

# NOTAT

Oppdragsnavn **Weidemanns vei 27-33 Geo**  
Prosjekt nr. **1350036717-002**  
Kunde **Weidemanns vei Eiendomsutvikling AS**  
Notat nr. **G-not-001**  
Versjon **1**  
Til **Weidemanns vei Eiendomsutvikling AS v/ Rasmus Bolvig Hansen**  
Fra **Rambøll Norge AS v/ Endre Kjærnes Øen**  
Kopi  
  
Utført av **Endre Kjærnes Øen**  
Kontrollert av **Stein Heggstad**  
Godkjent av **Endre Kjærnes Øen**

## Ingeniørgeologisk notat: Weidemanns vei 27-33

Dato 27.01.2021

### 1 Innledning

I forbindelse med reguleringsplanarbeidet for etablering av nye boliger i Weidemanns vei 27-33 på Møllenberg i Trondheim, har Rambøll blitt forespurt av Weidemanns vei Eiendomsutvikling om å bistå med ingeniørgeologiske vurderinger til reguleringsplan. Disse vurderingene er oppsummert i dette notatet.

Befaring til området ble utført 25.11.2020 av ingeniørgeologene Olav Roset og Endre Kjærnes Øen. På befaringstidspunkt var det ca. 5°C, ingen nedbør og snøfritt.

### 2 Grunnlagsmateriale

Fra ALAB arkitekter er det mottatt følgende:

- Situasjonsplan, datert 24.11.2020
- P-Kjeller oversiktsplan, datert 24.11.2020
- Langt snitt C-D, datert 24.11.2020
- Leilighetsutforming, datert 24.11.2020

Det er ellers brukt grunnlagsmateriale som er offentlig tilgjengelig på nett, se referanselisten.

Rambøll  
Kobbegate 2  
PB 9420 Torgarden  
N-7493 Trondheim

T +47 73 84 10 00  
<https://no.ramboll.com>

### 3 Grunnlag for geoteknisk prosjektering

Geoteknisk kategori bestemmes iht. Eurokode 7 [1] ved å vurdere pålitelighetsklasse og vanskelighetsgrad. Veileder til Eurokode 7 [2] er også benyttet i denne vurderingen.

#### Pålitelighetsklasse (CC/RC)

Pålitelighetsklasse (CC/RC) 2 er valgt for prosjektet, se Tabell 1. Dette er begrunnet i at det skal etableres bergskjæringer med opp til 7-8 meter høyde i et tettbebygget byområde og at det rett under tiltaket ligger en trafikkert veitunnel (Strindheimtunnelen).

**Tabell 1** Utklipp fra veiledning – Eurokode 7 [2] for bestemmelse av pålitelighetsklasse.

**Tabell 2** Utdrag fra tabell NA.A1 i Nasjonalt Tillegg til NS-EN 1990

Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler	Pålitelighetsklasse (CC/RC)			
	1	2	3	4
Atomreaktorer, lager for radioaktivt avfall				x
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i kompliserte tilfeller <sup>1)</sup>		(x)	x	(x)
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i enkle og oversiktlige grunnforhold <sup>1)</sup>	x	(x)		

<sup>1)</sup> Ved vurdering av pålitelighetsklasse for grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg skal det også tas hensyn til omkringliggende områder og byggverk

#### Vanskelighetsgrad:

Vanskelighetsgrad middels er valgt for prosjektet.

Det er definert som: «Noe uoversiktlige eller vanskelig grunnforhold og et prosjekt som er påvirket av grunnforholdene. Grunnforholdene kan fastlegges med rimelig grad av nøyaktighet. Tilfredsstillende erfaringer fra tilsvarende grunnforhold og konstruksjoner kan dokumenteres.»

Begrunnelsen for middels vanskelighetsgrad er følgende:

- Det er kun blotninger stedvis rundt planlagt berguttak.
- Prosjektet er påvirket av grunnforholdene i den grad at det må være restriksjoner på uttaket på grunn av tettbebygget området rundt og nærhet til veitunnel under (Strindheimtunnelen).

#### Geoteknisk kategori:

Basert på pålitelighetsklasse 2 og middels vanskelighetsgrad blir prosjektet definert i geoteknisk kategori 2.

Tabell 2 Definisjon av geoteknisk kategori, hentet fra veileder til Eurokode 7 [2].

**Tabell 1 Definisjon av Geoteknisk Kategori**

Pålitelighetsklasse	Vanskelighetsgrad		
	Lav	Middels	Høy
CC/RC 1	1	1	2
CC/RC 2	1	2	2/3
CC/RC 3	2	2/3	3
CC/RC 4*	*	*	*

\* Vurderes særskilt

Prosjektering- og utførelseskontroll iht. Eurokode

Eurokode 0 [3] stiller krav til graden av prosjekterings- og utførelseskontroll (kontrollklasse) hver for seg, avhengig av pålitelighetsklasse. Iht. tabell NA.A1 (902) i Eurokode 0 (Tabell 3) kreves det ved pålitelighetsklasse 2 egenkontroll, intern systematisk kontroll og utvidet kontroll.

For utførelseskontroll (iht. tabell NA.A1 (903)) i Eurokode 0 (Tabell 4) gjelder egenkontroll, intern systematisk kontroll og utvidet kontroll.

**Tabell 3 Utlipp av tabell NA.A1 (902) i Eurokode 0.**

**Tabell NA.A1(902) – Valg av prosjekteringskontrollklasse og krav til kontrollform ved prosjektering**

Valg av prosjekteringskontrollklasse		Krav til kontrollform		
Pålitelighetsklasse	Minste prosjekteringskontrollklasse	Egenkontroll (DSL 1) <sup>1)</sup>	Intern systematisk kontroll (DSL 2) <sup>1)</sup>	Utvidet kontroll (DSL 3) <sup>1)</sup>
1	PKK1 <sup>2)</sup>	kreves	kreves ikke	kreves ikke
2	PKK2 <sup>2)</sup>	kreves	kreves	kreves
3	PKK3	kreves	kreves	kreves
4	Skal spesifiseres	kreves	kreves	kreves

<sup>1)</sup> Se punkt B4 (informativt tillegg B) for betegnelsen DSL.  
<sup>2)</sup> Det kan velges høyere prosjekteringskontrollklasse.

**Tabell 4 Utklipp av tabell NA.A1 (903) i Eurokode 0.**

**Tabell NA.A1(903) – Valg av utførelseskontrollklasse og krav til kontrollform ved utførelse**

Valg av utførelseskontrollklasse		Krav til kontrollform		
Pålitelighetsklasse	Minste utførelseskontrollklasse	Egenkontroll (IL 1) <sup>1)</sup>	Intern systematisk kontroll (IL 2) <sup>1)</sup>	Utvidet kontroll (IL 3) <sup>1)</sup>
1	UKK1 <sup>2)</sup>	kreves	kreves ikke	kreves ikke
2	UKK2 <sup>2)</sup>	kreves	kreves	kreves
3	UKK3	kreves	kreves	kreves
4	UKK3, eventuelt med tilleggbestemmelser	kreves	kreves	kreves

<sup>1)</sup> Se punkt B5 (informativ tillegg B) for betegnelse IL.  
<sup>2)</sup> Det kan velges høyere utførelseskontrollklasse.

Tiltaksklasse iht. SAK 10 og krav om uavhengig kontroll

Iht. tabell 2 «kriterier for tiltaksklasseplassering for prosjektering» i «Veiledning om byggesak» (SAK10 §9-4 [4]), vurderes ingeniørgeologisk prosjektering å kunne plasseres i tiltaksklasse 2, se Tabell 5.

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

**Tabell 5 Utdrag av tabell 1 i «Veiledning om byggesak §9-4 oppdeling i tiltaksklasser».**

*Tabell 1. Kriterier for tiltaksklasseplassering for søkerfunksjonen*

Søkerfunksjon	TILTAKSKLASSE		
	1	2	3
Geoteknikk Utarbeidelse av grunndata og fundamentering med eventuelt sikringstiltak for bygg, anlegg eller konstruksjon.	<ul style="list-style-type: none"> <li>Småhus inntil 3 etasjer.</li> <li>Andre byggverk inntil 2 etasjer med oversiktlige og enkle grunnforhold</li> <li>Fundamentering for anlegg og konstruksjoner som iht. NS-EN 1990 + NA plasseres i pålitelighetsklasse 1</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Fundamentering av byggverk med 3-5 etasjer.</li> <li>Fundamentering på tomt med vanskelige grunnforhold. Metode for fastleggelse av grunnforhold er godt utviklet.</li> <li>Fundamentering for anlegg og konstruksjoner som iht NS-EN 1990 +NA plasseres i pålitelighetsklasse 2.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Byggverk med flere enn 5 etasjer</li> <li>Fundamentering på tomt med vanskelige grunnforhold.</li> <li>Metode for fastleggelse av grunnforhold er lite utviklet.</li> <li>Fundamentering for anlegg og konstruksjoner som iht NS-EN 1990 + NA plasseres i pålitelighetsklasse 3 og 4.</li> </ul>

Skredfare:

Iht. TEK17 §7-3 [5] skal byggverk plasseres, prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet mot skade eller vesentlig ulempe fra naturpåkjenninger. Sikkerhetsklasse S3 vil gjelde for byggverk i denne situasjonen, da det normalt vil oppholde seg mer enn 25 personer i byggverkene/mer enn 10 boenheter. Største nominelle årlige sannsynlighet for skred skal da være 1/5000.

**4 Beskrivelse av tiltaket**

Hensikten med planarbeidet er å tilrettelegge for høyere boligutnyttelse av planområdet ved å rive tre eksisterende firemannsboliger og bygge ca. 30-40 nye boenheter i flere etasjer, inkludert

parkeringskjeller, se Figur 1. Høyeste bergskjæring vil komme i bakkant av parkeringskjeller og vil bli ca. 7-8 meter høy, se Figur 2. Det vil sannsynligvis bli bergskjæring med tre ulike orienteringer:

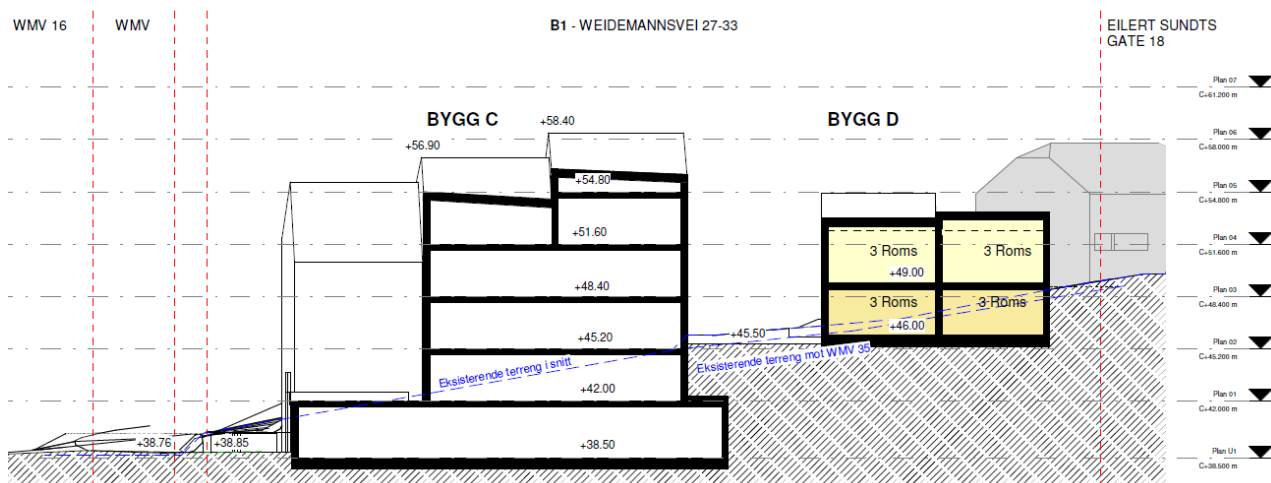
- En med orientering NV-SØ vendt mot SV, med stigende høyde mot SØ, med største høyde i SØ på ca. 7-8 meter.
- En med orientering NØ-SV vendt mot NV, med største høyde på 7-8 meter.
- En med orientering NV-SØ vendt mot NØ, med stigende høyde mot SØ, med største høyde i SØ på ca. 7-8 meter.
- Det vil sannsynligvis bli tre mindre bergskjæring i bakkant og på siden av bygg C, med tilsvarende orientering som over, men med største høyde 3-4 meter.

Alle bergskjæring vil trolig bli tildekket i permanent situasjon.

Volumet av byggegroppen for bygg B og bygg C er estimert til 13 475 m<sup>3</sup> og byggegroppen for bygg D er estimert til 1 712 m<sup>3</sup> [6], totalt 15 187 m<sup>3</sup>. Dette er et grovt estimat og forventes å ville utvikle seg underveis i prosjektet med tanke detaljering.



**Figur 1 Utsnitt av situasjonsplan. Tegning datert 24.11.2020.**  
Bergskjæringer er indikert med blått.



**Figur 2** Utsnitt av tegning med snitt gjennom bygg C og bygg D. Parkeringskjeller på kote 38,5 moh., som tilsvarer nivået på gateplan. Underkant bygg D på kote 45,2 moh. Tegning datert 24.11.2020.

## 5 Beskrivelse av området, berggrunn og løsmasser. Inkludert observasjoner fra befaring.

Weidemanns veg 27-33 er plassert over en brattskrent som strekker seg ned mot Øvre Møllenberg gate/Gamle Kongevei der det ligger et terrassehus, Øvre Møllenberg gate 16A-16F i avstand < 20 fra planlagt bygg. Dessuten boligene Weidemanns vei 14A-14B. Det er også et fjellanlegg i området, med tunnelinngang ca. 140 meter NØ for Weidemanns veg 27-33 i nivå med Gamle Kongevei. Veinivået rett i forkant av Weidemanns veg 27-33 ligger ca. på 38 moh. Terrenget bak Weidemanns veg 27-33 er slakt stigende opptil ca. 50 moh. Hele området er bebygget med boliger, og det er ingen bratte skrenter i nærheten, utenom skrentene ned mot Øvre Møllenberg gate/Gamle Kongevei. Strindheimtunnelen krysser under sørvestlige del av tomten.

Berggrunnen ved Weidemanns vei 27-33 er på NGUs berggrunnskart (1:50 000) [7] beskrevet som: «Grønnstein og grønskifer. Hovedsakelig deformert putelava med enkelte lag av sur lava, kiselstein, tuffitt, gjennomsatt av diabasganger, særlig i den vestre delen.» Men den vestre delen ved nr. 27 er kartlagt som kvartskeratofyr. På befaring ble det observert grønnstein/grønskifer i blotninger og det antas at det er denne bergarten som vil være dominerende ved Weidemanns vei 27-33, men med mulige innslag av kvartskeratofyr. Se Figur 3 for bilde og Figur 4 for berggrunnskart og observasjoner. Bergoverflaten er forvitret i varierende grad i eksisterende blotninger. Sprekkesett utført i bergblotninger i området viser at det er 3 sprekkese sett som repeteres hyppigst, se Figur 5. Sprekkerose for området er vist i Figur 6. Sprekkesettene kan kort oppsummeres slik:

- Foliasjonen: Foliasjonen har et strøk omtrent N-S med fall mot Ø, på 35-65°. Foliasjonssprekkene er stedvis tett oppsprukket, med en sprekkavstand ned mot 1 cm, men generelt i størrelsesorden 1-20 cm.
- Sprekkesett S1: S1 har et strøk omtrent V-Ø med fall mot N, på ~90°. Sprekkesettet har en sprekkavstand på ca. 50 cm.
- Sprekkesett S2: S2 har et strøk omtrent SØ-NV med fall mot SV på 50-90°. Sprekkesettet har en sprekkavstand på typisk 0,2 – 1 meter.



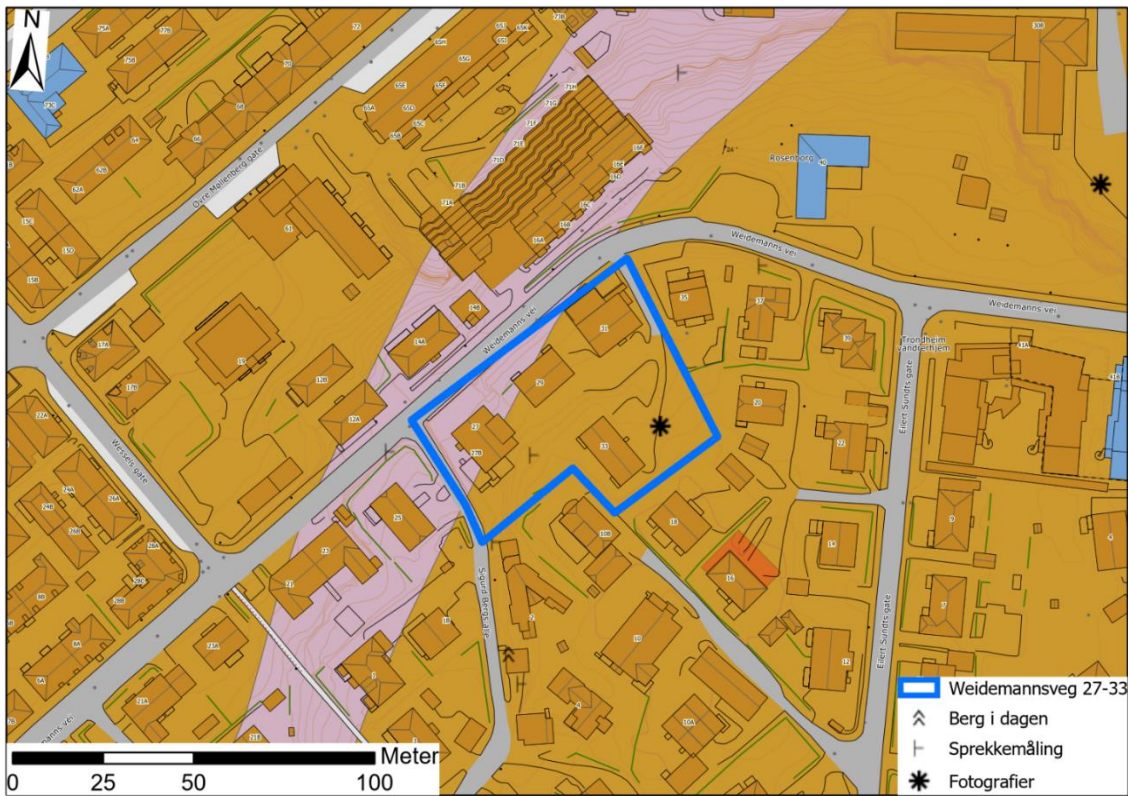
På NGUs løsmassekart [8] er løsmassene kartlagt: «Hav- og fjordavsetning og strandavsetning, usammenhengende eller tynt dekke over berggrunnen. Grunnlendte områder/hyppige fjellblotninger. Tykkelsen på avsetningen er normalt mindre enn 0,5 m, men det kan helt lokalt være noe større.» Området ligger under marin grense. Nærmeste kartlagte kvikkleiresone ligger ca. 170 meter mot nordvest [9]. På befaring er det observert at det er løsmasser som jordsmonn og muligens fyllmasser mellom den eksisterende bebyggelsen. Basert på flere bergblotninger og inntrykket generelt i området, antas det at det er forholdsvis lite løsmasser over berggrunnen.

NGUs aktsomhetskart for radon [10] viser moderat til lav aktsomhet for radon.

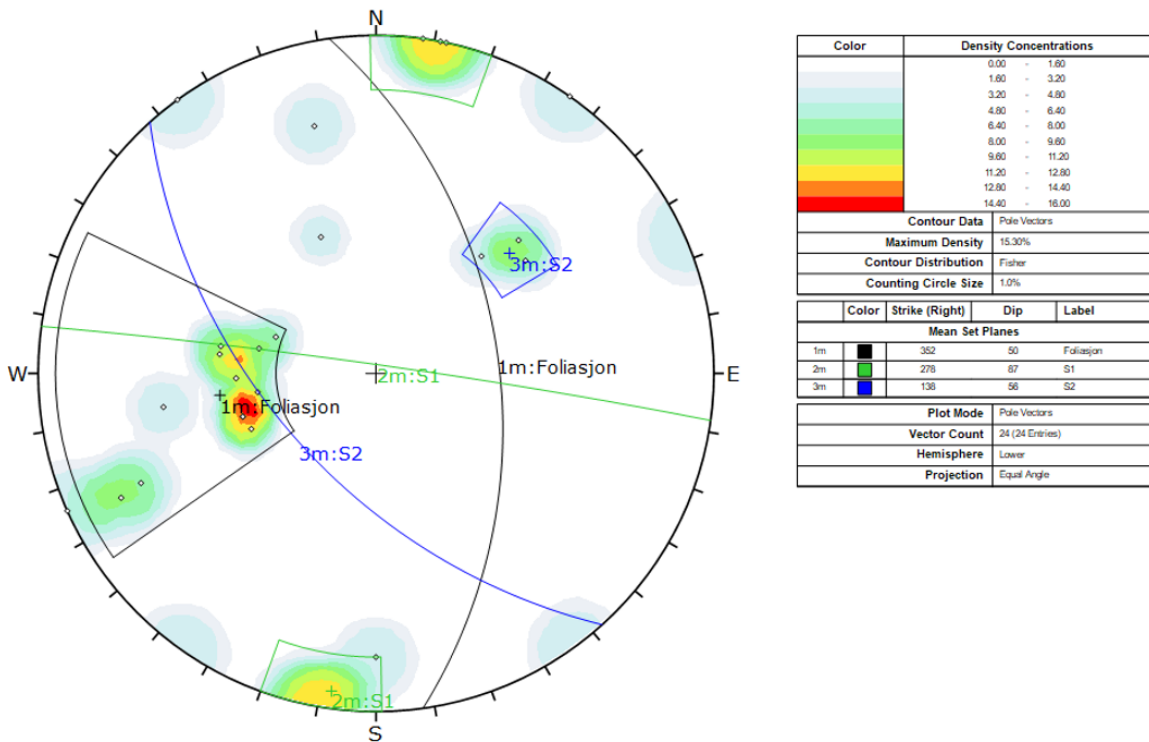
NGUs database for grunnvannsbrønner GRANADA [11] viser at det flere grunnvannsbrønner i området, blant annet ved Weidemanns veg 33, se kartutsnitt med de nærmeste registrerte grunnvannsbrønnene i Figur 7.



**Figur 3** Bilde av typisk utseende på berggrunnen i området. Bilde er tatt nedenfor Weidemanns vei 25, sett mot SØ.

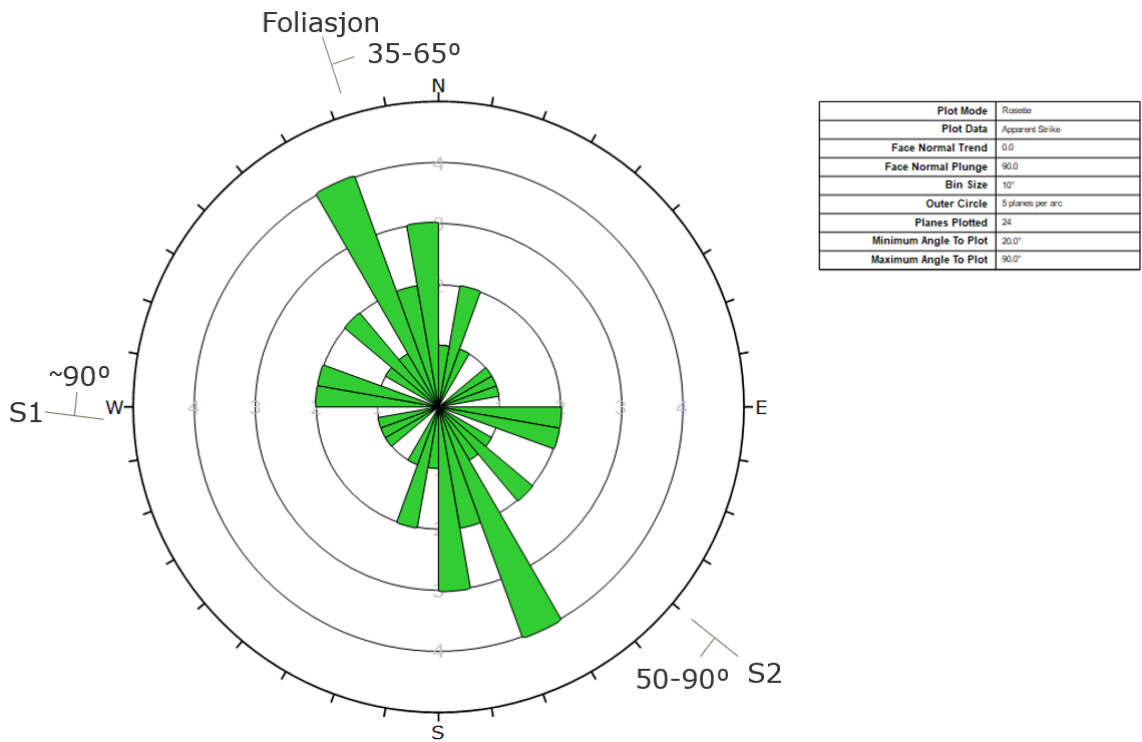


**Figur 4** NGUs berggrunnskart (1:50 000) og observasjoner fra befaring. Brun farge er grønnstein/grønnskifer, lilla farge er kvartskeratofyr.

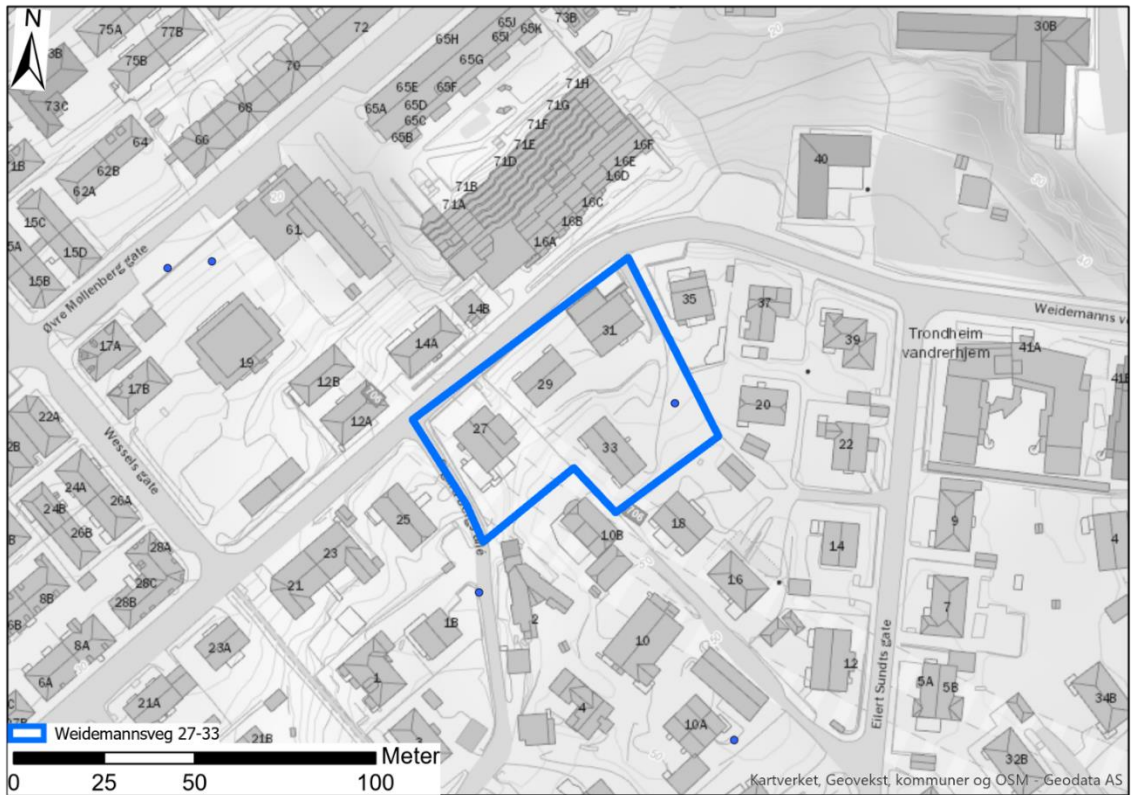


**Figur 5** Stereoplott med 3 sprekkesett indikert.





**Figur 6 Sprekkerose med sprekkesettene indikert i margen.**



**Figur 7 De nærmeste registrerte grunnvannsbrønnene fra NGUs database GRANADA [11] i området er markert med blå prikk.**

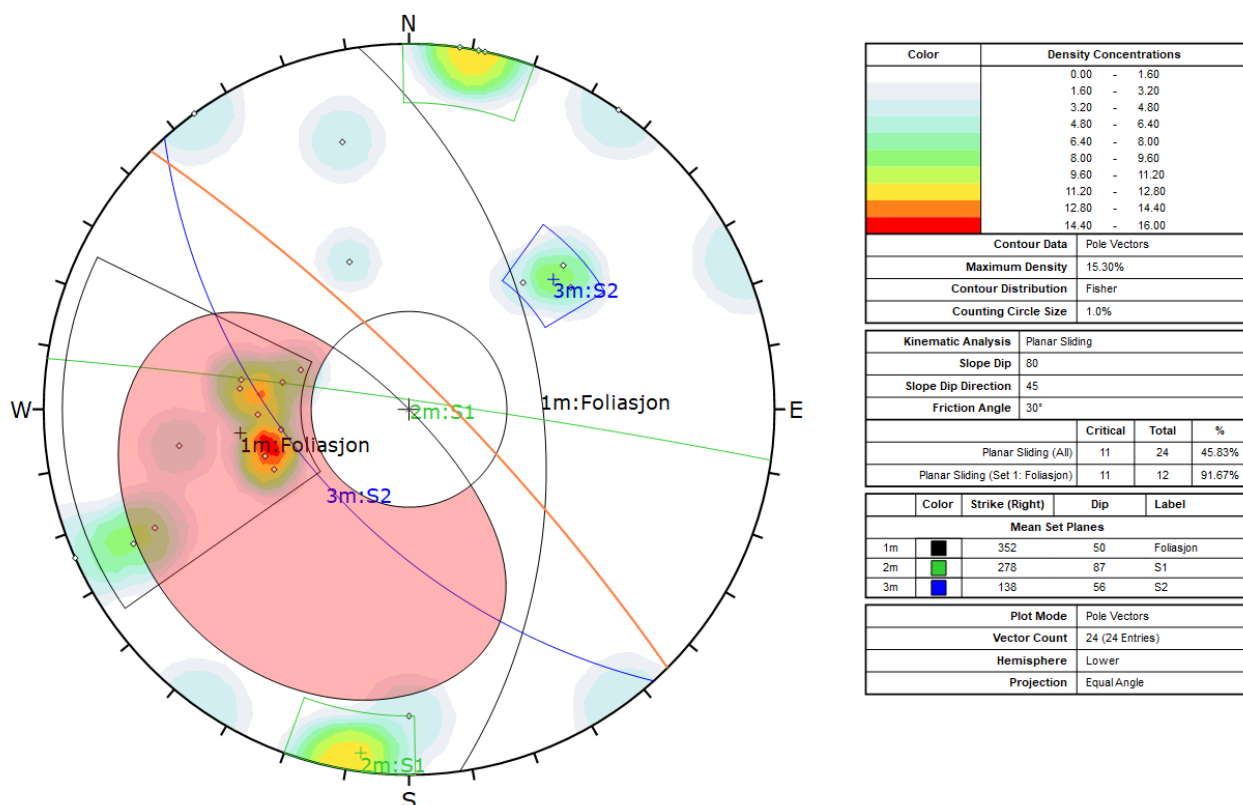
## 6 Vurderinger og anbefalinger

### Bergskjæringer

For å vurdere evt. sannsynlighet for utfall i bergskjæringer er det utført en kinematisk analyse av målte sprekker på befaring, i programvaren Dips 8 fra Rocscience. I analysen er det tatt utgangspunkt i skjæringsvegger med helning 80°. Det er kun vist resultater fra den kinematiske analysen for plan utglidning, men det er utført analyser også for kileutglidning og toppling.

### Sørvestre skjæringsvegg:

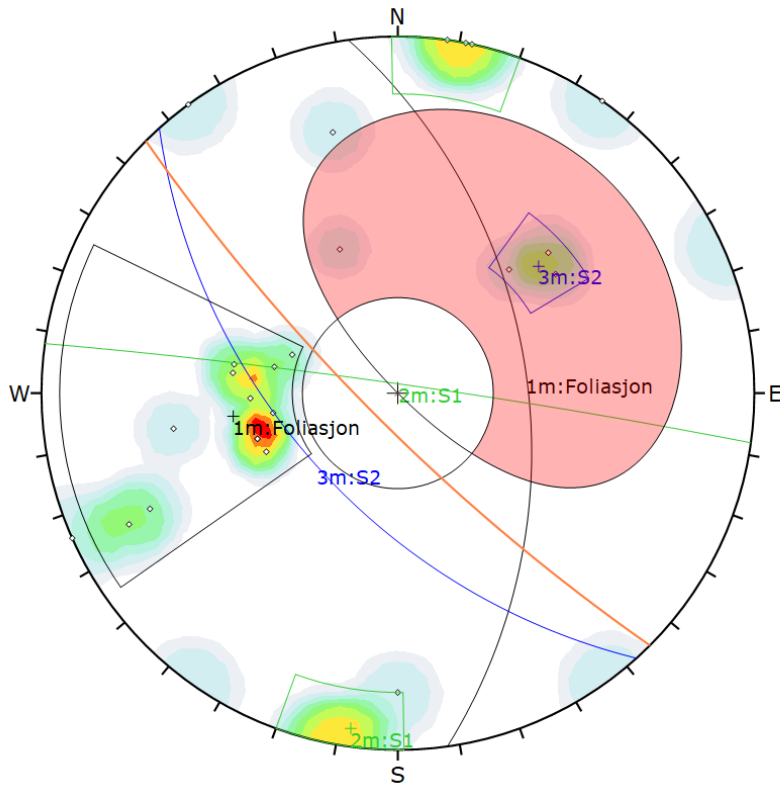
I sørvestre skjæringsvegg kan plan utglidning langs foliasjonen oppstå, toppling fra S2 (som har strøk parallelt med skjæringsvegg og steilt fall inn i skjæring). Den kinematiske analysen for plan utglidning er vist i Figur 8.



**Figur 8 Kinematisk analyse av plan utglidning i sørvestre skjæringsvegg. Skjæringsvegg vist med oransje.**

### Nordøstre skjæringsvegg:

I nordøstre skjæringsvegg kan plan utglidning langs S2 forekomme, og foliasjonen og S1 kan føre til kileutglidning langs S2. Den kinematiske analysen for plan utglidning er vist i Figur 9.



Color	Density Concentrations
	0.00 - 1.60
	1.60 - 3.20
	3.20 - 4.80
	4.80 - 6.40
	6.40 - 8.00
	8.00 - 9.60
	9.60 - 11.20
	11.20 - 12.80
	12.80 - 14.40
	14.40 - 16.00

Contour Data		Pole Vectors	
Maximum Density	15.30%		
Contour Distribution	Fisher		
Counting Circle Size	1.0%		

Kinematic Analysis		Planar Sliding		
Slope Dip	80			
Slope Dip Direction	225			
Friction Angle	30°			
		Critical	Total	%
Planar Sliding (All)		4	24	16.67%
Planar Sliding (Set 3: S2)		3	3	100.00%

	Color	Strike (Right)	Dip	Label
Mean Set Planes				
1m		352	50	Foliasjon
2m		278	87	S1
3m		138	56	S2

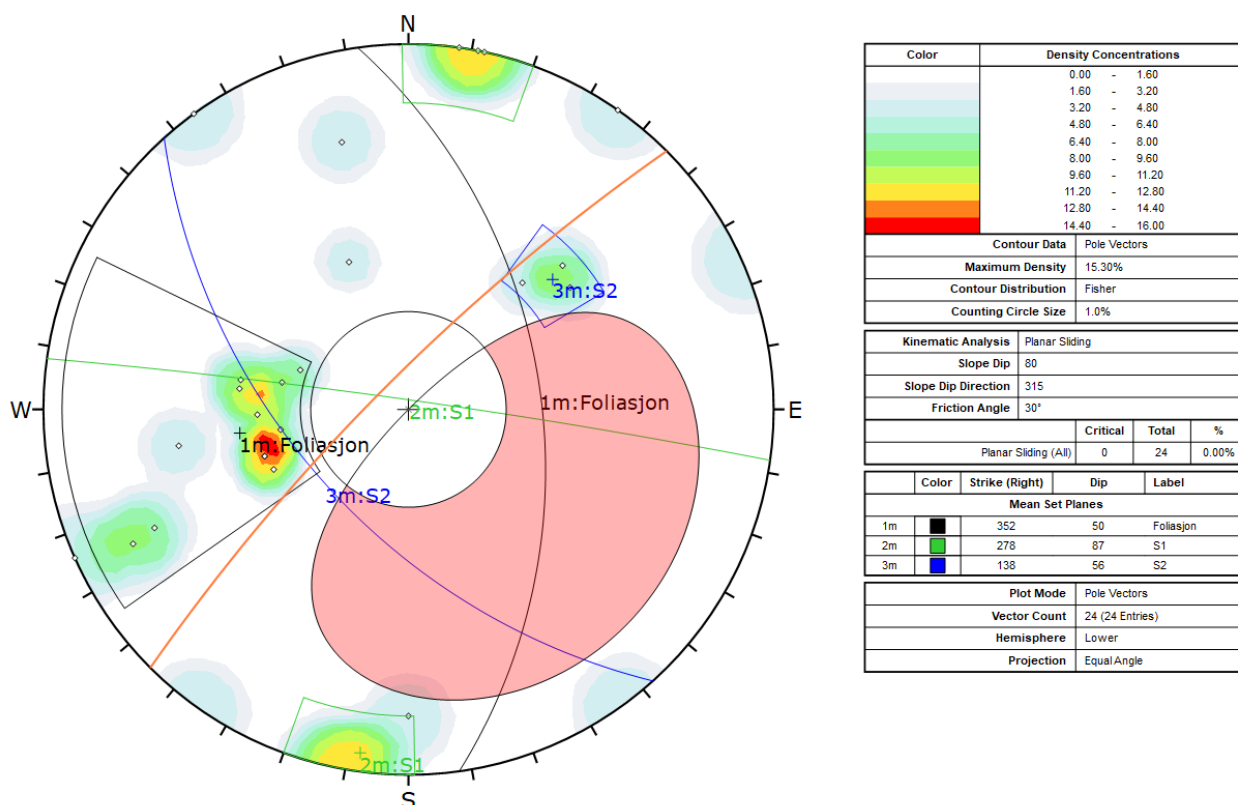
  

Plot Mode		Pole Vectors	
Vector Count	24 (24 Entries)		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Angle		

**Figur 9 Kinematisk analyse av plan utglidning i nordøstre skjæringsvegg. Skjæringsvegg er vist med oransje.**

Skjæringsvegg orientert NØ-SV:

Skjæringsveggen orientert NØ-SV er ifølge den kinematiske analysen relativt gunstig orientert og plan utglidning er lite trolig, se Figur 10. Det er noen muligheter for kileutglidninger, men sannsynligvis mindre utfordringer enn skjæringsveggene som er orientert vinkelrett på denne.



**Figur 10 Kinematisk analyse av plan utglidning i skjæringsvegg orientert NØ-SV. Figuren viser at ingen registrerte plan fører til plan utglidning. Skjæringsvegg vist med oransje.**

**Aktuell bergsikring:**

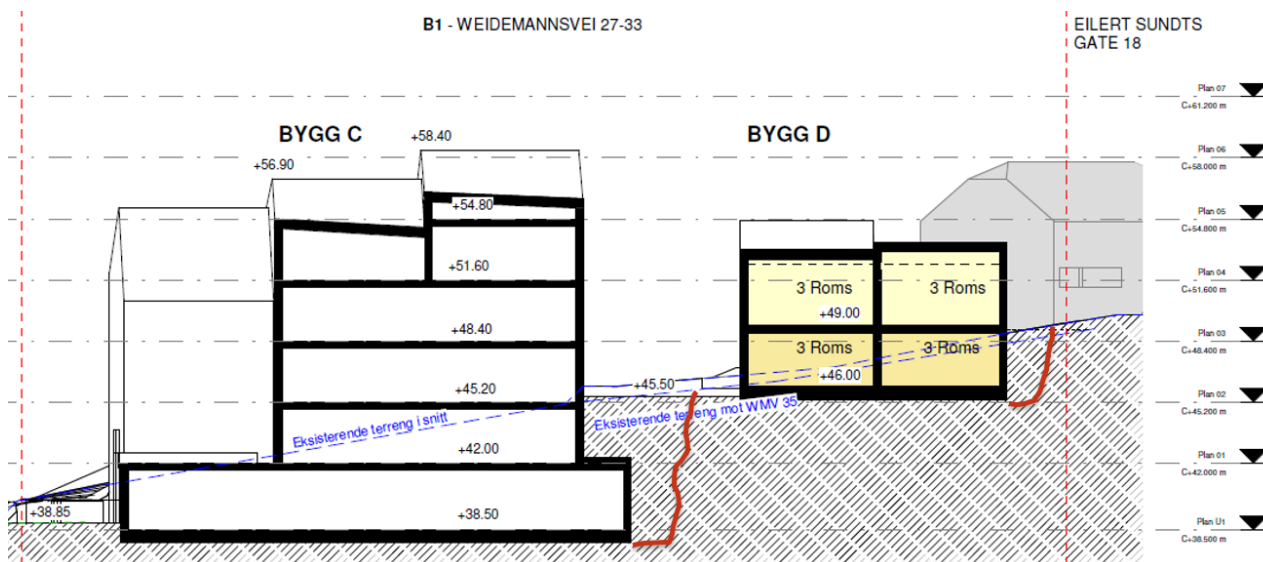
Bergskjæringene vil trolig i permanentisituasjonen være helt tildekket. Men i anleggsfasen vil bergskjæringene være åpne, og det vil blant annet jobbes tett inntil bergskjæringene. Sikringen av bergskjæringene vil derfor primært dreie seg om å hindre utfall som kan skade byggene i permanentisituasjon og som arbeidssikring i anleggsfasen. Bergskjæringene må renskes (primært med tanke på arbeidssikring) og det forventes at minimum boltesikring vil bli nødvendig. Sikringsomfang må bestemmes etter at skjæringene er sprengt ut og rensket. Aktuelle sikringsmetoder er bolter, steinsprangnett, fjellbånd, sprøytebetong osv. Om sprøytebetong blir nødvendig må bergoverflaten renskes best mulig før påføring og det bør vurderes å montere bolter gjennom sprøytebetongen for å sikre så god heft som mulig. Drenerende hull gjennom sprøytebetongen må også utføres, for å hindre at vann og is bygger seg opp på innsiden. Det bør etterstrebtes at all bergsikring for permanentisituasjonen skal være vedlikeholdsfri i minst 20 år. Tilkomst vil sannsynligvis være vanskelig i permanentisituasjon. Bolter og lignende anbefales å være galvaniserte og pulverlakkerte. Tiltak som forbolting, sømboring/dobbel sømboring, sprengning med forsiktige ladninger o.l. vil være aktuelt for å øke sannsynligheten for fin kontur og redusere sannsynligheten for utfall utenfor kontur.

Mellom bergskjæring og bolig, samt nærhet til naboeiendommer

Figur 11 viser et eksempel på hvordan fjellskjæringen kan bli sendt ut etter sprengning. Man må ha en plan for hvordan veggene på boligene skal bygges inntil fjellskjæringene. Et alternativ er å bygge vegger som dimensjoneres for å tåle jordtrykket fra fyllmasser mellom fjellskjæring og vegg. Et annet alternativ er å bygge ribber mellom fjellskjæring og vegg, med dekke på toppen. Vi antar at det mest hensiktsmessige er at det dimensjoneres med tilbakefylling av sprengstein eller lette masser, opp til



terreng, ca. kote 46. Det må uansett være et mellomrom mellom fjellskjæring og vegg i anleggsfasen, slik at det er mulig å komme til med forskaling for betongstøp o.l., minst 1,5 meter i bunn. Uansett valg av løsning må fjellskjæringen sikres slik at man har kontroll på stabiliteten. Spesielt konturen mellom Bygg C og Bygg D og konturen bak Bygg D, samt skjæringsveggene i NØ kan være kritiske med tanke på utfall utenfor kontur. I disse områdene skal det etableres fjellskjæring mellom bygg eller mot naboeiendom. Tiltak som sømboring/forbolting må vurderes.



**Figur 11 Utsnitt av profiltegnning som indikerer med rødt et eksempel hvordan fjellskjæringene kan bli seende ut.**

### Løsmasser

Basert NGUs løsmassekart som viser lite løsmassemekthet og observasjoner fra befaring som understøtter dette med blant annet flere fjellblotninger, antas det at løsmassemektheten jevnt over i området er liten. Men det er trolig at det finnes fyllmasser fra tidligere byggeaktivitet som kan ha noe mektighet. Evt. løsmasser på topp av bergskjæringer bør legges opp i stabil vinkel ca. 2 meter på innsiden av fjellskjæringskanten. Dette gjelder i anleggsfasen, da det sannsynligvis vil være dekt inn til byggene i permanent situasjonen.

### Estimat på masser (volum)

I forbindelse med anleggsperioden og massetransport er det forøkt å lage et estimat på volumet av masser som skal ut/inn fra anleggsområdet. Volumet av byggegropene er estimert til ca. 15 000 m<sup>3</sup>, i tillegg må de legges til et volum for plass til arbeid i anleggsfasen. Dette er grovt estimert til ca. 1000 - 1500 m<sup>3</sup>. Så totalt er det grovt estimert at ca. 16 500 m<sup>3</sup> masse som skal sprenges/graves ut fra området. Med utgangspunkt i prosesskode 1 fra SVV [12] tabell 7.4 - 1 som viser veiledende omregningsfaktorer, er det for sprengstein en faktor på 1,6 som kan benyttes mellom teoretisk fast (beregnet over) og løs. Det gir videre 16 500 m<sup>3</sup> x 1,6 = 26 400 m<sup>3</sup>. Med utgangspunkt i at en standard lastebil tar ca. 10m<sup>3</sup>, gir dette at det vil være behov for 2640 lass med lastebil for å frakte ut all massen.

### Behov for tilkjøring av masser:

Bergarten på tomten er kartlagt til grønnstein og grønnskifer, sannsynligvis med mindre innhold av kvartskeratofyr. Det vil være behov for tilbakefylling med sprengstein eller lette masser mellom nye vegger og fjellskjæringer. Det vurderes til at deler av bergmassene på tomten (grønnstein) kan brukes til tilbakefylling. For de partiene som er mer skifrig, som grønnskifer, bør dette vurderes nærmere. Det

kan være aktuelt å gjøre en enkel sikting av massene for å skille ut finstoff. Spesielt i områdene hvor det vil bli drenering er det ikke ønskelig med mye finstoff. Generelt bør en ikke hente masser fra der det blir ansamling av finstoff i deponi/tipp. Om det skal benyttes lette masser, må disse bli tilkjørt. Volumet som trengs for å fylle mellomrommet mellom bygg og fjellskjæringer er grovt estimert til 1000 – 1500 m<sup>3</sup>.

#### Sprengning og rystelser

Sprengningsarbeidet anbefales utført ved pallboring og sprengning, og salvestørrelser må tilpasses i forhold til omgivelser og rystelser. Utlasting ved hjelp av gravemaskin/hjullaster og lastebiler. I forbindelse med sprengningsarbeidet vil det bli mye aktivitet i området med tunge kjøretøy. Området er i dag et tett utbygget boligområde, og dette må tas hensyn til. Alle salver må tildekkes tilstrekkelig for å hindre sprut og en god plan for sprengning må utarbeides i forhold til naboer. Støy og evt. støvproblematikk bør det også legges en plan for. Av naboer er det blant annet private boliger, barnehage og vandrerhjem.

En plan for begrensnig av rystelser må utarbeides og maksimale rystelsesverdier må settes iht. NS8141:2001, NS8141-2:2013 og NS8141-3:2014 (eller gjeldene tilsvarende standard ved utføring av arbeidet). Det anbefales at bygg fundamentert på fjell nærmere enn 50 meter fra anlegget og bygg fundamentert på løsmasser som er nærmere enn 100 meter fra anlegget som et minimum besiktiges og evt. tidligere skader bør dokumenteres før sprengningsarbeidet starter. På besiktigelse må det kartlegges informasjon om grunnforhold, type byggverk, materiale på byggverk, fundamenteringsmetode o.l., slik at rystelsesgrenseverdier kan beregnes. Det anbefales også at det utplasseres rystelsesmåler på utvalgte bygg under sprengningsarbeidet og ved annet arbeid som forårsaker rystelser. Nærmeste kartlagte kvikkleiresone ligger ca. 170 meter mot NV, det må vurderes om rystelser i forhold til kvikkleire/sensitive masser kan være begrensende og må hensyntas.

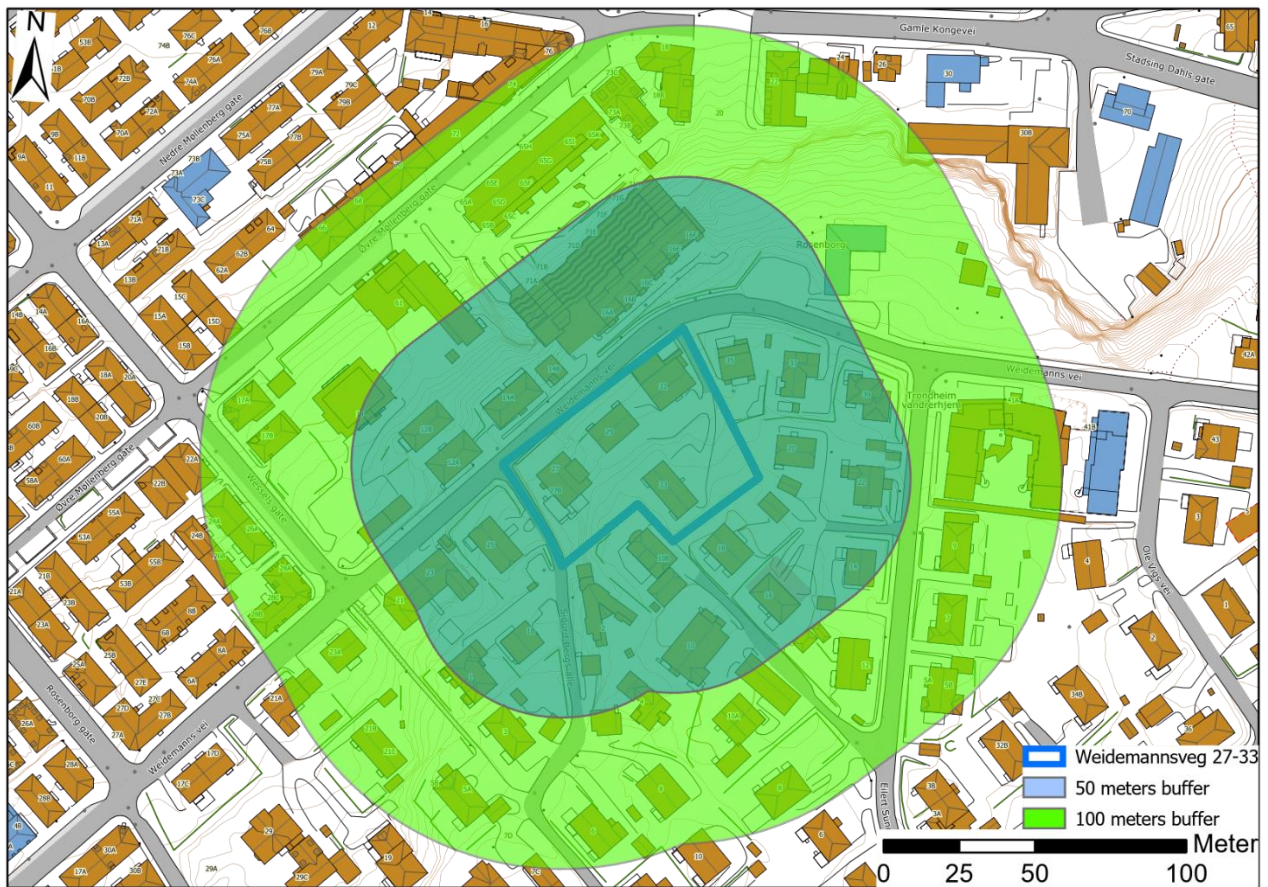
Strindheimtunnelen krysser under sørvestlige del av tomten, se Figur 14. Ifølge mottatte planer skal nederste nivå av utbyggingen i Weidemanns veg 27-33 være på 38,5 moh., se Figur 2. Strindheimtunnelen går på synk østover fra tunnelingangen ved Nyhavna og har et lavbrekk et sted i området mellom Nyhavna og Strindheim. Det er sannsynlig at den vertikale avstanden mellom Strindheimtunnelen og Weidemanns veg 27-33 er minimum rundt 40-50 meter. Det anbefales at det opprettes en dialog med Statens Vegvesen for å avklare detaljer rundt sprengning i Weidemanns veg 27-33 og evt. begrensninger med tanke på nærhet til Strindheimtunnelen. Iht. foreløpig risiko og sårbarhetsanalyse [13] er grenseverdi for vibrasjoner for Strindheimtunnelen satt til  $v=25$  mm/s, satt på grunnlag av bergmassekvalitet og sikringsmetode. Tunnelen er sikret iht. gjeldene SVV Håndbok N500, og bergmassen er i dette området klassifisert som dårlig til middels. Det understrekes at ved gjennomføring av sprengningsarbeidet vil Statens vegvesen etterspørre dokumentasjon fra rystelsesmålinger i tunnelen. Aktuelt område i tunnelen anbefales også å besiktiges for evt. skader osv. før sprengningsarbeidet starter.

Fjellanlegget på nivå med Gamle Kongevei, med inngang ca. 140 meter NØ for Weidemanns veg 27-33, er vist i Figur 12. Nærmeste hjørne til fjellanlegget er ca. 100 meter fra Weidemanns veg 27-33. Det antas at dette ikke vil skape begrensninger med tanke på sprengning og rystelser. Men det anbefales å opprette en dialog med brukere av fjellanlegget og informere om sprengningsarbeidene før disse arbeidene starter.



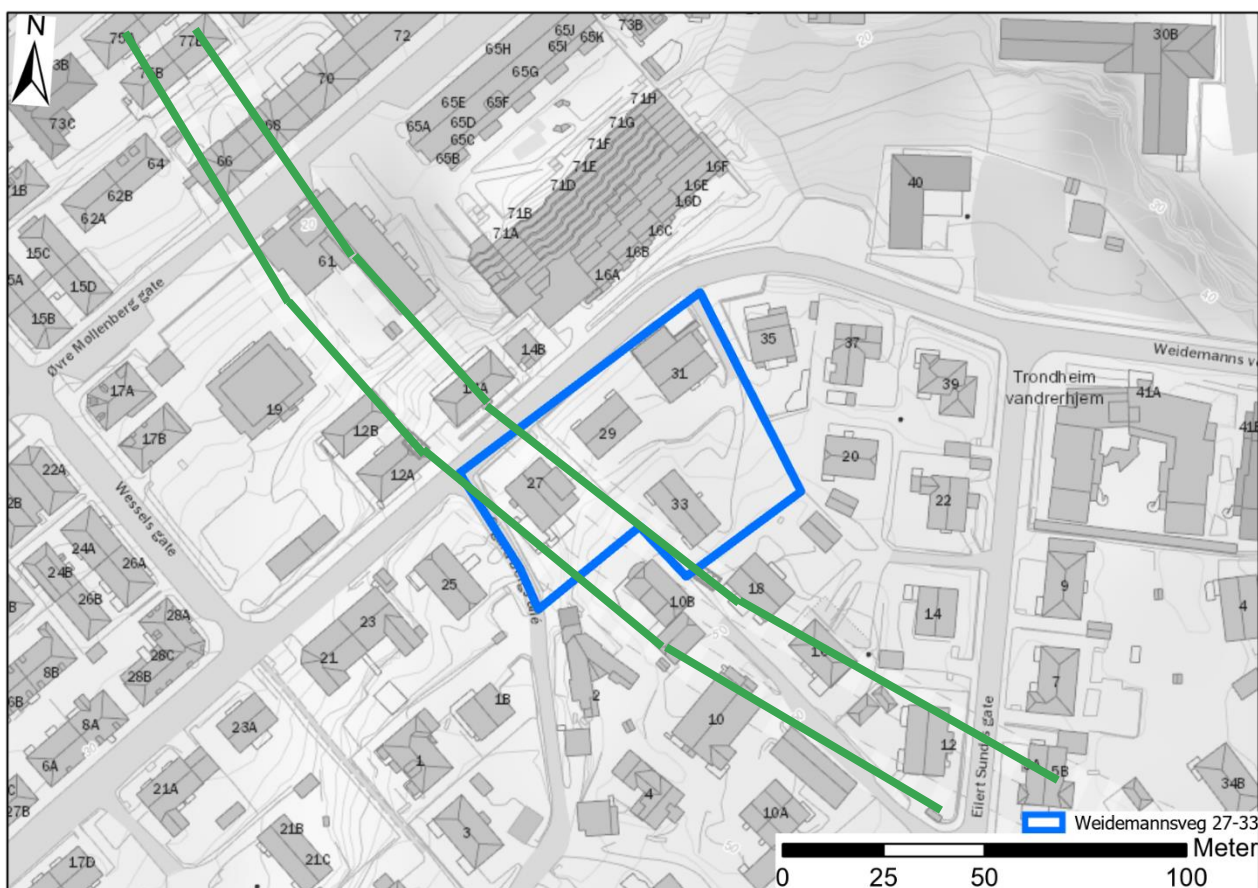
Figur 12 Utklipp av kart mottatt fra Trondheim Kommune 22.01.2021 [14] som viser omriss av fjellanlegg under Weidemanns veg. Kartet er datert 31/3 1967.





**Figur 13 Det anbefales at bygg fundamentert på fjell nærmere enn 50 meter fra anlegget (vist med 50 meters buffer) og bygg fundamentert på løsmasser som er nærmere enn 100 meter fra anlegget (vist med 100 meters buffer) som et minimum besiktiges og evt. tidligere skader bør dokumenteres før sprengningsarbeid starter.**





**Figur 14 Strindheimtunnelen (stiplet linjer på kartet og indikert med grønne streker) krysser under sørvestlige del av området.**

Skred

Det er ingen aktuelle løснеområder for skred (alle skredtyper) fra naturlig bratt terreng som utgjør en fare for byggverkene. Byggverkene tilfredsstiller kravene for sikkerhetsklasse S3 i TEK17 §7-3.

Oppfølging i anleggsfasen

Det anbefales at arbeidet med rensk og sikring, og vurdering av evt. tiltak før sprengning av bergskjæringene følges opp av ingeniørgeolog i anleggsfasen.

## 7 Referanser

- [1] Standard Norge, NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016 (Eurokode 7), Standard Norge.
- [2] Norsk bergmekanikkgruppe, «Veileder for bruk av Eurokode 7 til bergteknisk prosjektering,» Norsk bergmekanikkgruppe, 2011.
- [3] Standard Norge, NS-EN 1990:2002+A12005+NA:2016 (Eurokode 0), Standard Norge, 2016.
- [4] Direktoratet for byggkvalitet, «Veildning om byggesak §9-4. Oppdeling i tiltaksklasser,» Direktoratet for byggkvalitet.
- [5] Direktoratet for byggkvalitet, «Byggteknisk forskrift (TEK17) med veiledning,» [Internett]. Available: <https://dibk.no/byggereglene/byggteknisk-forskrift-tek17/>.
- [6] ALAB arkitekter, «Tegning. Bruttoarealer og volumer. Datert 11.01.2021.».
- [7] Norges geologiske undersøkelse (NGU), «Berggrunnskart,» 2020.
- [8] Norges geologiske undersøkelse, «Norges geologiske undersøkelse løsmassekart,» 2020. [Internett]. Available: [http://geo.ngu.no/kart/losmasse\\_mobil/](http://geo.ngu.no/kart/losmasse_mobil/).
- [9] Norges Vassdrag og Energidirektorat, «NVE Atlas,» NVE, 2020. [Internett]. Available: <https://atlas.nve.no/Html5Viewer/index.html?viewer=nveatlas#> .
- [10] Norges geologiske undersøkelse (NGU), «Radon aktsomhetskart,» 2020. [Internett]. Available: [http://geo.ngu.no/kart/radon\\_mobil/](http://geo.ngu.no/kart/radon_mobil/).
- [11] NGU, «GRANADA - Nasjonal grunnvannsdatabase,» [Internett]. Available: [http://geo.ngu.no/kart/granada\\_mobil/](http://geo.ngu.no/kart/granada_mobil/). [Funnet 24 1 2019].
- [12] Statens Vegvesen, «R761 Prosesskode 1.,» 2015.
- [13] V. A. Rasmus Bolivig Hansen, «Risiko- og sårbarhetsanalyse, Weidemanns vei 27-33, gnr/bnr 410/313 m .fl.,» Voll Arkitekter, 2020.
- [14] Trondheim Kommune, «Dokumenter/kart angående tilfluktsrommet i Stading Dahls Gate 70. Mottatt per epost fra Trondheim Kommune v/Egil Rasmussen 22.01.2021.».