnlag for et forprosjekt.



> **Figur 1:** Utsnitt fra topografisk kart, www.norgeskart.no. Planområdet markert i rødt

Det er utført en geoteknisk undersøkelse på planområdet i forbindelse med reguleringen, og vurderingen støtter seg ellers på tidligere utførte geotekniske undersøkelser omkring planområdet.

2 TOPOGRAFI

Terrenget inne på planområdet har slak stigning fra ca. kt. 69 i vest opp til ca. kt. 72 – 73 langs Utleirvegen i øst. Utenfor plangrensen ligger terrenget i hovedsak flatt og eller slakt. Terrenget stiger opp mot Steindal like øst for Nardocenteret (opp til ca. kt. 110 – 115). Mot sør stiger terrenget opp mot bebyggelsens langs Ullins veg (kt. 90 – 100). Mot nord ligger terrenget tilnærmet flatt ut til foten av Moholtlia ca. 300 meter ut ifra plangrensen.

Planområdet var tidligere del av landbruksjorda omkring gårdsbrukene Steindal og Steindal søndre, og bebyggelsen i området er utbygd i fra midten av 1960-tallet og utover. Det har generelt vært få og kun begrensede utbyggingstiltak i området i moderne tid, dvs. etter ca. 1980 – 1990-tallet. Utvalgte historisk flyfoto over området er vist i figur 2 og 3. Det ble utført en del bakkeplanering og dalfylling i forbindelse med utbyggingen i området.



> **Figur 2:** Historisk flyfoto fra området (1957). Sørligste og nordvestligste bolig på planområdet er markert med en rød knappenål. Den gamle Fredlydalen lå like sør for området



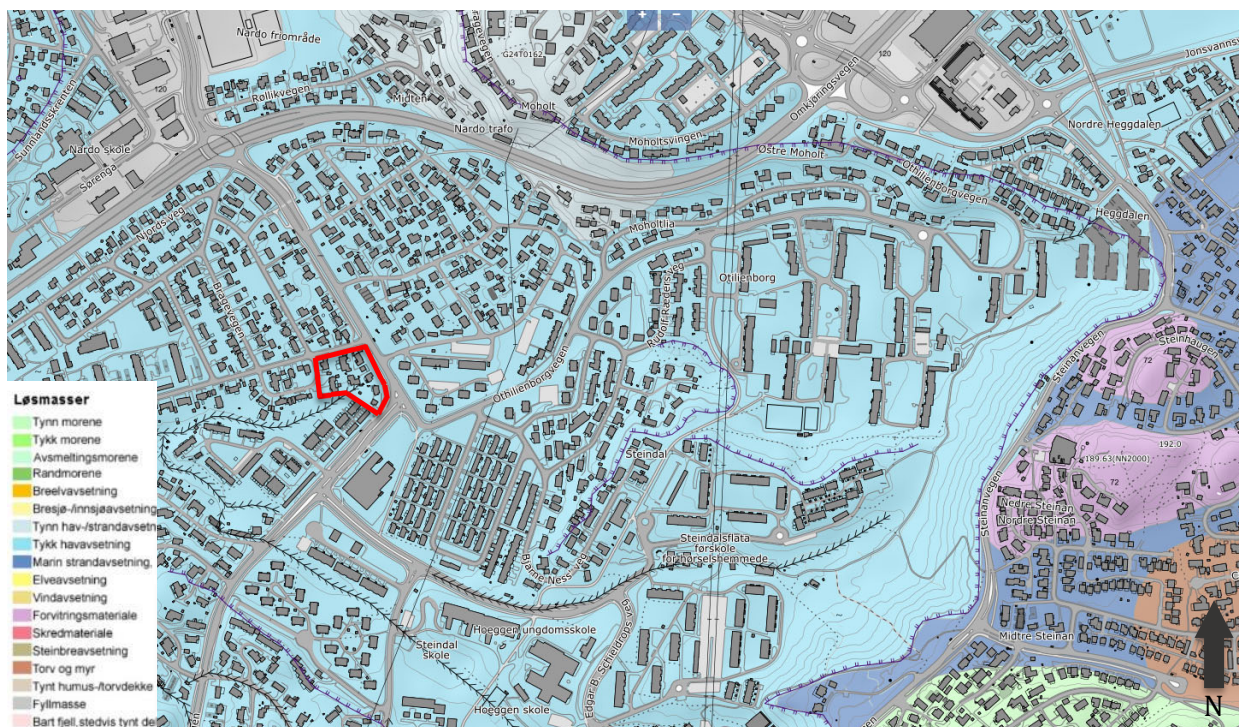
> **Figur 3:** Historisk flyfoto fra området (1964). Den gamle Fredlydalen ble delvis gjenfylt i forbindelse med utbygging av boliger i området. Boliger ble i hovedsak plassert utenfor dalen, på original grunn

Ut ifra historiske kart (Ing. Dahls oppmåling i 1952) ser det ut til at terrenget på planområdet i stor grad er tilnærmet uendret, men at den gamle Fredlydalen, som lå sør på området, er gjenfylt.

3 GRUNNFORHOLD

Et utsnitt fra kvartærgeologisk kart er vist i figur 4. Dette indikerer at løsmassene i området i all hovedsak er tykk havavsetning. I øst, på oversiden av Steinanvegen, er det registrert en overgang til bart berg, forvitningsmateriale og flekker med marine strandavsetninger.

Av kartet ser en også konturene av den store skredgrova etter Othilienborgskredet, samt flere andre, men mindre skredkanter innenfor denne skredgrova.



> **Figur 4:** Utsnitt fra NGU sitt løsmassekart. Utbyggingsområdet markert med rødt

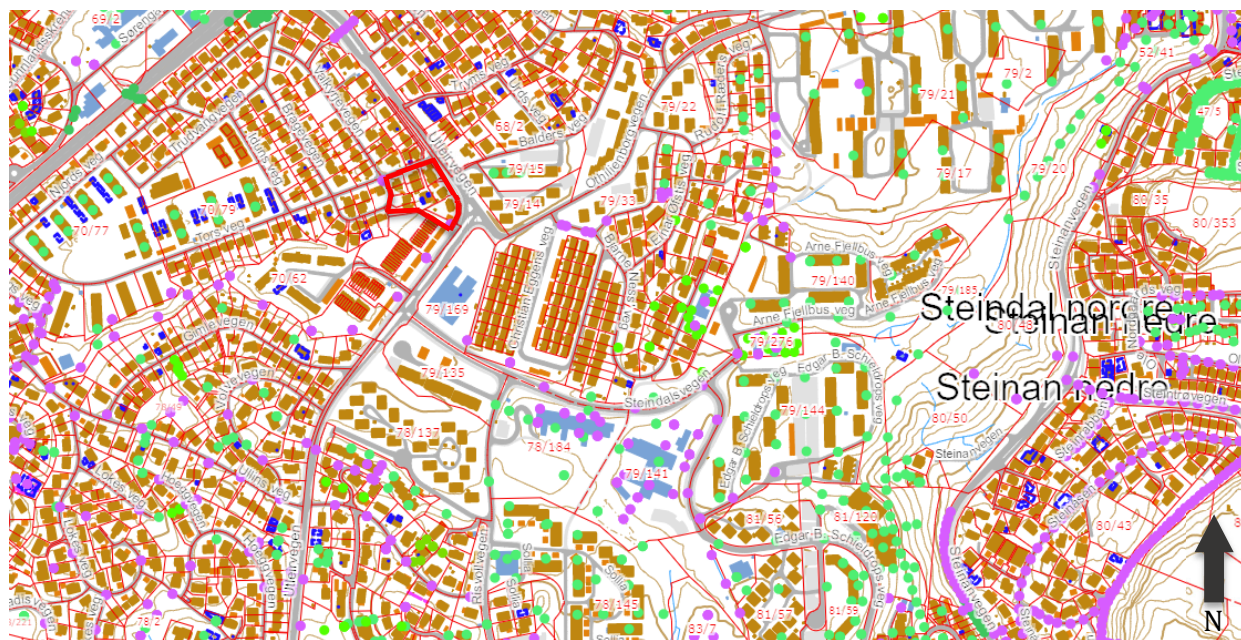
Det er utført en lang rekke grunnundersøkelser i området tidligere. Et utsnitt fra Trondheim kommunes karttjeneste på nett er vist i figur 5. Kommunens egne undersøkelser er vist med fiolett farge og undersøkelser utført av andre aktører er vist som grønne punkter (i dette tilfellet i hovedsak O. Kummeneje AS (nå Rambøll) og Multiconsult).

Det er ikke tidligere utført noen undersøkelser innenfor planområdet, men Trondheim kommune har utført undersøkelser omkring i forbindelse med vurderinger for nye VA-trase langs Fredlybekken (datarapport R.1001 /1/). De relevante undersøkelsespunktene, (Bp. 29 – 31) viser i all hovedsak tørrskorpeleire/sand og grus over middel fast til fast og lite sensitiv leire. Det er delvis også registrert historiske rasmasser, som det er rimelig å anta at stammer fra skredaktiviteten i Othilienborgområdet. De utførte sonderinger er stoppet ved ca. 9 – 15 meters dybde under terrengnivå, uten at berg er registrert.

O. Kummeneje AS har utført en undersøkelse for boligbygg på eiendommen Balders veg 2, på motsatt siden av Utleirvegen. Data fra undersøkelsen er dokumentert i rapport 0.273 av 08.12.1963 /2/. Det er utført tre stykk

dreiesonderinger og det er tatt opp én prøveserie. Resultatene viser i all hovedsak tilsvarende grunnforhold som de registret i kommunens undersøkelser i området.

På søndre del av utbyggingsområdet, som ligger innenfor den gamle Fredlydalen, må en forvente noe oppfylte masser. Mektigheten anslås til å kunne være ca. 2 – 4 meter basert på Ing. Dahls historiske kart.



> **Figur 5:** Utsnitt fra Trondheim kommune sin karttjeneste på internett. Utbyggingsområdet er markert med rødt

Det er utført en geoteknisk grunnundersøkelse på planområdet og det er utarbeidet en egen datarapport som sammenstiller resultater, 14005-00-RIG-R-001 «Nardoporten – Geoteknisk datarapport» av 24.10.2023 /3/.

De utførte sonderinger og opptatt prøveserie viser at en har et forholdsvis mektig toppsjikt av antatte rekonsoliderte rasmasser som mest sannsynlig stammer fra historiske skred i Othilienborg-området. På deler av planområdet, i og langs den gamle Fredlydalen som opprinnelig lå i sørøst, er det registrert forholdsvis mektige fyllmasser over rasmassene. Overgangen fra dette øvre toppsjiktet til underliggende originale masser er noe utfordrende å tolke, men ut ifra sonderingsresultatene synes det sannsynlig at overgangen ligger ca. 10 – 20 meter under terrengnivå. Andre indikasjoner som antyder at toppsjiktet er rasmasser er at laboratorieresultatene viser en siltig leire, men med varierende innhold av skjellfragmenter og gruskorn, noe innhold av humus (1,2 – 3,6 %), og noe uryddig, og stor variasjon, i registrerte vanninnhold over små dybdeintervall. Den siltige leira er generelt meget fast og lite sensitiv, bortsett ifra i et tynt sjikt ved ca. 13 – 16 meters dybde i borpunkt 3, hvor leira er middels fast.

I borpunkt 3 og 5 er det registrert fyllmasser som kan ha mektighet inntil ca. 7 – 8 meter ifølge resultatene. Det er her registrert rester av tegl og glasskår. En kan ikke uten videre utelukke at den nederste forekomsten av tegl i borpunkt 3 (ca. 7 meters dybde) har falt ned i fra et høyere nivå i jordprofilet, og at resultatet på den måten feilaktig indikerer fyllmasser ned til denne dybden. Miljøgeolog har i dette borpunktet angitt en overgang til original grunn 5,4 meter under terrengnivå.

Det kan ut ifra sonderingsresultatene ikke utelukkes at en har innslag av sensitive masser i dybden. Disse ligger i så fall i fra ca. 10 – 20 meter og dypere.

Det er utført en kartlegging av grunnvann- og poretrykksforholdene på området ved installasjon av ett hydraulisk piezometer ved borpunkt 6. Piezometeret har filternivå 8,6 meter under terrengnivå. Avlesning utført 24.10.2023 viser poretrykk ved filternivå tilsvarende 6,6 meter vannsøyle. Dvs. et grunnvannsspeil ca. 2 meter under terrengnivå.

Berg er kun registrert i borpunkt 5, dvs. ca. 54 meter under terrengnivå.

En mer detaljert gjennomgang av grunnforholdene i områdene omkring planområdet og som grunnlag for en områdestabilitetsvurdering vil bli gitt i kapittel 5.1. Det gis der en kort og overordnet redegjørelse for områdestabilitetsforhold (kvikkleireskred).

4 NABOFORHOLD OG EKSISTERENDE BEBYGGELSE

Planområdet grenser i stor grad mot etablert veganlegg, men også mot den gamle bekkeravina hvor Fredlybekken opprinnelig hadde sitt løp. Terrenget i området er i all hovedsak flatt, og en har kun beskjedne eller ingen vesentlig høydeforskjell mot tilstøtende veganlegg og eiendommer.

Bebyggelsen i området består i all hovedsak av en og tomannsboliger i en til to etasjer over en kjeller/sokkel under terrengnivå.

Det må påregnes at det ligger kabler og ledninger i områdene inntil planområdet som må hensyntas ved en utbygging, deriblant fjernvarme.

5 KRAV TIL GEOTEKNISK PROSJEKTERING

5.1 Regelverk

En utbygging på planområdet vil være underlagt følgende regelverk:

- > Plan- og bygningsloven (PBL) med teknisk forskrift (TEK17) og byggesaksforskriften (SAK10)
- > Arbeidsmiljøloven (AML) med byggherreforskriften

Byggesaksforskriftens veiledning angir at forskriftens minstekrav til personlig og materiell sikkerhet vil være oppfylt for konstruksjoner dersom det benyttes metoder og utførelse etter Norsk Standard/Eurokoder. Følgelig vil geoteknisk prosjektering basere seg på Eurokodesystemet (NS-EN) for å tilfredsstille de lovpålagte kravene til konstruksjonssikkerhet.

Følgende prosjekteringsstandarter vurderes som relevante for geoteknisk prosjektering av tiltaket:

- > NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 (Eurokode 0), «Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner» /4/
- > NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020 (Eurokode 7), «Geoteknisk prosjektering. Del 1: Allmenne regler» /5/
- > NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021 (Eurokode 8), «Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning» /6/
- > NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015. Eurokode 3; «Prosjektering av stålkonstruksjoner. Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger» /7/
- > NS-EN 1993-5:2007+NA:2010. Eurokode 3, «Prosjektering av stålkonstruksjoner. Del 5: Pelar (spunt)» /8/

Peleprosjektering baseres på metodikk beskrevet i Peleveiledningen 2019 utgitt av Norsk Geoteknisk Forening /9/. Denne baserer seg på rammeverket angitt i Eurokode 7 /5/.

Behov for å benytte ytterligere prosjekteringsstandarder og/eller bransjeveiledninger fra Norsk Geoteknisk Forening vil vurderes fortløpende.

5.2 Klassifisering

5.2.1 Geoteknisk kategori

Eurokode 7 stiller krav til prosjektering ut fra tre geotekniske kategorier. Valg av kategori gjøres ut fra standardens punkt 2.1 «*Krav til prosjektering*». Prosjektet plasseres i **geoteknisk kategori 2**, med bakgrunn i «*konvensjonelle typer konstruksjoner og fundamenter uten unormale risikoer eller vanskelige grunn- eller belastningsforhold*».

5.2.2 Pålitelighetsklasse (CC/RC)

Eurokode 0 tabell NA.A1(901) gir veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler. Tabellen er delt inn i pålitelighetsklasser (CC/RC) fra 1 *Kontor, forretningsbygg, skoler, institusjonsbygg, boligbygg osv.*. Tiltaket plasseres derfor i **pålitelighetsklasse 2**.

5.2.3 Prosjekterings- og utførelseskontroll iht. Eurokode

Eurokode 0 stiller krav til graden av prosjekterings- og utførelseskontroll (kontrollklasse) hver for seg, avhengig av pålitelighetsklasse.

Iht. tabell NA.A1 (902) og NA.A1 (903) i Eurokode 0 settes kontrollklasse for prosjekteringen til **PKK2** og kontrollklasse for utførelsen til **UKK2**, hvor det for begge kreves egen-, intern systematisk og utvidet kontroll.

Utvidet kontroll i prosjekteringskontrollklasse PKK2 kan, ifølge NA.A1 (903.4), begrenses til en kontroll av at egenkontroll og intern systematisk kontroll er gjennomført og dokumentert av det prosjekterende foretaket.

Utvidet kontroll i utførelseskontrollklasse UKK2 skal, ifølge NA.A1 (904.4), bekrefte at egenkontroll og intern systematisk kontroll er gjennomført og dokumentert av det utførende foretaket.

5.2.4 Tiltaksklasse iht. SAK10 og krav om uavhengig kontroll

Grave- og fundamenteringsarbeidene vurderes å kunne plasseres i **tiltaksklasse 2**.

Regler om uavhengig kontroll er også gitt i plan- og bygningsloven (pbl.) kap. 24 og byggesaksforskriften (SAK 10) kap. 14. For geoteknikk i tiltaksklasse 2 og 3 skal det utføres uavhengig kontroll både av prosjektering og utførelse.

For geoteknikk i tiltaksklasse 2 er det krav om uavhengig kontroll av prosjektering og utførelse, i henhold til SAK10 § 14-2 punkt c.

5.2.5 Grunntype og seismisk klasse

Byggverk klassifiseres i fire seismiske klasser avhengig av konsekvensene av sammenbrudd for menneskeliv, av deres betydning for offentlig sikkerhet og beskyttelse av befolkningen umiddelbart etter et jordskjelv, og av de sosiale og økonomiske konsekvensene av sammenbrudd. De seismiske klassene bestemmes iht. Eurokode 8, del 1, pkt. 4.2.5 og etter tabell NA.4(902) i Nasjonalt tillegg NA.

Den planlagte utbyggingen anbefales plassert i kategorien «*Kontorer, forretningsbygg og boligbygg*» og settes derfor i seismisk klasse 2 med seismisk faktor $\gamma_1 = 1,0$. Basert på de utførte grunnundersøkelser er grunntype vurdert til S2 iht. tabell NA.3.1 ettersom en har innslag av sprøbrudmateriale i grunnen.

For seismisk klasse II, grunntype S2 og lokasjon i Trondheim vil en, basert på erfaringer fra tilsvarende utbygginger i samme område, ikke klare å oppnå utelatelse for jordskjelv ved bruk av standardens oppgitte berggrunnsakselerasjon ($a_{gR} = 0,25m/s^2$). I disse tilfellene er det isteden gjort utkjøp av stedsspesifikk spissverdi for berggrunnsakselerasjon fra Norsars soneringskart. Denne verdien er for Trondheim med omegn vesentlig lavere, og en har oppnådd utelatelse for jordskjelvdimensjonering i alle disse sammenlignbare tilfellene. Det legges til grunn for vår vurdering at en i forbindelse med detaljprosjekteringen av bebyggelsen på planområdet gjør utkjøp av spissverdi fra Norsar på samme måte, og med utgangspunkt i denne utfører de påkrevde analyser som hensyntar statikken i byggene. Det er da overveiende sannsynlig at en kan dokumentere utelatelse for jordskjelv.

6 GEOTEKNISK VURDERING

Det er utarbeidet planer for en ny bebyggelse bestående av kombinerte næring- og boligbygg med en underliggende og sammenhengende kjellerkonstruksjon i én til to etasjer, og enkeltstående bygg med inntil 6 etasjer over. Terrenget på planområdet er i all hovedsak forholdsvis flatt bortsett ifra en mindre gjenstående rest av den opprinnelige og nå gjenfylte ravina for Fredlybekken i sør. Her ligger terrenget lokalt noe lavere. Grunnen består av rekonsoliderte rasmasser og fylling i den gamle bekkedalen. Under rasmassene, ca. 10 – 20 meter under terrengnivå, er det en overgang til originale løsmasser som i stor grad er faste, men som lokalt også er sensitive.

Følgende geotekniske problemstillinger er relevante for utbyggingen:

- > Naturfare
- > Fundamentering
- > Etablering av byggegrop
- > Etablering av infrastruktur (veg og VA)

6.1 Naturfare

Det er utarbeidet et separat notat som omhandler en vurdering av relevante naturfarer i forbindelse med reguleringen, notat 14005-OO-RIG-N-001 «*Nardoporten – Naturfare*» av 30.10.2023 /10/. Vurderingen er underlagt uavhengig kvalitetssikring. Det utføres derfor ingen nærmere gjennomgang av naturfarer i dette notatet.

6.2 Fundamenteringsforhold

Vår overordnede vurdering er at planområdet er egnet for direkte fundamentering i stedlige masser, men at en må vurdere masseutskiftning eller andre tiltak for å tilpasse fundamenteringen der det er registrert oppfylte masser under fundamentnivå.

Erfaringer fra andre tilsvarende utbygginger og grunnforhold (f.eks. Tempe- og Sorgenfri-området) er at bygg er kompensert fundamenterert på stedlige rekonsoliderte og faste rasmasser. Dvs. at byggene har kjeller under terrengnivå og at vekten av byggene i stor grad tilsvarer vekten av de utgravde massene. Slik fundamentering reduserer risiko for setninger, men kan kreve at en anlegger ei helstøpt konstruktiv bunnplate som fundament.

For direkte fundamentering i de stedlige rekonsoliderte massene tilrår vi at fundamenteringen i størst mulig grad utføres kompensert. Grunnundersøkelsene indikerer noe variasjon i løsmassenes sammensetning over korte avstander, og tilleggslastninger i grunnen utover dagens belastning kan gi ulike respons for forskjellige steder på planområdet. Dvs. at risikoen for skadelige skjevsetninger øker betraktelig dersom bygget ikke fundamenteres kompensert.

Foreløpig tilsier vår vurdering at både fundamentering på striper og punktfundamenter og fundamentering på hel bunnplate kan være aktuelle metoder for direkte fundamentering. For høye, tunge bygg må en utføre fundamenteringen på en hel konstruktiv bunnplate for å oppnå tilstrekkelig kompensering.

En kan for overslag ta utgangspunkt i et dimensjonerende fundamenttrykk på ca. 150 – 200 kPa for rent vertikalt påkjente fundamenter, hvorav den høyeste gjelder for fundamenter med bredde 1,5 meter og større.

For innledende vurderinger kan det foreløpig antas et behov for 0,5 m utgraving per dekke for å oppnå kompensert fundamentering. Dvs. at for et bygg på 3 etg. over kjeller (5 dekker) må det anslagsvis graves 2,5 m. Et bygg på 6 etg. over kjeller (8 dekker) krever på samme måte en utgraving på ca. 4 m.

For bygg som ikke fundamenteres kompensert, eller for bygg med store konsentrerte laster kan pelefundamentering på rammede friksjonspeler være aktuelt. For å redusere rystelser og massefortrengning tilrår vi at det benyttes peler med lite tverrsnitt. Rammede stålprofiler eller åpne stålrør kan være aktuelle peletyper i så måte.

6.3 Etablering av byggegrop

Nødvendige tiltak for å etablere byggegrop på planområdet avhenger av flere forhold:

- > Grunnforhold (løsmasser og grunnvann)
- > Antall etasjer for kjeller under dagens terrengnivå
- > Avstand fra bygningskroppen ut til konstruksjoner og infrastruktur over og under bakken

Det øvre løsmasselaget av antatt rekonsoliderte rasmasser er generelt funnet å være løst til middels fast lagret. Der avstand til tomtegrenser, nærliggende infrastruktur og bebyggelse tillater det kan det graves åpent. Utførte poretrykksmålinger på planområdet så langt (Bp. 6) gir grunnlag for å tolke et grunnvannsnivå ca. 2 meter under terrengnivå. Høy grunnvannsstand i kombinasjon med masser i siltfraksjon tilsier at graveskrånninger for dype utgravinger generelt ikke bør legges brattere enn 1:2 – 1:1,5. Brattere graveskrånninger enn dette må typisk sikres med f.eks. sprengstein og duk, ev. andre mer konstruktive avstivninger dersom forholdet til omgivelsene tilsier dette.

Med utgangspunkt i de registreringer som er gjort i grunnundersøkelsen anses det mulig å utføre utgraving med skråningshelning 1:1,5, men at en kan skjerpe disse til 1:1 der det er behov. I sistnevnte tilfelle gjelder spesielle retningslinjer som må følges.

Med inntil to etasjer under dagens terrengnivå må en påregne behov for at utgravingen må utføres med oppstøttingsløsning i form av f.eks. spunt. For spunt eller annen oppstøtting med oppstøttingshøyde over 3 – 4 meter må det påregnes behov for innvendige stivere eller utvendige stag. Vi tilrår generelt at det benyttes innvendig avstiving da dette gir redusert risiko for skader på nabobygg og installasjoner i grunnen sammenlignet med utvendig stagavstiving.

De faste massene i dybden gjør at det ved behov for spunt må gjøres særskilte vurderinger av rystelser i forbindelse med installasjon. Spunttype og loddtype må vurderes nærmere for å redusere evt. rystelser som kan være skadelige for nabobygg.

6.4 Jordtrykk

Med en kjelleretasje under dagens terrengnivå vil en ha jordtrykk mot kjellerveggen. Dette må tas opp av bygget, og fortrinnsvis utlignes mot tilsvarende jordtrykk mot motstående kjellervegg via dekker og skiver i konstruksjonen. Jordtrykkets størrelse vil også påvirkes av hvordan arealet utenfor bygget benyttes (trafikk osv.).

6.5 Supplerende grunnundersøkelser

Pr. i dag, og med utgangspunkt i den skisserte bebyggelsen, anses det ikke å være behov for supplerende geotekniske grunnundersøkelser til en detaljprosjektering, men det kan være behov for å gjøre noen nærmere undersøkelser av fyllmassemektighet og -lokasjon etter at dagens bebyggelse på planområdet er revet.

7 RISIKOMOMENTER

7.1 Ramming av evt. spunt eller peler

Ved ramming av en evt. spunt eller peler kan det oppstå rystelser og vibrasjoner i en slik størrelsesorden at det er skadelig for nabobygg. Dette kan enten skje som direkte følge av rystelser eller indirekte som følge av at løst lagrede sand- og siltmasser komprimeres av vibrasjonene og medfører setninger i grunnen og setningsskader på nærliggende bygg.

Risikoreduserende tiltak kan typisk være at spunttype og loddtype velges med særlig fokus på å redusere rystelser, at det gjennomføres prøvespunting/prøvepeling med rystelsesmålinger, samt rystelsesmålinger under utførelse.

Før oppstart av anleggsarbeidene tilrås det utført tilstrekkelig tilstandsregistrering av nærliggende bygg.

7.2 Ujevne og variable grunnforhold

Ujevne og variable grunnforhold kan medføre behov for masseutskiftning lokalt dersom det avdekkes lommer av særlig svake masser under utgraving.

Risikoreduserende tiltak kan f.eks. være valg av hel bunnplate som fundamenteringsprinsipp, pelefundamentering eller et omfattende grunnundersøkelsesprogram. Ofte kan det imidlertid være tilstrekkelig å budsjettere med litt tid og kostnader for løse evt. behov for masseutskiftning på stedet under utførelse. Masseutskiftningen gjøres da fortløpende etter hvert som slike områder avdekkes ved graving.

7.3 Utgraving av oppstøttet byggegrop

Ved utgraving av en oppstøttet byggegrop vil det bli terrengsetninger bak spunt/oppstøtting. Setningenes størrelse og utbredelse avhenger blant annet av konstruksjonens stivhet, av installasjonsmetode og avstivingsmetode. Generelt bør det tilstrebes å finne løsninger som i minst mulig grad påfører eksisterende nabobygg skader.

Risikoreduserende tiltak kan f.eks. være særlig fokus på deformasjoner under geoteknisk prosjektering.

7.4 Senking av grunnvannstand

Ved utgraving under grunnvannstand vil det bli behov for å senke grunnvannstanden lokalt i anleggsfasen. Dersom bygget oppføres med drenering under eksisterende grunnvannstand vil grunnvannstanden senkes permanent.

Grunnvannssenkning over større områder vil ofte medføre terrengsetninger over de områder som påvirkes og kan medføre setninger av nabobygg med tilhørende setningsskader.

Det antas at omkringliggende bebyggelse er etablert med konvensjonell drenering ned til uk. fundament/gulv i kjeller, og at en tilsvarende drenering på bygg på planområdet ikke vil medføre skader på nabobygg.

8 KONKLUSJON/ANBEFALINGER

Det er utført en overordnet vurdering av utbyggingsforholdene på planområdet. Det er ikke utført beregninger som del av denne vurderingen, og det er kun oppgitt føringer og problemstillinger basert på grunnlag av erfaringer fra tilsvarende utbyggingsprosjekter og forholdene for øvrig i nærområdet.

Planområdet vurderes å være godt egnet for utbygging med kompensert fundamentering. Byggegrep kan etableres med generell graveskråning 1:1,5 – 1:1. Det kan være behov for overflatesikring av graveskråningene. Ved behov for vertikale vegger i byggegropa kan byggegropa avstives med spunt, evt. andre former for byggegropsoppstøtting.

Fundamenteringsforholdene er erfaringsmessig gode i de rekonsoliderte rasmassene. Bygg kan fundamenteres på hel bunnplate eller banketter og punktfundamenter avhengig av lastene og grunnvannsstand. En kan for overslag ta utgangspunkt i et dimensjonerende fundamenttrykk på ca. 150 – 200 kPa for rent vertikalt påkjente fundamenter, hvorav den høyeste gjelder for fundamenter med bredde 1,5 meter og større.

En må ta høyde for jordtrykk mot kjellervegger under terrengnivå. Disse tas fortrinnsvis opp i bygget og overføres til motstående kjellervegg via dekker og skiver i bygget. Der bygget har ensidig jordtrykk må kjellerveggen dimensjoneres for å ta opp jordtrykket lokalt.

Nødvendige hensyn må tas til nabobygg og -eiendommer ved planlegging av utbygging og byggegrep.

REFERANSER

- /1/ Trondheim kommune, (1997) *Fredlybekken avløpssone*. Dok.nr. R.1001
- /2/ O. Kummeneje AS, (1963) *Grunnundersøkelse for boligblokk, Boligstiftelsen NTH, Steindal, Strinda*. Dok.nr. 0.273
- /3/ Dr. techn. Olav Olsen AS (2023), *Nardoporten, Geoteknisk datarapport*, Dok.nr. 14005-00-RIG-R-001
- /4/ Standard Norge, NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- /5/ Standard Norge, NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020, Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering. Del 1: Allmenne regler, des. 2020
- /6/ Standard Norge, NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021, Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning, mai 2021
- /7/ Standard Norge, NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015. Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner. Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
- /8/ Standard Norge, NS-EN1993-5::2007+NA:2010. Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner. Del 5: Peler (spunt)
- /9/ Norsk Geoteknisk Forening (NGF) (2019), *Peleveiledningen* 2019
- /10/ Dr. techn. Olav Olsen AS (2023), *Nardoporten – Vurdering av naturfarer ifbm. regulering*, Dok.nr. 14005-00-RIG-N-001