

Ingeniørgeologisk analyse av tunneler for Bybanen i Bergen, byggetrinn 3; Lagunen - Flesland

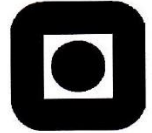
Andrew Michael Dunn

Geologi

Innlevert: desember 2014

Hovedveileder: Bjørn Nilsen, IGB

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for geologi og bergteknikk



MASTEROPPGAVE

Prosjektbeskrivelse

Kandidatens navn: ANDREW DUNN

Oppgavens tittel: INGENIØRGEOLOGISK ANALYSE AV TUNNELER FOR BYBANEN I BERGEN

English title: Engineering geological analysis of tunnels for Bybanen, Bergen

Utfyllende tekst:
1.

I forbindelse med forlengelse av Bybanen i Bergen vil det bli bygd 5 nye tunneler. I denne oppgaven skal det foretas en ingeniørgeologisk vurdering og analyse av de planlagte tunnelene, og ingeniørgeologiske forhold, vanskelighetsgrad og planlagt sikring for disse skal sammenlignes med tilsvarende forhold for tidligere bygde tunneler langs Bybanen. Spesiell vekt skal legges på å diskutere problemstillinger knyttet til stabilitet, sprengning og sikring for tunnelpåhugg med liten bergoverdekning. Som sentrale deler av oppgaven skal for øvrig inngå:

- Sammenstilling av erfaringer fra ferdigbygde tunneler langs Bybanen, spesielt med tanke på stabilitet, sikring og hensyn til omgivelsene.
- Diskusjon av metodikk for stabilitetsvurdering, sprengningsmessig utførelse og fastlegging av sikringsbehov for de nye tunnelene, med spesiell vekt på påhuggsområdene.
- Diskusjon av eventuelle muligheter for anvendelse av nye metoder, som f.eks. sprøytbar membran for vanntetting.
- Vurdering og diskusjon av langtidsbestandighet/levetidsbetraktninger for bergsikring og tetting.

Som støtte for analyser og diskusjoner i denne oppgaven skal det foretas litteraturstudier med innsamling av erfaringer fra andre, lignende prosjekter i Norge.

2. Oppgaven gjennomføres i samarbeid med Multiconsult Bergen med ingeniørgeolog Frode Arnesen som kontaktperson og medveileder. Oppgaven skal leveres i 2 trykte eksemplarer samt pdf-versjon.

Studieretning: Geologi
Hovedprofil: Miljø- og geoteknologi
Tidsrom: 2013-1.12.2014

Bjørn Nilsen, Professor/hovedveileder

Sammendrag

I forbindelse med det neste byggetrinn av Bybanen i Bergen, bygges det 5 nye tunneler mellom Lagunen og Bergen Lufthavn Flesland. Tunnelene går gjennom et småkupert terreng med stedvis tett bebyggelse. Det har oppstått utfordringer i forbindelse med lav overdekning og sterkt forvitret berg i tunnelene, samt vist særlig hensyn til nærliggende boliger under driving. I denne masteroppgaven er prosessen rundt drivingen av de forskjellige tunnelene beskrevet, og det er utredet og diskutert rundt metodikken for bergmasseklassifisering, bergsikring og sprengningsmessig utførelse.

Studier av geologiske kart og utførte forundersøkelser avdekket hvilke bergarter og svakhetssoner/forkastninger som ville forekomme innenfor prosjektområdet. Med generelt liten overdekning i tunnelene ble det også forutsett at bergmassen ville bestå av såkalt «dagfjell», sterkt forvitret og med innhold av gjennomgående slepper og sprekker. Dette ble bekreftet under drivingsprosessen, hvor bergmassene ble klassifisert med Q-verdier som hovedsakelig ble fordelt i bergmasseklasser C og D etter Statens vegvesens klassifiserings-system. Sikringstiltak er gitt etter de aktuelle sikringsklassene, og det har i flere tilfeller blitt utført tiltak med tung bergsikring. Dette inkluderer sprøytebetongbuer, forbolting og etablering av betongplater i kløfter på overflaten.

Den sprengningsmessige utførelsen i Bybanetunnelene ble gjennomført med en normal salvelengde på 4-5 m. Under forhold med særlig lav overdekning og dårlige bergmasser ble det derimot gjort tiltak med oppdelte sprengningstverrsnitt og reduserte salvelengder for å senke vibrasjoner mot nærliggende bebyggelse.

Det har blitt foretatt en vurdering av den gjeldende vann- og frostsikringen i Bybanetunnelene, WGT-100 tunnelhvelv, og denne ble diskutert opp mot en nyutviklet metode med bruk av sprøytebar membran. WGT-100 tunnelhvelv ble vurdert som den beste løsningen på grunnlag av positiv erfaring med bruk på tidligere byggetrinn, og fordi metoden er bedre egnet for aktuelle forhold og miljø. Sprøytebar membran bør testes ytterligere for pålitelighet, men kan være egnet som en fremtidig løsning.

Drivingen av de fem Bybanetunnelene har oppnådd gode resultater på bakgrunn av forsiktig sprengning og omfattende sikringstiltak i utsatte soner med lav overdekning og dårlige bergmasser. Tiltakene har medført forholdsvis gode Q-verdier, stabile tunneltverrsnitt og mer optimal innspenning i tunnelprofilen.

Abstract

In connection with the next building stage of Bergen Light Rail (Bybanen), 5 new tunnels between Lagunen and Bergen Airport Flesland are currently being built. The tunnels will go through a hilly terrain with locally situated agglomeration. Challenges have been encountered in connection with low cover and strongly weathered rock in the tunnels, and there has been shown special consideration for nearby homes during construction. In this master's thesis the tunneling process, as well as the methodology around rock classification, rock support and rock blasting, has been explored and discussed.

Studies of geological maps and performed pre-studies revealed the rock types and faults which would occur within the project area. With generally low cover in the tunnels it was also foreseen that the rock mass would be highly weathered and cracked. This was confirmed during the tunneling process, where the rock masses were classified with Q-values which were mainly distributed in rock mass classes C and D after NPRA's (Statens vegvesen) classification system. Safety measures were provided by descriptions of the relevant rock mass class, and in several cases there have been performed actions with extensive rock support. This includes shotcrete arches, spiling bolting and establishment of concrete slabs in crevices on the surface.

The execution of rock blasting in the tunnels has been carried out with a normal charge length of 4-5 m. Under conditions with particularly low cover and bad rock quality, blasting was however carried out with splitted cross sections and reduced charge length to lower vibrations towards nearby buildings.

There has been made an assessment of the current water and frost protection in the tunnels, WGT-100 tunnel vault, and this was discussed in comparison with a newly developed method using sprayable membrane. The WGT-100 tunnel vault was rated as the best solution based on positive experience of use in earlier building stages of Bergen Light Rail and because the method is better suited to current conditions and environment. Sprayable membrane should be more extensively tested for reliability, but it may be suitable as a future solution.

The tunneling of the five light-rail tunnels has achieved good results on the basis of careful rock blasting and use of extensive safety measures in vulnerable zones with low cover and bad rock quality. The use of these measures has resulted in relatively good Q-values, stable tunnel surfaces and a more optimal arch support effect in the ceiling/walls.

Forord

Dette er en masteroppgave i studiet master i geologi som er utarbeidet ved institutt for geologi og bergteknikk på Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU) gjennom vår- og høstsemesteret 2014. Oppgaven har blitt skrevet og gjennomført i Bergen og ved det aktuelle prosjektområdet. Prosessen har foregått i samarbeid med Multiconsult, et konsultantselskap med virksomhet innen prosjektering og rådgiving.

Hovedveileder for oppgaven har vært Bjørn Nilsen, professor ved institutt for geologi og bergteknikk på NTNU. Jeg er takknemlig for de gode rådene og støtten som Bjørn har gitt meg underveis. Selv om mye av kommunikasjonen har foregått via telefon og e-post, av praktiske årsaker, har hjelpen vært avgjørende.

Medveileder på oppgaven og faglig leder ved bergteknikk i Multiconsult Bergen, Frode Arnesen, har bidratt med mye kunnskap og konstruktive innspill under hele prosessen. Bergtekniker Bård Steinsland har også gitt meg en utrolig god oppfølging på spørsmål ang. Bybanetunnelene, og har bidratt med tilgang på data for oppgaven. Jeg er veldig takknemlig. Ønsker samtidig å takke avdelingsleder Øyvind Høvding for å ha bistått med kontorplass i Multiconsult under arbeidet med oppgaven. En stor takk går også til alle andre bergteknikere ved Multiconsult Bergen som har vært behjelpelige og svart på spørsmål.

Veidekke og Skanska er entreprenører i forbindelse med bygging av Bybanetunnelene i byggetrinn 3. Jeg er takknemlig for at jeg ble tatt godt imot og fikk følge arbeidene i tunnelene.

Avslutningsvis ønsker jeg å takke familie og venner for støtte under arbeidet med masteroppgaven.

Innholdsfortegnelse

1	Innledning	1
1.1	Bakgrunn	1
1.2	Formål	1
1.3	Fremgangsmåte og problemstilling	2
1.4	Begrensninger.....	2
1.5	Grunnlagsmateriale	3
1.6	Prosjektbeskrivelse.....	3
2	Geologiske forhold i prosjektområdet.....	5
2.1	Regionalgeologi	5
2.2	Bergarter og løsmasser	6
2.3	Topografi.....	6
2.4	Foliasjon og sprekkesystemer	7
3	Forundersøkelser.....	9
3.1	Krav til forundersøkelser.....	9
3.1.1	<i>Metode for undersøkelsesomfang.....</i>	<i>9</i>
3.2	Utførte forundersøkelser for Bybanetunnelene	11
3.2.1	<i>Geotekniske grunnundersøkelser</i>	<i>12</i>
3.2.2	<i>Geologiske grunnundersøkelser.....</i>	<i>13</i>
4	Metodikk	15
4.1	Krav til undersøkelser i byggefasen	15
4.2	Bergmasseklassifisering	16
4.2.1	<i>Q-metoden.....</i>	<i>17</i>
4.3	Sikring av tunnel	22
4.3.1	<i>Krav til bergsikring.....</i>	<i>23</i>
4.3.2	<i>Sikringsmetoder.....</i>	<i>24</i>
4.3.3	<i>Injeksjon</i>	<i>33</i>

4.3.4	<i>Vann- og frostsikring</i>	34
4.3.5	<i>Problemer knyttet til lav overdekning</i>	36
4.3.6	<i>Sikring av påhugg med lav overdekning</i>	37
4.4	Sprengningsmessig utførelse	39
4.4.1	<i>Krav til utførelse av sprengning</i>	39
4.4.2	<i>Vibrasjoner og hensyn til miljø</i>	43
4.4.3	<i>Sprengningsplan for Bybanetunneler</i>	44
4.4.4	<i>Sprengning av påhugg</i>	46
5	Eksempler fra sammenlignbare prosjekter i Norge	49
5.1	Bybanen byggetrinn 2; Nesttun-Lagunen	49
5.1.1	<i>Nesttunhaugtunnelen</i>	49
5.1.2	<i>Skjoldtunnelen</i>	50
5.2	Andre sammenlignbare prosjekter	52
5.2.1	<i>Kokstadtunnelen</i>	52
5.2.2	<i>Jernbanetunnel Lysaker-Sandvika; Bærumstunnelen</i>	53
5.2.3	<i>Gevingåstunnelen</i>	55
5.2.4	<i>Ulrikstunnelen</i>	56
6	Resultater	59
6.1	Folldalstunnelen (13195-13815)	59
6.1.1	<i>Østre påhugg (13195)</i>	62
6.1.2	<i>«Cut & cover» (13705-13765)</i>	64
6.1.3	<i>Vestre påhugg (13815)</i>	65
6.1.4	<i>Vurdering av tunnel</i>	66
6.2	Steinsviktunnelen (14330-14754)	68
6.2.1	<i>Østre påhugg (14330)</i>	70
6.2.2	<i>Betongplate over særlig lav overdekning (14600-14617)</i>	72
6.2.3	<i>Vestre påhugg (14754)</i>	73
6.2.4	<i>Vurdering av tunnel</i>	75
6.3	Solheitunnelen (14935-15520)	76
6.3.1	<i>Østre påhugg (14935)</i>	78
6.3.2	<i>«Cut & cover» i Petedalsmyra (15190-15330)</i>	79

6.3.3	<i>Vestre påhugg (15520)</i>	82
6.3.4	<i>Vurdering av tunnel</i>	83
6.4	Dyrhovdtunnelen (16420-16505).....	84
6.4.1	<i>Påhugg (16420 og 16505)</i>	87
6.4.2	<i>Vurdering av tunnel</i>	91
6.5	Fleslandtunnelen (19160-19700).....	91
6.5.1	<i>Østre påhugg (19160)</i>	94
6.5.2	<i>Søndre påhugg ved Bergen Lufthavn (19700)</i>	95
6.5.3	<i>Vurdering av tunnel</i>	98
6.6	Sammenfattende vurdering	99
7	Diskusjon	101
7.1	Vurdering av vanntettingsmembran kontra WGT-100 tunnelhvelv	101
7.1.1	<i>Sprøytbar membran</i>	101
7.1.2	<i>WGT-100 tunnelhvelv og PE-skum</i>	102
7.1.3	<i>Vurdering av beste metode for Bybanetunnelene</i>	103
7.2	Vurdering av langtidsbestandighet for tunnelene.....	105
7.2.1	<i>Levetid for bergsikring</i>	105
7.2.2	<i>Levetid for vann- og frostsikring</i>	106
8	Konklusjon	109
	Referanser	111
	Vedlegg	115

1 Innledning

1.1 Bakgrunn

Denne masteroppgaven er skrevet ved Institutt for geologi og bergteknikk, IVT-fakultetet, NTNU. Oppgaven utgjør 60 studiepoeng av det 2-årige masterstudiet i geologi¹, med fordypningsretningen ingeniørgeologi innenfor miljø- og geoteknologi. Arbeid med masteroppgaven er utført under utbygging av Bybanen i Bergen, byggetrinn 3, hvor utviklingen av anlegget har blitt observert gjennom 2014.

I takt med behovet for utbedring av kollektivtilbudet i Bergen og omegn, har det i de siste årene blitt fokusert på å fortsette utbyggingen av Bybanen til nye bydeler. I august 2013 startet derfor arbeidene med byggetrinn 3, hvor banen vil bli utvidet fra Lagunen til Flesland Lufthavn, gjennom Sandsli og Ytrebygda. Disse bydelene blir da koplet på nettverket som transporterer passasjerer gjennom Bergensdalen til sentrum. På lang sikt planlegges Bybanen å utvides ytterligere til andre viktige bydeler rundt sentrum, som Åsane, Fyllingsdalen og Bergen vest, for å kunne bli et omfattende, punktlig og trafikkvennlig tilbud for pendlere og andre reisende i byen.

I byggetrinn 3 av Bybanen vil den planlagte traséen gå gjennom tettbygde strøk med både boligbebyggelse, næringsvirksomhet og nærhet til trafikkerte veier. Samtidig er terrenget kupert, som ikke gjør det mulig eller hensiktsmessig for Bybanen å gå kontinuerlig i overflaten. I denne forbindelsen er det derfor planlagt utbygging av 5 tunneler langs traséen, med varierende lengder på 85-620 meter i berg.

1.2 Formål

Formålet med denne masteroppgaven er å belyse ingeniørgeologiske aspekter av Bybanetunnelene i byggetrinn 3. Med tilknytning til erfaringer fra tidligere byggetrinn og andre prosjekter har bergmasseklassifisering, sikringsmetoder og sprengningsmessig utførelse i tunnelene blitt gjennomgått og diskutert. Dette er utført med et stort fokus på forhold som lav overdekning, oppsprukket dagfjell og nærhet til bebyggelse. Disse forholdene forekommer ofte rundt tunnelene i byggetrinn 3 og påvirker utførelsen av tunnelarbeidene i høy grad. Det er også viet et spesielt fokus på påhuggsområdene, da disse ofte er de mest utsatte partiene av tunnelene. Alle de overnevnte utfordringer og forhold vil bli gjennomgått og diskutert for å bedre kunnskapen og erfaringer med driving og sikring av tunneler med lav overdekning.

¹ <http://www.ntnu.no/studier/mgeol>

1.3 Fremgangsmåte og problemstilling

Påhuggene til tunnelene er hovedpunktet i denne ingeniørgeologiske analysen. I dette prosjektet er de krevende å utføre, hvor de ofte har liten bergoverdekning og kort avstand til omkringliggende boliger. Bergoverdekningen inne i tunnelene er også generelt svært liten, og dette medfører tunneldriving i dagfjell. Lav innspenning i tunnelprofilet vil derfor sette større krav til sikring av vegger og heng i tunnel.

I denne masteroppgaven presenteres en ingeniørgeologisk analyse av utfordringer knyttet til stabilitet, sprengning og sikring for tunneler og påhugg med liten overdekning. Muligheten for anvendelse av nye sikringsmetoder, samt vurdering av levetidsbestandighet for bergsikring og tetting, blir også diskutert her. En problemstilling for oppgaven kan dermed formuleres følgende: Hvilke utfordringer har oppstått og kan oppstå i forbindelse med tunnelarbeider i byggetrinn 3, og hvordan kan disse løses?

Gjennom året 2014 har undertegnede fulgt arbeidene på anlegg i forbindelse med tunneldriving i byggetrinn 3 av Bybanen. Det har blitt foretatt egne vurderinger av tilstand og utført arbeid i hver tunnel. Mange av disse vurderingene er også basert på Multiconsult sine befaringsrapporter og notater.

1.4 Begrensninger

Masteroppgaven går inn på et omfattende tema hvor det er naturlig at noen begrensninger må settes. Først og fremst er utbyggingen av Bybanen byggetrinn 3 et prosjekt som allerede var i gang når arbeidet med oppgaven startet, og som fortsatt ikke er fullført etter ferdigstilling av oppgaven. Det blir derfor presentert en ingeniørgeologisk analyse som ikke kun baserer seg på forundersøkelser og prosjektering, men som hovedsakelig baserer seg på undersøkelser og oppfølging under tunnelarbeidene i løpet av året 2014. Andre ingeniørgeologiske utfordringer, foruten dem som er beskrevet, kan dermed oppstå i etterkant av studieperioden.

Per oktober 2014 var ikke drivingen av Follals- og Steinsviktunnelen fullført. Kun arbeid som er foretatt frem til denne dato er beskrevet. Forholdene i de resterende tunnellengdene som skal drives har isteden blitt tolket og forutsett.

Opgaven har et fokus på driving og sikring av påhuggene. I disse beskrivelsene er det kun selve påhuggsflaten som er beskrevet i detalj. De resterende forskjæringene er utelatt fra analysen.

1.5 Grunnlagsmateriale

Her følger en oversikt med de viktigste kildene for denne masteroppgaven:

- Håndbøker fra Statens vegvesen
- Håndbøker fra NFF
- Notater og befaringsrapporter fra Multiconsult
- Tegninger og kartleggingsrapporter fra Mott MacDonald
- Kursmateriell fra NTNU og UNIS
- Kart fra NGU
- Samtaler og møter med personer i Multiconsult, Bybanen Utbygging, Veidekke og Skanska

1.6 Prosjektbeskrivelse

Det er totalt fem tunneler som skal bygges i forbindelse med byggetrinn 3 av Bybanen i Bergen. Disse inngår i trasé-forlengningen fra Lagunen til Bergen Lufthavn Flesland.

Multiconsult fortsetter sin kontrakt på Bybanen fra byggetrinn 2 som rådgivende konsulent for geologisk oppfølging av tunnelarbeidene. Skanska og Veidekke er entreprenører på tunnelene, mens Bybanen Utbygging er byggherren for hele prosjektet. Mott MacDonald har foretatt prosjekteringer for byggetrinn 3.

De anleggsmessige delene av byggetrinn 3 er delt opp i fire kontrakter, hvorav tre av dem angår de fem Bybanetunnelene; C11 (Folldals-, Steinsvik- og Solheitunnelen), C12 (Dyrhovdtunnelen) og C14 (Fleslandstunnelen). Veidekke er entreprenør på C11, mens Skanska er entreprenør på C12 og C14.

Arbeidene på byggetrinn 3 startet opp i august 2013, og den foreløpige planen er å bli ferdig med grunnentreprisene i løpet av høsten 2015. Bybanen skal etter planen begynne å gå i 2016.

Kostnader for hele byggetrinn 3 av Bybanen, inkludert et nytt verksted og depot, er estimert til ca. 4 milliarder kroner.

Folldalstunnelen (620 m)

Folldalstunnelen er den første og lengste tunnelen på byggetrinn 3 av Bybanen. Anleggsperioden for driving av Folldalstunnelen startet i november 2013 og forventes å bli fullført i november 2014. Spesielle utfordringer har vært konstruksjon av en 60 m lang «cut & cover»-seksjon og lav overdekning med begge påhuggene.

Steinsviktunnelen (424 m)

Anleggsperioden for driving av Steinsviktunnelen startet i januar 2014 og forventes å bli fullført i desember 2014. Det er lav overdekning langs store deler av tunnallengden og det har vært behov for konstruksjon av to betongplater på overflaten for å supplere overdekningen.

Solheitunnelen (585 m)

Anleggsperioden for driving av Solheitunnelen startet i november 2013 og ble fullført i august 2014. Spesielle utfordringer har vært konstruksjon av en 140 m lang «cut & cover»-seksjon og særlig lav overdekning ved flere påhugg.

Dyrhovdtunnelen (85 m)

Dyrhovdtunnelen er den korteste og bredeste av tunnelene på Bybanen. Anleggsperioden for driving av Dyrhovdtunnelen var oktober 2013 til januar 2014. Her har det vært spesielle utfordringer knyttet til lav overdekning, skråstilte påhugg, tett oppsprukket dagfjell og en større tunnelbredde på 14,5 m for gang-/sykkelveg.

Fleslandtunnelen (540 m)

Fleslandtunnelen er den siste tunnelen i byggetrinn 3 og leder Bybanen inn til endestasjonen ved den kommende flyterminalen på Bergen lufthavn. Anleggsperioden for driving av Fleslandtunnelen var mellom februar og juni 2014. Spesielle utfordringer har vært lav overdekning langs store deler av tunnallengden og ved påhugg, og driving gjennom tett oppsprukket dagfjell.

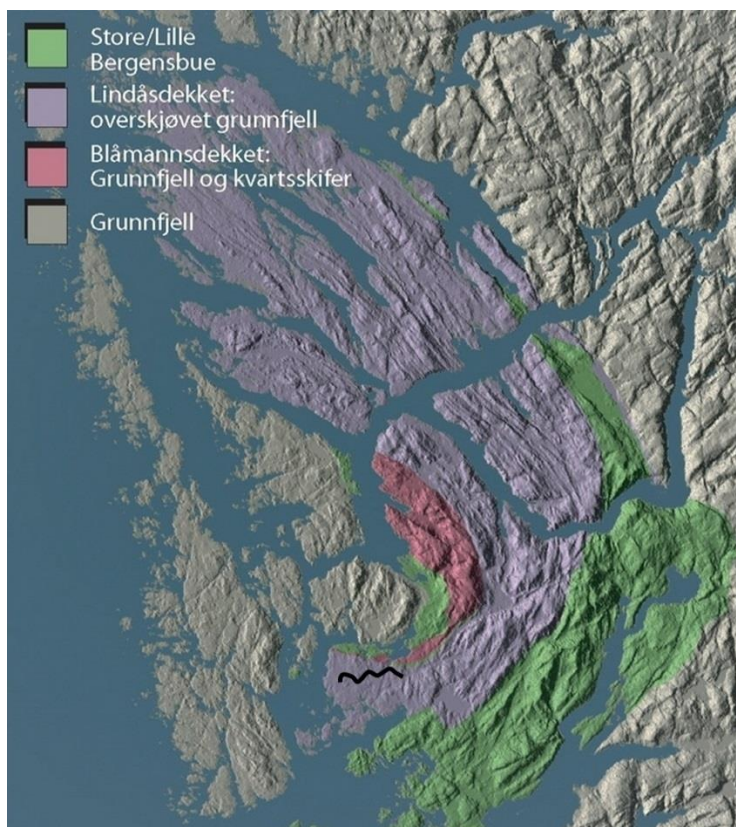
2 Geologiske forhold i prosjektområdet

Ved hjelp av eksisterende geologiske og topografiske kart og flyfoto, er det mulig å danne seg et bilde for hva som kan forventes av bergarter og geologiske forhold innenfor prosjektområdet. Her følger en kort og generell oversikt.

2.1 Regionalgeologi

Berggrunnen i Bergensområdet domineres av de geologiske formasjonene «Bergensbuene», som består av bueformede tektoniske enheter fra øvre og midtre dekkserie i den kaledonske fjellkjeden. Bergartsenhetene ble skjøvet over hverandre samtidig som de ble sterkt foldet og metamorfisert under orogenesisen for 425-400 millioner år siden. De forskjellige enhetene er navngitt, fra øst til vest, som Store Bergensbue, Lindåsdekket, Blåmannsdekket og Lille Bergensbue. Disse er omgitt av grunnfjell i øst og vest av henholdsvis Vestlige Gneisregion og Øygarden Gneiskompleks.

Som illustrert i figur 2.1 vil Bybanen mellom Lagunen og Flesland gå utelukkende i Lindåsdekket, som er den største og mest intakte tektoniske enheten. Berggrunnen i Lindåsdekket består av omdannede bergarter med opprinnelse fra meso- og neoproterozoisk tid. Disse inkluderer anortositt, metagabbro, amfibolitt og diorittisk til granittisk gneis.

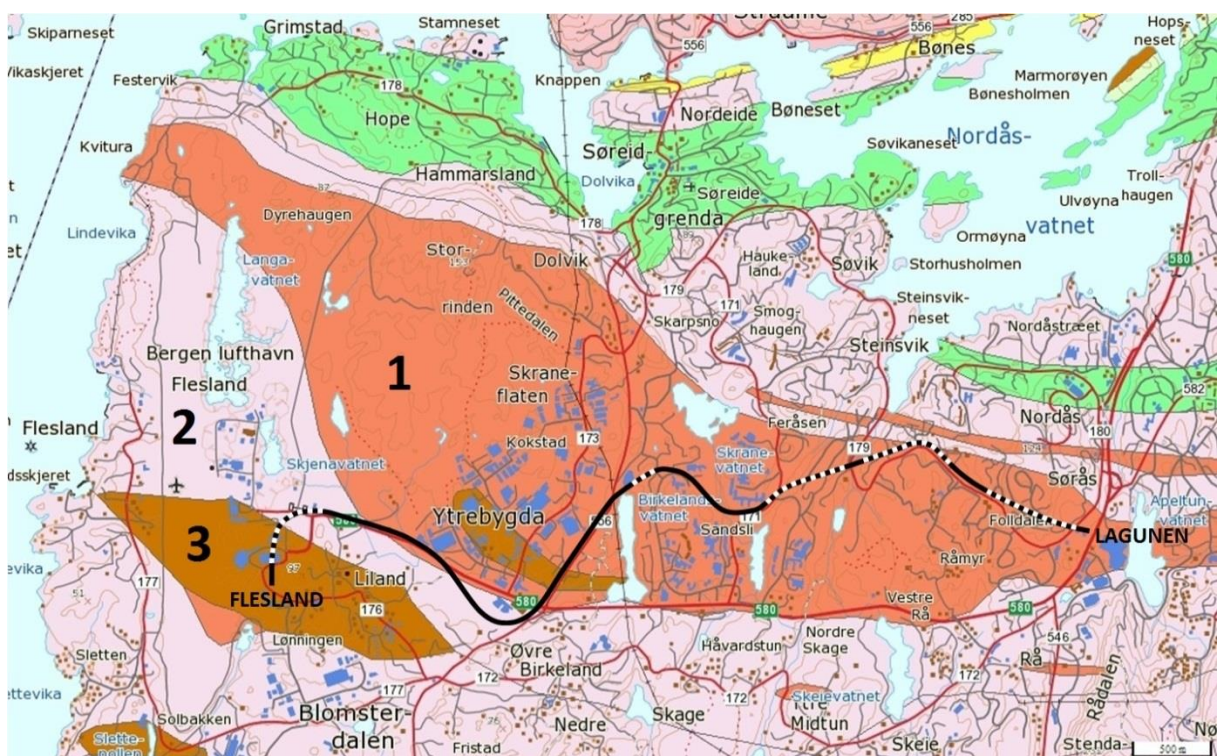


Figur 2.1. Oversikt over Bergensbuene. Lindåsdekket er markert i lilla. Svart strek markerer trasé for Bybanen, Byggetrinn 3. Figur er hentet fra «Landet blir til» (Bryhni et al., 2007).

2.2 Bergarter og løsmasser

Langs Bybanens kommende trasé fra Lagunen til Flesland, opptrer alle de overnevnte bergartene som beskrevet i Lindåsdekket. I området nord for Flyplassvegen Rv 580 (se figur 2.2) finnes det hovedsakelig anortositt, med stedvis gneis og metagabbro, mens området rundt Flesland Lufthavn domineres av amfibolitt og metagabbro, med stedvis anortositt og gneis. Alle disse bergartene er av generelt god kvalitet og som regel kompetente for tunneldriving.

Løsmassedekket i området er generelt tynt, hvorav bart fjell også er vanlig. Løsmassene består hovedsakelig av torv, morene og stedvis glasifluviale avsetninger.



Figur 2.2. Berggrunnskart for området hvor Bybanen skal forlenges. De 5 tunnelene er angitt med stiplede hvit strek, mens trasé i dagen er markert i svart. Kart er hentet fra NGU sine nettsider, der tegnforklaringen gjengir følgende bergarter: 1 - anortositt, stedvis også metagabbro; 2 - diorittisk til granittisk gneis; 3 - amfibolitt, stedvis også anortositt.

2.3 Topografi

Bygetrinn 3 av Bybanen vil gå gjennom områdene Sørås, Sandsli, Kokstad og Flesland Lufthavn, hvor terrenget er småkupert med noen koller og dalsøkk. Det vil bygges tunneler der hvor traséen kommer i konflikt med terrenget eller bebyggelse/næringsvirksomhet. I tillegg til påhuggene, vil disse tunnelene ha generelt liten bergoverdekning.

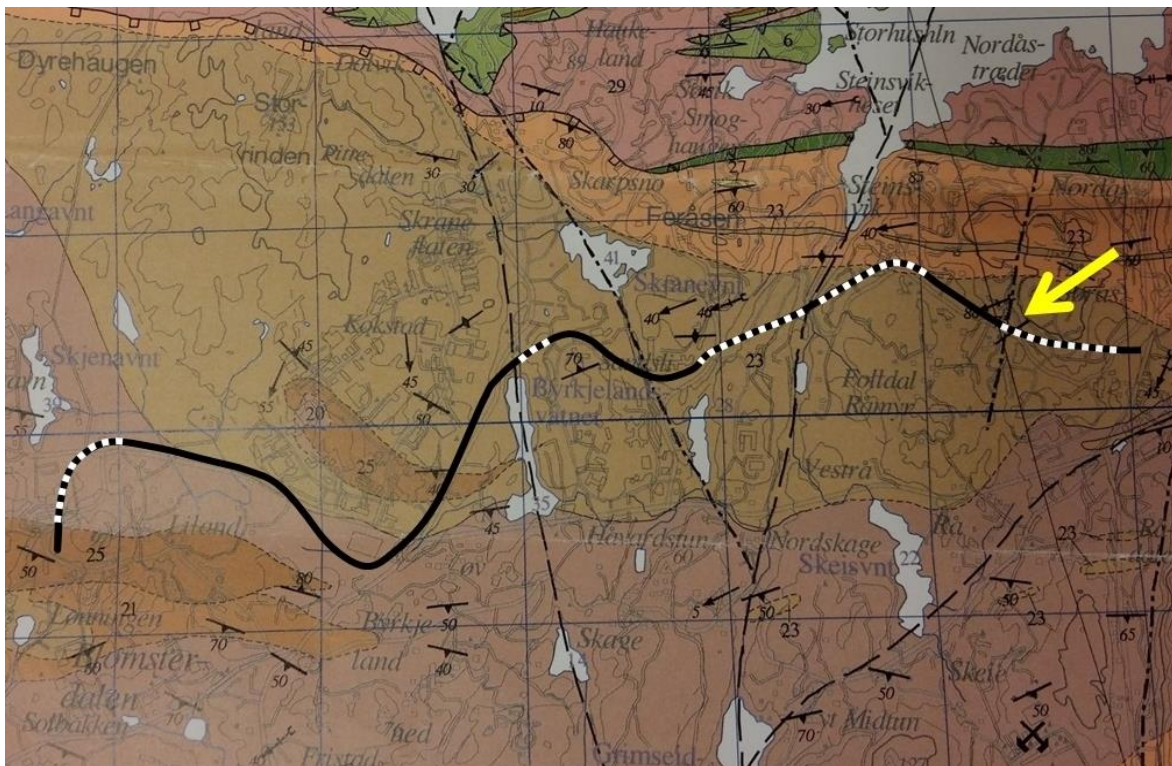
Bybanetraséen holder seg på et høydenivå mellom 20 – 60 m.o.h.

2.4 Foliasjon og sprekkesystemer

Tunnelene som bygges vil generelt ha kort avstand til overflaten, og det må derfor forventes at bergmassen vil være moderat til sterkt oppsprukket på grunn av liten overdekning og dagfjell. Fastheten i overflaten av bergmassen er mindre fordi forvitring, som resultat av vanninfiltrasjon og frostsprengning, vil ha medført sterkere oppsprekking og utvasking av materiale i sprekker.

Bergmassen i sin helhet er en del av et skyvedekke som er sterkt foldet og metamorfisert etter den kaledonske fjellkjededannelsen, og har derfor påvirket foliasjonen og sprekkesystemene i stor grad. Bergartsgrenser og sprekkeplan vil ofte følge retningen av buestrukturen til Lindåsdekket. Foliasjonen i området er derfor vanligvis øst-vest orientert, men vil være lokalt varierende. Lokale svakhetssoner og forkastninger kan ha andre retninger, og vil ofte være lokalisert ved fordypninger i terrenget.

På NGUs berggrunnskart over Bergensregionen (figur 2.3) er det markert to regionale forkastninger, samt ytterligere to større sprekker eller mulige forkastninger, i prosjektområdet. Én av forkastningene vil krysses av Follaldtunnelen, mens de øvrige sonene krysses i dagen.



Figur 2.3. Viser de fire forkastningene som krysser Bybanetraséen. Det er kun den utpekte forkastningen lengst øst som krysser én av tunnelene. Hentet fra NGUs berggrunnskart over Bergensregionen (Fossen et al., 2008), med 1 km² ruteareal.

3 Forundersøkelser

Med hensyn til planlegging av den praktiske gjennomførelsen av utbyggingen i byggetrinn 3, må det først ha blitt utført en rekke forundersøkelser av berggrunnen. Med utgangspunkt i geologiske undersøkelser og en geoteknisk prosjektering, vil det være mulig å gjengi vanskelighetsgrad og kontrollnivå for tunnelprosjektene.

3.1 Krav til forundersøkelser

Normalt skal forundersøkelser av berget rundt prosjekterte tunneler fremskaffe opplysninger som kan brukes til følgende:

- Utarbeide geologisk oversiktskart med profil.
- Fremskaffe data om grunnens egenskaper, dvs. fordeling og sammensetning av bergarter og løsmasser, samt oppsprekkingens karakter.
- Angi områder/steder med spesielle vanskeligheter og problemer, bl.a. påhugg og steder eller partier med usikkerhet (dvs. steder med liten bergoverdekning, områder med tykke løsmasser osv.).
- Antyde usikkerheter.
- Angi anleggets mulige innvirkning på omgivelsene.

(Palmstrøm et al., 2003)

Disse overnevnte punktene er med på å bestemme valg av tunneltraséer, metoder for bygging, anslag for kostnader og byggetid, samt hvilken innvirkning prosjektet vil ha på miljøet.

3.1.1 Metode for undersøkelsesomfang

Et overordnet prinsipp i forbindelse med forundersøkelser for tunnelanlegg er at undersøkelsesomfanget tilpasses prosjektets karakter og de aktuelle forhold. Den europeiske standarden Eurokode 7, som i 2010 erstattet den tilsvarende norske standarden NS3480 Geoteknisk Prosjektering, beskriver dette nærmere og gir samtidig retningslinjer for forundersøkelser, prosjektering, kontroll og oppfølging (Nilsen, 2012). Prinsippet bak Eurokode 7 er at tunnelanlegget blir plassert inn i en geoteknisk kategori avhengig av pålitelighetsklasse (CC/RC) og vanskelighetsgrad som vist i tabell 3.1. I tabell 3.2 bestemmes pålitelighetsklasse på bakgrunn av anleggstype og -forhold.

Tabell 3.1. Definisjon av Geoteknisk Kategori (Norsk Bergmekanikkgruppe, 2011).

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

Tabell 3.2. Pålitelighetsklasse. 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 ¹⁾		(x)	x	(x)
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i enkle og oversiktlige grunnforhold ¹⁾	x	(x)		

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

Vanskelighetsgraden i tabell 3.1 vurderes på grunnlag av grunnforhold og type prosjekt, og klassifiseres som følger:

Lav: Oversiktlige og enkle grunnforhold eller et prosjekt som er lite påvirket av grunnforholdene. Ingen eller bare enkle grunnundersøkelser kreves for å fastlegge eventuelle nødvendige geotekniske parametere. Tilfredsstillende erfaringer fra tilsvarende grunnforhold og konstruksjoner kan dokumenteres.

Middels: Noe uoversiktlige eller vanskelige 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.

Høy: Uoversiktlige eller vanskelige grunnforhold og et prosjekt som er påvirket av grunnforholdene. Grunnforholdene kan bare delvis fastlegges og undersøkelser under bygging kan være nødvendig.

(Norsk Bergmekanikkgruppe, 2011)

Når pålitelighetsklasse og vanskelighetsgrad er bestemt for anlegget, kryssjekkes disse faktorene i tabell 3.1 og lander på en geoteknisk kategori. De forskjellige kategoriene beskrives som følger:

Geoteknisk kategori 1: Små og relativt enkle konstruksjoner hvor de grunnleggende kravene kan bli tilfredsstilt på grunnlag av erfaring og kvalitative geotekniske undersøkelser, og med minimal risiko for liv og eiendom.

Geoteknisk kategori 2: Konvensjonelle konstruksjoner uten unormale risikoer eller eksepsjonelt vanskelige grunn- eller belastningsforhold. De grunnleggende kravene for konstruksjoner i kategori 2 oppfylles ved kvantitative geologiske data og analyser. Rutinemessige prosesser for felt- og laboratorieprøving, samt prosjektering og utførelse, kan brukes.

Geoteknisk kategori 3: Svært store og uvanlige konstruksjoner som innebærer unormale risikoer, eller uvanlige og eksepsjonelt vanskelige grunn-/belastningsforhold og konstruksjoner i jordskjelvutsatte områder.

(Palmstrøm et al., 2003)

Etter prinsippene i Eurokode 7, blir Bybanetunnelene i byggetrinn 3 plassert innenfor pålitelighetsklasse CC/RC 2, som undergrunnsanlegg i middels kompliserte forhold, og vanskelighetsklasse «middels», med noe uoversiktlige eller vanskelige grunnforhold som kan fastlegges med rimelig grad av nøyaktighet. Etter tabell 3.1 vil da de prosjekterte Bybanetunnelene i byggetrinn 3 havne innenfor **geoteknisk kategori 2**. Denne kategorien omfatter konvensjonelle konstruksjoner uten unormale risikoer eller eksepsjonelt vanskelige grunn- eller belastningsforhold.

3.2 Utførte forundersøkelser for Bybanetunnelene

I kapittel 2 ble generelle geologiske forhold for prosjektområdet gjennomgått basert på eksisterende grunnlagsmateriale i form av litteratur, kart og flyfoto. Her har vi en oversikt for bl.a. bergarter, topografi og regionale sprekkesystemer. Ut i fra denne studien og den geotekniske kategori planlegges videre undersøkelser i form av geologisk kartlegging i dagen og innledende grunnundersøkelser i form av grunnvannsmålinger, fjellkontrollboringer, seismikk og øvrig prøvetaking.

3.2.1 Geotekniske grunnundersøkelser

Grunnvannsmålinger

Det finnes ikke noen spesielt setningsømfintlige områder nær tunneltraséene, og bygninger i området er i hovedsak fundamentert på berg eller faste masser som ikke er setningsutsatte. En beskjeden drenering av grunnvannet i området synes derfor ikke å ville ha noen negativ effekt på omgivelsene. Tunnelene vil også stort sett gå gjennom topper i terrenget og med kort avstand til overflaten, som vil si at det ikke er en betydelig fare for grunnvannssenking.

Da selve bergartene er kategorisert som nærmest impermeable, kan lekkasjer opptre langs sprekkeplan i berget. Tunnelene opptrer også i dagfjellsonen hvor sprekke ofte er åpne. Det kan derfor forventes at disse sprekke kan lede vann ned i tunnelene ved intense nedbørsperioder og annen overflateavrenning.

Grunnvannsundersøkelser foretatt langs den prosjekterte traséen mellom Lagunen og Flesland Lufthavn. Målingene er foretatt med grunnvannsbrønner med automatisk nivålogger av grunnvannstanden. Nivået er målt over et år.

Resultatene indikerer at grunnvannsnivået ligger på mellom 1-8 meter under bakkenivå (Høvding et al., 2012). Lokale variasjoner vil forekomme på grunn av ujevnt terreng. Nivået endrer seg også med årstidene, med maksimum i september-november og minimum i mai-juni.

Sonder-/fjellkontrollboring

Sonder-/fjellkontrollboring er en hyppig brukt undersøkelsesmetode langs den kommende Bybanetraséen. Metoden er egnet til å undersøke innhold og lagdeling i løsmasser, samt finne dybden ned til fast fjell. I prosjekteringen av tunneltraséer er det viktig å ha kontroll på dette, spesielt med tanke på tilgjengelig bergoverdekning.

Det har blitt utført sonder-/fjellkontrollboring langs samtlige tunneltraséer. Det har vært særlig kontroll i områder ved planlagte tunnelpåhugg hvor bergoverdekningen er generelt liten, og ved dalsøkk og svakhetssoner i terrenget hvor dybden på løsmassedekket kan variere i stor grad.

Undersøkelsene viser at løsmassene i prosjektområdet hovedsakelig består av torv, morene og glasifluviale avsetninger. Det er generelt mye bart fjell i området, spesielt i høyereliggende terreng, og løsmassedekket blir sjeldent dypere enn 2-3 meter. Dybden kan imidlertid komme på opptil 20-30 meter i dalsøkk og svakhetssoner i terrenget.

3.2.2 Geologiske grunnundersøkelser

En oversikt for geologiske forhold ble presentert i kapittel 2, og beskriver den generelle geologiske situasjonen lokalt og regionalt i forhold til prosjektområdet. Dette er basert på innledende litteratur- og kartstudier, og er ment til å gi et overblikk over mulige utfordringer for tunnelprosjektene. Feltundersøkelser av bergmassene i prosjektområdet er presentert her.

Geologisk feltkartlegging

Etter utført forstudie, er det nødvendig å foreta mer detaljerte feltundersøkelser av berggrunnen i det aktuelle prosjektområdet. På vegne av Bybanen Utbygging utførte konsulentfirmaet Mott MacDonald (2012) geologisk kartlegging langs den kommende Bybanetraséen. Følgende punkter fra rapporten er verdt å merke seg:

- De har observert de samme bergartene som er opplyst på NGUs berggrunnskart, dog naturlig nok med mer lokale variasjoner i omfang. Bergartene er folierte, og det er ikke uvanlig med skjærbrudd og mindre forkastninger innad i bergmassen. Det er notert generelt tre til fire åpenbare sprekkesett i den lokale bergmassen, og det er typisk 5-15 sprekker per m³. Dette tilsvarer en RQD mellom 60 og 90.
- Strøk- og fallmålinger viser at foliasjonen til bergartene stort sett har strøk som er orientert øst-vest med et fall på mellom 50° og 90° mot sør.
- Porøsiteten til de metamorfe og magmatiske bergartene i området er vurdert til å være lav. Det må derimot forventes at innlekkasjer etter perioder med nedbør vil skje langs forkastninger og sprekkeplan i bergmassen. Permeabiliteten av bergmassen, inkludert kompetent bergart og sprekker, kan forventes å være i sjiktet 10⁻⁷ til 10⁻⁸ m/sek.
- Det er ikke utført bergspenningsmålinger innenfor prosjektområdet til Bybanen byggetrinn 3, men horisontale bergspenninger (σ_h) er generelt høye i Sør-Norge og ofte større enn den vertikale spenningsfaktoren (σ_v). Bybanetunnelene vil ha generelt lav overdekning og gå gjennom et område med beskjeden topografi. Den vertikale spenningsfaktoren er derfor forventet å være generelt lav.

Refraksjonsseismikk

Det er gjennomført undersøkelser med refraksjonsseismikk langs tunneltraséene på Bybanen. Her avslører de seismiske profilene lavhastighetssoner i bergmassen, som tolkes å være forkastnings-, brudd- eller høyforvitringssoner. Disse sonene har en seismisk hastighet på mindre enn ca. 3500 m/s, og befinner seg typisk ved depresjoner i det topografiske terrenget. Rundt 5 % av de totale tunnellengdene består av slike lavhastighetssoner.

Laboratorieanalyser

Laboratorieanalyser, med bl.a. punktlast- og tetthetstester, er utført på prøver av de forskjellige bergartene. Analysene avslører imidlertid ikke noen andre resultater enn hva som forventes.

4 Metodikk

Proessen for undersøkelser, bergmasseklassifisering, sikringsmetoder og sprengningsmessig utførelse under byggefasen er beskrevet i dette kapittelet.

4.1 Krav til undersøkelser i byggefasen

Etter at forundersøkelsene er utført og byggefasen er i gang vil det fortsatt være krav til å utføre undersøkelser av bergmassen for å avdekke lokale eller uforutsigbare variasjoner i bergmassekvaliteten. I tunneler er det vanlig å utføre slike kontroller i det nydannede tunnelprofilen og på stoff-flaten, etter at hver slave er skutt, for å kartlegge forholdene i detalj. Det kan også foretas undersøkelser bak stoffen-flaten som grunnlag for å tolke den geologiske situasjonen i forkant, f.eks. ved mistanke om kommende svakhetssoner eller vann.

Resultatene av disse undersøkelsene tjener som grunnlag for detaljbeslutninger om teknisk løsning eller endelig dimensjonering av permanent sikring.

Det er i hovedsak 3 typer beslutninger man trenger underlag for å ta:

- Hvilke tiltak som er nødvendig å utføre foran stoff (forbolting, injeksjon og evt. drenasje).
- Hvilket sikringsnivå som må utføres helt fram til stoff før neste salve kan tas.
- Hvilket permanent sikringsnivå som må til for å tilfredsstillere kravene til berganlegget.

(NFF, 2008)

Undersøkelsene på eller bak stoff vil hovedsakelig være kartlegging og bergmasseklassifisering, og utføres før berget dekkes med sprøytebetong. Kartleggingen bør bestå av en generell geologisk kartlegging der følgende inngår: bergartsfordeling, strukturer, sprekkegeometri, svakhetssoners orientering, bredde og mineralinnhold. Ved mistanke om svelleire så skal dette undersøkes grundigere med fargetest, svelletest, differensialtermisk analyse eller røntgendiffraksjon (Statens vegvesen, 2010a).

I tillegg kartlegging og bergmasseklassifisering på kan det også være behov for undersøkelser bak stoffen. Her er de vanligste undersøkelsesmetodene sonderboring, eventuelt med boreparametertolkning og kjerneboring fra stoff. Boreparametertolkning (measuring while drilling - MWD) er et tolkningsprogram som bruker boreloggen fra tunnelboreriggens salve-, sonder-, bolte-, eller injeksjonsboringer til å dokumentere og tolke oppsprekking, bergartens

hardhet og vanninntrenging foran stoff. Det er viktig at tolkningsprogrammet kalibreres for den enkelte borerigg, slik at registrert bergmassekvalitet er så riktig som mulig. Dette kan gjøres ved bruk av Schmidhammer og punktlasttester. Programmet skal kunne presentere resultatene i 3D umiddelbart etter boring for å kunne gi et bilde av forholdene foran stoff, f.eks. svakhetssoner. Programmet er et nyttig verktøy i kommunikasjonen mellom byggherre og entreprenør (Statens vegvesen, 2010a).

Sonderboring med boreparametertolkning, kombinert med kjerneboring og forundersøkelser, er gode hjelpemidler for å sikre tunneldrivingen gjennom svakhetssoner. Formålet er å redusere risikoen for ras på stoff.

I Bybanetunnelene vil det bli utført sonder- og kjerneboring på stoffen for hver 15 m, med en borlengde på 24 m.

Det er viktig at bergforholdene i tunnelen under byggefasen holdes stabile under utdriving. Arbeidssikring omfatter tilstrekkelige sikringstiltak som skal sørge for at arbeiderne ikke blir rammet av ustabiliteter i tunnelprofilen. Permanent sikring utføres i etterkant, hvor berget sikres ytterligere for en lengre levetid. Både arbeidssikring og permanent sikring skal kartlegges, registreres og dokumenteres. Dette ivaretas i tunnelkartleggingsprogrammet Novapoint.

4.2 Bergmasseklassifisering

Det har opp gjennom årene blitt foreslått mange ulike systemer for valg av bergsikring og dimensjonering med utgangspunkt i klassifisering av ingeniørgeologiske og bergmekaniske forhold. Det eldste av de mer kjente systemene er Terzaghis system, utviklet i 1946, hvor bergmassekvaliteten deles inn i 9 klasser i forhold til oppsprekingsgrad. RMR-systemet, «Rock Mass Rating», er et nyere system som baseres på følgende parametere: bergartsstyrke, RQD-indeks, sprekkeavstand, -karakter og grunnvannsforhold. Det blir kalkulert en verdi basert på de forskjellige parametere, og verdien blir deretter plassert i en bergmasseklasse som kategoriseres etter grad av stabilitet. Det finnes også tilhørende sikringsklasser som beskriver sikringstiltak for den aktuelle bergmassen.

Q-metoden er et annet klassifiseringssystem som baserer seg på RMR-systemet. Dette er i dag det mest brukte systemet i forbindelse med ingeniørgeologiske undersøkelser i norske tunneler, og brukes også til klassifisering av bergmassene i Bybanetunnelene.

4.2.1 Q-metoden

Q-metoden ble lansert av Barton, Lien og Lunde (1974) ved NGI, og gir en beskrivelse av bergmassekvaliteten for tunneler i oppsprukket bergmasse. Metoden baserer seg på tolkning av en Q-verdi, som blir kalkulert ut i fra 6 parametere med følgende formel:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

De 6 parameterne er beskrevet i tabell 4.1 og defineres på følgende måte:

RQD – Oppsprekkingstall (Rock Quality Designation)

J_n – Tall for sprekkesett; antall

J_r – Sprekkeruhetstall; sprekkeflatens ruhet

J_a – Tall for sprekkefylling; sprekke materialets styrke

J_w – Sprekkevannstall; mengde og trykk

SRF – Bergspenningstall (Stress Reduction Factor)

Hver av de 6 enkelte parameterne i Q-formelen bestemmes på grunnlag av observasjoner og undersøkelser av den aktuelle bergmassen, og får en verdi etter den betydning de antas å ha for stabiliteten (se tabell 4.1). Etter en verdi er estimert for hver enkelt, kan Q-verdien regnes ut med Q-formelen. Q-verdien vil variere logaritmisk på en skala fra 0.001 til maks 1000, der høye verdier angir gode forhold og tilsvarende lave verdier angir dårlige forhold.

Det er laget en tilpasning for bergmasseklassifisering i vegger, der den kalkulerte Q-verdien justeres i forhold til hvilken verdi som er kalkulert. For $Q > 10$ skal den faktiske verdien multipliseres med 5, for $0.1 < Q < 10$ multipliseres verdien med 2.5, mens for $Q < 0.1$ brukes den faktiske verdien. I hengen benyttes den utregnede verdien, uavhengig av størrelse på verdi.

Q-metoden er bygget på tidligere erfaringer, og ble i utgangspunktet utviklet ved kartlegging og analyse av 200 forskjellige tunneler og bergrom. På rent empirisk grunnlag ble det funnet sammenhenger mellom Q-verdi, bergrommets dimensjoner og utført sikring. Senere har grunnlagsmaterialet for Q-metoden blitt vesentlig utvidet, med mer en 1000 tunneler og bergrom innarbeidet i systemet, og det er utviklet empiriske diagrammer med forenklede sikringsklasser (se figur 4.1).

Tabell 4.1. Beskrivelse av forhold og tilsvarende tallverdier for de 6 parameterne (NGI, 2013).

6 Stress Reduction Factor		SRF
a) Weak zones intersecting the underground opening, which may cause loosening of rock mass		
A	Multiple occurrences of weak zones within a short section containing clay or chemically disintegrated, very loose surrounding rock (any depth), or long sections with incompetent (weak) rock (any depth). For squeezing, see 6L and 6M	10
B	Multiple shear zones within a short section in competent clay-free rock with loose surrounding rock (any depth)	7.5
C	Single weak zones with or without clay or chemical disintegrated rock (depth $\leq 50m$)	5
D	Loose, open joints, heavily jointed or "sugar cube", etc. (any depth)	5
E	Single weak zones with or without clay or chemical disintegrated rock (depth $> 50m$)	2.5
Note: i) Reduce these values of SRF by 25-50% if the weak zones only influence but do not intersect the underground opening		
b) Competent, mainly massive rock, stress problems		
F	Low stress, near surfaces, open joints	$\sigma_1/\sigma_3 < 0.01$ SRF > 200
G	Medium stress, favourable stress condition	σ_1/σ_3 0.01-0.3 SRF 200-10
H	High stress, very high structure. Usually favourable to stability. May also be unfavourable to stability dependent on the orientation of stresses compared to jointing/weakness planes*	σ_1/σ_3 10-5 SRF 0.5-2
J	Moderate spalling and/or slabbing after > 1 hour in massive rock	σ_1/σ_3 5-3 SRF 0.5-0.65
K	Spalling or rock burst after a few minutes in massive rock	σ_1/σ_3 3-2 SRF 0.65-1
L	Heavy rock burst and immediate dynamic deformation in massive rock	$\sigma_1/\sigma_3 < 2$ SRF > 1
Note: i) For strongly anisotropic virgin stress field (if measured): when $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reduce σ_1/σ_3 to 0.75 σ_3 . When $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, reduce σ_1/σ_3 to 0.5 σ_3 . Where σ_1 = unconfined compression strength, σ_3 and σ_2 are the major and minor principal stresses, and σ_3 = maximum tangential stress (estimated from elastic theory) ii) When the depth of the crown below the surface is less than the span, suggest SRF increase from 2.5 to 5 for such cases (see F)		
c) Squeezing rock: plastic deformation in incompetent rock under the influence of high pressure		
M	Mild squeezing rock pressure	σ_1/σ_3 1-5 SRF 5-10
N	Heavy squeezing rock pressure	$\sigma_1/\sigma_3 > 5$ SRF 10-20
Note: i) Determination of squeezing rock conditions must be made according to relevant literature (ie. Singh et al., 1992 and Ghosh and Ghimistod, 1996)		
d) Swelling rock: chemical swelling activity depending on the presence of water		
O	Mild swelling rock pressure	SRF 5-10
P	Heavy swelling rock pressure	SRF 10-15

Note: The values for J_1 and J_2 should be chosen based on the orientation and shear strength, τ , (where $\tau = \sigma_1 \tan(\phi) + c$) of the joint or discontinuity that gives the most unfavourable stability for the rock mass, and along which failure most likely will occur.

4 Joint Alteration Number		ϕ_r approx.	J_0
a) Rock-wall contact (no mineral fillings, only coatings)			
A	Tightly heeled, hard, non-softening, impermeable filling, i.e., quartz or epidote.		0.75
B	Unhealed joint walls, surfaces staining only.	25-35°	1
C	Slightly altered joint walls. Non-softening mineral coatings, sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc. (non-softening).	25-30°	2
D	Silty or sandy clay coatings, small clay fraction (non-softening).	20-25°	3
E	Softening or low friction clay mineral coatings, i.e., kaolinite or mica. Also chlorite, talc gypsum, graphite, etc., and small quantities of swelling clays.	8-16°	4
b) Rock-wall contact before 10 cm shear (thin mineral fillings)			
F	Sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc.	25-30°	4
G	Strongly over-consolidated, non-softening, clay mineral fillings (continuous, but $< 5mm$ thickness).	16-24°	6
H	Medium or low over-consolidation, softening, clay mineral fillings (continuous, but $< 5mm$ thickness).	12-16°	8
J	Swelling-clay fillings, i.e., montmorillonite (continuous, but $< 5mm$ thickness). Value of J_0 depends on percent of swelling clay-size particles.	6-12°	8-12
c) No rock-wall contact when sheared (thick mineral fillings)			
K	Zones or bands of disintegrated or crushed rock. Strongly over-consolidated.	16-24°	6
L	Zones or bands of clay, disintegrated or crushed rock. Medium or low over-consolidation or softening fillings.	12-16°	8
M	Zones or bands of clay, disintegrated or crushed rock. Swelling clay. J_0 depends on percent of swelling clay-size particles.	6-12°	8-12
N	Thick continuous zones or bands of clay. Strongly over-consolidated.	16-24°	10
O	Thick, continuous zones or bands of clay. Medium to low over-consolidation.	12-16°	13
P	Thick, continuous zones or bands with clay, swelling clay. J_0 depends on percent of swelling clay-size particles.	6-12°	13-20
5 Joint Water Reduction Factor			
A	Dry excavations or minor inflow (humid or a few drips)		J_w 1.0
B	Medium inflow, occasional outwash of joint fillings (many drips/rain)		0.66
C	Jet inflow or high pressure in competent rock with unfiled joints		0.5
D	Large inflow or high pressure, considerable outwash of joint fillings		0.33
E	Exceptionally high inflow or water pressure decaying with time. Causes outwash of material and perhaps cave in		0.2-0.1
F	Exceptionally high inflow or water pressure continuing without noticeable decay. Causes outwash of material and perhaps cave in		0.1-0.05
Note: i) Factors C to F are crude estimates. Increase J_w if the rock is drained or grouting is carried out ii) Special problems caused by ice formation are not considered			

1 RQD (Rock Quality Designation)		RQD
A	Very poor (> 27 joints per m ³)	0-25
B	Poor (20-27 joints per m ³)	25-50
C	Fair (13-19 joints per m ³)	50-75
D	Good (8-12 joints per m ³)	75-90
E	Excellent (0-7 joints per m ³)	90-100

Note: i) Where RQD is reported or measured as ≤ 10 (including 0) the value 10 is used to evaluate the ϕ_r value
ii) RQD-intervals of 5, i.e. 100, 95, 90, etc., are sufficiently accurate

2 Joint set number		J_n
A	Massive, no or few joints	0.5-1.0
B	One joint set	2
C	One joint set plus random joints	3
D	Two joint sets	4
E	Two joint sets plus random joints	6
F	Three joint sets	9
G	Three joint sets plus random joints	12
H	Four or more joint sets, random heavily jointed "sugar cube", etc	15
J	Crushed rock, earth like	20

Note: i) For tunnel intersections, use $3 \times J_n$
ii) For portals, use $2 \times J_n$

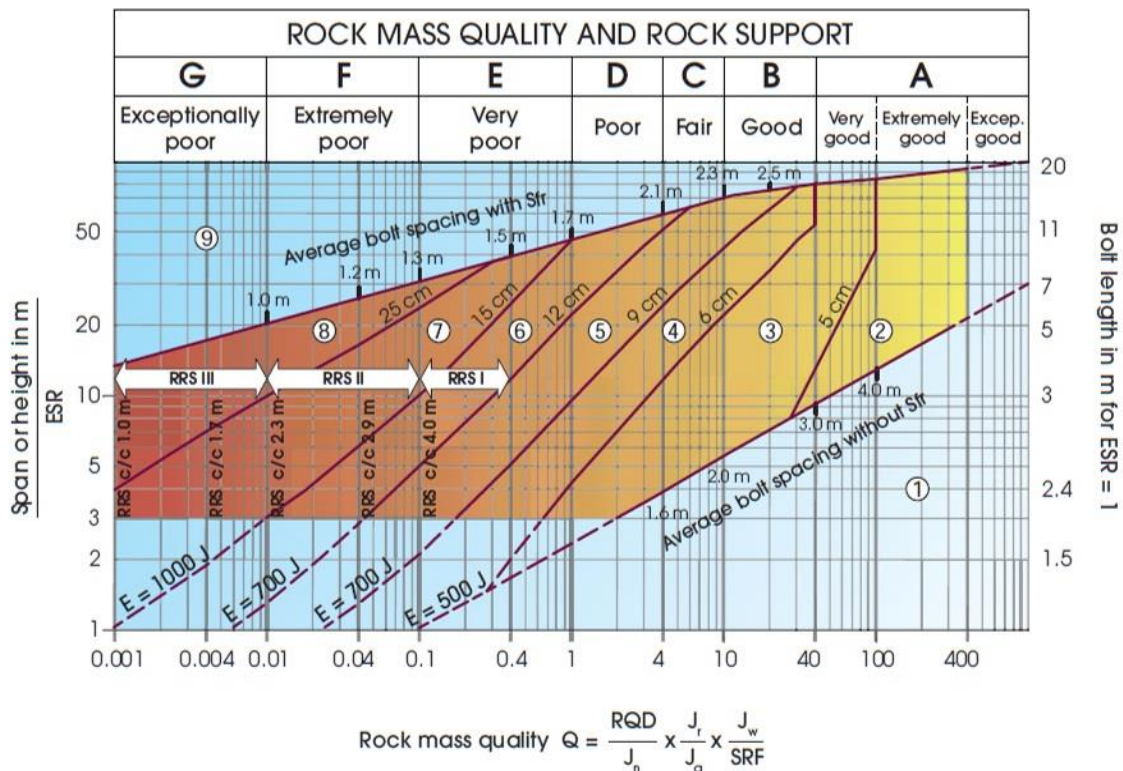
3 Joint Roughness Number		J_r
a) Rock-wall contact, and b) Rock-wall contact before 10 cm of shear movement		
A	Discontinuous joints	4
B	Rough or irregular, undulating	3
C	Smooth, undulating	2
D	Stickensided, undulating	1.5
E	Rough, irregular, planar	1.5
F	Smooth, planar	1
G	Stickensided, planar	0.5

Note: i) Description refers to small scale features and intermediate scale features, in that order

c) No rock-wall contact when sheared		J_r
H	Zone containing clay minerals thick enough to prevent rockwall contact when sheared	1

Note: i) Add 1 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3 m (dependent on the size of the underground opening)
ii) $J_r = 0.5$ can be used for planar slickensided joints having lineations, provided the lineations are oriented in the estimated sliding direction

ESR, eller «Excavation Support Ratio», er et tall mellom 0.8 og 5.0, som gir uttrykk for hvilken grad av sikkerhet som kreves i anlegget. ESR for veg- og jernbanetunneler er 1.0-1.3. Ved å ta spennvidde eller høyde på tunnel og dele dette på ESR-verdien, samt kryssjekke dette med den aktuelle Q-verdien i figur 4.1, vil man havne innenfor en sikringskategori. I denne sikringskategorien vil det være beskrevet hvilke sikringstiltak som bør benyttes.



Support categories

- ① Unsupported or spot bolting
- ② Spot bolting, **SB**
- ③ Systematic bolting, fibre reinforced sprayed concrete, 5-6 cm, **B+Sfr**
- ④ Fibre reinforced sprayed concrete and bolting, 6-9 cm, **Sfr (E500)+B**
- ⑤ Fibre reinforced sprayed concrete and bolting, 9-12 cm, **Sfr (E700)+B**
- ⑥ Fibre reinforced sprayed concrete and bolting, 12-15 cm + reinforced ribs of sprayed concrete and bolting, **Sfr (E700)+RRS I+B**
- ⑦ Fibre reinforced sprayed concrete >15 cm + reinforced ribs of sprayed concrete and bolting, **Sfr (E1000)+RRS II+B**
- ⑧ Cast concrete lining, **CCA** or **Sfr (E1000)+RRS III+B**
- ⑨ Special evaluation

Bolts spacing is mainly based on Ø20 mm

E = Energy absorption in fibre reinforced sprayed concrete

ESR = Excavation Support Ratio

Areas with dashed lines have no empirical data

RRS - spacing related to Q-value

I Si30/6 Ø16 - Ø20 (span 10m)
D40/6+2 Ø16-20 (span 20m)

II Si35/6 Ø16-20 (span 5m)
D45/6+2 Ø16-20 (span 10m)
D55/6+4 Ø20 (span 20m)

III D40/6+4 Ø16-20 (span 5m)
D55/6+4 Ø20 (span 10m)
D70/6+6 Ø20 (span 20m)

Si30/6 = Single layer of 6 rebars,
30 cm thickness of sprayed concrete

D = Double layer of rebars

Ø16 = Rebar diameter is 16 mm

c/c = RSS spacing, centre - centre

Figur 4.1. Diagram med ESR og Q-verdier, samt sikringsklasser. Når man kryssjekker disse verdiene med hverandre, så havner man i én av de 9 sikringsklassene (NGI, 2013).

Statens vegvesen har etablert sitt eget klassifiseringssystem i «Teknologirapport nr. 2538» (2010a) og «Håndbok 021» (2010b) som baserer seg på NGI-metoden. Bergmassen blir her klassifisert inn i bergmasseklasser A til G på bakgrunn av den kalkulerte Q-verdien (se tabell 4.2). Dette er en systematisk inndeling etter bergforhold og oppsprekingsgrad, hvor ESR-verdien for veg- og jernbanetunneler allerede er inkludert klassifiseringssystemet. De forskjellige bergmasseklassene også har en tilhørende sikringsklasse I til VI, med beskrivelser av sikringstiltak for den aktuelle tunnelseksjonen. Det er Statens vegvesens «forenklede» versjon av Q-metoden som er brukt i forbindelse med bergmasseklassifisering i Bybanetunnelene.

Tabell 4.2. Sammenhengen mellom bergmasseklasser og sikringsklasser. Tabell og kommentarer er hentet fra Statens vegvesens Håndbok 021 – Vegtunneler (2010b).

Bergmasse klasse	Bergforhold Q-verdi ⁽¹⁾	Sikringsklasse Permanent sikring
A/B	Lite oppsprukket bergmasse. Midlere sprekkeavstand > 1m. Q = 10 – 100	Sikringsklasse I - Spredt bolting - Sprøytebetong B35 E700 tykkelse 80 mm, ned til 2 m over såle
C	Moderat oppsprukket bergmasse. Midlere sprekkeavstand 0,3 – 1 m. Q = 4 – 10	Sikringsklasse II - Systematisk bolting (c/c 2 m), endeforankrete, forspente, gyste - Sprøytebetong B35 E700, tykkelse 80 mm, sprøytes ned til såle
D	Tett oppsprukket bergmasse eller lagdelt skifrig bergmasse. Midlere sprekkeavstand < 0,3 m. Q = 1 – 4	Sikringsklasse III - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 100 mm eller mer. - Systematisk bolting (c/c 1,5 m), endeforankrete, endeforankrete som gyses i ettertid, eller gyste
E	Svært dårlig bergmasse. Q = 0,1 – 1	Sikringsklasse IV - Forbolting ved Q < 0,2, ø25 mm, maks. c/c 300 mm - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150 mm. - Systematisk bolting, c/c 1,5 m, gyste - Armerte sprøytebetongbuer ved Q < 0,2, buedimensjon E30/6 ø20 mm, c/c 2 – 3 m, buene boltes systematisk, c. 1,5 m, lengde 3 – 4 m. ⁽²⁾ - Sålestøp vurderes
F	Ekstremt dårlig bergmasse. Q = 0,01 – 0,1	Sikringsklasse V - Forbolting, c/c 200 – 300 mm, ø32 mm eller stag (selvborende). - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150 – 250 mm. - Systematisk bolting, c/c 1,0 – 1,5 m, gyste. - Armerte sprøytebetongbuer, buedimensjon D60/6+4, ø20 mm, c/c 1,5 – 2 m, buene boltes systematisk, c. 1,0 m, lengde 3 – 6 m. ⁽²⁾ - Armert sålestøp, pilhøyde min. 10 % av tunnelbredden.
G	Eksepsjonelt dårlig bergmasse, stort sett løsmasse, Q < 0,01	Sikringsklasse VI - Driving og permanent sikring dimensjoneres spesielt.

⁽¹⁾ Q-verdiene er gitt for uniaxial compressive strength, UCS = 100 MPa

⁽²⁾ For krav til materialer, metoder og løsninger henvises til Teknologirapport nr. 2538: Arbeider foran stuff og stabilitetssikring i vegtunneler.

Kommentarer til tabell 4.2:

- Ved driving inn mot svakhetssoner etableres en undersøkelses- og sikringszone minimum 15 m foran svakhetssonen. Her startes sonderboring, forbolting og eventuell injeksjon.
- Q-verdi i dagen, brukt til planlegging av mengde og type av sikring, er forskjellig fra Q-verdier funnet på sprengt flate.
- Salvestørrelse bør vurderes i forhold til bergmasseforhold og spennvidde. Salvelengden bør reduseres minst fra og med sikringsklasse IV.
- Bolter til permanent sikring skal normalt være omsluttet av betong og gyst med godkjent mørtel, for lengst mulig levetid.
- Endeforankret bolt til permanent sikring skal være limt og ikke mekanisk forankret.
- Gitterbuer kan benyttes i stedet for dobbeltarmerte buer i sikringsklasse V.
- For sikring av soner med svelleleire kan betongutstøping benyttes.
- Ved bergtrykksproblemer brukes limte endeforankrede bolter.
- I sikringsklasse I kan behovet for systematisk bruk av sprøytebetong vurderes.

Konsulentfirmaet Mott MacDonald har også utviklet et eget klassifiseringssystem som stort sett tilsvarer Statens vegvesen sitt. I Mott MacDonalds versjon er sikringstiltakene litt mer detaljert angitt og beskrevet, og Statens vegvesen sin versjon vil framstå som litt mer forenklet i forhold. Erfaringsmessig har det vært foretrukket å bruke systemet som er beskrevet i tabell 4.2, da det er mindre kompliserende og mer brukervennlig under kartlegging på befaringer i driftsfasen. Mott MacDonald beskriver imidlertid en ekstra bergmasseklasse for deler av tunnelen med særlig lav overdekning (tabell 4.3). Denne er nesten uavhengig av Q-verdien og gjelder for 0.2 og oppover, så lenge det er snakk om en overdekning på mindre enn 10 meter. Utenom denne klassen, er det totalt sett ingen vesentlige forskjeller mellom de to klassifiseringssystemene i form av sikringstiltak.

Tabell 4.3. En ekstra bergmasseklasse for spesielle tilfeller med lav overdekning. Fra Mott MacDonalds Q-system (Mott MacDonald, 2012).

Fjellkvalitet	Q-verdier	Sikringstiltak
God til svært dårlig Lav overdekning	$Q > 0.2$	Forbolting 6 m lengde, 32 mm diameter. Fiberarmert sprøytebetong 60 mm tykk [E1000] og armerte betongribber og bolting c/c 1,0 m, 3 m lengde. Kompromiss med armerte sprøytebetongribber: ED20/6 c/c 1,5 = armerte sprøytebetongribber (d = 20 mm) med 6 armeringsstenger i et enkelt lag i 20 cm tykke ribber med senteravstand (c/c) 1,5 m. Radialbolter med senteravstand 1 m og 3 m lengde.

Q-metoden har som tidligere nevnt to hovedbruksområder; ren klassifisering av bergmassekvalitet, og anvendelse som hjelpemiddel ved valg av sikringstiltak. Selv om det er nyttig å kunne tallfeste stabiliteten i en tunnel, er det derimot delte meninger knyttet til det sistnevnte punktet. Følgende innvendinger benyttes mot bruken av dette:

- Parameterne som inngår i Q-metoden er vanskelig å tallfeste.
- Systemene tar ikke hensyn til absolutt alle forhold som har betydning for stabiliteten.
- Metoden tilsier at «sikring skal utføres på samme måte som tidligere».

Ut i fra disse punktene, kan det hevdes at kvantifisering kan være et problem når sikringstiltak skal bestemmes på et rent erfaringsgrunnlag.

En annen spesifikk innvending mot Q-metoden er at den ikke tar hensyn til driveretning i forhold til sprekke- og slepperetninger. Dette er imidlertid bare delvis riktig, fordi parameterne J_r og J_a knyttes til den diskontinuitetsretning som stabilitetsmessig anses som mest ugunstig. Implisitt i dette ligger dermed at sprekkes og sleppers retning har betydning. Det kan likevel stilles spørsmål ved om dette forholdet er tatt nok hensyn til i Q-systemet (Nilsen et al., 2011).

Q-systemet er det mest anvendelige klassifikasjonssystemet brukt i dag. Dette begrunnes med at det har det største datagrunnlaget, så vel som at det tar hensyn til langt flere sikringsalternativer enn f.eks. RMR-systemet. Det er likevel viktig å være klar over at Q-metoden har sine begrensninger, og det er viktig at en geolog sin egen vurdering også inngår i en endelig bestemmelse av sikringstiltak.

4.3 Sikring av tunnel

En bestemmelse av riktig metode og omfang for permanent stabilitetssikring i Bybanetunnelene bygger på geologiske forundersøkelser kombinert med informasjon fra kartlegging i tunnel, vurdering på stuff og bergmasseklassifisering.

I tunnelene utføres det geologisk kartlegging før påføring av sprøytebetong, som grunnlag for bestemmelse av nødvendig permanent stabilitetssikring. Fastlegging av sikringsbehov blir som nevnt hovedsakelig bestemt etter utregning av Q-verdier for den aktuelle tunnelseksjonen, samt geologens egen vurdering. Det er da bergets egenskaper som i hovedsak bestemmer sikringsmetoden, i tillegg til forhold som vannlekkasjer og frost.

Uansett bergmassekvalitet ønsker en å utnytte bergets evne som bærende element. Sikringen skal forsterke bergmassen eller supplere bergmassens bæreevne, slik at berget i samvirke med forsterkningen gir den nødvendige bærekapasitet og permanent stabilitet.

Problemer med høyt bergtrykk er noe som ikke forekommer i Bybanetunnelene. I motsetning, er derimot lav innspenning og overdekning et vanlig problem i Bybanetunnelene, og det er lagt stor vekt på beskrivelse av sikring under disse forholdene. Sikring i oppsprukket dagfjell er dermed også aktuelt.

4.3.1 Krav til bergsikring

I en vanlig byggherrestyrt entreprise har byggherren og rådgivende ingeniører ansvar for prosjektering og bestemmelse av metode og endelig sikringsomfang. Permanentsikringen skal ut fra ingeniørgeologisk kartlegging dimensjoneres slik at den ivaretar anleggets funksjonskrav. Entreprenøren har ansvaret for å etablere en arbeidssikring med tilstrekkelig sikringsnivå til å kunne arbeide trygt (NFF, 2008).

Permanentsikringen utføres dels som bergmasseforsterkning og dels som oppstøtting av bergmassen der berget er dårlig, eller en kombinasjon av disse metodene. Uansett bergmassekvalitet ønsker en å utnytte bergets evne som bærende element. Sikringen skal forsterke bergmassen eller supplere bergmassens bæreevne, slik at berget i samvirke med forsterkningen gir den nødvendige bærekapasitet og permanent stabilitet (Statens vegvesen, 2010a).

Det skal utføres geologisk kartlegging før påføring av sprøytebetong i hele tunnelens lengde som grunnlag for bestemmelse av stabilitetssikring og senere dokumentasjon av geologi og utført sikring. I byggefasen skal det derfor avsettes tilstrekkelig tid til geologisk kartlegging. Kartleggingen skal utføres etter at salven er utlastet og etter at det er utført forsvarlig driftsrensk. Der berget ikke blir innsprøytet/tildekket etter hver salve kan kartleggingen omfatte flere salver (Statens vegvesen, 2010b).

Registreringen skal omfatte en generell geologisk kartlegging hvor bergart, strukturer, sprekkegeometri, bruddsoners orientering og bredde og eventuell leire klassifiseres. Spanningsforhold og vannlekkasjer vurderes og registreres. Utført sikring skal dokumenteres ved at det utarbeides en oversikt over type sikring, omfang, plassering og eventuelle spesielle forhold (Statens vegvesen, 2010b).

I tabell 4.2 blir krav til utført sikring presentert i forskjellige sikringsklasser, som defineres ut i fra deres tilhørende bergmasseklasser. En utregnet Q-verdi vil derfor bestemme hvordan tunnelseksjonen skal sikres. I hver sikringsklasse er det beskrevet hva slags tiltak og omfang som skal benyttes av bolting, sprøytebetong og evt. bruk av sprøytebetongbuer og betongutstøpning.

Bergmasseklasse A og B, som gjelder for $Q = 10-100$, har felles sikringsklasse I. Dette er på grunn av at bergforhold med $Q > 10$ kategoriseres som godt og stabilt, og krever begrenset mengde med sikringstiltak. Kun spredt bolting og begrenset bruk av sprøytebetong er nødvendig i slike tilfeller. I Bybanetunnelene er derimot slike forhold en sjelden affære, siden tunnelene hovedsakelig vil gå i oppsprukket dagfjell.

Bergmasseklasse C definerer moderat oppsprukket bergmasse, og har en tilhørende sikringsklasse II. Her vil det være behov for mer omfattende sikringstiltak, som systematisk bolting og mer sprøytebetong. De resterende bergmasseklassene D-G fordeles på hver sine sikringsklasser III-VI, og representerer dårlig til eksepsjonelt dårlig bergmasse. Enda mer omfattende sikringstiltak som forbolting, sprøytebetongbuer og betongutstøpning kan i tillegg bli innført her.

4.3.2 Sikringsmetoder

Det norske konseptet for tunnelbygging baseres på at berget brukes som selvstendig byggemateriale. Berget stabilitetssikres med sikringsmidler av forskjellige typer, avhengig av geologiske forhold. Hovedtyper av sikringsmidler er bolter, fiberarmert sprøytebetong, armerte sprøytebetongbuer og betongutstøpning. Injeksjon er også en form for sikringsmetode som blir brukt i tilfeller hvor det er forutsatt høy vanninnlekkasje. Her følger en oversikt og beskrivelse av sikringsmetoder som benyttes i Bybanetunnelene.

Rensk

Det første steget i sikringsarbeidet på Bybanetunnelene er rensk. Etter at en salve er skutt og steinmassene fraktet ut, må tunnelprofilet og stoffen renskes for små og store steinblokker i vegg og heng som ikke har falt ned på egenhånd. Dette utføres maskinelt med en påmontert hydraulikkhammer på maskin. Det spyles samtidig vann på det aktuelle området som pigges. Rensk hjelper til å avdekke fjellet og vil gjøre det lettere og mer oversiktlig å vurdere sikringsomfanget ved bergmasseklassifisering i ettertid.

Rensk er en svært viktig del av sikringsarbeidet. God rensk gir økt sikkerhet under påfølgende boltarbeid, og reduserer muligheten for nedfall og behovet for fysiske sikringsmidler. Det er også med på å forme konturen av tunnelprofilet til det optimale resultat.

Sprøytebetong

Etter utførelse av rensk er det tid for valg av permanent sikring, som vanligvis består av en kombinasjon av bolter og sprøytebetong. I tidligere praksis har det blitt utført bolting av tunnelprofilet før påføring av sprøytebetongen. De siste årene har denne praksisen blitt omvendt ved at man markerer seg hvor det skal boltes, påfører sprøytebetongen og deretter foretar bolting. På denne måten vil boltene også styrke sprøytebetongen, så vel som berget bak.

Sprøytebetongen skal trenge inn i sprekker og jevne ut uregelmessigheter i overflaten. Heft og bøyestrekfasthet hindrer blokker i å falle ut. Sprøytebetong brukes også for å hindre vann i å vaske ut finstoff og småstein, og til plastring av mindre leirsoner. Ved tykke lag og/eller jevn overflate i bergrommet vil sprøytebetongen gi en hvelvirkning (Statens vegvesen, 2000).

Sprøytebetong holder berget sammen ved lim- og kilevirkning, og har høy trykkfasthet og lav strekkfasthet. Den inneholder som regel også fiberarmering med hensikt for å utjevne/fordele svinnspenninger slik at heften mot berg beholdes (Statens vegvesen, 2010a).

Hvilken type og tykkelse av sprøytebetong som skal benyttes som bergsikring, samt omfang av påførelse, spesifiseres i tabell 4.2 avhengig av hvilken bergmasseklasse og sikringsklasse som gjelder for den aktuelle tunnelseksjonen. Dette vil da være enten av typen B35 E700 eller B35 E1000. Av hensyn til bestandighet og levetid skal sprøytebetong utføres med en gjennomsnittstykkelse på 80 mm eller mer.

Ved ferdigstilling må sprøytebetongen gjennomgå en «bomkontroll», hvor det sjekkes for eventuelle hulrom mellom betong og berg. I tilfeller med hulrom må det påføres ny sprøytebetong eller ekstra bolting. Kontrollen utføres i samarbeid med en representant for tunnelforvalter i driftsfasen.

Bolter

Etter at sprøytebetongen er påført vegger og heng i tunnelen, blir det foretatt bolting av tunnelprofilet. Dette utføres som spredt eller systematisk/radiell bolting.

Med spredt bolting menes bolter som ikke er innsatt i et bestemt system, men hvor hver enkelt bolt sin plassering er nøye vurdert. Denne metoden brukes ofte i grovblokkig til moderat oppsprukket fjell, og innebærer oftest sikring av en avgrenset, klart definert blokk eller blokksamling. I sikringsklasse I, som sjeldent forekommer, blir kun spredt bolting iverksatt. Dersom løse blokker skal sikres, bør det fortrinnsvis brukes bolter som gir rask forankring og forspenning (Statens vegvesen, 2000). Spredt bolting kan foretas før og/eller etter påføring av sprøytebetong (Statens vegvesen, 2012).

Med systematisk/radiell bolting menes bolter som er innsatt i et rektangulært eller kvadratisk mønster. Avstanden mellom boltene og bolterastene vil variere avhengig av bergmasse- og sikringsklasse som gjelder for den aktuelle tunnelseksjonen, c/c 1,0-2,0 m. Metoden brukes vanligvis ved vanskelige fjellforhold og ved tett til moderat oppsprukket fjell, som etter Statens vegvesens bergmasseklassifiseringssystem (se tabell 4.2) gjelder for sikringsklasse II og oppover. Alle bolterastene i tunnelen vil produsere en trykkbue over hengen som hjelper til å stabilisere og hindre utfall fra tunnelprofilen. Enkelte partier og blokker som ikke stabiliseres tilstrekkelig av påført systematisk bolting blir boltet separat. Systematisk bolting foretas etter at sprøytebetong er påført.

For installering av bolter i tunnel, må først et boltehull lages med en tunnelborrigg på det aktuelle punktet. Vinkel mellom borhullets retning og tunneloverflaten må ikke være mindre enn 65°, pga. halvkulen og platens funksjonsområde. Normalt installeres boltene vinkelrett på tunneloverflaten. Lengde og diameter på hullet avhenger av boltetype og -lengde, mens hvilken boltetype og -lengde som velges avhenger av bergforhold. Bolten føres inn i hullet, installeres og fylles igjen med mørtel. Bolter til permanent sikring skal være fullt innstøpte for best effekt. I tilfeller med bruk av injeksjon, må boltelengder og injeksjonsskjerm tilpasses hverandre for å unngå punktering av skjerm.

Her følger en oversikt for hvilke boltetyper som benyttes i Bybanetunnelene:

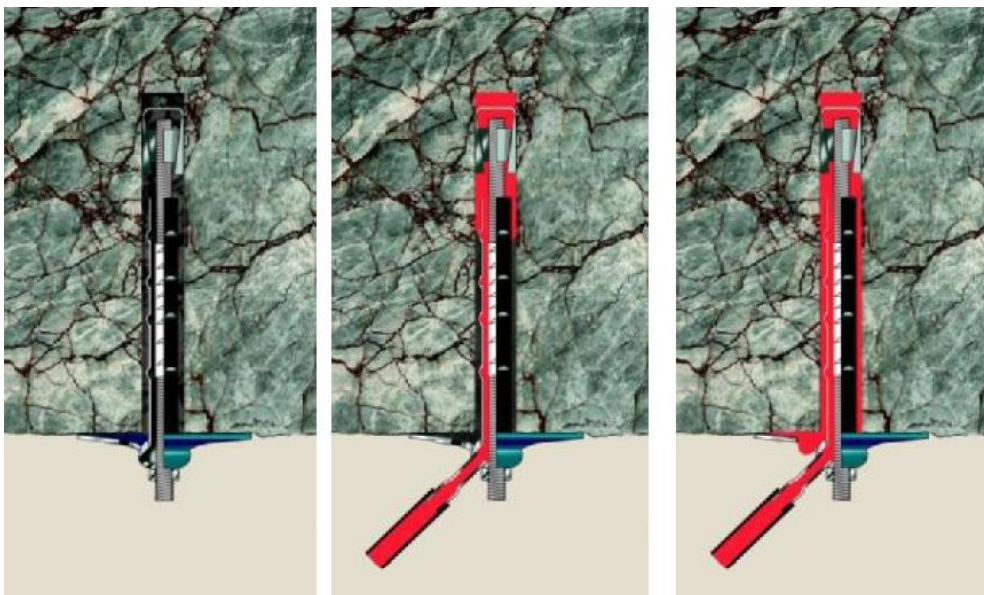
- CT-bolter for radiell og spredt bolting; 3-4 m Ø20 mm med lengder på 3, 4 og 5 m.
- Innstøpte forbolter i påhugg og foran stuff ved dårlig berg eller fare for utfall i tunnel; Ø32 mm med lengde på 6 m.

CT-bolter (se figur 4.2), som er kombinert innstøpt og endeforankret, er den boltetypen som brukes i spredt og systematisk bolting av Bybanetunnelene. En passelig boltelengde vurderes etter opptredende sprekkesett, hvor 3-meters-bolter benyttes som standard, mens lengden kan

økes til 4 eller 5 m for å sikre bedre forankring i dårligere bergmasser med opptredende sprekker/slepper. Fordeler med CT-bolten er at den tar umiddelbar last og kan forspennes før den støpes inn. Den er utviklet spesielt med tanke på at den skal være rask å montere, og samtidig enkel og sikker å støpe inn. Først forankres den med ekspansjonshylsen i enden av bolten, forspennes til ca. 4 tonn og støpes deretter inn med mørtel. Mørtelen pumpes inn gjennom hullet i halvkulen og opp på innsiden av plastrøret og tilbake på utsiden til mørtelen kommer ut rundt skiven (se figur 4.3). Etter innstøping er bolten helt forseglet inne i polyetylenrøret. CT-bolten er spesielt utviklet for lang levetid i korrosive miljø, og plastrøret som omslutter bolten gir en total forsegling mot korrosjon.



Figur 4.2. CT-bolter av denne typen benyttes i stabilitetssikring av Bybanetunnelene. Foto: Vik Ørsta.



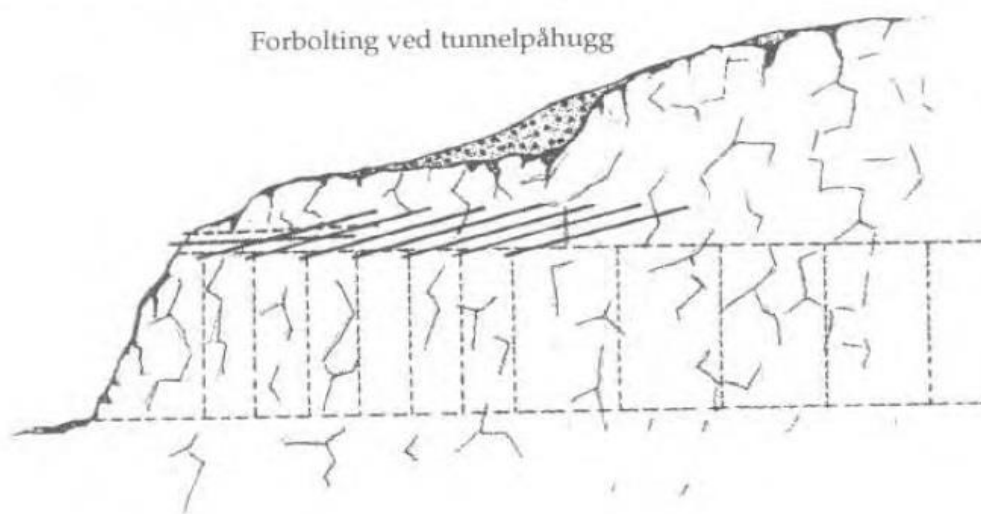
Figur 4.3. Figuren viser hvordan en CT-bolt blir installert i berget. Rød farge indikerer betong som blir pumpet inn etter installasjon av bolt. Figur: Vik Ørsta.

Forbolting

Foruten spredt og systematisk bolting, finnes det en tredje boltemetode, kalt forbolting, som iverksettes på stoffen ved sprengning i ustabil berg. Forbolting benyttes i dårlig fjell og ved liten fjelloverdekning. Boltemetoden er dermed også vanlig å bruke ved tunnelpåhugg. Hensikten med forbolting er å danne en «bro» foran stoffen, slik at man i størst mulig grad bevarer det teoretiske tverrsnittet ved sprengning til man får etablert permanent stabilitetssikring. Bånd blir brukt til oppheng av forbolter i kombinasjon med radielle bolter. Bånd og forbolter sprutes inn før neste salve.

Forboltene settes som regel inn med to raster over tunnelpåhuggene, og strekkes ned til overgang mellom heng og vederlag eller helt ned i veggen ved dårlige bergforhold. Det er som nevnt vanlig å bruke innstøpte kamstålbolter Ø32 mm med lengde 6 m som settes inn med en vinkel på 10-15° over tunnelaksen. Boltelengden som brukes inkluderer salvelengde + 2-4 meter. Typisk senteravstand c/c er 0,2-0,6 meter. Boltelengde, diameter, retning og avstand vurderes ut fra bergforholdene (Statens vegvesen, 2000).

Forbolting betraktes normalt som en midlertidig anordning som ikke regnes inn i den permanente sikringen. Det er derfor normalt ikke krav til korrosjonsbeskyttelse. Forbolter kan benyttes i hele profilet eller i deler av profilet. Et forboltsett bør aldri bestå av færre enn 5 bolter for å få en god overgang/forankring i bedre berg. Dersom hele eller store deler av hengen forboltes, bør en vurdere å bruke sprøytebetongbuer som forankring i bakkant. (NFF, 2008).



Figur 4.4. Prinsipp for bruk av forbolting i en oppsprukket bergmasse med lav overdekning ved påhugg og i tunnel (Statens vegvesen, 2000).

Sprøytebetongbuer

I tabell 4.2 er det beskrevet i sikringsklasser IV-V at for en bergmasse med $Q < 0.2$ så skal det sikres med sprøytebetongbuer i kombinasjon med forbolting og systematisk bolting. Armerte sprøytebetongbuer forankret med radielle bolter har med erfaring vist seg å være en høyaktuell og effektiv sikringsmetode i dårlig bergmasse, svakhetssoner og ved lav overdekning. Sprøytebetongbuer gir en større kapasitet og stivhet enn om tilsvarende betongmengde hadde blitt jevnt fordelt som vanlig sprøytebetong. Metoden er også vurdert til å være både tids- og kostnadsbesparende.



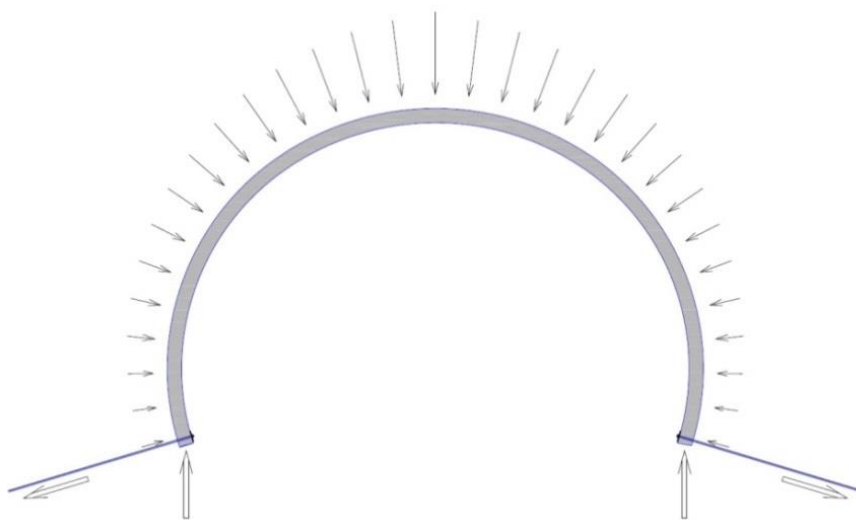
Figur 4.5. Oppsetting av to sprøytebetongbuer i Solheitunnelen før påføring av sprøytebetong. Forbolter med bånd er også satt inn i bakkant.

Sprøytebetongbuer kan benyttes som permanent stabilitetssikring, utført enkeltvis som lokal forsterkning, og systematisk med innbyrdes avstand 1,5 - 3 m i dårlige bergmasser med stor utstrekning. Sprøytebetongbuer må kombineres med radielle bolter som er fordelt gjennom hele buen, og boltene bør være lange nok til å inngå som en del av boltesikringen (NFF,

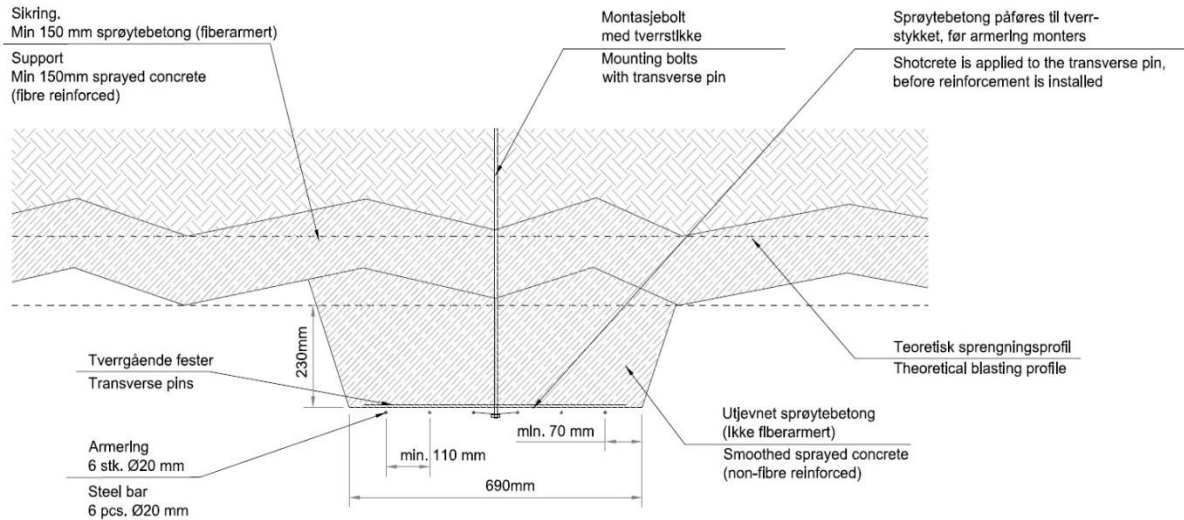
2008). Buene er enten enkeltarmert eller dobbeltarmert med kamstål. Som hovedregel benyttes enkeltarmerte når høyt bergtrykk ikke er hovedproblemet. For ekstremt dårlig bergmasse kan bruk av dobbeltarmerte sprøytebetongbuer eller gitterbuer vurderes (Statens vegvesen, 2010a).

Før montering av sprøytebetongbuer i Bybanetunnelene må først sprengningsprofilet utvides med 30 cm ekstra i begge vegger og heng slik at man har plass til montering. Tunnelprofilet blir så utjevnet med sprøytebetong. Deretter sprøytes det en bue med uarmert sprøytebetong, før de radielle boltene med armering monteres på plass. Det blir brukt 6 stykk Ø20 mm kamstål-armeringsjern i hver bue, montert med tverrstykker på 69 cm. Tverrstykkene festes til de radielle boltene ved at det bores hull i tverrstykket som tres inn på boltene og skrues fast. Armeringen klemmes dermed fast bak tverrstykkene. Til slutt toppes buen opp med et utjevnet lag på minimum 7 cm av uarmert sprøytebetong. Beskrivelsen av buene er illustrert i figur 4.7 og 4.8.

Armerte sprøytebetongbuer bærer lasten fra berget inn mot tunnelprofilet ved hvelv- og buevirkning. Ved tilnærmet jevnt fordelt last, overføres lasten ved trykkspenninger i buen. Ved rimelig stor krumning av buen blir bøyestrekkspenningene relativt små og oppheves av trykkspenningene, da betong har stor kapasitet til å overføre trykkspenninger. Trykkraften i buen tas opp ved sidetrykk til veggene, og ved trykk mot buefoten (se figur 4.6). Ved konsentrerte laster som gir bøyemoment er armeringen nødvendig for å ha kontroll med kapasitet og deformasjoner (Statens vegvesen, 2010a).



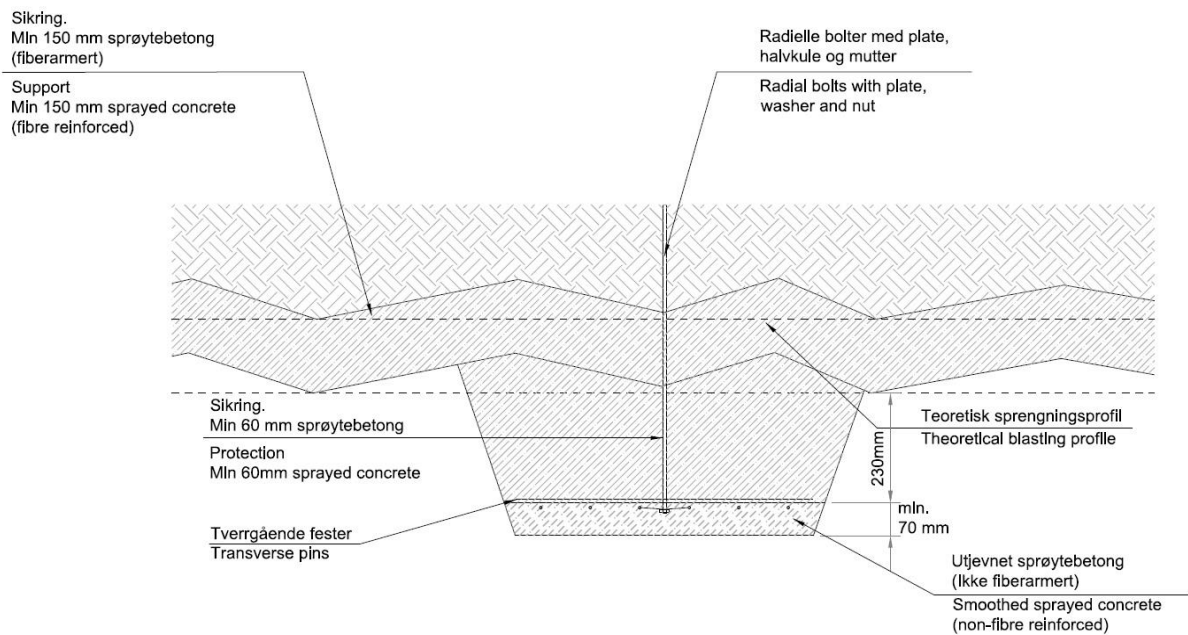
Figur 4.6. Lastopptak i sprøytebetongbuer ved uniform belastning (Statens vegvesen, 2010a). Radielle bolter er utelatt fra figuren.



SNITT A-A - UTFØRELSE 1 TRINN
SECTION A-A - FIRST CONSTRUCTION SEQUENCE

Målestokk 1:10
 Scale 1:10

Figur 4.7. Trinn 1: Beskrivelse av hvordan sprøytebetongbuene utformes og installeres i Bybanetunnelene (Mott MacDonald, 2013).



SNITT A-A - UTFØRELSE 2 TRINN
SECTION A-A - SECOND CONSTRUCTION SEQUENCE

Målestokk 1:10
 Scale 1:10

Figur 4.8. Trinn 2: Etter oppsett av buen blir det påført minimum 70 mm utjevnet sprøytebetong på buen (Mott MacDonald, 2013).

I tunnelens lengderetning, mellom de tversgående buene, bæres lasten fra berget ved buevirkning, fra sprøytebetongbue til sprøytebetongbue. Dersom avstanden mellom sprøytebetongbuene er kort, kan sprøytebetongen mellom buene utgjøre et slikt hvelv (Statens vegvesen, 2010a).

Sprøytebetongbuene utføres som nevnt med sprøytebetong uten fiber fordi fibervirkningen bidrar ubetydelig sammenlignet med kamstålarmeringen når betongtykkelsen er over en viss størrelse. Fiber vanskeliggjør dessuten innsprøytingen av kamstålarmeringen. Spesielt ved monteringsjern er dette kritisk (Statens vegvesen, 2010a).

Dersom forbolter benyttes i kombinasjon med sprøytebetongbuer vil de armere berget og sprøytebetongen mellom buene. Forboltene bidrar dermed til å fordele lasten på buene i lengderetningen, og inngår som en del av den permanente sikringskonstruksjonen (NFF, 2008).

Betongutstøpning

Sikring med full betongutstøpning er en kostbar metode for stabilitetssikring som er aktuelt for etablering rundt påhuggene av tunnelene. Behov for armering, forankring, eventuelt utstøpning av såle, må vurderes i hvert enkelt tilfelle avhengig av geometri og belastning. Det er viktig at det etableres fundamenter for å få en god overgang mellom såle og vegg (NFF, 2008).

Etter tidligere praksis hadde full utstøpning den tekniske fordelen framfor sprøytebetongbuer at den ga riktigere geometri for sikringen. På grunn av dårlig bergmassekvalitet, lav overdekning og særlig fare for tap av profil ved tunnelpåhuggene, er det nødvendig og økonomisk fordelaktig å utføre permanentsikringen med betongutstøpning. Påføring av membran bak betongstøpen er nødvendig med hensyn til vannlekkasjer (Statens vegvesen, 2010a).

På Bybanetunnelene utføres betongutstøpningene i området rundt påhuggene. På grunn av generelt lav bergmassekvalitet for de første meterne av påhuggene blir lengden av betongutstøpningen innover i tunnelen begrenset til der hvor bergmassekvaliteten øker betraktelig. Henning et al. (2010) i Statens vegvesen har også foreslått at betongutstøpning benyttes i partier av tunneler med overdekning mindre enn 4 meter i lengde over 10 m. Ved påhuggene kan utstøpningen samtidig strekkes ut av tunnelen hvis det er fare for nedfall over forskjæringen, eller hvis området rundt påhugget skal dekkes til med løsmasser og vegetasjon.

4.3.3 Injeksjon

Vannforholdene i bergmassen påvirker stabiliteten i et berganlegg. I sterkt vannførende sprekker og slepper, eller soner som krysses av en sprekk med høyt sprekkevannstrykk, vil bergmassens styrke og skjærfasthet nedsettes, særlig hvor en har kloritt og smektitt. Store stabilitetsproblemer kan oppstå, og framfor alt svært vanskelige forhold for utførelse av sikringsarbeid (NFF, 2008).

I tilfeller hvor forundersøkelser eller sonderboringer har indikert fare for store innlekkasjer i neste steg av tunnelen, vil det være behov for å tette berget rundt det kommende profilet. Dette kan gjøres ved å bore hull i vifteform fra stoffen og deretter injisere mikrofin sement, evt. med tilsetningsstoffer som silica-slurry og superplastiserende stoffer som virker vanntettende. Injeksjonen vil dermed utgjøre en vanntettende skjerm rundt tunnelverrsnittet, slik at tunnelen trygt kan drives gjennom den lekkasjeutsatte sonen.

På grunnlag av data fra geologiske forundersøkelser, sonderboringer og vanntapsmålinger foretas en hydrogeologisk vurdering av berget foran stoff. Forinjeksjon vil bli benyttet i områder der vannlekkasjer kan påføre tunnelanlegget skader eller ulemper og/eller der det settes krav til maksimal innlekkasje for å hindre skadelige miljøpåvirkninger på omgivelsene (Statens vegvesen, 2010b).

Ved planlegging og gjennomføring av et injeksjonsopplegg skal blant annet følgende være ivaretatt, iht. «Vegtunneler» (2010b) av Statens vegvesen:

- Det er viktig at skjermen tilpasses de stedlige forhold.
- Boring av kontrollhull skal ikke punktere skjermen.
- Boltelengde skal tilpasses injeksjonsskjermen slik at denne ikke punkteres.
- Sprengning skal utføres på en slik måte at injeksjonsskjermen ikke skades.
- Injeksjonstrykk og stoppkriterier skal fastsettes.
- Injisering skal også foretas i stoffen.
- Det skal stilles krav til injeksjonsmiddelets langtidsbestandighet.

I Bybanetunnelene er det satt et krav til maksimal innlekkasje på 20 L/min per 100 m av tunnel. Dersom kravet overstiges skal det injiseres. Det er også påkrevd injisering av kontaktstøp, i overgangssone portal til tunnel, ved alle påhuggene. Det er estimert at 20 % av tunnellengdene skal injiseres, dette inkluderer overgangssoner (Multiconsult, 2013d).

Injisering har hovedsakelig blitt utført i Folldals- og Fleslandtunnelen der det finnes bunnpunkt hvor vann må pumpes eller dreneres via borhull. Her har det stort sett blitt utført sonderboring, 5 hull á 21 m, etter hver 3. salve for målinger av innlekkasje på stuff. Det har blitt utført injeksjon ved innlekkasjer over 4-5 L/min, til tross for maksimum grense på 20 L/min. Injeksjonsskjermen har en rekkevidde på 21 m (Multiconsult, 2014c).

Injiseringen starter i sålen og avsluttes i heng. Grovinjisering skjer ved bruk av industrisement og et trykk på opptil 50 bar. Det er satt mengdebegrensninger på ca. 300 L per hull ved injisering, og det er brukt industrisement med V/C-tall 0,7-0,5 og superplastiserende stoffer. Mauringsmasse er brukt avslutningsvis ved behov dersom det mislykkes i å bygge opp trykk. Injisering er utført sporadisk i Folldalstunnelen, mens kun enkelte sonderhull ble fylt med betong i Fleslandstunnelen (Multiconsult, 2014c).

4.3.4 Vann- og frostsikring

I Bergens fuktige klima vil det alltid være en fare for innlekkasjer i grunne tunneler. Selv om grunnvann generelt sett ikke er et problem for Bybanetunnelene, som stort sett går gjennom topper i terrenget, vil innlekkasjer gjennom sprekker i dagfjellet være en utfordring. Kuldeperioder med risiko for frostoppbygging i tunnelene vil også forekomme hver vinter.

Når en tunnel drives gjennom lekkasjeutsatte soner blir det som nevnt utført injeksjon rundt tunnelprofilet hvis lekkasjen over stiger kravet på 20 L/min per 100 m av tunnel. Mindre lekkasjer vil imidlertid alltid være et problem når tunnelen er ferdigstilt. Alle tunneler må derfor ikles både vann- og frostsikring, som normalt blir utført ved avskjerming av vann som føres ned til en tunnelgrøft.

Utforming av tunnelprofilet er viktig for dreneringen av vann i tunnelen, og det er vanlig at det konstrueres en vannoppsamlingsgrøft i det ene hjørnet av sålen. For at alt av vann som trer seg inn i tunnelen skal dreneres bort, blir hele sålen også konstruert med en svak vinkel som fører vannet til grøften. Grøften vil deretter drenere vannet ut av tunnelen, enten med hjelp av pumpe eller ved tunnelens helning.

Når bergsikringen er ferdig utført i tunnelen, spesielt sprøytebetongen, må det kontrolleres for sprekker og dårlig heft minst en gang før tunnelen sikres mot vann og frost (Statens vegvesen, 2010b). Når vann- og frostsikringen iverksettes, er det krav til at det etableres en tett overgang som hindrer vannlekkasje og luftstrømning med frostinntrengning bak konstruksjonen.

Isolasjon må festes til konstruksjonen på en slik måte at kuldebroer unngås (Statens vegvesen, 2006).

I Bybanens byggetrinn 3, så vel som for tidligere byggetrinn, vil vann- og frostsikringen bestå av WGT-100 tunnelhvelv levert av W. Giertsen Tunnel AS (se figur 4.9). Dette systemet består av armerte duker og stålbuer som sammen utgjør et tunnelhvelv som hindrer vanngjennomtrengning og drypp. Både vegg og heng vil ikles fullstendig med WGT-100 gjennom hele tunnellengden. W. Giertsen Tunnel AS hevder selv at systemet sikrer lave vedlikeholds- og driftskostnader, samt at evt. skader kan repareres med kort nedetid på anlegg. Andre fordeler inkluderer at duken er selvslukkende og ikke overtennes ved brann, og at levetid på konstruksjonen er forventet å være 50 år.

Tunnelhvelvets konstruksjon skal være godt egnet for lav-trafikk-tunneler som på Bybanen. En relativt lav trafikkmengde og fravær av forurensning sørger for at kvaliteten og levetiden opprettholdes. I motsetning, ville dette derimot ikke vært en tilstrekkelig løsning i f.eks. vegtunneler pga. større trafikkmengde og forurensning.



Figur 4.9. Oppsetting av WGT-100 tunnelhvelv i Dyrhovdtunnelen.

Med tidligere erfaringer fra byggetrinn 1 og 2 har WGT-100 bevist seg ikke bare å hindre vanngjennomtrenging, men også å forhindre oppbygging av frost på tunnelvegg. Dette er tilfellet fordi den heldekkende duken skjærer bergoverflaten i å komme i kontakt med kald luft som trekkes inn i tunnelen. I et mildt, bergensk klima har dette vært et tilstrekkelig tiltak for frostsikring.

Etter ferdigsprenging av tunnelprofil og påføring av sprøytebetong hender det at det blir oppdaget store lekkasjer som likevel er under kravet for iverksetting av injeksjon. I disse tilfellene brukes det matter av PE-skum for tetting. Disse mattene påføres utenpå sprøytebetongen og kan boltes fast. Disse vil lede lekkasjer ned langs tunnelveggen, mens tunnelduken vil beskytte mot mindre lekkasjer.

4.3.5 Problemer knyttet til lav overdekning

De fem Bybanetunnelene som skal bygges har en ting felles ved at de alle har generelt lav overdekning. Dette medfører både fordeler og ulemper for stabiliteten. En fordel i forhold til dypereliggende tunneler er at gruntliggende tunneler ikke vil ha problemer med høye bergspenninger, som kan medføre sprakeberg og deformasjoner. Ulemper vil derimot være generelt mer oppsprukket og forvitret berg og et lavt spenningsnivå. Disse forholdene vil medføre lav innspenning i tunnelprofilet og fare for kollaps og utfall av blokker.

I spesielle situasjoner med enten liten bergoverdekning og manglende innspenning må en se på drivemetode og midlertidig sikring samtidig med permanent sikring. Dette medfører at all sikring inklusivt permanent sikring må utføres på stoff. Elementer som må vurderes i denne sammenheng er forbolter, salvelengde, oppdeling av tverrsnitt, midlertidig sikring og åpentid for utdrevet bergrom før permanent sikring kan etableres (NFF, 2008).

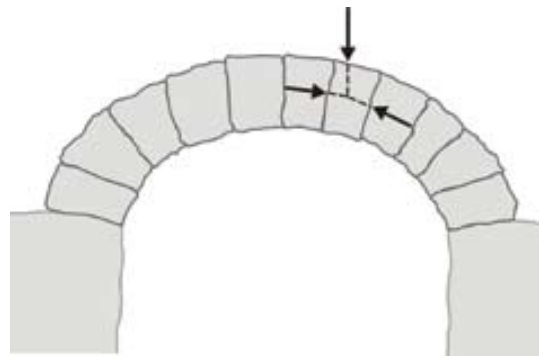
Permanent sikring av tverrsnittet vil ikke være i samvirke med berget, men en ren understøttelse av overliggende masser. Ved beregning må det derfor tas hensyn til alle overliggende masser samt sikringskonstruksjonens egenvekt. En må også ta hensyn til om lastene opptrer symmetrisk slik at installert sikring kan dimensjoneres som en trykkbue, eller om lastene opptrer usymmetrisk slik at sikringskonstruksjonen også må dimensjoneres for strekk, moment, skjær og knekking (NFF, 2008).

Muligheten for å gjøre tiltak fra overflaten kan også være aktuell. Ved kryssing av partier med minimal fjelloverdekning kan det være aktuelt å avdekke løsmassene og støpe en betongplate,

slik at det kan drives ut berg under. Dimensjonering av støp utføres etter NS 3473 Prosjektering av betongkonstruksjoner - beregnings- og konstruksjonsregler (NFF, 2008).

Betydning av anleggets geometri

Et hovedprinsipp ved utforming av en tunnel er å tilstrebe jevnt fordelte trykkspenninger tangentielt til tunnelen langs periferien. Dette er et viktig moment for planlegging av tunnelprofilen. Ved å tilstrebe mest mulig innspenning vil belastningen overføres ved trykkrefter på de ulike blokkene (se figur 4.10). I den klassiske buen er derfor bergblokker arrangert slik at sprekke bare overfører trykkrefter (NFF, 2008).



Figur 4.10. Ved lav overdekning er spenningsnivået lavt (NFF, 2008). Innspenning i hengen, samt trykket på omkringliggende blokker, vil derfor være generelt mindre enn ønskelig.

Spennvidden på en tunnel eller bergrom har avgjørende betydning for valg av sikring, særlig boltedimensjoner og boltelengder. Økende spennvidde gir større risiko for blokkutfall i form av «kirkespir», og i så tilfelle kreves det lengre og grovere bolter. For eventuell utstøping må behovet for armering vurderes (NFF, 2008).

Ved bygging av tunneler med lav overdekning stilles det spesielt store krav til både driving og dimensjonering av stabilitetssikring. Generelt vil spenningsnivået og innspenningen i hengen på grunne tunneler være relativt lavere enn for tunneler med større overdekning, og det vil derfor være større muligheter for at blokker kan falle ut.

4.3.6 Sikring av påhugg med lav overdekning

Det er lagt spesiell vekt på stabilitet av tunnelpåhugg i denne analysen. Med tanke på at bergoverdekningen på Bybanetunnelene er generelt lav over påhuggene, må det tas ekstra hensyn til sikring av disse. Ved påhugget er det som regel ofte berg av dårligere kvalitet enn ellers i tunnelen. Detaljutforming av forskjæring og påhugg i forhold til retning og helning må foretas med særlig hensyn til markerte svakhetsplan og -soner i bergarten. Sikring av påhugg

omfatter forhåndssikring, med sikringsmetoder som forbolting, sprøytebetong og utstøpt betong.

I Q-systemet er det også viet ekstra hensyn til påhugg med lav overdekning. Under beskrivelsene av faktor J_n , tall for sprekkesett, i tabell 4.1 er det lagt inn en anmerkning om at den opprinnelige faktorverdien skal dobles ved tunnelpåhugg. Dette vil medføre at den totale Q-verdien senkes betraktelig. Lav overdekning generelt sett er også opplyst som parameter for SRF-faktoren; spenningsfaktor. Her vil lave spenninger og åpne sprekker, samt utfall av blokker som konsekvens, medføre at den totale Q-verdien senkes ytterligere. SRF-verdien økes ytterligere om tunnelhengens dybde under fjelloverflaten er mindre enn spennvidden. For påhugg, spesielt ved lav overdekning, vil derfor Q-systemet sørge for at bergmassen i denne sonen havner innenfor en høyere bergmasse- og sikringsklasse med behov for mer omfattende sikringstiltak.

Som nevnt i tidligere avsnitt, er forbolting en metode som blir brukt til å stabilisere foran stuff i dårlig berg. I tunnelpåhugg med lav overdekning er det også svært aktuelt med bruk av forbolting som sikringsmetode før sprenging og utstrossing av tunnelprofilet (se eksempel i figur 4.4). På påhuggsflater med dårlig stabilitet, hvor det ikke vil være noe innspenning i lengderetningen, kan det være nødvendig med to raster forbolter for å unngå utfall (NFF, 2008). Det er vanlig å bruke sprøytebetong på overflaten over påhugget hvor boltene skal settes inn, for ekstra sikring mot utløsning av blokker.

Ved påhuggene på Bybanetunnelene i byggetrinn 3 er det brukt 2 raster med forbolter over tunnelverrsnittet i kombinasjon med fjellbånd og sprøytebetong. På påhuggsflaten over forboltene er det satt inn innstøpte bolter i et kvadratisk boltemønster. Alle tunnelpåhuggene ved Bybaneprojektet har generelt hatt relativ liten overdekning, så selve utførelsen av driving og sikring ved påhuggene har derfor vært nokså lik (Multiconsult, 2014c).

Plasseringen av påhuggene er viktig både for miljøet rundt og for stabiliteten. Et skjevt påhugg kan føre til at inngrepet i topografien vil være mer omfattende, samtidig som at sikringstiltakene må oppjusteres i forhold til å stabilisere påhugget. Et vinkelrett påhugg i forhold fjellveggen vil derfor foretrekkes om mulig.

Som nevnt tidligere vil betongutstøping være den aktuelle permanente sikringsmetoden for tunnelpåhuggene og langs forskjæringen. Det er svært sjeldent at bergmassen i veg- og jernbanetunneler har vært eksepsjonelt god nok til at tunnelpåhuggene ikke har blitt sikret

med betongutstøpning. Samtlige Bybanetunneler vil bli sikret med betongutstøpning i portalene. Om den lave overdekningen fortsetter lengre inn i bergmassen, kan det være aktuelt med sprøytebetongbuer som sikringsmetode.

Den sprengningsmessige utførelsen av tunnelpåhuggene er viktig for å bevare bergmassen rundt tunnelprofilen så stabilt og intakt som mulig. En spesiell sprengningsplan må utarbeides og legges opp til at en unngår underkutting av potensielle glideplaner som gir ustabile skjæringer. Som regel vil reduserte salvelengder benyttes for de første salvene til et stabilt påhugg er etablert. Dette vil bli drøftet videre i følgende kapittel.

4.4 Sprengningsmessig utførelse

Det er en del faktorer det må tas hensyn til i forhold til den sprengningsmessige utførelsen av tunneler. Hovedmålet er at sprengningen skal utføres slik at sikkerheten ivaretas, skader unngås, omgivelsene utsettes minst mulig og at unødvendig svekkelse av den endelige bergkontur unngås. (Statens vegvesen, 2012).

Utdrivingen av Bybanetunnelene i byggetrinn 3 foregår ved bruk av den tradisjonelle «drill and blast»-metoden. Metoden innebærer bruk av flere sprengsalver som er satt inn i borhull spredt rundt i et systematisk mønster på stoffen. Salvene er koblet sammen og innstilles med forskjellig forsinkelsestid. Innstilling av riktig forsinkelsestid for hver salve er med på å gi en nøyaktig kontursprengning, samt redusering av vibrasjoner i bergmassen.

4.4.1 Krav til utførelse av sprengning

Et viktig mål med sprengning av et tunnelprofil er å etterlate gjenstående berg så nær opp til planlagt profil som mulig, med minst mulig skade på berget rundt. En god kontur vil gi mindre utstikkende bergpartier, samt et redusert behov for rensk og sikring av berg i etterkant. Dette oppnås ved å ha fokus på nøyaktig boring og bruk av reduserte salvelengder og ladninger. Synlige borpiper i hengen og vegger etter utført sprengning vil være et tegn på godt utført kontursprengning.

Konvensjonell slettsprengning er den vanligste framgangsmåten for å oppnå en jevn kontur i tunnelprofilen. Slettsprengning er en form for kontursprengning som utføres med liten hullavstand og forsetning. Borhullene nærmest konturen, samt raden innenfor, lades med svake ladninger og sprenges forsiktig. Borhullene nærmere sentrum av stoffen kan lades med kraftigere sprengstofftyper, da disse påvirker konturen i mindre grad. Slettsprengning bygger da i prinsippet på at bruk av en redusert ladningskonsentrasjon vil gi redusert knusing og

oppsprekking av berget rundt det planlagte tunnelprofilet. Et optimalt resultat oppnås ved nøyaktig boring, redusert og riktig fordelt ladning og redusert avstand mellom borhullene. Hullavstand og ladmingsmengde må vurderes etter bergets egenskaper (Bruland, 2002).

Bestemmelse av salvelengde er viktig for resultatet og stabiliteten av den utsprengte seksjonen. Større salvelengder vil naturlig nok medføre en raskere fremdrift i tunnelutdrivingen, men vil også stille krav til bruk av større mengder sprengstoff. Dette vil også medføre mer vibrasjoner, større forstyrrelser i omkringliggende bergmasser og større usikkerheter knyttet til konturkvaliteten. Reduserte salvelengder er derfor anbefalt for seksjoner av tunnelen med svakere bergmasser. Salvelengder på 4-5 meter er normalt for sprengning i mer stabile bergmasser.

Det er viktig å bruke stemming for tetting av borhullene ved initiering. Hensikten med dette er å bevare sprengningsenergien i borhullet og bergmassen, slik at deler av energien ikke forsvinner ut av borhullet.

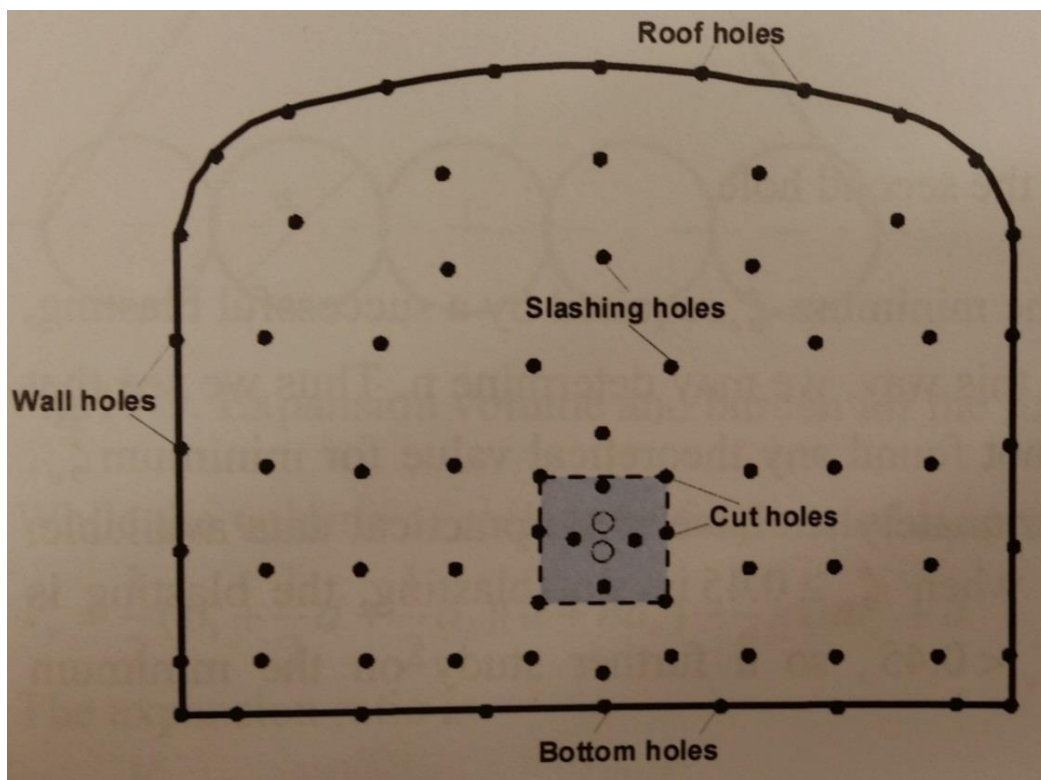
Bestemmelse av bore- og tennplan

I bestemmelsen en boreplan, må kutten og konturhullene plasseres først. Deretter blir radene ved sålen og raden nærmest konturen plassert, fulgt av de resterende borhullene innenfor profilet. Borhullene i kutten blir plassert sist (Zare, 2007). To eller flere borhull i midten vil ha en noe større diameter enn de andre og vil forbli uladet. Dette er for å tillate nødvendig utvidelse av berget, da salvene i kutten initieres først.

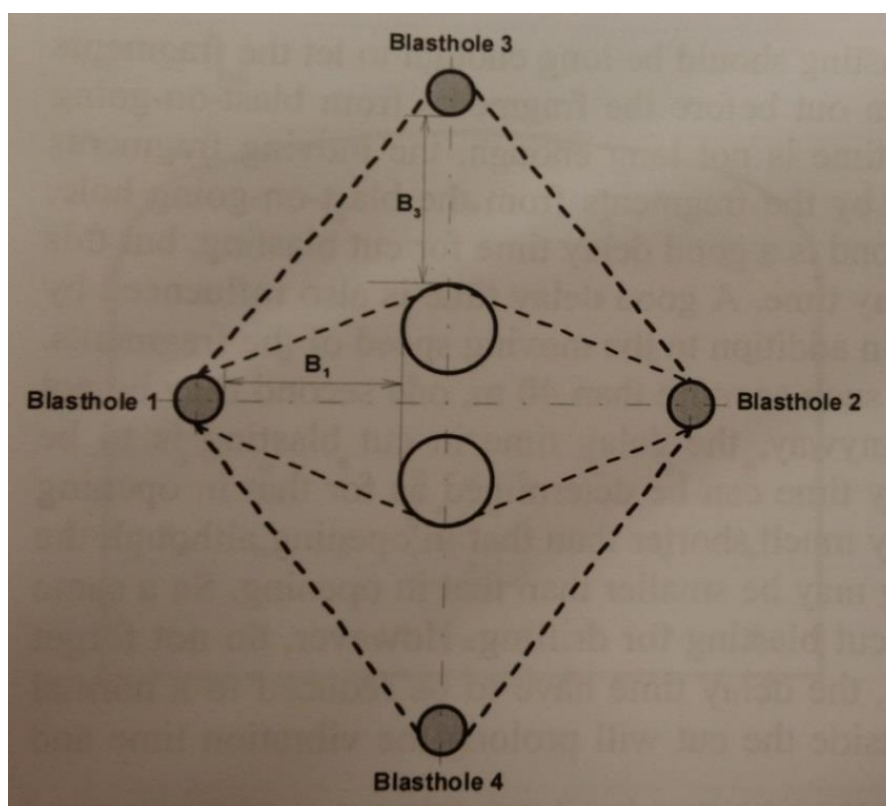
Plassering av kutten har en innvirkning på bergfragmentering og konsumering av eksplosiver. Det er vanlig å plassere kutten symmetrisk om den vertikale tunnellaksen. En høyt plassert kutt vil gi bedre fragmentering, men krav til mer sprengstoff, mens en lavere plassert kutt vil gi dårligere fragmentering, men krav til mindre sprengstoff (Zare, 2007). Kutten spiller en viktig rolle i sprengningen, siden disse salvene lager frie overflater og rom for utvidelse for de følgende salvene i resten av profilet (Zhang, 2013).

Sprengning av konturhullene er som nevnt svært viktig med tanke på bevaringen av tunnelprofilet. Målet er at gjenstående berg skal ligge så tett opptil det planlagte profilet som mulig, og være påvirket av sprengningen så lite som mulig. Presis drilling av borhullene er derfor essensielt for å oppnå et godt resultat.

Målet for de resterende borhullene innenfor profilet er å oppnå en god fragmentering av bergmassene som sprenges ut, uten å påvirke kontursprengningen.



Figur 4.11. En typisk distribusjon av borhull på en tunnelstøff (Zhang, 2013).



Figur 4.12. Viser hvordan kutteren er utformet med borehull for salver og tomme borhull for å tillate ekspansjon (Zhang, 2013).

Forsinkelsestid

Forsinkelsestid spiller en viktig rolle i sprengningsutførelsen. Teoretisk sett er de tomme borhullene i kuttet til for å skape frie overflater og plass for utvidelse for de først-initierte salvene, mens de andre salvene skaper større frie overflater og mer rom for utvidelse når de følgende salvene sprenges. Derfor er det viktig med riktig innstilling av forsinkelsestid, slik at denne prosessen foregår systematisk (Zhang, 2013).

Forsinkelsestiden mellom hver enkelt salve bør være lang nok for å la fragmentene fra den sist initierte salven bli kastet ut før fragmentene fra den neste salven blir satt i bevegelse. Hvis forsinkelsestiden ikke er lang nok så vil fragmentene fra den sist initierte salven påvirke bevegelsen på den neste salven osv. Undersøkelser i praksis foreslår at 1 sekund er en optimal forsinkelsestid mellom salvene, men dette vil selvfølgelig variere med borhullslengden og andre faktorer som påvirker farten på fragmentene (Zhang, 2013).

Salvene rundt kuttet vil alltid være de som initieres først, siden de tomme borhullene med rom for utvidelse befinner seg her. Ellers er det vanlig praksis at de nederste radene med salver, på begge sider av kuttet, er de neste som initieres. Deretter følger de resterende salvene over kuttet, mens de to innerste radene nærmest konturen går sist. Erfaring tilsier at denne rekkefølgen har resultert i best tunnelkontur, med minst mulig forstyrrelse av omkringliggende bergmasser.

Sprengningsopplegg

Sprengningsopplegget vil påvirke stabilitetssikringen i stor grad. Et skånsomt sprengningsopplegg med god kontursprengning har størst betydning for å bevare profilet innenfor bergmasseklasse A, B og C. Utviklingen har lenge gått mot hardere sprengning, spesielt i såle og vegg. Dette har igjen ført til et større sikringsbehov med sprøytebetong og systematisk bolting (Statens vegvesen, 2010a). I noen tilfeller kan bruk av forbolting være nødvendig for å bevare profilet og hindre nedfall/spirdannelse etter sprengning i tunnel, da spesielt for bergmasseklasser lavere enn C og i påhugg med lav overdekning.

Sprengningsopplegget må planlegges og tilpasses bergartene langs traséen, fordi enkelte bergarter er mer sprengningsømfintlige enn andre (Statens vegvesen, 2010b). Særlig metamorfe og generelt folierte bergarter, som amfibolitt og gneis, vil ha dårlig sprengbarhet på grunn av uforutsigbar oppsprekking ved sprengning. De karakteristiske egenskapene til magmatiske bergarter, som anortositt og gabbro, vil derimot medføre en bedre sprengbarhet.

4.4.2 Vibrasjoner og hensyn til miljø

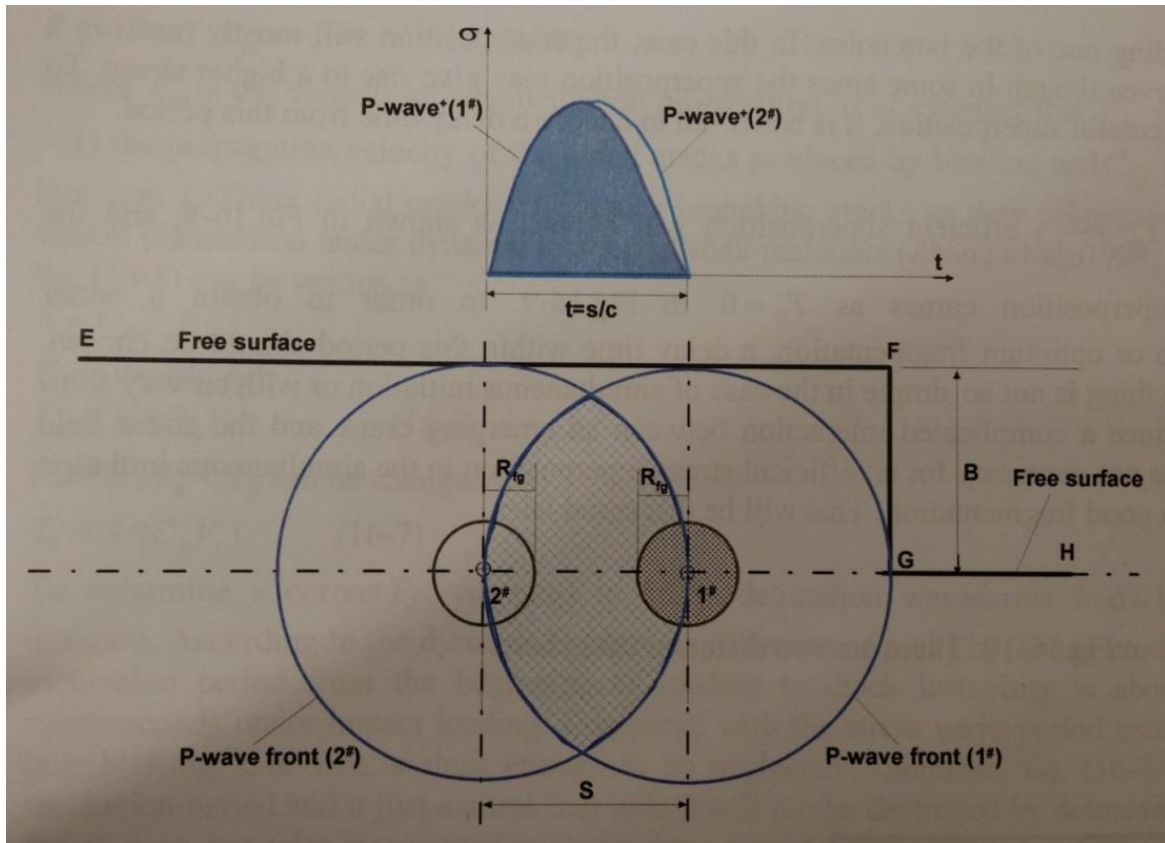
Sprengningsarbeid i Bybanetunnelene kan medføre store vibrasjoner og støy ved nærliggende bebyggelse i området. I Mott MacDonalds forundersøkelser for Bybanen kom de fram til følgende anbefalinger om tiltak til støy og vibrasjoner:

Det anbefales at støyende arbeid unngås om natten og at man overholder grunnleggende grenser på 60 dB om kvelden, 45 dB om natten og 65 dB på dagtid der det er mulig. Skoler er mest utsatt på dagtid, derfor bør arbeidet planlegges utført på kveldstid. For arbeid som overstiger 6 uker bør grensen reduseres med behørig grensekorreksjonsverdi. Der forhøyede støynivåer ikke kan unngås, kan grensen økes med 5 dB for arbeid som pågår i mindre enn 2 uker og med 10 dB for arbeid som pågår i mindre enn 1 uke, så fremt arbeidet ikke gjentas i løpet av anleggsperioden. I snitt skal ikke vibrasjonsgrenser overstige 25 mm/s langs ruten, men på 4 steder går vibrasjonsgrensen fra 17,5 mm/s til 30 mm/s (Mott MacDonald, 2012).

På byggetrinn 3 av Bybanen finnes det en del bebyggelse som ligger tett opp til mange av tunneltraséene. Det har derfor vært viktig å overholde den gjennomsnittlige vibrasjonsgrensen på 25 mm/s, samt grensene for støynivå mellom 45-65 dB. Da det er mest anleggsarbeid på overflaten som påvirker støynivået, vil sprengningsarbeider i tunnelene påvirke vibrasjoner i bakken. Ved å endre på sprengningsoppsettet er det mulig å redusere vibrasjonsnivået.

Riktige innstillinger av forsinkelsestid for hver enkelt salve, som beskrevet tidligere, er ikke bare viktig for å oppnå optimal fragmentering og mindre skade på omkringliggende bergmasser, men også for å redusere vibrasjoner. Hvis alle salvene blir initiert samtidig, eller med for tett forsinkelsestid, vil vibrasjonene i bergmassen bli mye høyere enn for salver innstilt med forskjellig og tilstrekkelig forsinkelsestid. Grunnen til dette er at P-bølgene fra hver enkelt salve vil treffe hverandre og mangedobles i amplitude, som resulterer i at mer energi, og derav større vibrasjoner, blir frigjort i bergmassen samtidig (se figur 4.13). Det blir heller ikke skapt frie overflater hvor energien blir frigjort. Ved bruk av korrekt forsinkelsestid vil energien derimot distribueres mer jevnt over tid og resultere i bedre fragmentering, mindre påvirkning på omkringliggende bergmasser og lavere vibrasjoner (Zhang, 2013).

Et annet tiltak for å redusere vibrasjoner vil være å redusere salvelengden og sprengstoffmengden i borhullene. Dette utføres spesielt i tunnelseksjoner hvor det er liten overdekning, da spesielt med tanke på både stabilitet av tunnelprofil og vibrasjoner ved bebyggelse på overflaten.



Figur 4.13. Stressdistribusjon mellom to initierte salver (Zhang, 2013). I det skraverte området vil P-bølgene overlappes og resultere i en fordobling av amplituden.

4.4.3 Sprengningsplan for Bybanetunneler

Veidekke, som er entreprenøren for Bybanen i kontrakt C11, planlegger og utfører sprengningsarbeider i Folldal-, Steinsvik- og Solheitunnelen. Skanska har ansvaret for Dyrhovd- og Fleslandstunnelen. Veidekke har beskrevet sine sprengningsplaner for påhugg og ordinær framdrift. Dette presenteres i følgende avsnitt.

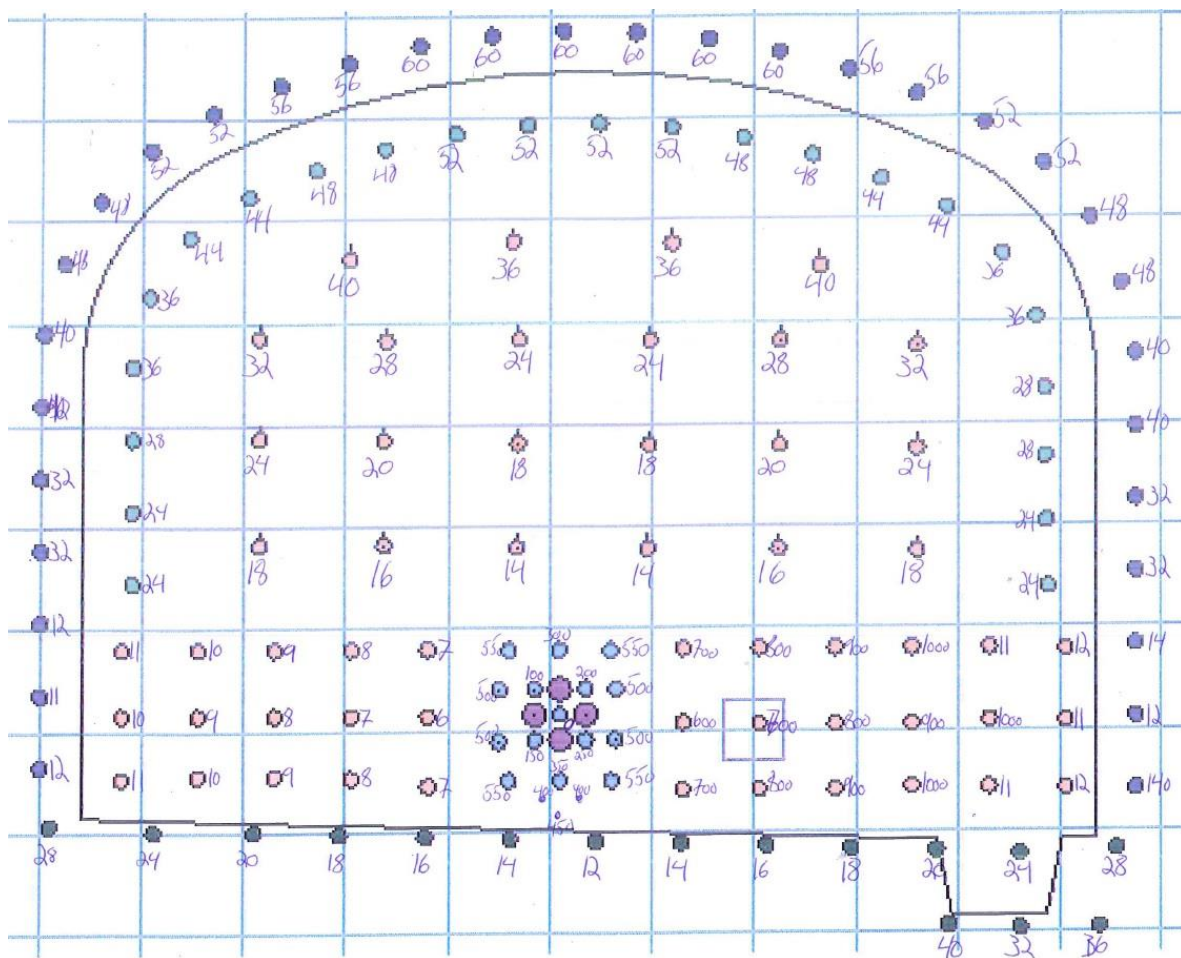
Salvestørrelse for påhuggene vil variere noe mellom hver enkelt tunnel, men vil hovedsakelig være mellom ca. 15 og 440 m³, mens tverrsnittene varierer fra ca. 5 til 100 m². Det forekommer også enkelte andre tverrsnittsendringer. Salvelengde vil normalt ligge på 4,8 m. De første salvene for påhuggene deles opp hhv. i kutt, nedre stross venstre og høyre, midtre stross og øvre stross, og vil ha redusert salvelengde. Etter hvert som framdriften passerer 15 m, vil salvene bli lengre. Dette vurderes underveis (Veidekke, 2014).

Boring av hull for salver skjer med 16 fot stang. Ordinære salvehull vil ha en diameter på 48 mm, mens de tomme borhullene i kuttet vil være 4 stykk med en diameter på 102 mm. Mønster vil variere ut fra tverrsnitt og forhold. Konturhull ansettes 100 mm utenfor

sprengningsprofilen og med 300 mm stikk på odd. Hull langs sålen ansettes 100 mm utenfor sprengningsprofilen og med 300 mm stikk på odd (Veidekke, 2014).

Salvene lades med patronert sprengstoff og/eller emulsjonssprengstoff (SSE-slurry). Det lades med redusert ladning i kontur og rad innenfor kontur. Mengde sprengstoff på salvene vil variere fra 40 - 800 kg. SSE-slurry opptennes med primere 25 g (150 × 15), type Nobel Prime/Dynoprime T eller Dynamit 30 × 180. For tennere brukes Nonel-serien, og ved behov for større oppdeling blokkes det. Tennere/blokker bntes sammen med E-cord 5g. Opptenning skjer med skyteapparat (Veidekke, 2014).

Dekking vil bli utført med 2 stk. sprengskjold 4 × 8 meter som kan plasseres fritt foran salven. Skjoldene belastes med betongklosser hver ca. 1600 kg for å hindre velt. Det vil også bli brukt enkle skytematter der det er behov. Over påhugget monteres det et nett som hindrer evt. småsprut (Veidekke, 2014).



Figur 4.14. Sprengningstverrsnitt med bore-, lade- og tennplan i bergmasser med god kvalitet og overdekning. Forsinkelsestid er lagt inn for hver enkelt salve. Figur: Veidekke.

Som nevnt i Veidekkes beskrivelser, har de valgt å dele opp tverrsnittet i sprengning av påhuggene. De første salvene deles opp i hhv. kutt, venstre og høyre nedre stross, midtre stross og øvre stross (se figur 4.15). Salvestørrelsene vil variere avhengig av bl.a. bergforhold, overdekning og miljø rundt tunnelen, mens salvelengdene vil være generelt kortere for påhuggene.

5 Eksempler fra sammenlignbare prosjekter i Norge

I dette kapittelet vil relaterte utfordringer og spesielle forhold fra det forrige byggetrinn av Bybanen, samt andre lignende tunnelprosjekt i Norge, bli sammenlignet med byggetrinn 3.

5.1 Bybanen byggetrinn 2; Nesttun-Lagunen

I Bybanens to første byggetrinn har det blitt konstruert totalt 6 tunneler mellom Byparken og Lagunen; Fagerås-, Slettebakken-, Fantoft-, Tveiterås-, Nesttunhaug- og Skjoldtunnelen. De to sistnevnte tunnelene tilhører byggetrinn 2, hvor det har oppstått lignende utfordringer med særlig lav overdekning og nærliggende bebyggelse som i byggetrinn 3.

5.1.1 Nesttunhaugtunnelen

Dette er den første tunnelen på strekningen Nesttun-Lagunen i byggetrinn 2. Tunnelen er ca. 350 meter lang i fjell i tillegg til portaler/betongutstøpning, og ble drevet i perioden april-desember 2011. Inkludert betongutstøpning av portal med lengder 60 m mot Skjoldskiftet (mot sør) og 30 m mot Nesttun sentrum (mot nord), blir den totale tunnellengden 440 m. Bergmassene består hovedsakelig av båndet gneis.

Nesttunhaugtunnelen er drevet fra Skjoldskiftet mot Nesttun sentrum, med gjennomslag i portal ved sistnevnte lokalitet. Påhugget ved Skjoldskiftet har en overdekning på 6-7 m og en Q-verdi på 1,4 for de første 25 m av tunnelen. Berget er i tillegg tett oppsprukket i denne lengden og det ble derfor benyttet 5 omganger med forbolting og fjellbånd. Videre etter 25 m er bergmasseforholdene betraktelig bedre og overdekningen større. Q-verdier varierer mellom 19 og 2,3.

Mellom 65-75 m før påhugget ved Nesttun sentrum, krysser Nesttunhaugtunnelen under Nesttuntunnelen, som er en vegtunnel. På grunn av manglende overdekning ble det her støpt et betongfundament som fungerer som en bro for den kryssende vegtunnelen. I Bybanetunnelen ble det i tillegg satt opp to sprøytebetongbuer for denne lengden.

I påhugget ved Nesttun sentrum varierer Q-verdien mellom 1,3 og 3,9 som følge av oppsprukket berg og lav overdekning til kryssende veg over tunnel. Her ble det benyttet 5 omganger med forbolting, 2 mot påhugg og 3 inn mot tunnel, og i tillegg satt opp en sprøytebetongbue.

På grunn av at Nesttunhaugtunnelen må unngå den kryssende vegtunnelen, vil vann samle seg opp i et bunnpunkt av tunnelen. Her blir vannet pumpet ut fra en kum i bunnpunktet.



Figur 5.1. Forberedelser av siste salve på Nesttunhaugtunnelen, november 2011. Foto: Bybanen Utbygging.

5.1.2 Skjoldtunnelen

Skjoldtunnelen er ca. 325 meter lang i fjell i tillegg til portaler/betongutstøpning, og ble drevet i perioden august-november 2011. Inkludert betongutstøpning av portaler med lengder på 5 m ved begge ender, blir den totale tunnallengden 335 m. Utforming av påhugg/forskjæringer og periodevis meget liten overdekning har vært særlige utfordringer knyttet til denne tunnelen. Bergmassene består hovedsakelig av amfibolitt.

Tunnelen ble drevet fra det nordøstlige påhugget ved Mårdalen, med gjennomslag ved det sørvestlige påhugget. Det nordøstlige påhugget er sprengt inn i en høy, men smal koll, og har en Q-verdi på 4,1. Manglende sidedekning på høyre side har ført til bruk av forbolting med bånd i både heng og vegg i tillegg til en sprøytebetongbue. Det har også blitt boltet på utsiden av tunnelen langs den aktuelle sidedekningen.

Mellom 45 og 60 m inn fra det nordøstlige påhugget krysser Skjoldtunnelen under en eksisterende veg med meget liten overdekning. Den minste avstanden mellom sprengningsprofil og eksisterende veg er ca. 3 m, inkludert 1 m løsmasser. Tiltaket på overflaten bestod av å installere armerte lastfordelingsplater under vegbanen. Tunnelen ble i

denne lengden drevet med forinjeksjon og korte salver på 2 m. Sikringen består av tett forbolting og etablering av 6 stykk 0,3 m tykke dobbeltarmerte sprøytebetongbuer forankret med bolter helt ned til sålen (Multiconsult, 2010).

Gjennom den resterende tunnallengden varierer Q-verdiene mellom 2,3 og 15, med overdekning på 10 m eller høyere. Det sørvestlige påhugget har overdekning på 7 m og Q-verdi 1,3, men det er ikke foretatt noe tung bergsikring i form av forbolting eller sprøytebetongbuer her.

Ved begge påhuggene ligger det bolighus som har meget liten avstand til tunnelen, og sprengningsarbeidene har derfor blitt utført med stor grad av forsiktighet med tanke på støy og vibrasjoner fra arbeider og sprengning i tunnel. På grunnlag av dette har ca. 70 % av tunnelen blitt drevet med redusert salvelengde for å oppfylle krav til rystelser i forhold til eksisterende nabobebyggelse (Multiconsult, 2010).

På grunn av fare for skader ved grunnvannssenking har det blitt foretatt omfattende tetting med injeksjon foran stoff i store deler av tunnelen.



Figur 5.2. Gjennomslag i det sørvestlige påhugget av Skjoldtunnelen, november 2011. Foto: Bybanen Utbygging.

5.2 Andre sammenlignbare prosjekter

Det finnes andre tunnelprosjekter i Norge som kan relateres til lignende forhold og utfordringer som har oppstått i forbindelse med Bybanen byggetrinn 3. Disse vil bli presentert i dette kapittelet.

5.2.1 Kokstadtunnelen

I forbindelse med utbedringen av Ringveg Vest i Bergen skal ringvegen forlenges fra Knappetunnelen i Dolvik til Kokstad/Flyplassvegen. Det ble konstruert to påhugg for toløpstunnel rett øst for næringsområdet på Kokstad. Utbyggingen har skjedd i samme anleggsperiode som Bybanen byggetrinn 3, og Bybanen vil ved ferdigstillelse passere over betongportalene til tunnelen (se figur 5.3). Dyrhovdtunnelen befinner seg ca. 500 m nordøst for portalene.



Figur 5.3. De to påhuggene for forlengingen av Ringveg Vest og Knappetunnelen. Bybanen vil passere i bro over påhuggene. Dyrhovdtunnelen befinner seg ca. 500 m til høyre/nordøst for bildet. Foto: Multiconsult.

Multiconsult hadde i oppdrag om å følge opp geologisk kartlegging og bergmasseklassifisering av tunnelstoffene, ca. 30 m f.o.m. påhugg og inn i tunnel. I og med at Kokstadtunnelen vil gå i samme område som Bybanen, vil den møte tilsvarende bergmasseforhold som i Bybanetunnelene. Overdekningen til tunnelportalene vil imidlertid være større enn for Bybanetunnelene, mellom ca. 10-15 meter.

De skråstilte påhuggene til Kokstadtunnelen har likevel vært en utfordring å drive ut i anleggsfasen, da noe utfall og oppsprekking av blokker oppstod rundt det opprinnelige sprengningsprofilen som følge av sleppete fjell med innhold av leire. Vinklingen av påhuggsflaten i forhold til tunneltraséen medførte at man fikk veldig liten sidedekning i høyre side av begge påhuggene, noe som ga redusert innspenning på fjellet og et økt behov for sikring. På grunn av svært liten avstand mellom tunnelvegg og forskjæring ble det også utført betongutstøpning på høyre side av venstre påhugg for stabilisering.

5.2.2 Jernbanetunnel Lysaker-Sandvika; Bærumstunnelen

Mellom 2007 og 2010 ble det konstruert en 6,7 km jernbanetunnel, derav 5,5 km i fjell, med dobbeltspor mellom Lysaker og Sandvika i Oslo. Tunnelen er drevet med konvensjonell sprengning fra totalt tre tverrslag. Under anleggsfasen i Bærumstunnelen har det vært utfordringer knyttet til setningsømfintlige grunnforhold og tunnelarbeid under grunnvannsnivået, som har gjort det nødvendig med en grundig tetting av tunnelen. Det har derfor blitt utført systematisk forinjeksjon og installert PE-skummatter langs hele tunnelprofilen (se figur 5.4).

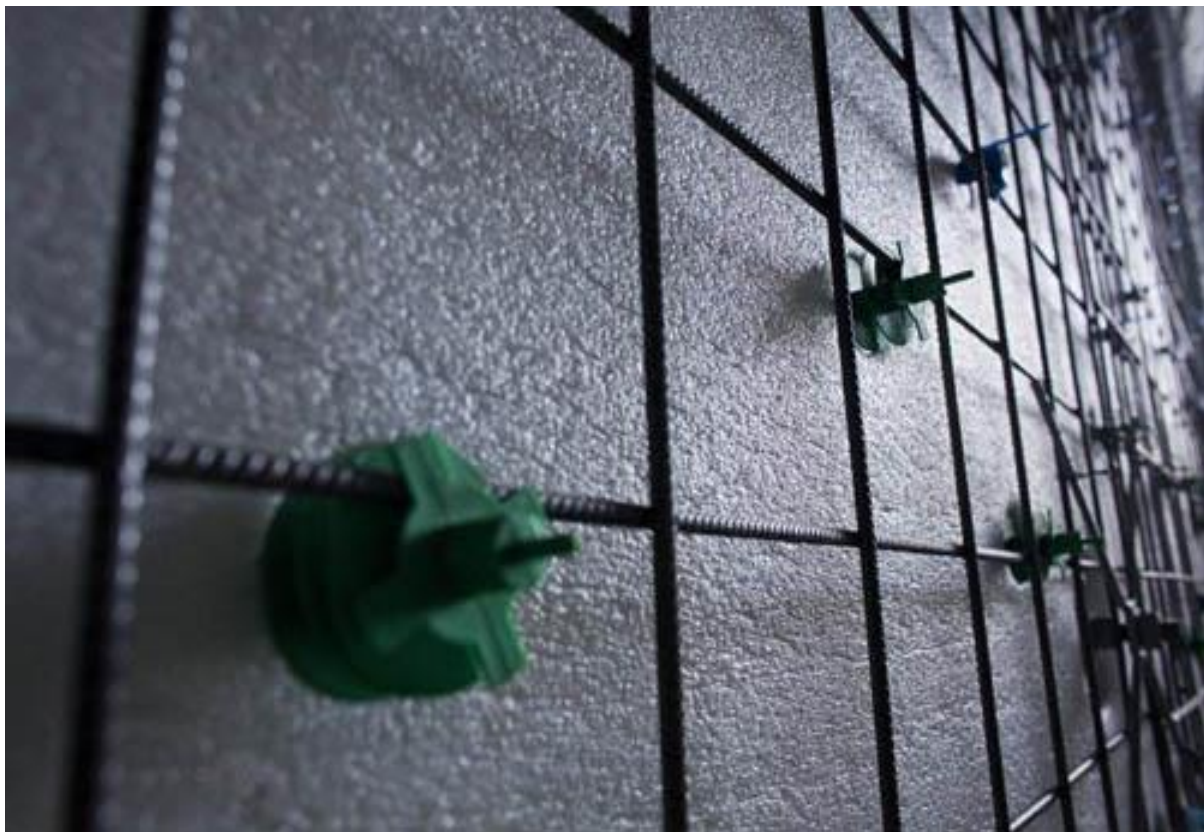
Før salvene ble sprengt ble det boret 75 hull 23 meter inn i fjellet, i konturen rundt tunnellopet. Med opptil 80 bars trykk ble hullene injisert med standardsementmasse som dannet en tett skjerm rundt. For hver injeksjonsrunde ble det sprengt tre salver á 5 m, slik at det ble god overlapping i forhold til kontroll på innlekkasjer i tunnelen (Byggfakta, 2009).

Til sammenligning med Bybanen byggetrinn 3 har det vært tilsvarende forhold i form av liten bergoverdekning og tett bebyggelse i nærheten av anleggene. Bl.a. i hovedløpet av Bærumstunnelen mot Lysaker i øst, ca. ved Bjerkåsen forbi Halvorsensvei, er overdekningen svært begrenset. Her ble hver salvelengde halvert for å redusere rystelsene på overliggende bygninger. Fremdriften var kun 5-10 meter per uke fram til overdekningen ble større.

Det å bygge tunnel i et slikt tettbeboet område har også medført strenge krav til arbeidstider for støy og støv. For å redusere belastningen på naboene under utsprengningsperioden, måtte

egne ruter og tidspunkt for bortkjøring av stein følges. I tillegg måtte tunnelutbyggingen ikke forstyrre driften på det eksisterende sporet, noe som har krevd god planlegging og logistikk (Nordli et al., 2011). Ved ferdigstillelse har også hele tunnelgulvet blitt dekket med et lag av steinull for å unngå spredning av vibrasjoner fra togtrafikk til nærliggende bebyggelse.

I forkant av anleggsstart på Bærumstunnelen var det et sterkt engasjement i lokalmiljøet for å velge bygging med TBM, med tanke på at denne metoden ville produsere mindre støy og vibrasjoner under anleggsfasen. Jernbaneverket hadde derimot tidligere gjort beregninger som viste at TBM ville bli betraktelig dyrere enn konvensjonell sprenging og medføre lengre byggetid. SINTEF gikk gjennom disse kalkylene og fikk ikke påvist avgjørende forskjeller i forhold til Jernbaneverkets tidligere beregninger. SINTEFs konklusjon var at de totale byggekostnadene for drift med TBM fra Sandvika ville bli ca. 700 millioner kroner høyere enn å sprengne tunnelen med tilkomst fra tre tverrslag. Med TBM ville det heller ikke vært mulig å rekke planlagt ferdigstillelse i august 2011 (Jernbaneverket, 2006).



Figur 5.4. For å sikre tunnelen mot vanninntrenging og frost boltes matter av PE-skum fast i hele tunnelprofilet. PE-skumplatene regnes for å være brannfarlige, og for å minske risikoen for brann blir tunnelprofilet deretter armert og tildekket med sprøytebetong. Foto: Hilde Lillejord, Jernbaneverket.

5.2.3 Gevingåstunnelen

Gevingåstunnelen ble bygget i tidsrommet våren 2009 og høsten 2010 og har en lengde på 4,4 km. Tunnelen har økt jernbanekapasiteten og kortet ned reisetiden for tog mellom Trondheim og Stjørdal med 4-5 min. Samtidig har den erstattet en rasutsatt og vedlikeholdskrevende strekning.

Det ble laget et tverrslag til Gevingåstunnelen som går 275 meter inn til hovedtunnelen. Fra tverrslaget ble det sprengt i begge retninger, slik at anleggsarbeid og massetransport da ville berøre bebyggelsen i nærområdet i minst mulig grad. Valg av drivemetode ble grundig utredet i planfasen. I stedet for sprenging vurderte man å bruke TBM, men denne metoden ble ikke valgt fordi den ville medføre betydelig høyere kostnader og lengre byggetid. TBM anses å være mer egnet og lønnsomt for lengre tunneler, og derfor ble det valgt å bruke ordinær sprenging for driving av tunnelen (Herjuaune, 2009).

I motsetning til Bybanen byggetrinn 3, så har Gevingåstunnelen relativt gode mengder med overdekning langs hele traséen. Dette har også ført til svært få problemer knyttet til vibrasjoner i anleggsfasen. De største vibrasjonsmålingene var på 4,5 mm/s, mens den tillatte grensen var 30 mm/s.



Figur 5.5. Påføring av sprøytbar membran i Gevingåstunnelen. Foto: Petter Solbakken, Jernbaneverket.

Et interessant moment ved Gevingåstunnelen i sammenligning med Bybanen, er at de har brukt sprøytbar membran som vann- og frostsikring. På oppdrag fra Jernbaneverket bygde SINTEF Byggforsk i februar 2010 et laboratorium hvor bergets varmeledningsevne og dens virkning på forskjellige vannavskjermingssystemer ble testet. Den sprøytbare membranen Masterseal 345 kom godt ut av testene både i forhold til vann- og frostsikring. Dette materialet ble derfor brukt i deler av tunnelen, som den første i Norge (se figur 5.5). I andre deler av tunnelen ble det benyttet PE-skum kombinert med sprøytebetong (Jernbaneverket, 2011).

Muligheten for anvendelse av nye frost- og vanntetningsmetoder i tunnel, som sprøytbar membran brukt i Gevingåstunnelen, vil bli diskutert og vurdert opp mot bruken av tunnelhvelv/-duk i Bybanetunnelene (se kapittel 7).

5.2.4 Ulrikstunnelen

Det skal bygges en ny tunnel parallelt ved siden av den eksisterende enkeltspørtunnelen mellom Fløen og Arna på Bergensbanen. Den nye Ulrikstunnelen vil bli totalt ca. 7700 m lang, hvorav ca. 7500 m med dobbeltspor og resten enkeltspørtunnel. Byggestart var august 2014.

Den nye Ulrikstunnelen blir den første jernbanetunnelen i Norge som skal drives med TBM. Lengden på TBM-delen vil være ca. 6770 m av tunnellengden, mens restenende lengder drives med konvensjonell sprengning. Det legges opp til at ettløpstunnelen drives med TBM fra Fløen, for å minimere transportveien for deponering av masser i Store Lungegårdsvann (Larsen, 2013).

Hvis tunnelen skulle ha blitt drevet fullstendig med konvensjonell sprengning, så ville det ha blitt lagt opp strenge restriksjoner på sprengningstidspunkter og krav til maksimale rystelser pga. togdrift i eksisterende tunnel, ca. 30 m unna. Et opplegg for inspeksjon av eksisterende tunnel etter hver sprengningssalve måtte i så fall også bli utført, og togtidene bli tilpasset etter sprengningstidene. Dette var hovedargumentene til fordel for TBM-drift kontra konvensjonell drift av Ulrikstunnelen (Larsen, 2013).

Som vann- og frostsikring består hovedløsningen av en uarmert betongstøp på 30 cm med bakenforliggende membran for tetting. En fiberduk skal fungere som beskyttelse for membranen, og egen dremsmatte påført vegg og heng i striper skal hindre vanntrykkoppbygning. Grunnet varierende tverrsnitt for dobbeltspordelen fra Arna er støpte

vegger beholdt i denne delen av tunnelen, mens støpen i hengen erstattes med et 30 cm tykt sprøytebetonglag. Som alternativ til støp skal det isteden brukes sprøytbar membran påført mellom to sprøytebetonglag, tilsvarende som gjort i Gevingåstunnelen. Det vil også bli bedt om tilbud på en opsjon med vann- og frostsikring med PE-skum og sprøytebetong (Larsen, 2013).

6 Resultater

I dette kapittelet vil undersøkelser av bergmassekvalitet og sikringstiltak bli gjennomgått for de fem Bybanetunnelene i byggetrinn 3. Påhugg og spesielle utfordringer for hver enkelt tunnel blir også gjennomgått i detalj.

Pelnummer blir angitt for beskrivelser av spesielle forhold ved bestemte lengder av tunnelene. Bybanetraséen i byggetrinn 3 vil gå mellom pelnummer 13100 og 19940, som er angitt i antall meter trasé fra start i Bergen sentrum. Pelnummer for tunnellengder er fra påhugg til påhugg, hvor betongportaler er ekskludert.

Plan- og lengdesnitt for trasé og tunneler er lagt til som vedlegg.

6.1 Folldalstunnelen (13195-13815)

Folldalstunnelen er den første og lengste tunnelen på strekningen Lagunen-Flesland på byggetrinn 3 av Bybanen. Anleggsperioden for driving av Folldalstunnelen startet i november 2013 og forventes å bli fullført i november 2014.

Etter at Bybanen har passert i bro over Rv 580 ved Lagunen vil den etter ca. 50 m gå inn i Folldalstunnelen. Den østlige portalen vil ligge like under Fv 179 (hvorav første 40 m er betongutstøpning), og i de første 120 m vil tunnelen passere under vegen og under parkeringsplassen ved Nordahl Grieg VGS med kun 4-6 m overdekning. Videre vil tunnelen få mye bedre overdekning med flere titalls meter inntil 160 m før vestlige portal. Da passerer tunnelen en svakhetsone i dagen (se figur 2.3) som er såpass dyp at det er konstruert en «cut & cover»-løsning for de neste 60 m. Tunnelen passerer deretter under en kolle som gir mellom 8 og 20 m overdekning for de resterende 100 m av tunnelen.

Utfordringer knyttet til bergmasse og overdekning

Utfordringer knyttet til lav overdekning vil forekomme ved begge påhuggene og ved «cut & cover»-seksjonen. Det er estimert at til sammen 14 % (80 m) av tunnelen har overdekning med mindre enn 10 m, og at 24 % (140 m) av tunnelen har overdekning med mindre enn 15 m (Multiconsult, 2013d).

Det vil til sammen være 4 påhugg for Folldalstunnelen på grunn av «cut & cover»-seksjonen. Ved det østre påhugget, like etter Lagunen holdeplass, har de første 60 m av selve bergmassetunnelen en overdekning på 4-6 m. I motsatt ende av tunnelen har påhugget betraktelig mer overdekning, mellom 5-12 m på de første 20 m. På bakgrunn av dette blir

Folldalstunnelen drevet fra vest mot øst, slik at det skal være mulig å sikre med forbolting fra begge sider inn mot østre påhugg.

Under driving av tunnel er det tatt hensyn til 4 stk. eiendommer i nærheten av påhuggene, på grunn av liten overdekning, vibrasjoner fra sprengning og støy. To hovedveger, Fv 179 og Folldalsheia, ved henholdsvis østre påhugg og «cut & cover» er lagt om på grunn av arbeidet.

I fremtiden vil E39, i forbindelse med utbygging av ny hovedveg mellom Os og Bergen, passere i tunnel under Folldalstunnelen med en minimum avstand på ca. 3 m. Det vil bli etablert en lastfordelingsplate mellom pelnummer 13427 og 13450 i Folldalstunnelen etter driving, og det blir sannsynligvis konstruert en «bro» med betongfundament (lignende for Nesttunhaug- og Nesttuntunnelen) i E39-tunnelen når den tid kommer.

Folldalstunnelen går utelukkende gjennom anortositt med stedvis gabbro. Bergarten oppleves som generelt kompetent og stabil for tunneldriving.

Bergmassevurdering og sikringstiltak

Driving av Folldalstunnelen har ved dato 16.09.2014 nådd pelnummer 13342, med drift mot kilometrering pga. driveretning østover. Det gjenstår 147 m av tunnelen mot øst.

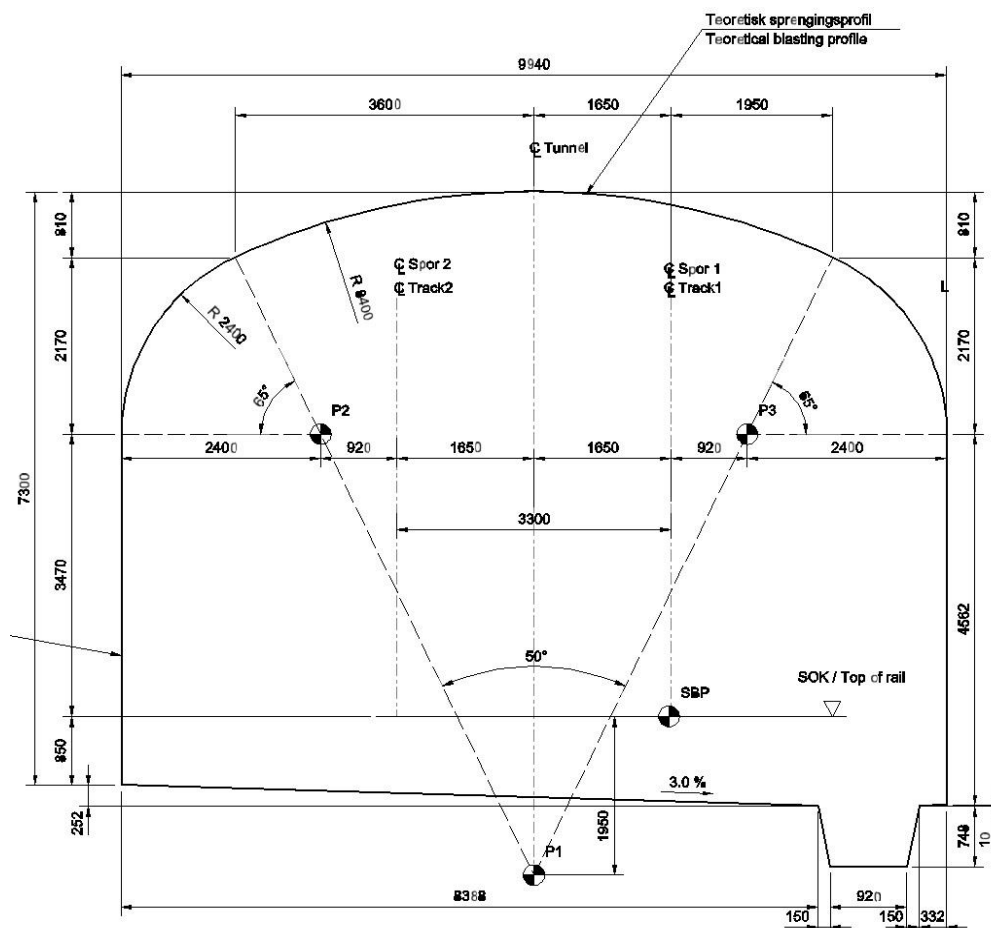
Før «cut & cover»-seksjonen ligger Q-verdiene for tunnelen mellom 1,5 og 3,6 i bergmasseklasse D, foruten de 15 første meterne av det vestlige påhugget. Her ligger Q-verdien på 0,75 i bergmasseklasse E på grunn av lav overdekning på ca. 4 m, steil foliasjon og slepper med leirinnhold langs foliasjonen. Sikringstiltak her, foruten radiell bolting og sprøytebetong etter bergmasseklasse E, har vært bruk av forbolting med bånd og en oppsatt sprøytebetongbue. Resten av tunnelen fram mot «cut & cover»-seksjonen har en foliert bergmasse med en generelt høy RQD på rundt 70 og kun noen mindre slepper og gjennomgående sprekker, som har gitt resultater i form av en jevn tunnelkontur etter sprengning. Ved gjennombrudd i «cut & cover» er Q-verdiene fortsatt innenfor bergmasseklasse D, og det er kun gjennomført ekstra sikring i form av forbolting med bånd.

Etter kryssing av «cut & cover»-seksjonen mellom pelnummer 13765 og 13705 er det et nytt påhugg for den østlige delen av Folldalstunnelen. I de første 12 m etter påhugget er det noen mindre slepper og sprekker i en foliert og oppsprukket bergmasse, og Q-verdiene ligger mellom 1,2 og 3,6 i bergmasseklasse D. Her er det satt inn tung bergsikring i form av forbolter (innstøpte, Ø32, 6m lange) med bånd i påhugget. Videre gjennom tunnelen t.o.m. pelnummer 13342 er overdekningen god (mellom 15-50 m) og Q-verdiene er generelt høye.

Foruten noen mindre soner varierer Q-verdien stort sett mellom 1 til 30 i bergmasseklasse B, C og D, som har gitt en god og jevn tunnelkontur etter sprengning. Tre mindre soner mellom pelnummer 13560-13543, 13473-13467 og 13420-13415 har hatt problemer med drypp eller mindre lekkasjer som har gitt Q-verdier i bergmasseklasse E. Disse har i ettertid blitt injisert.

De resterende 147 m av Folldalstunnelen etter pelnummer 13342 vil sannsynligvis møte lignende forhold som lengre bak tunnelen fram til ca. 13260, hvor overdekningen reduseres drastisk til 4 m. Herfra og fram til det østlige påhugget vil overdekningen være mellom 3-4 m, og det vil derfor være nødvendig med reduserte salvelengder og evt. oppdelte sprengningstverrsnitt. Sikring i form av forbolting med bånd fra både påhugget og tunnel vil være nødvendig før gjennombruddet. Sprøytebetongbuer er også aktuelt hvis bergmassen er oppsprukket og dårlig, noe som er meget sannsynlig.

Sprengningstverrsnitt



Figur 6.1. Tverrsnitt av Folldals-, Steinsvik-, Solhei- og Fleslandtunnelen som viser mål for det teoretiske sprengningstverrsnittet. Mål er angitt i centimeter. Figur: Mott MacDonald.

Figur 6.1 viser mål for det teoretiske sprengningstverrsnittet i Folldals-, Steinsvik-, Solhei- og Fleslandtunnelen. Alle Bybanetunnelene vil ha samme tunneltverrsnitt foruten Dyrhovd-tunnelen. Denne blir beskrevet senere.

Innenfor sprengningstverrsnittet settes det av 1,65 m (til sentrum av Bybanevogn) + 2,02 m (til gangveg) fra hver side av sentrum. Det settes også av 0,8 m til gangveg/kabelkanal på begge sider. Dette gir et bruksområde på totalt 8,94 m av tunnelbredden. Siden total bredde av det teoretiske sprengningstverrsnittet er 9,94 m, vil de resterende 0,5 m på begge sider befinne seg bak vann og frostsikringen, WGT-100 tunnelhvelv. Noe av denne bredden er også ikledd sprøytebetong og annen bergsikring.

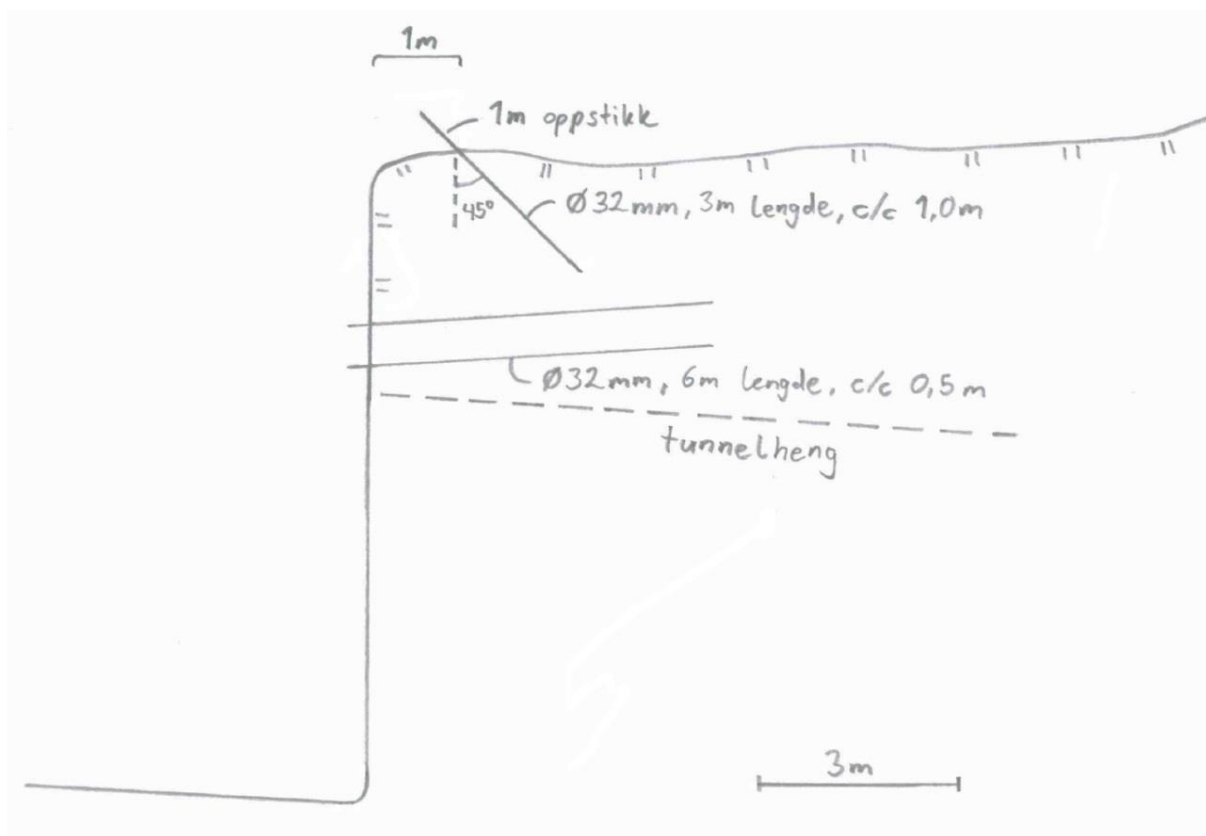
Alle tunnelene har en dreneringsgrøft i ett av de nedre hjørnene for oppsamling av tunnelvann. Det blir sprengt ut et større bergrom for pumpestasjoner.

6.1.1 Østre påhugg (13195)

Områdene med lav overdekning i Folldalstunnelen er lokalisert i nærheten av påhuggene. Tre av påhuggene har en relativt begrenset lengde med overdekning på mindre enn 10 m, men ved det østre påhugget er det en betydelig større tunnellengde med lav overdekning mellom pelnummer 13195 og 13260. Her varierer overdekningen mellom kun 3-4 m. Det vil det være behov for forsiktig sprengning og reduserte salvelengder, i tillegg til behov for tung bergsikring, siden overdekningen er betydelig mindre enn tunneldiameteren (Mott MacDonald, 2012).

Ved etablering av påhugget for Folldalstunnelen, må dette flyttes så langt inn i terrenget som mulig for å oppnå mest mulig overdekning. Påhugget blir fastsatt ved pelnummer 13195 hvor det er en bergoverdekning på 3-4 m. På en befaring 30. september 2014 ble berget på toppen av det fremtidige påhugget avdekket, og det ble observert en del tydelige slepper og oppsprukket berg (Multiconsult, 2014a). Per dato 03.10.2014 har ikke forskjæring og påhugg blitt etablert, men dette forventes å bli utført ila. oktober/november 2014.

Før sprengning av øverste pall for påhuggsflaten, installeres det forbolter på overflaten over påhugget (se figur 6.2). Det brukes Ø32 mm innstøpte bolter med 3 m lengde og senteravstand c/c 1,0 m. Boltene plasseres 1 m i forkant av påhuggsflaten. Boltene vinkles 45° ned i samme retning som tunnelen, og boltene forankres 3 m i fjell med 1 m oppstikk i dagen (Multiconsult, 2014a).

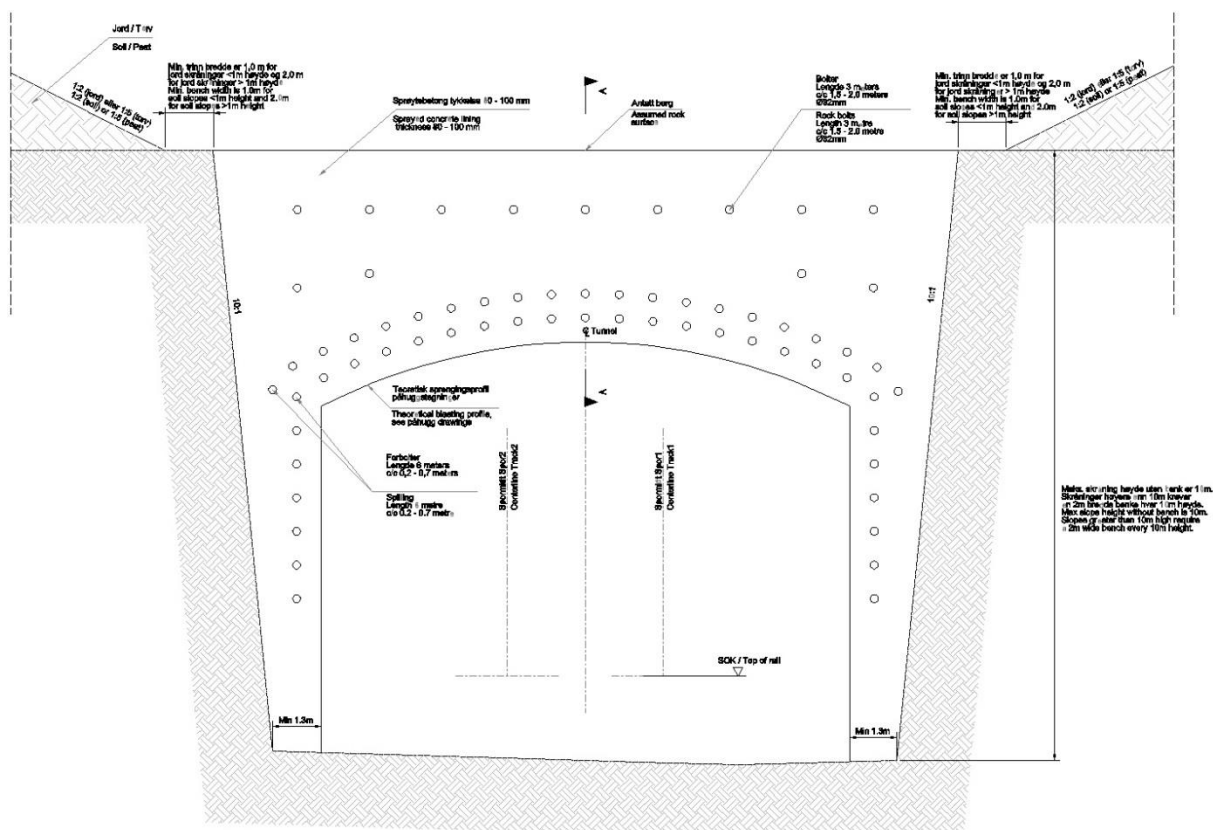


Figur 6.2. En skisse av hvordan det østre påhugget i Folldalstunnelen vil bli sikret (sett fra siden/nord).

Påhuggsflaten vil bli aktuelt å sikre med sprøytebetong, bolter og forbolter. Før gjennomslag på tunnelen, blir det montert det en dobbel rast med forbolter i overkant av tunnelverrsnittet (se figur 6.2). Det brukes Ø32 mm innstøpte bolter med 6 m lengde og senteravstand c/c 0,5 m. Avstanden mellom de to rastene blir 0,5 m. Det monteres fjellbånd mellom forboltene som forankres på hver side med endeforankrede bolter med 2 m lengde. Deretter blir 10 cm sprøytebetong påført (Multiconsult, 2014a).

Etter at det østre påhugget er etablert vil det bli konstruert en 40 m lang betongutstøpning for portal. Dette blir en kort «cut & cover»-løsning hvor det vil bli fylt igjen med løsmasser. Fv 179 som blir omlagt på grunn av kryssing av trasé ved pelnummer 13160-13170, vil deretter bli reetablert over portalen.

Prinsipp for utforming og sikring av påhuggsflaten for Folldalstunnelen er illustrert og beskrevet i figur 6.3. Dette gjelder også for påhuggsflatene til Steinsvik-, Solhei- og Fleslandtunnelen.



Figur 6.3. Prinsipp for utforming og sikring av påhugg for Follalds-, Steinsvik-, Solhei- og Fleslandtunnelen. Figur: Mott MacDonald.

Det plasseres 2 raster med forbolter over sprengningsprofilen til tunnelen; Ø32 mm, 6 m lengde og c/c 0,2-0,7 m. Det påføres i tillegg sprøytebetong med tykkelse 80-100 mm på påhuggsflaten og raster med bolter (Ø20 mm, 3-4 m lengde og c/c 1,5-2 m) der det er behov. Maks total høyde på påhuggsflaten uten benk er 10 m. Hvor påhuggsflaten er høyere enn 10 m er det påkrevd en 2 m bred terrasse for hver 10 m.

6.1.2 «Cut & cover» (13705-13765)

På figur 2.3 i kapittel 2 var det markert en større forkastning som krysser Follaldstunnelen. Denne forekommer ikke inne i selve bergtunnelen, men i området hvor det er planlagt en seksjon med «cut & cover». Årsaken til at det konstrueres en «cut & cover»-løsning her er på grunn av at det ikke eksisterte tilstrekkelig med bergmasseoverdekning, men derimot en del løsmasser. Forkastningen vil dermed ikke påvirke tunnelen i særlig grad.

Strekningen på 60 m, mellom pelnummer 13705-13765 og 50 m fra vestre påhugg, har nå blitt ekskavert. Veggene og påhuggsflatene er sikret med bolter og sprøytebetong, mens rørvegger er satt opp til å holde løsmassene unna byggegropen. Det vil i løpet av november bli konstruert betongutstøpning langs strekningen, og byggegropen blir deretter fylt igjen med løsmasser.

I overkant av påhuggsåpningene i «cut & cover» er det montert to raster med Ø32 mm forbolter med 6 m lengde og senteravstand c/c 0,5 m fra vederlag til vederlag, vinklet 10° oppover. Fjellbånd er montert mellom forboltene i hver rast. Over rastene er påhuggsflate sikret med Ø20 mm kombinasjonsbolter/CT-bolter med 3 og 4 m lengde. Boltene er montert vinkelrett på skjæringsflate og horisontalt inn i fjell. Avslutningsvis er påhuggsflaten påført 10 cm sprøytebetong.

Skjæringer på sidene i «cut & cover» er påført 6 cm sprøytebetong og sikret med Ø 20 mm innstøpte bolter med 3, 4 og 5 m lengde. Boltene er montert horisontalt inn i skjæring.



Figur 6.4. «Cut & cover» i Folldalstunnelen, sett mot vestre påhugg, februar 2014.

6.1.3 Vestre påhugg (13815)

Det vestre påhugget til Folldalstunnelen ligger i en dyp forskjæring (ca. 15 m dyp) som fører til at overdekningen blir ca. 7 m, som er en del bedre i forhold til det østre påhugget. Sprengning og sikring av påhugget har likevel måttet ta særlig hensyn til en marginalt skråstilt påhuggsflate, i tillegg til at en enebolig (evakuert under utbygging) er lokalisert like over påhugget.

Eneboligen på toppen av påhuggsflaten har en utstikkende mur inn mot skjæringen. Løsmasser har blitt fjernet langs toppen og skjæringen blitt spylersket. På den avbildede påhuggsflaten i figur 6.5 har det blitt påført 15 cm med sprøytebetong og innstøpte bolter med c/c 1,5 m og 4 m lengde. Muren ved huset er sikret med 30-50 cm sprøytebetong og 3 m bolter i foten for å bevare stabiliteten og hindre utfall av blokker (Multiconsult, 2013f).

Over tunnelpåhugget er det montert 2 raster med Ø32 mm forbolter med 6 m lengde og 15° vinkling oppover. Første rast er montert 0,5 m over tunnelprofilet med en senteravstand c/c 0,5 m mellom boltene. Andre rast er montert 0,5 m uten for den første med en senteravstand c/c 0,6 m mellom boltene. Fjellbånd er montert mellom boltene i begge rastene og på tvers mellom rastene. Forbolter og fjellbånd er til slutt dekket til med 10 cm med sprøytebetong (Multiconsult, 2013f).



Figur 6.5. Vestre påhuggsflate til Follidalstunnelen, november 2013. Bunn av tunnelpåhugget befinner seg ca. 8 m under nivået ved denne tiden.

6.1.4 Vurdering av tunnel

Follidalstunnelen er fortsatt under driving og det gjenstår 147 m av tunnellengden mot påhugget i øst f.o.m. dato 16.09.2014. Forskjæring for det østre påhugget og betongutstøpning i «cut & cover»-seksjonen vil bli etablert i november 2014. Foruten det nevnte er tunnelen drevet og sikret.

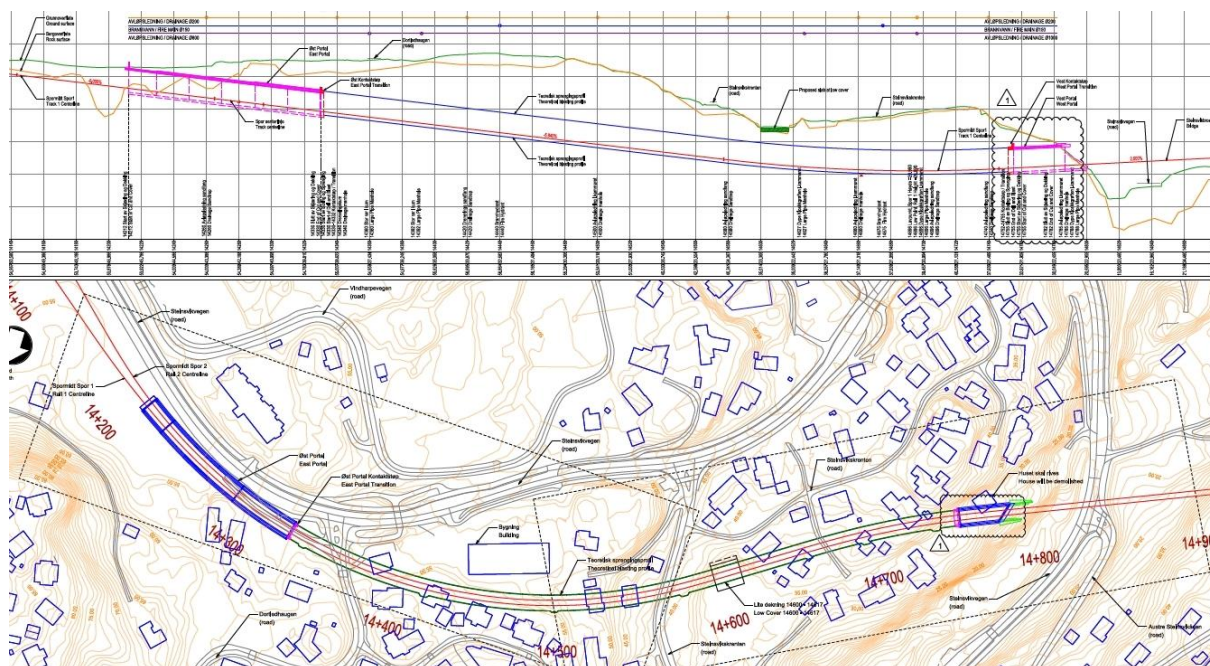
Det vestre påhugget og «cut & cover»-seksjonen har blitt etablert i et område med en del boligbebyggelse, deriblant en enebolig plassert ved kanten av påhuggsflaten (se figur 6.5). Totalt 4 boliger har blitt evakuert under utbygging, og andre nærliggende boliger har blitt tatt hensyn til ved ingen tunneldriving på natt-tid og varsling før sprenging av salver (ca. 2 stykk daglig). Det har ikke vært noen problemer knyttet til unormalt store rystelser i forbindelse med sprengningsarbeidene. Omdirigerte veger vil bli reetablerte når anlegget fullføres.

Driving av tunnelen har foregått gjennom bergpartier med gode Q-verdier i forhold til overdekningen. Store deler av tunnelen har overdekning med flere titalls meter, men ved påhuggene, da særlig ved østre påhugg, og «cut & cover» er overdekningen redusert til noen få meter. Ved særlig lav overdekning er det forventet at berget vil være såkalt «dagfjell» med høy forvittringsgrad og tettere oppsprekking enn dypere liggende bergmasser. Den folierte anortositten, som er gjennomgående for Folldalstunnelen, har imidlertid holdt seg godt og gitt gode profiler ved sprengning med salvelengder på 4-5 m. Kun noen få mindre slepper og lekkasjer har gitt avvik for en ellers solid bergmasse, som gjennomsnittlig befinner seg innenfor bergmasseklasse C. Reduserte salvelengder har også sikret gode tunnelprofiler i seksjoner hvor Q-verdien har vært lavere, som ved påhugg og «cut & cover».

Sikring i Bybanetunnelene har blitt foretatt etter vurdering av bergmassen med Statens vegvesen og Mott MacDonald sine bergmasseklassifiseringssystemer. Boltemønster med senteravstand og boltelengder, samt type og tykkelse av sprøytebetong, har blitt bestemt derav. Tung bergsikring er også utført ved bestemte steder i Folldalstunnelen, hvorav to raster med forbolting er etablert over påhuggene. Forbolting er også utført enkelte steder inne tunnelen, og det er installert én sprøytebetongbue. En 23 m lang lastfordelingsplate blir etablert over den lengden hvor en fremtidig vegtunnel vil krysse kun 3 m under sålen av Folldalstunnelen.

For de resterende 147 m av tunneldrivingen mot det østlige påhugget vil overdekningen bli begrenset til kun 3-4 meter på det minste. For å sikre gode og stabile tunnelprofiler vil det være nødvendig med begrensede salvelengder og halverte sprengningstverrsnitt. Det vil også være behov for å etablere sprøytebetongbuer og bruk av forbolter fra begge sider av påhugget.

6.2 Steinsviktunnelen (14330-14754)



Figur 6.6. Oversikt for Steinsviktunnelen, sett fra siden (øverst) og ovenfra (nederst). Figur: Mott MacDonald.

Ca. 350 m etter Folldalstunnelen vil Bybanen passere inn i Steinsviktunnelen. Anleggsperioden for driving av Steinsviktunnelen startet i januar 2014 og forventes å bli fullført i desember 2014.

På grunn av at topografien ved Steinsviktunnelens østre portal er nokså flat, har det blitt konstruert en lang og dyp forskjæring, hvor en lang betongportal vil utgjøre de 120 første meterne av tunnelen. Ved selve portalen er bergoverdekningen ca. 5 m, mens den gradvis øker videre ned i tunnelen. Tunnelen vil gå under et boligområde med en del eneboliger, men overdekningen vil være mellom 10-20 m gjennom dette området. Ca. 200 m før enden på tunnelen blir imidlertid overdekningen redusert til mellom 3 og 6 m. En 17 m lang grop på overflaten, hvor den tilsvarende lengden i tunnel har kun 3 m overdekning, fylles igjen og støpes ut som en betongplate. Etter kryssing av det ca. 100 m lange området med lav overdekning, øker overdekningen igjen til et mer tilstrekkelig nivå på rundt 10 m. Ved det vestre påhugget av tunnelen minker overdekningen til ca. 5 m, som ved det andre påhugget, men her er det i tillegg en dypere kløft i siden av påhugget som fylles igjen med betong. En 12 m lang betongportal utgjør den siste lengden av Steinsviktunnelen, før Bybanetraséen føres videre over en 100 m lang bro til Solheitunnelen.

Utfordringer knyttet til bergmasse og overdekning

Utfordringer knyttet til lav overdekning vil forekomme ved begge påhuggene av Steinsviktunnelen. Det er estimert at til sammen 15 % (65 m) av tunnelen har overdekning mindre enn 10 m, og at hele 53 % (225 m) av tunnelen har overdekning mindre enn 15 m (Multiconsult, 2013d). Med andre ord har tunnelen mange partier med svært liten overdekning, som skyldes et flatt og nedadgående terreng på overflaten. Tunnelen drives derfor på synk med avtagende høydemetre for å kompensere for dette.

I forkant av det østre påhugget er det etablert en lang og dyp forskjæring på 120 m for å skape tilstrekkelig overdekning for påhugget i det flate terrenget. Påhugget er etablert tett inntil eksisterende hus med en overdekning på kun 5 m. De to nærmeste boligene er evakuert under tunnelarbeidene. I motsatt ende er det også kun 5 m overdekning ved påhugget, men her er det i tillegg en grøft i terrenget som når helt ned i det ene vederlaget. Her er det etablert en betongplate i overkant av påhugget som erstatning for den manglende fjelloverdekningen. På bakgrunn av dette blir Steinsviktunnelen drevet fra øst mot vest, slik at det skal være mulig å sikre med forbolting fra begge sider inn mot vestre påhugg.

Ca. 150 m før vestre påhugg, mellom pelnummer 14600-14617, er det en strekning på 17 m med særlig lav overdekning på kun 3 m. Her er det støpt en betongplate, på samme måte som ved vestre påhugg, for å stabilisere fjellet over tunnelen før det drives under det aktuelle området.

Det er generelt liten overdekning og kort avstand til overliggende hus langs traseen i Steinsviktunnelen. Under driving er det tatt særlig hensyn til 4 eiendommer i nærheten av påhuggene på grunn av liten overdekning, støy og vibrasjoner fra sprengning. De to nevnte boligene evakueres under byggeperioden.

Bergmassevurdering og sikringstiltak

Driving av Steinsviktunnelen har ved dato 09.10.2014 nådd pelnummer 14623, med driveretning vestover. Herfra gjenstår det 131 m av tunnelen mot vest.

I de første 40 meterne (t.o.m. pelnr. 14370) av Steinsviktunnelen fra det østlige påhugget varierer Q-verdiene mellom 0,53 og 1,1, hovedsakelig i bergmasseklasse E og delvis i klasse D. Årsaken til dette er blant annet den lave overdekningen, som er helt nede i 5 m ved påhugget. Bergarten er en tett oppsprukket anortositt med en del mindre sprekker og en gjennomsnittlig RQD på 50. En større leirsleppe følger også tunnelhengen over denne

strekningen. Den siste faktoren som påvirker de lave Q-verdiene er enkelte spredte vanddrypp fra hengen. Ellers har konturen av sprengningsprofilen gjennom denne delen oppnådd et godt resultat takket være reduserte salvelengder og hyppig sikring med forbolting. Også tre sprøytebetongbuer er plassert like ved påhugget.

Fra og med pelnummer 14370 er overdekningen større, rundt 10 m, som også medfører at Q-verdiene øker. Til og med pelnummer 14560 varierer Q-verdien stort sett mellom 2,2 og 10 i bergmasseklasser B til D, med unntak av noen mindre soner med Q-verdi rundt 1 på grunn av drypp og slepper. Bergmassekvaliteten fra forrige seksjon er betraktelig bedret og forekomsten av større slepper er begrenset. Det er foretatt forbolting helt i starten av denne seksjonen, men det er ellers ikke brukt noe form for tung bergsikring.

Fra pelnummer 14560 blir overdekningen igjen redusert til ca. 5 m, og den lave overdekningen fortsetter fram til pelnummer 14623 (ved dato 09.10.2014). Mellom pelnummer 14600 og 14617 var bergoverdekningen som kjent kun 3 m før betongplaten ble installert. Q-verdiene har vært forholdsvis gode med tanke på den lave overdekningen, og har variert mellom underkant av 1 til 3. Med reduserte salvelengder har tunnelprofilen oppnådd en god kontur i en bergmasse med en del slepper og spredte drypp. Forbolting er brukt under seksjonen med lav overdekning, og det skal settes opp sprøytebetongbuer under betongplaten.

Med tanke på fremtidig driving, vil overdekningen øke til over 10 m fra og med pelnummer 14650 og fram til det vestre påhugget. Her vil det forventes en bedring i Q-verdiene, og det er lite trolig at det vil være behov for bruk av tung bergsikring. Ved det vestre påhugget blir imidlertid overdekningen drastisk redusert til ca. 5 m, og det finnes i tillegg en kløft som følger det nordlige vederlaget. Q-verdiene ved påhugget kan derfor forventes å være lave, og det er lagt opp for sikring med både forbolting fra begge sider og oppsett av sprøytebetongbuer.

6.2.1 Østre påhugg (14330)

En 120 m lang forskjæring har blitt konstruert fram mot Steinsviktunnelens østre påhugg for å skape nok overdekning for påhugget i et nokså flatt terreng. Overdekningen starter på ca. 5 m og øker gradvis inn i tunnel fordi drivingen går på synk. Q-verdiene rundt påhugget har som nevnt bært preg av den lave overdekningen, tett oppsprukket berg og mye slepper.

Rett i overkant av påhugget er det montert to raster med Ø32 mm forbolter med 6 m lengde og senteravstand c/c 0,5 m i begge rastene. Første rast (se figur 6.7) er montert 0,5 m på

utsiden av sprengningsprofilet og er ført helt ned i veggen. Andre rast er montert 0,5 m over første og er avsluttet i overgangen mellom vederlag og vegg. Forboltene er vinklet 10° oppover og utover. Fjellbånd er montert mellom forboltene i hver rast og på tvers mellom rastene. Avslutningsvis er forbolter og fjellbånd påført ca. 10 cm sprøytebetong (Multiconsult, 2014d). Denne fremgangsmåten er avbildet og beskrevet i figur 6.3.

Øvre del av påhuggsflaten har blitt sikret med $\text{Ø}20$ mm innstøpte bolter med 4,0 m lengde og senteravstand c/c 2,0 m. Boltene er avsluttet 1,5 m i overkant av tunnelprofilet slik at man har hatt plass til å installere forbolter i overkant av påhugget. Påhuggsflaten er avslutningsvis påført med 10 cm sprøytebetong (Multiconsult, 2014d).

Bergmassen ved påhugget er tett oppsprukket og har en del gjennomgående slepper. Deriblant går det en større oppkjust sleppe i venstre del av påhuggsflaten, som har en mektighet på ca. 0,5 m og inneholder leire. I tillegg til den lave overdekningen, er disse nevnte faktorene årsaken for at det er installert tre sprøytebetongbuer rett innenfor påhugget.



Figur 6.7. Utgangspunktet for østre påhugg av Steinsviktunnelen, mai 2014. Innerste rød strek markerer tunnelpåhugget, mens ytterste markerer første rast med forbolter.

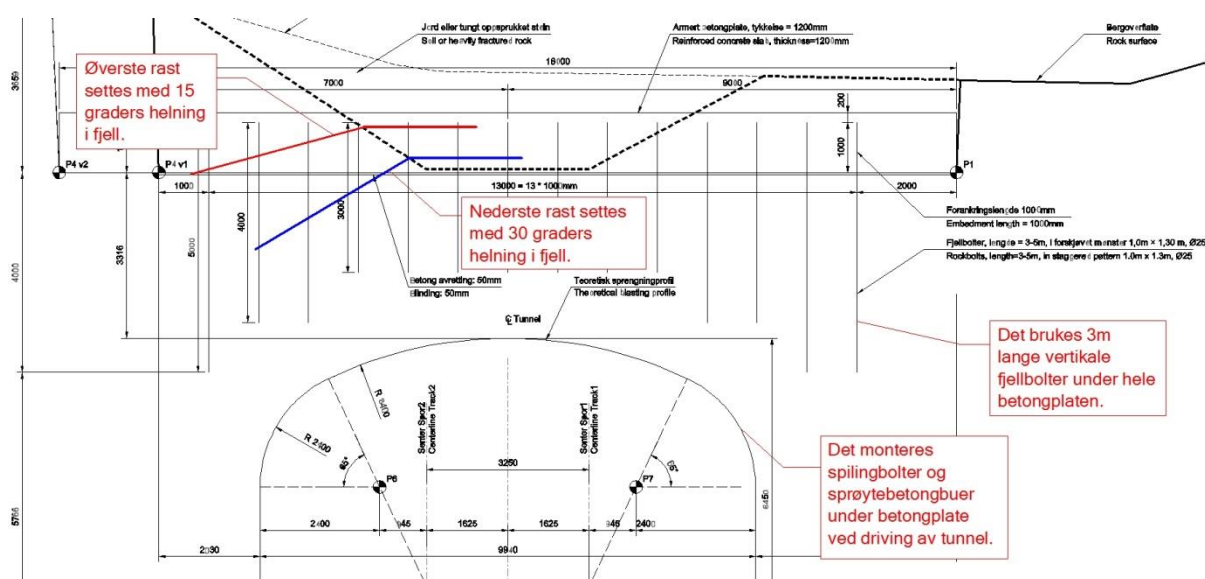
6.2.2 Betongplate over særlig lav overdekning (14600-14617)

Mellom pelnummer 14600 og 14617 er det et parti hvor tunneloverdekningen er kun 3 m, som skyldes en byggegrop på overflaten. Bergmassene her er antatt å ha tidligere blitt påvirket av sprengningsarbeider, men graden av forstyrrelse i bergmassen er usikker. For å sikre nok overdekning og stabilitet for tunnelprofilen har det derfor blitt etablert en armert betongplate i gropen. Betongplaten vil være med på å stabilisere det tynne dekket med berg, så vel som å styrke innspenningen i det underliggende tunnelprofilen.

Betongplaten som har blitt konstruert er 1,2 m tykk og støpt mot eksisterende fjell. Som vist i figur 6.8, har betongplaten blitt forankret med to raster $\text{Ø}32$ mm innstøpte bolter med forankringslengde 4 m i fjell og 2 m i betong, inklusivt ankerhode og underlagsplate. Det er brukt et forskjøvet boltemønster med senteravstand c/c 1,5 m i begge radene. Boltene er vinklet, som vist på figuren, hvor øverste rast er satt med 15° helning i fjell og nederste rast er satt med 30° helning (Multiconsult, 2013e)

Det er også satt inn vertikale $\text{Ø}25$ mm innstøpte bolter med lengde 3 m gjennom hele betongplaten. Det er boltet i et forskjøvet mønster $1,0 \text{ m} \times 1,3 \text{ m}$ på hele betongplaten (Multiconsult, 2013e).

Ved driving under betongplaten i tunnel har det blitt montert forbolter og sprøytebetongbuer langs strekningen. Fjellet har samtidig blitt systematisk injisert for å hindre innlekkasjer fra den tett oppsprukne bergmassen under og rundt betongplaten.



Figur 6.8. Tverrsnitt av betongplate og øvre del av tunnelprofil. Figur: Mott MacDonald.

6.2.3 Vestre påhugg (14754)

Steinsviktunnelens vestre påhugg befinner seg ved en bratt fjellskråning, hvor overdekningen i tunnelen går brått fra 10-15 til 5 m over påhugget. Forskjæringen til påhugget har derfor, på grunnlag av dette, blitt betraktelig kortere i forhold til motsatt side av tunnelen. Forskjæring og påhugget har blitt etablert i løpet av perioden desember 2013 - februar 2014, og de 4 første meterne av tunnel ble drevet. Gjennomslag vil skje her i løpet av november-desember 2014.

En utfordring knyttet til det vestre påhugget, er at påhuggsflaten er skjev i forhold til fjellsiden. Dette har ført til liten sidedekning i venstre side av påhugget (sett mot stigende pelnummer), noe som har gitt redusert innspenning på fjellet. I tillegg til dette, går det en kløft over høyre side av tunnelprofilen (se figur 6.9). Kløften går i overkant av tunnelen fra pelnummer 14742 til påhugg i pelnummer 14754. Overdekningen varierer med noen få meter, men påvirker fjellet helt ned i toppen av tunnelprofilen.

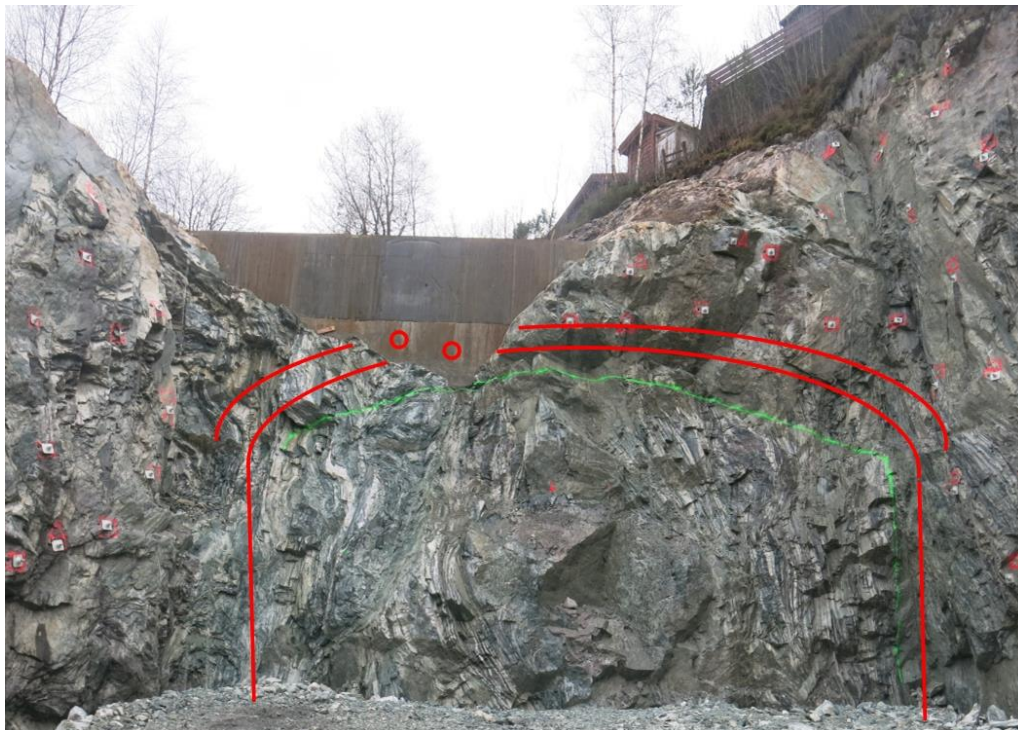
For å få etablert påhugget ble det etablert en betongplate langs kløften, som er forankret med bolter i sidefjellet. Betongplaten fungerer som en midlertidig konstruksjon slik at man får sprengt ut tunnelen i underkant. Tunnelen sikres permanent fra tunnelprofilen med sprøytebetong, radielle bolter og sprøytebetongbuer. Det er også aktuelt å forlenge kontaktstøpen i overgangen mellom tunnel og portal når den tid kommer.

Betongplaten tykkelse varierer med nærheten til påhugget, hvor den ved 14742-14745 består av 1 m armert betongplate og ved 14745-14754 består av to armeringslag med 1 m understøp av fiberbetong og 1-2 m armert betongplate. Platen er forankret i sidefjellet med Ø25 mm innstøpte bolter, og disse er montert i både øvre og nedre armeringslag med senteravstand c/c henholdsvis 1,0 og 1,5 m mellom pelnummer 14745-14754. Fra pelnummer 14742-14745 er det montert en rad med bolter i hver side av platen med senteravstand c/c 1,0 m. Boltene er forankret 1-2 m i betong og 4 m i fjell. Forankringsboltene er vinklet 15° nedover i forhold til horisontalen (Multiconsult, 2013a).

For sikring av påhuggsflaten er det montert to raster med Ø32 mm forbolter med 6 m lengde og senteravstand c/c 0,5 m. Første rast er montert 0,5 m på utsiden av sprengningsprofil, og avstand mellom rastene er 0,5 m. Fjellbånd er montert mellom forboltene i hver rast og på tvers mellom rastene. Boltene er vinklet 10° oppover, med unntak av 2 bolter i betong (se figur 6.10) som er montert horisontalt (Multiconsult, 2013a).



Figur 6.9. Kløft ved påhugg over Steinsviktunnelen vest før etablering av betongplate, desember 2013.



Figur 6.10. Vestre påhugg med kløft og betongplate synlig i heng/vederlag, januar 2014. Forbolting er angitt med to markerte raster, inkludert bolter i betongplate. Figur: Bård Steinsland, Multiconsult.

6.2.4 Vurdering av tunnel

Steinsviktunnelen er fortsatt under driving og det gjenstår 131 m av tunnallengden mot påhugget i vest f.o.m. dato 09.10.2014. Det vestre påhugget er etablert og ferdig sikret, og det ventes gjennomslag i Steinsviktunnelen her i løpet av november-desember 2014.

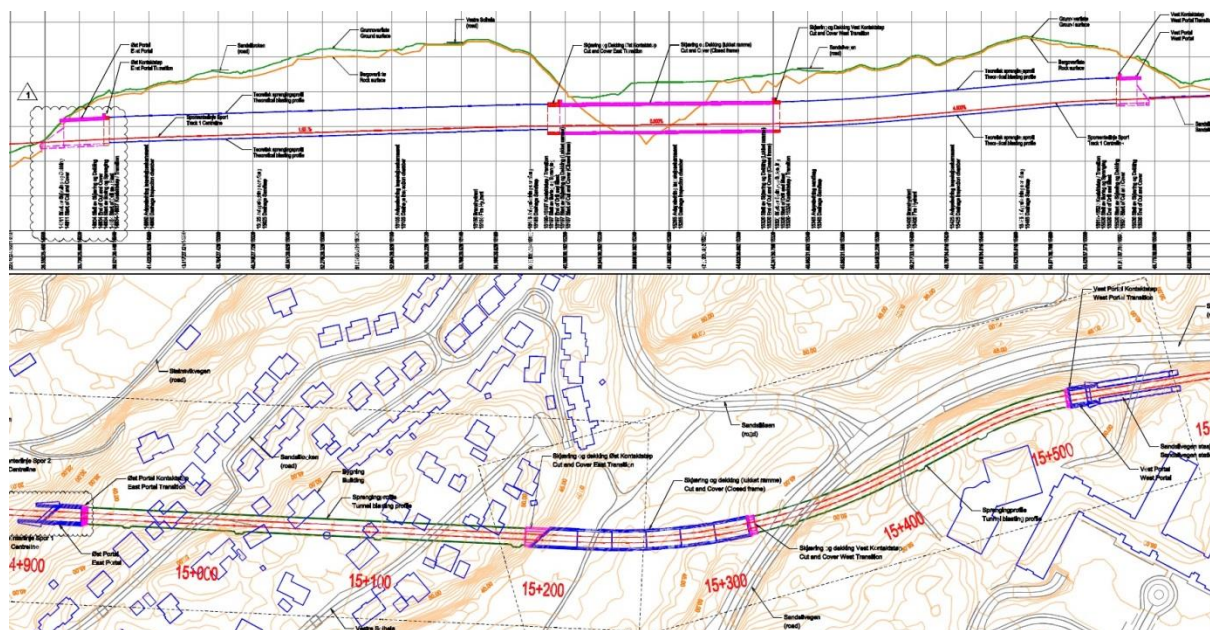
Det østre påhugget, inkludert en 120 m lang forskjæring, har blitt etablert i et område med nærhet til boligbebyggelse. Med hensyn til rystelser og støy under utbygging har to av disse blitt evakuert under byggeperioden. Andre nærliggende boliger har blitt tatt hensyn til ved ingen tunneldriving på natt-tid og varsling før sprenging av salver (ca. 2 stykk daglig). Det har ikke vært noen problemer knyttet til unormalt store rystelser i forbindelse med sprengningsarbeidene.

På grunn av sleppete og tett oppsprukket dagfjell over noen strekninger med særlig lav overdekning har Q-verdiene ofte vært nede i bergmasseklasse E, særlig i nærheten av det østre påhugget. Ellers har Q-verdiene ligget gjennomsnittlig rundt bergmasseklasse D. Innenfor det østlige påhugget og ca. midt i tunnelen mellom pelnummer 14600-14617, har overdekningen vært lav nok til behov for bruk av forbolter og sprøytebetongbuer. Til tross for mye dårlig bergmassekvalitet, har bruken av tung bergsikring og reduserte/oppdelte salver likevel ført til optimale sprengningsresultater og en god tunnelkontur.

På grunn av særlig lav overdekning mellom pelnummer 14600-14617, har området på overflaten blitt støpt igjen med en armert og forankret betongplate. Dette har også blitt utført i en grøft over heng/vederlag på det vestlige påhugget. I begge tilfeller har berget oppnådd god stabilitet under betongplatene. Etter driving under betongplate ved pelnummer 14600-14617 har Q-verdiene vært forholdsvis gode med resultater innenfor bergmasseklasse D.

For de resterende 131 m av tunnelen vil overdekningen øke til over 10 m fram mot det vestre påhugget. Det forventes derfor en bedring i Q-verdiene, og det er lite trolig at det vil være behov for bruk av tung bergsikring over denne strekningen. Ved påhugget blir imidlertid overdekningen igjen redusert til ca. 5 m, og gjennomslag i tunnel vil bli utført med forbolting fra begge sider. Sprøytebetongbuer skal settes opp innenfor påhugget.

6.3 Solheitunnelen (14935-15520)



Figur 6.11. Oversikt for Solheitunnelen, sett fra siden (øverst) og ovenfra (nederst). Tunnelverrsnittet med «cut & cover» er markert i rosa. Figur: Mott MacDonald.

Solheitunnelen er den tredje tunnelen i rekkefølgen mot Flesland og den nest lengste av de fem. Drivningen av Solheitunnelen startet i november 2013 og ble fullført i august 2014.

Rett etter at Bybanen har passert ut av Steinsviktunnelen, vil den gå over en ca. 100 m lang bro over Steinsvikdalen og rett inn i Solheitunnelen. Den østlige portalen vil ha en overdekning på 5 m i starten, som gradvis øker til 15 m videre inn i tunnelen. Etter 255 m passerer tunnelen inn bred svakhetszone med kun løsmasser på høydenivå med tunnelen. Her konstrueres det en «cut & cover»-løsning for de neste 140 m. Videre går tunnelen inn i en ny 190 m lang bergseksjon, hvor Fv 171 krysser rett over påhugget med kun 4-5 m overdekning. Overdekningen øker deretter gradvis fra 5 til 10 m inn i tunnelen, og reduseres til 5 m igjen ved det vestlige påhugget.

Utfordringer knyttet til bergmasse og overdekning

Utfordringer knyttet til lav overdekning vil forekomme ved begge påhuggene og ved «cut & cover»-seksjonen. Det er estimert at til sammen 20 % (87 m) av tunnelen har overdekning med mindre enn 10 m, og at 65 % (273 m) av tunnelen har overdekning med mindre enn 15 m (Multiconsult, 2013d).

Det vil til sammen være 4 påhugg for Solheitunnelen på grunn av «cut & cover»-seksjonen. Alle påhuggene har en begrenset overdekning på 5 m og særlige utfordringer knyttet til

stabilitet og bergmassekvalitet. Påhugget i den vestre delen av «cut & cover»-gropen har overdekning helt ned til 4 m, og krysser under en trafikkert bilveg med kun 4-5 m overdekning over 40 m.

På grunn av praktiske årsaker har det blitt etablert en byggegrop hvor «cut & cover»-seksjonen til slutt skal etableres. Her er også tunnelen drevet i hver sin retning, mot vest og øst, som to separate tunneler. Det skal bli konstruert en betongutstøpning på 140 m gjennom gropen, som deretter blir fylles igjen med løsmasser til opprinnelig stand.

Det er ingen boliger med umiddelbar nærhet til tunnelen eller som har blitt evakuert på grunn av sprengningsarbeidene. Det har likevel vært vibrasjonsmålinger nært opp til grensen på 25 mm/s, og en del anleggsstøy fra byggegropen.

Solheitunnelen går utelukkende gjennom foldet anortositt med stedvis gabbro. Bergarten oppleves som generelt kompetent og stabil for tunneldriving.

Bergmassevurdering og sikringstiltak

Driving av Solheitunnelen ble fullført i august 2014. På grunn av driving fra begge sider av «cut & cover»-gropen, er Solheitunnelen delt opp i henholdsvis Solhei øst og Solhei vest.

I Solhei øst har drivingen startet fra påhugget i «cut & cover»-seksjonen og fram mot det østre påhugget til Solheitunnelen. Ved påhugget i «cut & cover» er overdekningen kun 5 m, og det var forventet oppsprukket dagfjell med en del sprekker og slepper. Q-verdien for de første 5 m har derimot vært på 1 i bergmasseklasse D, som med forholdene tatt i betraktning, har vært bra.

Videre gjennom tunnelen og fram til 20 m før østre påhugg, har Q-verdiene stort sett variert mellom 1 og 9 innenfor bergmasseklasse C og D. Noen spredte drypp og gjennomgående slepper og sprekker har vært med på å trekke Q-verdiene ned ved enkelte partier. Foruten noen mindre blokkutrasinger ved enkelte steder, har tunnelprofilen hatt en god og jevn kontur. Forbolting er utført på enkelte steder hvor det har vært en del oppsprekking av bergmassen på grunn av slepper.

20 m før enden av tunnelen er overdekningen redusert, og det oppstår mer drypp og flere gjennomgående slepper. Q-verdiene varierer her mellom 0,9 og 1,8 i bergmasseklasse D og E på grunn av tettere oppsprukket masse (RQD på rundt 50) og ujevn kontur i tunnelprofil. Det er utført forbolting fra begge sider av tunnelen før gjennomslag. Det er ellers ikke satt inn sprøytebetongbuer i Solhei øst.

I Solhei vest har drivingen startet fra påhugget i «cut & cover»-seksjonen og fram mot det vestre påhugget til Solheitunnelen. Ved det østlige påhugget er overdekningen kun 4-5 m, i tillegg til at en trafikkert bilveg krysses på tvers over de neste 40 m. På grunn av dette så varierer Q-verdiene mellom 0,67 og 0,8 i bergmasseklasse E i de 10 første meterne. Bergmassen er tett oppsprukket (RQD nede i 40) og det forekommer slepper med innhold av leir, samt noen mindre vannlekkasjer (opptil ca. 0,5 L/min). De samme forholdene gjelder også for de 45 neste meterne, selv om bergmassen er litt mindre oppsprukket og tunnelkonturen er bedret. Her ligger Q-verdiene mellom 1 og 1,7 i bergmasseklasse D. Over hele strekningen mellom pelnummer 15315, f.o.m. påhugg, og 15370 er det satt inn totalt 14 sprøytebetongbuer med forbolter og bånd. Dette er satt inn med hensyn til den lave overdekningen ved kryssing under bilveg og den dårlige bergmassekvaliteten.

Etter pelnummer 15370 øker overdekningen gradvis til ca. 10 m, og bergmassekvaliteten bedres deretter. Q-verdiene ligger fortsatt mellom 1 og 4 i bergmasseklasse D fram mot det vestre påhugget, men bergmassen er mindre oppsprukket (RQD rundt 50-60) og tunnelkonturen er bedret. Kun noen mindre sprekker og slepper, samt spredte drypp, er med på å senke Q-verdien på enkelte plasser. Forbolting er foretatt i de 40 første meterne av seksjonen til overdekningen er større en 5 m.

Retten før Solheitunnelens vestre påhugg ved pelnummer 15520 senkes overdekningen til 5 m. Her er det dagfjell med en del slepper og tett oppsprukket fjell (RQD rundt 50). Q-verdiene ligger mellom 0,67 og 0,86 i bergmasseklasse E for de 10 siste meterne. Det er satt inn forbolter med bånd fra begge sider, samt satt opp to sprøytebetongbuer for å støtte overdekningen.

6.3.1 Østre påhugg (14935)

Solheitunnelens østre påhugg og forskjæring ble konstruert i perioden oktober-november 2014. Gjennombrudd i Solhei øst skjedde ved dette påhugget.

Den 40 m lange forskjæringen har medført at påhugget er flyttet langt nok inn i fjellsiden til at overdekningen er 5 m. Til tross for at overdekningen er tilstrekkelig, er bergmassene påvirket av forvitringen nær overflaten. Den foldede anortositten er tett oppsprukket og det er observert en del mindre slepper i påhugget. Dette medførte at det var behov for bruk av forbolter med bånd fra begge sider av tunnelen ved gjennomslag. Det har derimot vært stabilt nok til at det ikke har vært nødvendig å montere sprøytebetongbuer her.

Påhuggsflaten er sikret med 2 raster Ø32 mm forbolter med 6 m lengde, vinklet 15° oppover i forhold til horisontalen. Første rast er montert 0,5 m utenfor tunnelprofilet med senteravstand c/c 0,5 m, mens andre rast er montert 0,5 m utenfor første rast med senteravstand c/c 0,6 m. Fjellbånd er montert mellom boltene i begge rastene og på tvers mellom rastene. 10 cm sprøytebetong er påført utenpå (Multiconsult, 2013b). Påhuggsflaten over forboltene er i tillegg boltet i mønster 2 × 2 m og påført 10 cm sprøytebetong.



Figur 6.12. Øvre del av østre påhugg i Solheitunnelen øst, november 2013. Tunnelpåhugget er senere etablert like under sprøytebetongen.

6.3.2 «Cut & cover» i Petedalsmyra (15190-15330)

I et område kalt Petedalsmyra på Sandsli, er løsmassemektigheten såpass dyp at bergoverdekningen forsvinner for de neste 140 m for den gjennomgående Solheitunnelen. Her er isteden løsmassene fjernet helt ned på Solheitunnelens nivå og blir erstattet med en «cut & cover»-løsning, hvor et betonghvelv binder sammen de to separate bergtunnelene; Solhei øst og vest. Dette ga en fordel med at tunnelen kunne drives fra 2 punkter i byggegropen. Etter at

arbeidene er fullført i Petedalsmyra, blir byggegropen fylt igjen og området reetablert til opprinnelig stand.

Påhugg mot Solheitunnelen øst

Forskjæringen mot den østre delen av Solheitunnelen er skråstilt i forhold til fjellskråningen, og har krevd en 30 m lang skjæring på søndre side for å sikre nok overdekning for nordre del av påhuggsflaten. På denne måten har det også blitt unngått å få et skråstilt påhugg. Overdekningen for påhugget er ca. 5 m, men den øker raskt til 15-20 m innover i tunnelen på grunn av brattheten til skråningen. Bergmassene i påhugget har dermed vært mindre oppsprukket og av bedre kvalitet enn ved f.eks. det østlige påhugget

Påhuggsflaten er sikret med både forbolter og bolting over tunnelprofilet på samme måte som ved Solheitunnelens østre påhugg. Eneste unntak er at forboltene er vinklet 10° oppover, istedenfor 15° (Multiconsult, 2014b).



Figur 6.13. Etablering av påhuggsflate mot Solhei øst, februar 2014. Tunnelpånågget er senere etablert like under øverste pall.

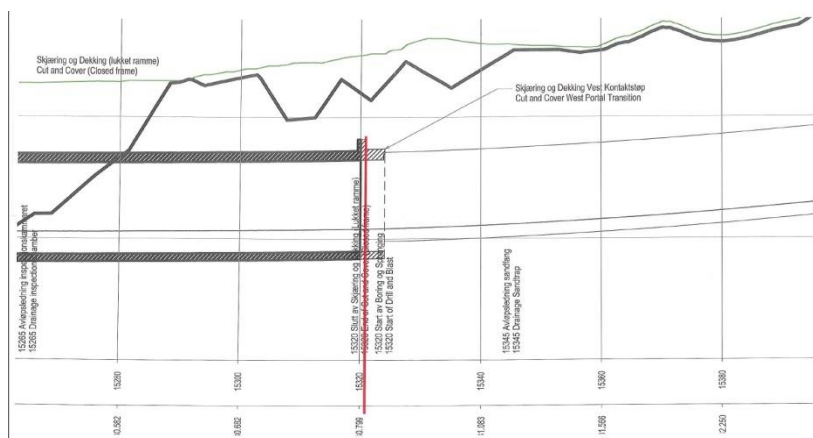
Påhugg mot Solheitunnelen vest

I den andre enden av byggegropen, er det etablert et påhugg for Solhei vest. Her har den første delen av tunnelen opplevd utfordringer knyttet til lav overdekning, hvor Solhei vest krysser under Fv 171 Sandslivegen over en lengde på ca. 40 m med overdekning på kun 4-5 m. I tillegg er bergarten i området en anortositt som er tydelig påvirket av dagfjellforvitring. Bergmassen er foliert og tett oppsprukket, og det er registrert slepper i øvre del av påhuggsflaten med innhold av leire og jord. Q-verdiene varierer mellom 0,67 og 0,8 i bergmasseklasse E i de 10 første meterne etter påhugget.

Driving av de utsatte første 40 m av Solhei vest har foregått med skånsom sprengning, hvor det er tatt i bruk halve tverrsnitt og halv salvelengde. Det har blitt utført kontinuerlig sonderboring i hengen etter hver salve for å ha kontroll på overdekningen. Tunnelen er også sikret systematisk med totalt 14 sprøytebetongbuer, i tillegg til forbolting, under veggen for å sikre god stabilitet ved eventuelle fremtidige arbeider over tunnelen.

Før sprengning av forskjæringen og påhuggsflaten ble det etablert en betongutstøpning i overkant av påhugget (se figur 6.15). Betongutstøpningen er med på å styrke det underliggende berget og vil samtidig støtte opp innspenningen i tunnelen. Det er her foretatt ekstra sikring i form av 20 cm sprøytebetong og rader med Ø20 mm innstøpte bolter med 5 m lengde og boltemønster $1,0 \times 1,0$ m. Videre nedover på påhuggsflaten er det sikret med 20 cm sprøytebetong og Ø20 mm innstøpte bolter med 4 m lengde og boltemønster $1,5 \times 1,5$ m. Alle bolter er montert horisontalt inn i skjæring (Multiconsult, 2014f).

Over tunnelpåhugget har det etter normal standard blitt etablert to raster med 6 m lange Ø32 mm forbolter med fjellbånd. Boltene er vinklet 15° oppover/utover, og senteravstanden mellom boltene i første og andre rast er henholdsvis 0,4 m og 0,55 m (Multiconsult, 2014f).



Figur 6.14. Tverrsnitt av påhugg mot Solhei vest sett fra siden. «Cut & cover»-portal sett mot venstre. Hver rute er 10×10 m. Figur: Multiconsult.



Figur 6.15. Øvre del av påhuggsflate mot Solhei vest, desember 2013. Betongutstøpning er dekket av sprøytebetong og bolter øverst i forskjæring. Tunnelpåhugget er senere etablert ca. 3 m under sprøytebetongen.

6.3.3 Vestre påhugg (15520)

Det vestre påhugget til Solheitunnelen befinner seg rett nord for Fv 171 Sandslivegen. Det har tidligere blitt utført sprengningsarbeider mellom tunnel og veg, noe som har redusert sideoverdekningen i tunnelen til 5-7 m langs de siste 120 m av søndre side. Sprengning med fulle salvelengder i denne delen av tunnelen ville medført risiko med potensielt tap av tunnelprofil. Det har derfor blitt utført sprengning med halverte sprengningstverrsnitt og halverte salvelengder, slik som ved andre enden av Solhei vest.

I tillegg til redusert overdekning har det blitt observert en del slepper og tett oppsprukket fjell. Dette har ført til at bergmassen har blitt kategorisert innenfor bergmasseklasse E for de 10 siste meterne av tunnelen. Det er satt inn tung bergsikring i form av forbolter med bånd fra begge sider av påhugget, samt satt opp to sprøytebetongbuer for å støtte bergmassen og sideoverdekning.

Påhuggsflaten er påført sprøytebetong med tykkelse 10 cm, og det er satt inn 4 m lange innstøpte Ø20 mm bolter i mønster $1,5 \times 1,5$ m. Over tunnelpåhugget er det sikret med 2 raster Ø32 mm forbolter med 6 m lengde og senteravstand c/c 0,5 m.



Figur 6.16. Toppen av tunnel er synlig etter gjennomslag i Solhei vest, mai 2014.

6.3.4 Vurdering av tunnel

Solheitunnelen, bestående av to separate tunneler (Solhei øst og vest) bundet sammen med en «cut & cover»-seksjon, ble ferdigdrevet i august 2014. Betongkonstruksjoner i «cut & cover» vil ikke stå ferdigstilt før tidlig 2015.

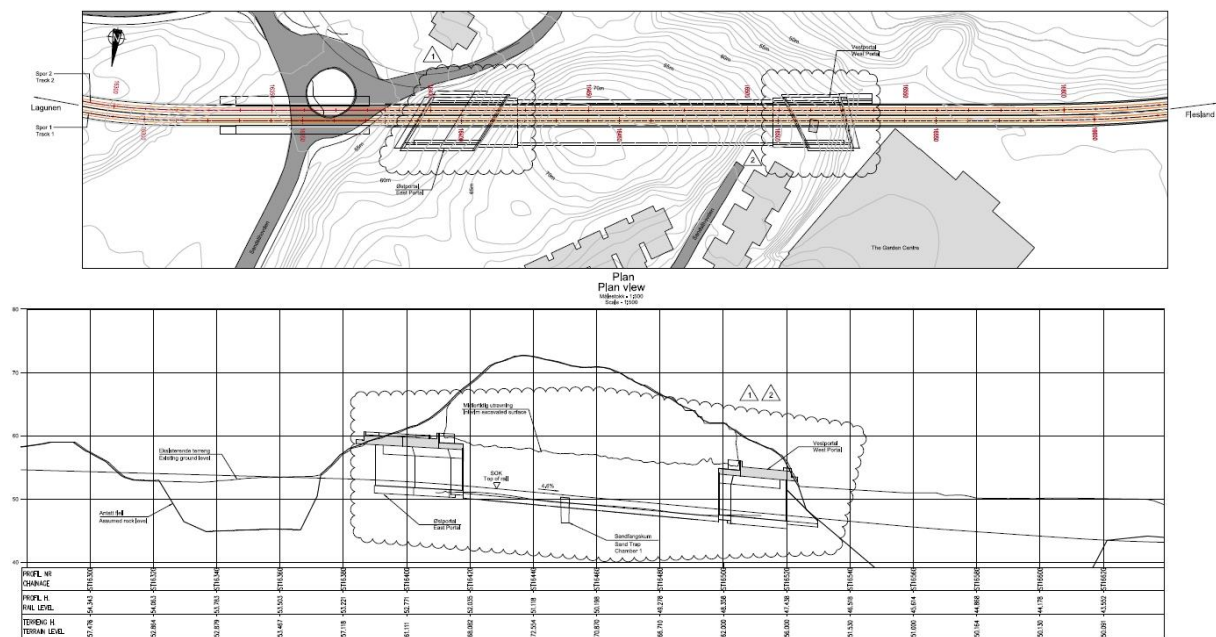
Solheitunnelen går utelukkende gjennom foldet anortositt med stedvis gabbro. Bergarten oppleves som generelt kompetent og stabil for tunneldriving, men på grunn av nærheten til overflaten er dagfjellet rundt tunnelen nokså forvitret med en del sprekker/slepper og tett oppsprekking. I Solhei øst har dette vært tydelig, hvor det i tillegg har vært særlig liten overdekning i forbindelse med kryssende veg på overflaten. Her ble det flere steder registrert Q-verdier helt nede i bergmasseklasse E, særlig i nærheten av påhuggene. I drivingsfasen har dette blitt løst med halvering av både sprengningstverrsnitt og salvelengder gjennom de verste seksjonene, som også har ført til god tunnelkontur. Sikringen har vært omfattende med kontinuerlig forbolting før sprenging av salvene. Det har blitt installert hele 14

sprøytebetongbuer i de 40 første meterne av påhugget i «cut & cover», samt to buer ved det vestre påhugget. På toppen av påhugget i «cut & cover» mot Solhei vest ble det i tillegg laget til en betongutstøpning for å supplere på overdekningen og styrke innspenningen i tunnelprofilen.

I Solhei øst har forholdene vært bedre med Q-verdier stort sett innenfor bergmasseklasse C og D. Foruten 5 m overdekning ved begge påhuggene, har overdekningen vært tilstrekkelig med over 10 m i resten av tunnelen. Det er i likhet med Solhei vest en del sprekker/slepper og tett oppsprukket berg i tunnelen, men på bakgrunn av bedre overdekning er det kun brukt forbolter på enkelte plasser og ikke tatt i bruk sprøytebetongbuer i Solhei øst.

Det har ikke vært problemer knyttet til rystelser ved Solheitunnelen, da sprengningsarbeider har foregått med oppdelte tverrsnitt og reduserte salvelengder under/ved utsatte områder.

6.4 Dyrhovdtunnelen (16420-16505)



Figur 6.17. S sammensatt oversikt for Dyrhovdtunnelen, sett ovenfra (øverst) og fra siden (nederst). Figur: Mott MacDonald.

Dyrhovdtunnelen er den minste og bredeste av tunnelene på Bybanen, med en fjelltunnellengde på 85 m og et breddespenn på 14,5 m. Her er det satt av ekstra tunnelbredde for å få plass til sykkel-/gangsti ved siden av Bybanesporet. Anleggsperioden for driving av Dyrhovdtunnelen var oktober 2013 - januar 2014.

Etter at Bybanen har krysset Sandslimarka vil den møte på en ca. 20 m høy kolle i terrenget. Ved rundkjøringen på Sandslimarka ligger det østlige påhugget til tunnelen, inkludert en 30

m lang forskjæring. Overdekningen ved påhugget er 3,5 m, og øker til ca. 15-20 m halvveis inn i tunnelen. Deretter minker overdekningen igjen til 3,5-4 m ved det vestlige påhugget, som også har en 30 m lang forskjæring.

Utfordringer knyttet til bergmasse og overdekning

De største utfordringene i Dyrhovdtunnelen er knyttet til den lave overdekningen ved påhuggene og den ekstra lange tunnelbredden. Kun mellom pelnummer 16433 og 16477 er overdekningen større enn tunnelspennet. Resterende lengder mot hvert påhugg har overdekning som er mindre enn tunnelspennet. Sammen med den lave overdekningen, er den tunnelbredden på 14,5 m med å bidra med lavt buetrykk i hengen.

Ved østre og vestre påhugg er overdekningen henholdsvis kun 3,5 og 3,5-4 m. Begge påhuggene er i tillegg skråstilte, som har påvirket innspenningen og stabiliteten i veggene. Både ved etablering av påhuggene og ved gjennombruddet i vestre påhugg har det blitt tatt særlige hensyn til stabiliteten. Sprengningsarbeider har foregått med halverte tverrsnitt langs hele tunnallengden, og det er benyttet reduserte salvelengder.

Dyrhovdtunnelen ligger nær både bolighus og næringseiendommer på Sandslihovden. Det ble estimert at en redusert salvelengde alene ikke ville bli tilstrekkelig for å ivareta maks vertikal svingehastighet på 25mm/s i enden av Sandslihovden ved pelnummer 16490. Da ble det derfor aktuelt med slettsprenging. Et hus på eiendommen ble revet i forbindelse ved etablering av vestre forskjæring.

Bergmassevurdering og sikringstiltak

Dyrhovdtunnelen har blitt drevet fra øst mot vest, med økende pelnummer. Bergmassen består av foliert anortositt med noen innslag av metagabbro. Den er tydelig påvirket av dagfjellforvitring og er dermed generelt tett oppsprukket.

Det vestre påhugget har blitt etablert i en særdeles oppsprukket bergmasse (RQD på 45), hvor det finnes noen tversgående slepper og spredte vanddrypp. De første 7 meterne har en Q-verdi på 1 innenfor bergmasseklasse D. Det er utført flere rader med forbolting både på høyre og venstre side av tunnelprofilet.

Videre inn i tunnelen fortsetter de samme forholdene, men overdekningen øker og RQD har bedret seg gradvis til ca. 60. Q-verdiene er også marginalt bedret, og ligger mellom 1,3 og 3 i bergmasseklasse D. Dette gjelder helt fram til pelnummer 16485, 20 m før vestre påhugg. På

grunn av minkende overdekning de siste meterne av seksjonen, har det blitt utført noen raster med forbolting langs hele heng og vederlag.

I de siste 20 m av Dyrhovdtunnelen blir bergmassen dårligere, med tettere oppsprekking (RQD på 30-40) som har ført til utfall av masse i overkant av forboltene og et ujevnt profil. Det forekommer også en del mindre slepper både parallelt og på tvers av tunnelen, samt noen spredte drypp. Q-verdiene ligger mellom 0,5 og 0,6 i bergmasseklasse E. Bergmassekvaliteten og den lave overdekningen på 3,5-4 m over påhugget har ført til hyppig bruk av tung bergsikring. Totalt 4 sprøytebetongbuer er satt inn, samt kontinuerlig bruk av forbolter med bånd. Det er brukt forbolter fra begge sider av påhugget ved gjennomslag, i tillegg til stag.

Det har oppstått noen begrensede vannlekkasjer i tunnelen, hvor lekkasjemengden vil ha sammenheng med nedbørsmengden. Tunnelen har fall mot vest og vann blir drenert ut av tunnelen. Det er ikke registrert setningssensitive masser over tunnel. Behovet for injeksjon i Dyrhovdtunnelen har derfor vært liten, selv om ca. 20 % av tunnallengden har blitt injisert.

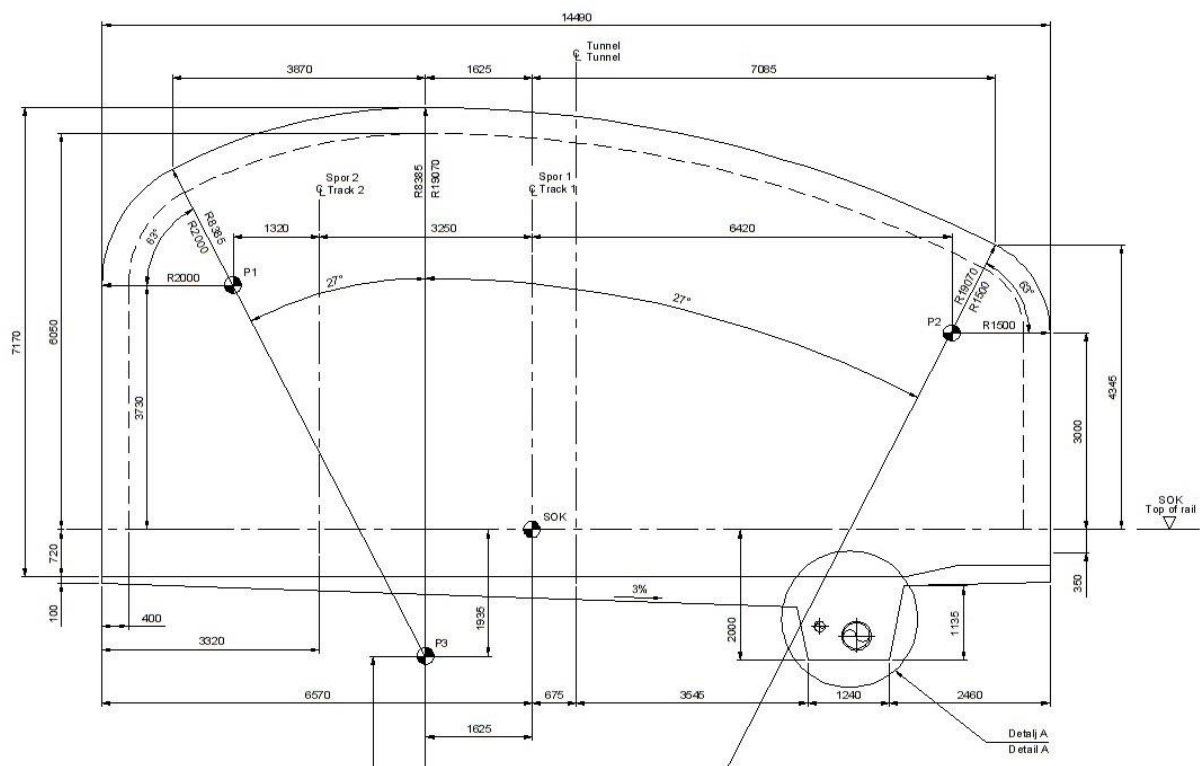
Sprengningstverrsnitt

Figur 6.18 viser mål for det teoretiske sprengningstverrsnittet for Dyrhovdtunnelen. Dette er den eneste tunnelen på Bybanen hvor det har blitt satt av ekstra tunnelbredde for gang- og sykkelsti.

Dyrhovdtunnelen har en total bredde på 14,5 m, som er ca. 4,5 m bredere enn de andre tunnelene på Bybanen. Innenfor sprengningstverrsnittet er det i likhet med de andre tunnelene satt av en total bredde på 9 m for Bybanespor og gangveg langs spor. I tillegg er 4,5 m langs nordre del av tunnallengden satt av til gang- og sykkelsti. De resterende 0,5 m på begge sider vil befinne seg bak vann og frostsikringen, WGT-100 tunnelhvelv. Noe av denne bredden er også ikledd sprøytebetong og annen bergsikring.

Tunnelhengen er ikke speilvendt, og har forskjellig høyde på hver side. Langs Bybanesporet har veggen en høyde på 3,7 m opp til nedre vederlag, som også er normalt i de andre tunnelene. Langs den andre siden ved gang- og sykkelstien er høyden til nedre vederlag derimot kun 3 m. Dette vil si at buen i hengen av tunnelen er avbøyd ned mot gang- og sykkelstien. Dette er til for å få mest mulig innspenning i hengen.

Alle tunnelene har en dreneringsgrøft i ett av de nedre hjørnene for oppsamling av tunnelvann. På grunn av et kontinuerlig fall i tunnelen, har det ikke vært behov for pumpestasjon i Dyrhovdtunnelen.



Figur 6.18. Tverrsnitt av Dyrhovdtunnelen som viser mål for det teoretiske sprengningstverrsnittet. Mål er angitt i centimeter. Figur: Mott MacDonald.

6.4.1 Påhugg (16420 og 16505)

Påhuggene til Dyrhovdtunnelen har flere faktorer som bidrar til store utfordringer knyttet til stabiliteten av tunnelprofilen:

- Særlig lav overdekning
- Tett oppsprukket dagfjell (RQD mellom 30 og 60)
- Bredere tunneltverrsnitt (14,5 m)
- Skråstilte påhugg

Østre påhugg (16420)

Det østre påhugget befinner seg i en 40 m lang forskjæring ved Sandslihovden. Påhugget ble flyttet frem 5,4 m fra opprinnelig plan, med bakgrunn i å skape bedre overdekning for tunnelåpningen. Overdekningen er kun 3,5 m ved påhuggsflaten, men øker drastisk for de neste meterne inn i tunnelen på grunn av høydeforskjellene i terrenget. Det skjeve påhugget har vært en utfordring med tanke på både bredden av tunnelen, tett oppsprukket dagfjell og overdekningen. Søndre side av tunnelpåhugget har derimot stått bra etter sprengnings-

arbeidene, og det har ikke skjedd større utrasinger som følge av den begrensede sidedekningen.

En høy forekomst av sprekker og slepper i bergmassen har ført til at de første meterne av tunnelen er drevet med bruk av forbolter.



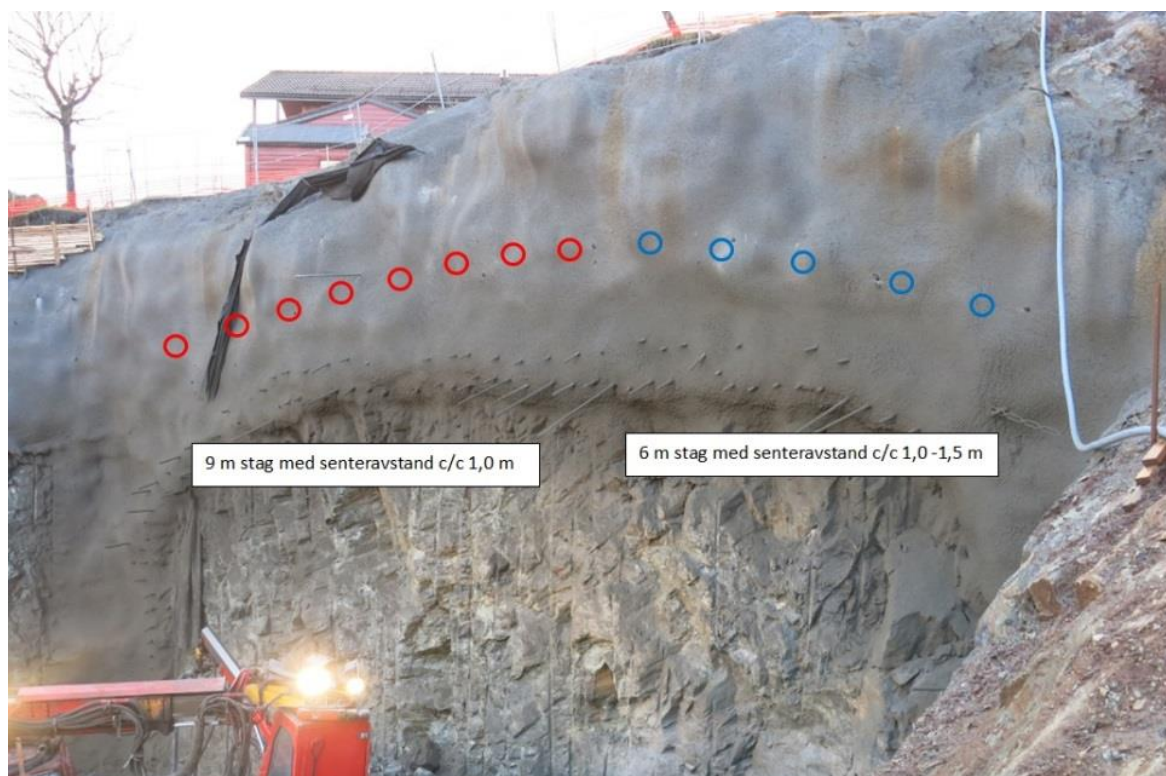
Figur 6.19. Det østre påhugget av Dyrhovdtunnelen, oktober 2013.

Øvre del av påhuggsflaten har blitt sikret med Ø20 mm innstøpte bolter med 4 m lengde og boltemønster $1,5 \times 1,5$ m. Boltene er avsluttet 1,5 m i overkant av tunnelprofilet slik at man har plass til å installere forbolter i overkant av påhugget. Påhuggsflaten er også sikret med 20 cm sprøytebetong, hvor betongen påføres i to lag med tykkelse 10 cm henholdsvis før og etter systematisk bolting av påhuggsflate (Multiconsult, 2014e).

Retten i overkant av påhugget er det montert to raster med Ø32 mm forbolter med 6,0 m lengde. Senteravstanden i første og andre rast med forbolter er henholdsvis c/c 0,35 m og c/c 0,5 m. Første rast er montert 0,5 m på utsiden av sprengningsprofilet og er ført helt ned i vegg. Andre rast er montert 0,5 m over første og stoppes i vederlag. Forboltene er vinklet 10-15° oppover/utover. Fjellbånd er montert mellom forboltene i hver rast og på tvers mellom rastene. Avslutningsvis er forbolter og fjellbånd påført 10 cm sprøytebetong (Multiconsult, 2014e). Sikringen er illustrert i figur 6.20.



Figur 6.21. Gjennomslag i Dyrhovdtunnelen ved vestre påhugg, januar 2014.



Figur 6.22. Montering av Ischebeck stag i vestre påhugg, januar 2014. Figur: Bård Steinsland, Multiconsult.

6.4.2 Vurdering av tunnel

Dyrhovdtunnelen er den korteste tunnelen på Bybanen med sine 85 m i fjell. Likevel har den vært en av de mest utfordrende å drive, med bakgrunn i lav overdekning, dagfjell, skjeve påhugg og et bredere tunneltverrsnitt med plass til gang-/sykkelveg.

Det er også en del bebyggelse i området rundt tunnelen, og det har måttet tas ekstra hensyn til disse husene. Lav overdekning gjør det ikke bare utfordrende å drive tunnelen, men skaper også sterkere rystelser på overflaten ved sprengning. For å redusere rystelsene har tunnelen derfor blitt drevet med halverte sprengningstverrsnitt og reduserte salvelengder. Dette har samtidig gitt bedre stabilitet i bergmassene rundt tunnelprofilen.

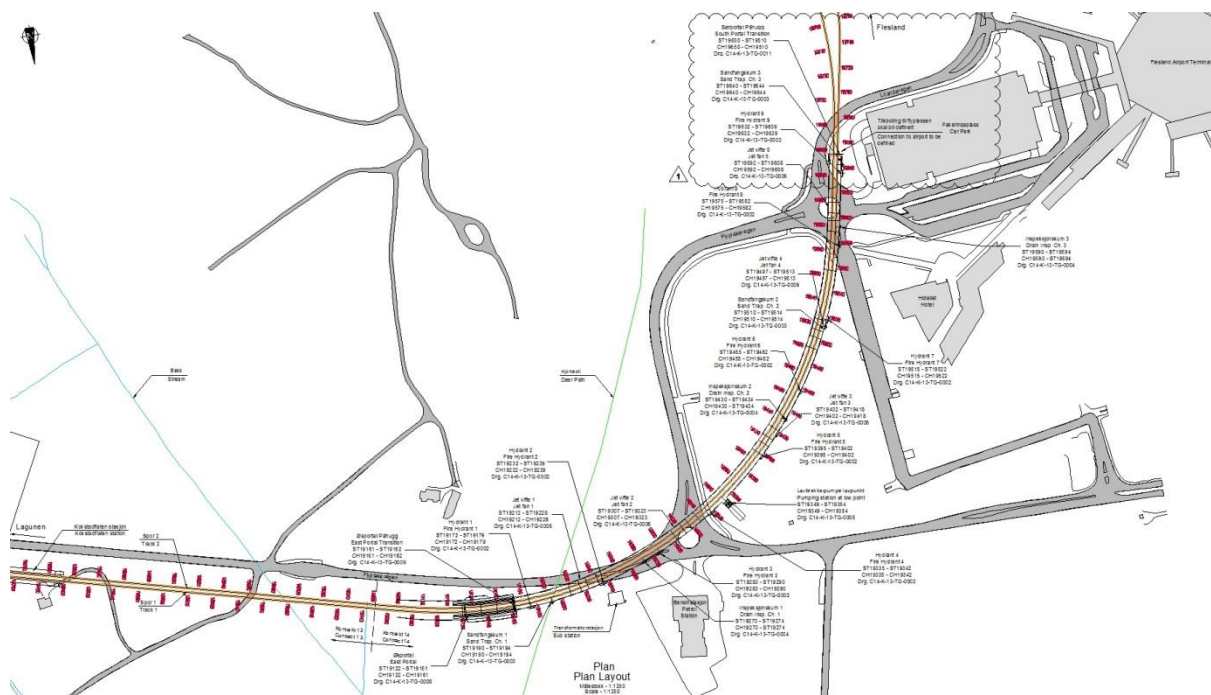
Overdekningen i Dyrhovdtunnelen er helt nede i 3,5 m ved hvert av påhuggene. Den folierte anortositten har derfor vært sterkt påvirket av forvitring på grunn av nærheten til overflaten. Dagfjellet består av en del sprekker og slepper, og RQD-verdier har vært registrert helt ned mot 30. Til tross for dette har det kun skjedd marginale tap og utrasinger av bergmasse fra tunnelprofilen under driving. Dette kan regnes som et godt resultat tanke på bergforholdene og tunnelbredden.

Sikring i tunnelen har foregått hyppig med bruk av forbolting, i tillegg til at det er montert 4 sprøytebetongbuer innenfor den vestre påhugget. På påhuggsflaten har det også vært aktuelt med innsetting av Ischebeck-stag for å ivareta stabiliteten ved gjennomslag.

6.5 Fleslandtunnelen (19160-19700)

Fleslandtunnelen er den siste tunnelen i byggetrinn 3 inn mot Bergen Lufthavn. Anleggsperioden for driving av Fleslandtunnelen var mellom februar og juni 2014. Etablering av forskjæringer og påhugg skjedde i perioden november 2013 til februar 2014.

Etter passering av Kokstadflaten, rett før Statoil bensinstasjon, vil Bybanen gå nedover i en 60 m lang forskjæring i et ellers flatt omkringliggende terreng. Det østlige tunnelpåhugget har en overdekning på ca. 4 m, som øker til i overkant av 10 m ved bunnpunktet av tunnelen etter 180 m fra påhugget. Tunnelen svinger gradvis mot sør, og passerer under veger og parkeringsplasser ved Bergen Lufthavn. Rett før det sørlige påhugget klatrer traséen oppover og overdekningen blir redusert til 3-4 m ved portalen. Påhugget befinner seg i en stor byggegrop, hvor både ny flyterminal og endestasjon for Bybanen vil stå klar i 2016. Avinor bygger siste del av Bybanetraséen fra enden av Fleslandstunnelen og inn til endestasjon.



Figur 6.23. Oversikt for Flestrandtunnelen, vendt mot sør. Søndre portal er flyttet frem 50 m i forhold til denne figuren. Figur: Mott MacDonald.

Utfordringer knyttet til bergmasse og overdekning

Overdekning i Flestrandtunnelen varierer mellom 4 og 11 m for hele lengden, med en gjennomsnittlig overdekning på 8 m. Dette betyr at det er begrenset med overdekning langs hele tunneltraséen. Når det tidligere trolig har blitt dysprengt i overkant av hele tunneltraséen, betyr det at det kan forkomme lavpunkt i fjelloverflaten som ikke har kompt fram i grunnundersøkelsene. Det har derfor blitt utført sonderboringer på stoff slik at man til enhver tid har hatt kontroll på fjelloverdekningen i fremkant av tunnelen. Det har blitt foretatt tung bergsikring på steder hvor det er avdekket lav overdekning og dårlig bergkvalitet.

Sonderboring har foregått med 3 stk. sonderhull i hengen for hver tredje salve (ca. hver 7,5-15 m) for å ha kontroll på bergkvalitet og overdekning. Sonderhullene har blitt flyttet ned i tunneltverrsnittet dersom det har vært fare for å treffe eksisterende kabler og rør over tunnelen. Så vel som å kontrollere overdekningen, har det også blitt utført innlekkasjemålinger fra disse sonderhullene (Multiconsult, 2013c).

Sprengning har foregått med ulike tverrsnitt og salvelengde, samt stedvis med alternativ kontur med hensyn til pumpestasjon. Omtrent 50 % av tunnallengden har blitt sprengt med fullt tverrsnitt og halv salvelengde, 25 % med fullt tverrsnitt og normal salvelengde og 25 % med halvt tverrsnitt og halv salvelengde. På grunn av lav overdekning ble det som

dempingstiltak påkrevd forsiktig sprengning mellom pelnummer 19170-19465 og 19500-19700 for å tilfredsstille kravet om maksimal vibrasjonsgrense på 25 mm/s. I motsetning til de andre tunnelene i byggetrinn 3 er det ingen boliger i området som det har vært behov å ta særlige hensyn til, kun næringsområder og flyplass.

I likhet med Nesttunhaugtunnelen i byggetrinn 2, er det et bunnpunkt i tunnelen hvor det har blitt installert en pumpestasjon. Der hvor pumpestasjonen skal installeres er det sprengt med en alternativ bergkontur og satt av ekstra rom til dette formålet. En sokkelgrøft i det ene hjørnet av tunnelen vil lede lekkasjevann ned til pumpestasjonen, som pumper ut alt vann som samler seg opp.

Store deler av arealene i overkant av Fleslandstunnelen er asfaltert. Det betyr at størsteparten av overvannet vil bli tatt hånd av overvannssystemet i området, forutsatt at dette er tett. Det er et lavbrekk i Fleslandstunnelen og lekkasjevann skal pumpes ut av tunnelen via en pumpeump. Det er derfor ønskelig å begrense eventuelle innlekkasjer i størst mulig grad. Lekkasjemengden vil ha sammenheng med nedbørmengden.

Den østlige delen av Fleslandstunnelen har gått i mye forvitret dagfjell, noe som har medført lekkasjer og behov for injisering. Bruk av injisering ble avklart på grunnlag av lekkasjemålinger ved sonderboring.

Både ved den østlige og sørlige enden av Fleslandtunnelen har det vært behov for bruk av tung sikring i form av forbolting og sprøytebetongbuer. De første og siste 10 m av tunnelen har derfor blitt sprengt med utvidet tverrsnitt slik at det har vært mulig å montere buer etter behov.

Bergmassevurdering og sikringstiltak

Fleslandtunnelen har blitt drevet fra øst mot sør/vest, med økende pelnummer. I motsetning til de andre tunnelene i byggetrinn 3, hvor berggrunnen hovedsakelig består av anortositt med innslag av gabbro, befinner Fleslandtunnelen seg i en annen bergartssone med amfibolitt, metagabbro og stedvis gneis.

I de første 15 m av tunnelen (t.o.m. pelnummer 19175) av Steinsviktunnelen fra det østlige påhugget varierer Q-verdiene mellom 1,1 og 2.2 i bergmasseklasse D. Årsaken til dette er blant annet den generelt lave overdekningen i starten av tunnelen, som er helt nede i 4 m ved påhugget. Bergarten er tett oppsprukket med RQD verdier mellom 50 og 65. Noen mindre spredte lekkasjer forekommer fra tunnelheng. Sporadiske sprekker og en sleppe i høyre

vederlag/vegg med innhold av leir trekker også Q-verdien ned. Ellers har konturen av sprengningsprofilen gjennom denne delen oppnådd et godt resultat takket være reduserte salvelengder og sikring med 4 raster forbolter og fjellbånd. Tre sprøytebetongbuer er også montert innenfor påhugget.

Videre inn i tunnelen øker overdekningen til gjennomsnittlig 8 m. Med mer overdekning har også bergmassekvaliteten bedret seg. Bergmassen er mindre oppsprukket med RQD-verdier i overkant av 60, og forekomsten av slepper og sprekker er med sjelden. Q-verdiene varierer mellom 1 og 10, men med flest tilfeller innenfor bergmasseklasse D. Noen spredte lekkasjer forekommer, men lekkasjeraten er generelt lav. De nevnte forholdene gjelder stort sett gjennom hele tunnallengden fram mot det søndre påhugget.

Fra og med pelnummer 19665 reduseres overdekningen igjen. Her er det samtidig et lite søkk på overflaten som følger tunnelen bort til påhugget. Det forekommer også noen slepper med steilt fall og med innhold av leire. Q-verdier mellom 0,82 og 0,94 innenfor bergmasseklasse E er fordelt mellom pelnummer 19665 og 19675 på grunn av to kryssende slepper, og det er sikret med tre raster forbolter her. Mellom pelnummer 19675 og 19697 er forholdene litt bedre, og er innenfor bergmasseklasse D med Q-verdier mellom 1,2 og 2,7. Det er stort sett begrenset med innlekkasjer over strekningen.

I de tre siste meterne av det søndre påhugget har overdekningen blitt redusert til 3-4 m. Her er det naturlig nok noe høyere oppsprekking (RQD på 55) og en del sprekker. En sleppe som krysser på tvers av hengen har også gjort det utfordrende å stabilisere påhugget. Det er sikret med forbolter fra begge sider av påhugget før gjennomslag, og i tillegg sikret med to sprøytebetongbuer.

6.5.1 Østre påhugg (19160)

På grunn av et flatt omkringliggende terreng rundt Fleslandstunnelen, har det blitt konstruert en 60 m lang forskjæring drevet på synk. Før konstruksjon av forskjæringen, ble det utført prøvegravinger i det østre påhugget av Fleslandstunnelen. Det viste seg at overdekningen var lavere enn forventet, som senere medførte at sporet ble senket 3-3,5 m langs nesten hele tunnelens lengde. Etter justeringen ble dermed minste overdekning i påhugget i overkant av 4 m med den nye linjeføringen (Multiconsult, 2013c).

Bergforholdene var utfordrende ved påhugget, hvor det var tett oppsprekking og en sleppe med innhold av leir i høyre vederlag. Over tunnelen i venstre vederlag/heng befinner det seg

et lite søkk på overflaten. Denne trekker overdekningen ned ved påhugget, men det har ikke skapt noen ekstra problemer i forhold til stabiliteten av hengen.

Påhugget er sikret etter normal standard med to raster forbolter og bånd. Første rast er ført helt ned i veggen, mens andre rast er avsluttet i overgangen mellom vederlag og heng. Senteravstand c/c er 0,5 m, og boltene er vinklet 10° oppover/utover. Avslutningsvis er forbolter og fjellbånd påført 10 cm sprøytebetong.

På påhuggsflaten over forboltene er det påført 10 cm sprøytebetong, og det er sikret med Ø20 mm innstøpte bolter med 4 m lengde og boltemønster 2 × 2 m. Et ustabilt parti øverst på høyre side er sikret med 5 meters bolter og boltemønster 1 × 1 m.



Figur 6.24. Sikring etter første salve ved det østre påhugget, februar 2014.

6.5.2 Søndre påhugg ved Bergen Lufthavn (19700)

Fleslandstunnelens søndre påhugg befinner seg i en stor byggegrop hvor den nye terminalen på Bergen Lufthavn også skal bygges. På grunn av det utjevnete terrenget på flyplassområdet, er det naturlig at overdekningen ved påhugget vil være lav. I dette tilfellet er det en svært begrenset overdekning på kun 3-4 m ved selve portalen.

Fra og med 35 m før enden av tunnelen blir overdekningen redusert til rundt 4-5 m, og bergmassen i dette partiet er sannsynligvis påvirket av tidligere sprengning i forbindelse med bygging av parkeringsanlegg på overflaten. Tett oppsprukket fjell og flere slepper med innhold av leir har bidratt med Q-verdier innenfor bergmasseklasse D og E.

I tillegg til de nevnte forholdene finnes det også et 1-2 m dypt søkk som krysser tunnallengden på overflaten mellom pelnummer 19666-19672 (se figur 6.25). Berget i tunnelen ble på forhånd antydnet å være forvitret og tydelig påvirket av sonen, og teoretisk overdekning i ble målt til å være helt nede i 4 m. For å sikre bedre overdekning og stabilitet for tunnelprofilet ble det derfor blitt etablert en armert betongplate i gropen, slik som foretatt ved Steinsviktunnelen. Betongplaten er med på å stabilisere det tynne dekket med berg, så vel som å styrke innspenningen i det underliggende tunnelprofilet. Platen er forankret med bolter i sidefjellet, og den fungerte som en midlertidig konstruksjon slik at man fikk sprengt ut tunnelen i underkant. Tunnelen er sikret permanent fra tunnelprofilet med forbolter og sprøytebetongbuer.



Figur 6.25. Søkk i overkant av Fleslandstunnelen mellom pelnummer 19666 og 19672, februar 2014.

I venstre del av hengen i påhugget går det en sleppe med ca. 70° fall inn mot profilet og et strøk parallelt med tunnelretningen (se figur 6.26). Her var det også et utfall av en 0,5 m³ blokk, med risiko for flere utløsninger. For å hinde ytterligere tap av masser fra tunnelhengen ble utløsningspunktet først fylt igjen med sprøytebetong, og det ble deretter installert fjellbånd på tvers mellom hver side av sleppen.

Påhugget er ellers sikret med to raster forbolter og bånd med samme mål og fremgangsmåte som beskrevet ved det østlige påhugget. Før sprengning av forskjæringen ble også overflaten over påhugget forboltet med Ø25 mm glassfiberbolter med 3 m lengde og senteravstand c/c 1,0 m. Boltene er vinklet 45° inn og ned i fjell.

Ettersom driveretningen av tunnelen gikk fra øst mot sør, har gjennombruddet på tunnelen blitt foretatt ved det søndre påhugget. Etter sprengning av siste salve har tunnelprofilet i påhugget stått godt med en god kontur uten større avvik (se figur 6.27).



Figur 6.26. Øvre del av søndre påhugg av Fleslandtunnelen, april 2013. Her var det utfordringer knyttet til lav overdekning på kun 3-4 m, og en sleppe som krysser venstre side av hengen.



Figur 6.27. Det søndre påhugget før påføring av sprøytebetong og bolter. Bildet er tatt 5. juni 2014, dagen etter at tunnelen fikk gjennomslag.

6.5.3 Vurdering av tunnel

Fleslandtunnelen ble ferdig drevet i juni 2014. I løpet av byggeperioden ble det opplevd utfordringer knyttet til en tett oppsprukket bergart, gjennomgående slepper og lav overdekning langs store delen av tunneltraséen.

Som den eneste tunnelen i byggetrinn 3, gikk Fleslandstunnelen gjennom en bergartssone med amfibolitt, metagabbro og stedvis gneis istedenfor anortositt. Anortositten har blitt registrert som generelt mindre oppsprukket i de andre tunnelene i forhold til amfibolitten i Fleslandtunnelen. Det skal dog sies at mye av berget langs Fleslandtunnelen kan kategoriseres

som dagfjell på grunn av nærheten til overflaten. Det samme kan sies for den forvitrede anortositten i Dyrhovdtunnelen, hvor RQD-verdier helt ned mot 30 ble registrert. Tatt med dette i betraktning, kan bergmassene i Fleslandstunnelen vurderes som forholdsvis gode, med en gjennomsnittlig Q-verdi innenfor bergmasseklasse D.

Ved begge påhuggene har det vært liten overdekning over tunneltverrsnittet, med 4 m og 3-4 m ved henholdsvis østre og søndre påhugg. Forvitret dagfjell med slepper og sprekker har gjort det utfordrende å få til stabile og jevne tunnelprofiler, men gode resultater har blitt oppnådd med gjeldende sikring. Påhuggene har stort sett blitt sikret etter normal prosedyre, med to raster forbolter og systematisk bolting på påhuggsflaten over. Ved søndre påhugg ble det også boltet på flaten over påhugget, og det ble brukt forbolter fra begge sider ved gjennombrudd.

Rystelsesproblemer knyttet til salvesprengning har ikke vært et problem ved Fleslandtunnelen, og kravet om maksimal vibrasjonsgrense har blitt overholdt. Grunnen til dette er bruken av reduserte salvelengder og halverte sprengningstverrsnitt langs store deler av tunnelen. Støy og rystelser har heller ikke vært et problem knyttet til husstander, da det ikke finnes personboliger rundt flyplassområdet.

6.6 Sammenfattende vurdering

I oktober 2014 var alle tunnelene i byggetrinn 3 av Bybanen ferdig drevet, sett bort ifra Steinsvik- og Follaldstunnelen. Disse er forventet å bli fullførte i løpet av november-desember 2014.

Det har vært store utfordringer knyttet til dagfjell i tunnelene. På grunn av lav overdekning har bergartene anortositt, i de fire første tunnelene, og amfibolitt, i Fleslandtunnelen, vært nokså sleppete og tett oppsprukket med RQD-verdier generelt rundt 50-60. Bergmassene nær overflaten har blitt påvirket av naturlige forvitningsprosesser. Ved enkelte plasser er også bergmassene påvirket av tidligere sprengningsarbeider på overflaten. Men til tross for dette har Q-verdiene vært forholdsvis gode, hovedsakelig fordelt i bergmasseklasser C og D, og det har ikke oppstått større problemer knyttet til drivingen av tunnelene. Driften har foregått med bruk av oppdelte sprengningstverrsnitt og reduserte salvelengder gjennom påhugg og i de mest utsatte sonene.

Partiene med dårlige bergmasser ble forutsett under de foretatte forundersøkelsene før driving av tunnel. I drivingsprosessen har det ikke forekommet noen større avvik ut i fra det som har

blitt avdekket. Det har blitt foretatt bruk av tung bergsikring, som sprøytebetongbuer og forbolter med bånd, ved påhugg og strekninger med særlig lav overdekning. Noen steder finnes det også kløfter og byggegropen på overflaten som begrenser overdekningen betraktelig, som ved Steinsvik- og Fleslandtunnelen. Her har det blitt støpt betongplater som sørger for bedre innspenning ved driving av tunnelen under. Disse løsningene har foreløpig gitt gode resultater for stabiliteten i tunnelene.

Ved samtlige påhugg har det vært utfordringer knyttet til liten overdekning. Det har blitt utført samme type sikring av påhuggsflaten for alle tunnelene i byggetrinn 3. To raster med forbolter rundt portalen og systematisk bolting av overliggende påhuggsflate har blitt utført, med noen mindre forskjeller i mål og sikringsmengde for hver enkelt tunnel. Ved påhugget mot Solhei vest har det i tillegg også blitt laget til en betongutstøpning over påhugget for å supplere på overdekningen og styrke innspenningen i tunnelprofilen. Og ved det vestlige påhugget til Dyrhovdtunnelen ble det tatt i bruk Ischebeck-stag på påhuggsflaten for å ivareta stabiliteten ved gjennomslag. Alle de nevnte virkemidlene har sørget for stabile påhugg under utfordrende forhold.

De fleste av tunnelene i byggetrinn 3 har blitt drevet i områder med kort avstand til boligbebyggelse. Støy fra byggegropen og anleggsområdet rundt tunnelportalene var et forutsett problem, og dette ble løst ved å sette støygrenser for bestemte tider på døgnet og begrensninger av arbeid på natt- og kveldstid. Utfordringene knyttet til vibrasjoner fra sprengning ble løst ved å benytte begrensede sprengningstverrsnitt og reduserte salvelengder under kritiske soner. Dette var som nevnt også avgjørende for å sikre jevne og stabile tunnelprofiler i partier med lav overdekning.

7 Diskusjon

På bakgrunn av det som er gjennomgått i metodikk og resultater, vil noen temaer være verdt å diskutere og sammenligne. I dette kapittelet vil det bli diskutert problemstillinger knyttet til vurdering av WGT-100 tunnelhvelv kontra vanntetningsmembran og vurdering av levetid for både berg- og vann-/frostsikring.

7.1 Vurdering av vanntetningsmembran kontra WGT-100 tunnelhvelv

Som beskrevet i kapittel 5 ble det i Gevingåstunnelen utenfor Trondheim utført vann- og frostsikring ved bruk av den nyutviklede metoden med vanntetningsmembran. I dette kapittelet vil denne metoden bli vurdert opp mot bruken av WGT-100 tunnelhvelv i Bybanetunnelene.

7.1.1 Sprøytbar membran

I et samarbeid mellom Jernbaneverket og SINTEF Byggforsk ble det utviklet et laboratorium hvor bergets varmeledningsevne og dens virkning på forskjellige vannavskjermingssystemer ble testet. Den sprøytbare membranen av typen Masterseal 345 kom godt ut av testene både i forhold til vann- og frostsikring. På grunnlag av de gode testresultatene, ble Gevingåstunnelen den første tunnelen i Norge hvor det ble utført sikring med sprøytbar membran i praksis.

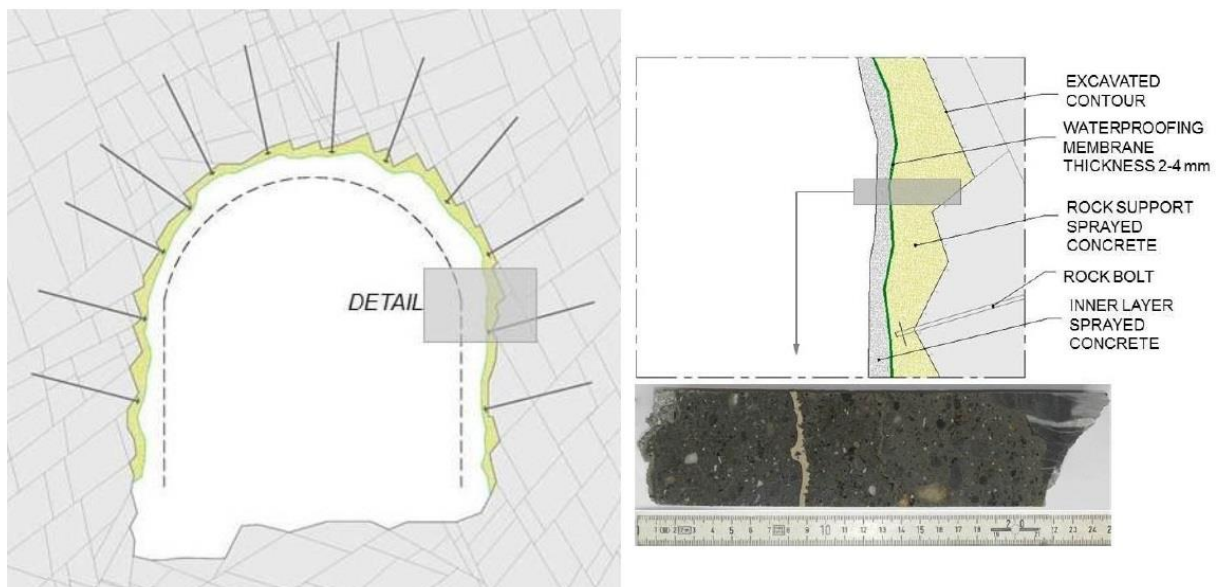
I en artikkel av Holter et al. (2014), skrevet ved NTNU i Trondheim, er det beskrevet vanntetthetstester av sprøytebetong og sprøytbar membran for bruk i norske veg- og jernbanetunneler. Resultatene fra disse testene viste at sprøytbar membran hadde et generelt mye lavere fuktighetsinnhold i forhold til sprøytebetong, selv om resultatene varierte mellom de forskjellige membrantypene. På bakgrunn av de gode testresultatene framhever artikkelforfatterne et mål om at sprøytbar membran skal bli et godkjent produkt for vannsikring i fremtidige tunnelprosjekt i Norge, og mener at dette representerer en ny og potensiell kostnadseffektiv løsning.

Sprøytbar membran er imidlertid ikke et godkjent produkt til bruk for vannsikring i tunneler i Norge, og er foreløpig ikke brukt i forbindelse med andre tunnelprosjekter foruten Gevingåstunnelen. Årsaken til dette er mangelfull testing av produktet over en lengre tidsperiode, samt mangel på flere og grundigere tester av forskjellige membraner. Inntil dette er utført, er det ikke sikkert at konseptet kan leve opp til de funksjonelle kravene som stilles til norske veg- og jernbanetunneler. Levetiden til membranen er også foreløpig usikker, selv

om et riktig oppsett og installering av forventes å gi en god levetid for konstruksjonen (Lindstrøm, 2005).

Et eksempel på oppsett av vannsikring med bruk av sprøytbar membran er illustrert i figur 7.1. Her utføres det først og fremst installering av bolter og spruting med sprøytebetong etter normal sikringsprosedyre. Deretter påføres den sprøytbare membranen i et 2-4 mm tykt lag som dekker hele flaten. Utenfor membranen vil det bli påført et nytt indre lag med sprøytebetong som er i kontakt og støtter opp mot membranen. Dette laget kan eventuelt også erstattes med betongutstøpning. Alle lagene i denne strukturen er i kontakt med hverandre, slik at det ikke skal finnes noe luftrom imellom. Membranen i midten vil dermed fungere som et tett lag hvor vann ikke vil kunne migrere gjennom.

Membranen må ikke punkteres eller skades av anleggsvirksomhet under monteringen, da dette kan forårsake lokale lekkasjepunkter. På grunn av oppsettet med den sprøytbare membranen, vil det også være vanskelig å foreta reparasjoner på skader som skjer i etterkant av monteringen. Bruk av membran setter derfor store krav til utførelsen. (Lindstrøm, 2005).



Figur 7.1. Prinsipiell skisse av et tverrsnitt med sprøytebetong og membran (Holter et al., 2014).

7.1.2 WGT-100 tunnelhvelv og PE-skum

I kapittel 4.3.4 ble WGT-100 tunnelhvelv, som er den gjeldende sikringsmetoden mot vann og frost i Bybanetunnelene, presentert og beskrevet. Systemet består av en armert vanntett duk som holdes oppe av stålbuer rundt tunnelprofilen. Målet med duken er at små drypp fra

tunnelprofilet treffer duken og føres ned langs veggene til en oppsamlingsgrøft for tunnelvann. Det vil dermed ikke finnes vann i bruksområdet av tunnelen.

W. Giertsen Tunnel AS hevder de selv at dette er et system som sikrer lave vedlikeholds- og driftskostnader, og at eventuelle skader kan repareres med kort nedetid på anlegget. Andre fordeler inkluderer at duken er selvslukkende og ikke vil overtennes ved brann. Produsenten forventer en levetid på 50 år.

I byggetrinn 1 og 2 av Bybanen er det også benyttet WGT-100 tunnelhvelv, og her har erfaring over flere år tilsagt at tunnelduken ikke bare holder tett mot vanngjennomtrenging, men hindrer også oppbygging av frost på innsiden av duken og tunnelvegg. Selv om det bergenske klimaet er generelt mildt om vinteren, har det oppstått noen kuldeperioder hvor duken har gjort jobben.

I enkelte deler av Bybanetunnelene hvor det har oppstått større innlekkasjepunkter etter driving av tunnel, har det blitt sikret med matter av PE-skum i tillegg til WGT-100 tunnelhvelv. Dette er imidlertid bare utført ved lokale punkter og har ikke blitt benyttet som et heldekkende tiltak. Årsaker til dette er blant annet at PE-skum har en begrenset levetid, i tillegg til at det er ansett som brannfarlig og frigir giftig røyk ved brann.

I enkelte vegtunneler i Norge er det foretatt vann- og frostsikring med PE-skum på innsiden av et betonghvelv rundt tunnelprofilet. Dette er konstruert med tanke på praktiske årsaker, så vel som at PE-skummet skjermes fra innsiden av tunnelen i tilfeller med brann. En konsekvens av denne strukturen er at det blir et mellomrom mellom bergflaten og betonghvelvet, som følge av at bergkonturen er ujevn. Dette mellomrommet krever regelmessige inspeksjoner for å få sjekket bergflatens stabilitet og tilstanden til bergsikringen. Disse inspeksjonene er tungvinne og tar tid, og har derfor vært et stort argument mot denne typen konstruksjoner (Dammyr et al., 2013). Ved bruk av WGT-100 tunnelhvelv er det imidlertid lettere å lage til portaler i duken som kan benyttes ved inspeksjoner.

Av de nevnte sikringsmetodene i dette avsnittet, så fungerer WGT-100 tunnelhvelv som den beste metoden basert på fordelene med lettere vedlikehold, lengre levetid og bedre brannsikkerhet.

7.1.3 Vurdering av beste metode for Bybanetunnelene

I en vurdering av beste vann- og frostsikringsmetode for Bybanetunnelene stilles det en del kriterier i forhold til metoden:

- Kvalitet
- Drenerende egenskaper
- Vedlikehold
- Vanntetthet
- Levetid
- Brann
- Driftskostnader
- Byggekostnad
- Byggetid

Med erfaring fra byggetrinn 1 og 2 i Bybanetunnelene har WGT-100 tunnelhvelv som nevnt vist seg å være et godt valg for vann- og frostsikring. Erfaringsmessig har alle kriteriene over blitt overholdt på en adekvat måte.

Bybanen har en relativt lavere trafikkmengde i forhold til f.eks. veg- og jernbanetunneler. Lav trafikk og fravær av forurensning, da Bybanen kun drives av strøm, sørger for mindre slitasje på tunnelduken slik at kvaliteten ivaretas over lengre tid. På bakgrunn av dette kan det settes lavere krav til holdbarheten av vann- og frostsikringen i Bybanetunnelene. I veg- og jernbanetunneler vil derimot trafikkmengden være betraktelig større og WGT-100 tunnelhvelv vil her utsettes for større påkjenning og sannsynligvis ikke være egnet til bruk under slike omstendigheter.

Sprøytbar membran har så langt kommet godt ut i tester, deriblant av Holter et al. (2014), og representerer en lovende fremtidig løsning for vann- og frostsikring av norske tunneler. Ved nåværende tidspunkt eksisterer det derimot mangelfull erfaring og dokumentasjon ved bruk av metoden, og mer forskning trengs for å verifisere om produktet er pålitelig og viser seg å være besparende i forhold til økonomi, byggetid og vedlikehold. Det økende behovet for holdbare og kostnadseffektive løsninger i fremtidige tunnelprosjekt kan derimot føre til at sprøytbar membran snart blir et godkjent produkt for vann- og frostsikring, dersom de gode testresultatene fortsetter (Dammyr et al., 2013).

En god fordel for WGT-100 tunnelhvelv i forhold til bruk av sprøytbar membran er at tunnelduken har vist seg ved erfaring i tidligere byggetrinn å beskytte bruksområdet av tunnelen godt mot vanninntrenging og frostopppbygging. I byggetrinn 3 av Bybanen er også tunnelene grunne og vil være påvirket i liten grad av vanntrykk fra grunnvann. Innlekkasjer i tunnelen vil derfor hovedsakelig være begrenset og styres i forhold til nedbørsmengder. Tunnelhvelvet beskytter godt mot begrensede drypp-lekkasjer, og PE-skum kan benyttes ved lokale partier hvor innlekkasjene er større.

Alt i alt ser WGT-100 tunnelhvelv ut til å være den foreløpig beste løsningen for vann- og frostsikring av Bybanetunnelene, men i framtiden kan bruk av sprøytbar membran bli et

enkler, billigere og bedre alternativ når denne metoden har blitt tilstrekkelig testet og godkjent.

7.2 Vurdering av langtidsbestandighet for tunnelene

Ettersom hvilke typer sikringsprodukter og -metoder man bruker i tunnelen, vil levetiden som regel variere deretter. Lang levetid for tunnelen er spesielt viktig med tanke på tid og kostnader som må settes av til vedlikehold. Det er derfor viktig å foreta et riktig valg i forhold til hvilke typer berg- og vann-/frostsikring som egner seg best for gjeldende tunnelmiljø.

7.2.1 Levetid for bergsikring

Levetidsbetraktninger er viktig for utformingen av sikringskonstruksjoner. Her vil det være ulike krav til bergsikringen avhengig av om det er til bruk for midlertidig (f.eks. forbolter) eller permanent stabilitetssikring (radiell bolting, sprøytebetongbuer osv.). Normalt blir den midlertidige sikringen utført slik at den gir bidrag for dimensjonering av den permanente sikringen. I så fall er det viktig å bruke bestandige komponenter også i den midlertidige sikringen. Ved utførelse av sikringskomponenter som normalt ikke regnes inn i den permanente stabilitetsbetraktningen stilles det normalt ikke krav til korrosjonsbeskyttelse (NFF, 2008).

Et viktig forhold ved valg av permanentsikringsløsninger er hensynet til bergsikringens levetid og bestandighet over tid, samt vedlikeholdsbehov. Av hensyn til miljøbelastninger kommer det inn krav til blant annet minimumstykkelse på sprøytebetong og krav til armeringsoverdekning på betongkonstruksjoner. Betong kan bli utsatt for forskjellige miljøpåvirkninger som frost og kjemiske angrep (NFF, 2008).

I Bybanetunnelene er det satt et dimensjoneringskrav på 50 år for bergsikring. Dette kravet er fastsatt med tanke på at det skal brukes minst mulig tid og kostnader på vedlikehold eller utskifting av komponentene. 50 år er også et realistisk krav med tanke på levetiden.

CT-bolter, som er brukt i forbindelse med radiell bolting av Bybanetunnelene, er kjent for å ha lang levetid og være motstandsdyktig for miljøpåvirkninger. CT-bolten er spesielt utviklet for lang levetid i korrosive miljø, hvor blant annet plastrøret som omslutter bolten gir en total forsegling mot korrosjon. Når bolten er innstøpt og dekket av mørtel er det i tillegg begrenset hvor mye vann den utsettes for. CT-bolten er en del dyrere enn andre bolter på markedet, med tanke på at den er nyutviklet og både innstøpt og endeforankret, men vil dermed opprettholde

kvaliteten over lengre tid. I det lange løp vil derfor en investering av CT-bolter spare både kostnader og tid for vedlikehold/utskiftninger.

Sprøytebetong som er brukt i Bybanetunnelene er av typen B35 E700/1000, og er benyttet etter veiledning av Statens vegvesens Håndbok 021 – Vegtunneler (2010b), som beskrevet i tabell 4.2. Dette skal være en sterk og svært holdbar sammensetning som er motstandsdyktig mot vanninfiltrasjon og som stabiliserer bergveggen godt.

Ved bruk av forinjeksjon i lekkasjeutsatte soner kan man på forhånd hindre eller begrense vanngjennomtrengning og -påvirkning av bergsikring som er installert rundt tunnelprofilet. Selv om dette er et effektivt tiltak for å tette berget, som potensielt kan øke levetiden for bergsikringen, vil hyppig bruk av denne metoden forårsake høye kostnader og et høyt tidsforbruk under tunnelarbeidene.

I Bybanetunnelene er levetiden for bolter, sprøytebetong og sprøytebetongbuer forventet å være god og overholde dimensjoneringskravet på 50 år. Dette å baseres på grunnlag av at bergtrykket og innlekkasjer er på et lavt nivå, da tunnelene befinner seg i nærhet til overflaten. Bergartene i området er heller ikke forventet å produsere noen nedbrytende reaksjoner i kontakt med vann og bergsikring. Under andre forhold, som i f.eks. undersjøiske tunneler og i tunneler med kisholdige bergarter, kan kontakt mellom vann og berg produsere et aggressivt og nedbrytende miljø for stål og betong.

Tunnelforurensning fra transportfartøyer kan påvirke installasjoner rundt tunnelprofilet. I Bybanetunnelene er alle fartøyene elektrifisert og miljøet i tunnelene er på langt nær like aggressivt som i andre transporttunneler, da spesielt vegtunneler. Bergsikringen vil derfor ikke la seg påvirke i større grad av miljøet i bruksområdet av tunnelen.

7.2.2 Levetid for vann- og frostsikring

På lik måte som med bergsikring er det viktig at vann- og frostsikring i Bybanetunnelene er tilpasset de aktuelle forholdene for en lang holdbarhet. Med tanke på levetiden er det derfor viktig å stille følgende spørsmål om egenskapene før valg av de mest ideelle metodene:

- Tilfredsstiller sikringen dimensjoneringskravet på 50 år?
- Er løsningene tilpasset et effektivt vedlikehold?
- Er materialbruken tilpasset det miljøet det skal virke i?
- Er løsningene tilpasset trafikkpåkjenningene de utsettes for?

I kapittel 7.2 ble den nyutviklede metoden med vanntetningsmembran vurdert opp mot den gjeldende sikringen i Bybanetunnelene; WGT-100 tunnelhvelv. I vurderingen var levetiden, og derav også vedlikehold og driftskostnader, viktige faktorer for bestemmelsen av beste metode. Den sprøytbare membranen har sine største svakheter med at metoden ikke har blitt testet tilstrekkelig, da spesielt i et langtidsperspektiv på minst 10 år, og det trengs mer forskning for å verifisere om produktet er pålitelig og kostnadsbesparende. Men med riktig utførelse og oppsett av metoden er det likevel forventet av levetiden for konstruksjonen vil være lang (Lindstrøm, 2005).

WGT-100 tunnelhvelv har en oppgitt levetid på 50 år ifølge produsenten W. Giertsen Tunnel. Dermed tilfredsstiller denne konstruksjonen Bybanen sitt dimensjoneringskrav om levetid på 50 år. Om det likevel må utføres vedlikehold før den oppgitte levetiden utgår, skal dette kunne gjøres med relativt enkle grep i løpet av kort tid. Tunnelduken er også lett tilgjengelig for reparasjoner da den ikke befinner seg bak sprøytebetong eller betonghvelv, men isteden henger rundt bruksområdet av tunnelen. Trafikkpåkjenningene i Bybanetunnelene er relativt lave, siden det er lav trafikk og lite forurensning i forhold til andre jernbane- og vegtunneler. Selv om tunnelduken vil være mer utsatt for skader og slitasje i et annet tungt trafikkert miljø enn det mange andre typer vann- og frostsikringskonstruksjoner vil være, er duken bedre tilpasset miljøet i Bybanetunnelene og kan levere sitt levetidspotensiale. Da innlekkasjene i tunnelene generelt begrenset, pga. liten overdekning, vil duken bli mindre utsatt for vannpåvirkning og dermed også bedre sin levetid. Basert på det overnevnte, så kan WGT-100 tunnelhvelv vurderes som en god og egnet løsning for vann- og frostsikring i Bybanetunnelene.

Avslutningsvis kan det også nevnes at PE-skum også har blitt brukt ved enkelte steder hvor det er lokalt større innlekkasjer. Metoden fungerer godt som både vann- og frostsikring, og innfrir dimensjoneringskravet på 50 år. Men på grunn av brannfaren har det kun vært begrenset bruk av PE-skum i Bybanetunnelene.

8 Konklusjon

- Studier av geologiske kart og utførte forundersøkelser avdekket hvilke bergarter og svakhetssoner/forkastninger som ville forekomme innenfor prosjektområdet. Med generelt liten overdekning i tunnelene var det også forutsett at bergmassen ville bestå av såkalt «dagfjell», sterkt forvitret og med innhold av gjennomgående slepper og sprekker. Dette ble bekreftet under drivingsprosessen.
- For bergmasseklassifisering av stuff og tunnelprofil under driving, har Statens vegvesen sitt system fra Håndbok 021 – Vegtunneler (2010b) blitt brukt i lag med innspill fra Mott MacDonalds sitt eget system. Q-verdier ble kalkulert og sortert inn i bergmasseklasser, og derav også tilhørende sikringsklasser, for å bestemme gjeldende sikringstiltak for den aktuelle bergmassen.
- Den sprengningsmessige utførelsen i Bybanetunnelene har blitt gjennomført med en normal salvelengde på 4-5 m. Ved både påhugg og på flere strekninger med dårlige bergmasser og særlig lav overdekning, har sprengningsarbeider foregått med oppdelte sprengningstverrsnitt og reduserte salvelengder for å senke vibrasjoner. Det er viktig med et passende salveoppsett og korrekt innstilling av forsinkelsestid for å oppnå jevne tunnelprofiler og hindre forstyrrelse av omkringliggende bergmasser.
- Selv med utfordrende forhold i form av lav overdekning og forvitret dagfjell, har Q-verdier for både påhugg og tunneler vært generelt gode. Disse ble hovedsakelig fordelt i bergmasseklasser C og D, med få tilfeller i klasse E. Bergmassene har vært best i Follaldstunnelen, hvor det har vært mest overdekning, og verst i Dyrhovdtunnelen, hvor det har vært minst overdekning og driving med et bredere tunneltverrsnitt.
- Bruk av tung bergsikring, som sprøytebetongbuer, forbolting og etablering av betongplater i kløfter på overflaten, har gitt gode resultater i form av relativt høye Q-verdier, stabile tunneltverrsnitt og styrket innspenning i heng/vegger.
- Gjeldende vann- og frostsikring i Bybanetunnelene, WGT-100 tunnelhvelv, ble diskutert opp mot en nyutviklet metode med bruk av sprøytebar membran. WGT-100 tunnelhvelv ble vurdert som den beste løsningen på grunnlag av positiv erfaring med bruk på tidligere byggetrinn. Den er også godt egnet for aktuelle forhold og miljø. Sprøytebar membran er foreløpig ikke grundig nok testet for pålitelighet, men representerer en potensiell egnet løsning for framtidige prosjekt.
- Basert på gode resultater under utfordrende forhold, kan det konkluderes med at tunneldriving/-sikring har vært vellykket i byggetrinn 3 av Bybanen.

Referanser

- Arnesen, F. (2013). Samtale med Frode Arnesen (21. november 2013).
- Barton, N., Lien, R., & Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock mechanics*, 6(4), 189-236.
- Bruland, A. (2002). Kompendium i anleggsteknikk - Sprengning og masseflytting under jord. *NTNU - Institutt for bygg- og anleggsteknikk*.
- Bryhni, I., & Ramberg, I. B. (2007). Landet blir til: Norges geologi. *Norsk geologisk forening*.
- Byggfakta. (2009). God fremdrift i Bærumstunnelen.
- Dammyr, Ø., Nilsen, B., Thuro, K., & Grøndal, J. (2013). Possible Concepts for Waterproofing of Norwegian TBM Railway Tunnels.
- Fossen, H., & Ragnhilstveit, J. (2008). Berggrunnskart Bergen 1115 I, M 1:50.000. *Norges Geologiske Undersøkelse*.
- Henning, J. E., Norstrøm, E., Pedersen, K. B., Kompen, R., Langelid, A., Bjørge, J. O., . . . Kveen, A. (2010). Forslag til stabilitetssikringsstrategi. *Teknologirapport nr. 2538*.
- Herjuaune, S. (2009). Dette er prosjektet i Gevingåsen.
- Holter, G., Nilsen, B., Langås, C., & Tandberg, M. K. (2014). Testing of sprayed waterproofing membranes for single shell sprayed concrete tunnel linings in hard rock. *Proceedings of the World Tunnel Congress 2014 – Tunnels for a better Life. Foz do Iguaçu, Brazil*.
- Høvding, Ø., & Tveit, H. S. (2012). Grunnvannsmålinger - 26. september 2012. *Bybanen utbygging - Grunnundersøkelse byggetrinn 3*.
- Jernbaneverket. (2006). Sammenligning av konvensjonell tunnelsprengning mot TBM-drift. *Nytt dobbeltspor Skøyen-Asker; parsell Lysaker-Sandvika*.
- Jernbaneverket. (2011). Vann- og frostsikring ferdigstilles i Gevingåsen.
- Larsen, H.-E. (2013). Nye Ulriken Tunnel – Konvensjonell Drift eller TBM? *Fjellsprengningsdagen 2013*.
- Lindstrøm, M. (2005). Membraner i tunneler – status. *Temadag Tunnelsikring 19/4 - 2005*.
- Mott MacDonald. (2012). Bybanen LRT Bergen Phase 3. *Geologic Report C11/C12/C14*.

- Mott MacDonald. (2013). Folldal Bergtunneler - Sprøytebetongbue - Sikringsklasse IV (Q<0.2). *C01 Bybanen Rådal - Flesland*.
- Multiconsult. (2010). Geologisk beskrivelse for Nesttunbrekkatunnelen og Mårdalstunnelen. *B00101 Bybanen - Prosjektering Nesttun-Rådal*.
- Multiconsult. (2013a). Betongplate over Steinsviktunnelen vest *Bybanen byggetrinn 3 - oppfølging*.
- Multiconsult. (2013b). Forskjæring Solheitunnelen øst - Oppsummering befaring 25. og 29. oktober og 1. november 2013. *Bybanen byggetrinn 3 - oppfølging*.
- Multiconsult. (2013c). Generell sikring og injeksjon Fleslandstunnelen.
- Multiconsult. (2013d). Gjennomgang tunneler byggetrinn 3 Bybanen – entreprise C11/12/14.
- Multiconsult. (2013e). Oppleggsbolter for betongplate ved lav overdekning Steinsviktunnelen. *Bybanen byggetrinn 3 - oppfølging*.
- Multiconsult. (2013f). Sikring vestre forskjæring Folldalstunnelen *Bybanen byggetrinn 3 - oppfølging*.
- Multiconsult. (2014a). Befaring ved østre forskjæring Folldalstunnelen (C11).
- Multiconsult. (2014b). Forskjæring Petedalsmyra øst. *Bybanen byggetrinn 3 - oppfølging*.
- Multiconsult. (2014c). Samtale med Bård Steinsland, Multiconsult (11. september 2014).
- Multiconsult. (2014d). Sikring av forskjæring Steinsviktunnelen øst (C11).
- Multiconsult. (2014e). Sikring forskjæringer Dyrhovdtunnelen. *Bybanen byggetrinn 3 - oppfølging*.
- Multiconsult. (2014f). Sikring vestre forskjæring Petedalsmyra. *Bybanen byggetrinn 3 - oppfølging*.
- NFF. (2008). Tung bergsikring i undergrunnsanlegg. *Håndbok nr. 05*.
- NGI. (2013). Using the Q-system. *Rock mass classification and support design*.
- Nilsen, B. (2012). Ingeniørgeologisk prosjektering. *TGB4190 Ingeniørgeologi-berg VK*.
- Nilsen, B., & Broch, E. (2011). Ingeniørgeologi-berg - Grunnkurskompendium.
- Nordli, O., & Lillejord, H. (2011). 1 465 234 arbeidstimer.
- Norsk Bergmekanikkgruppe. (2011). Veileder for bruk av Eurokode 7 til bergteknisk prosjektering. (Versjon 1, november 2011).

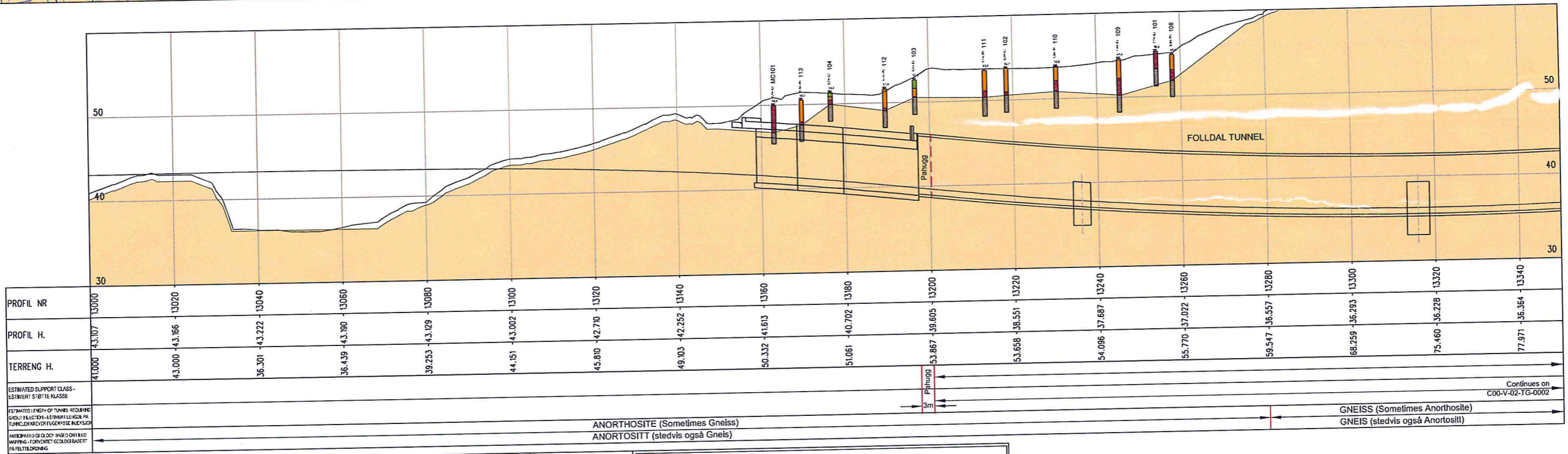
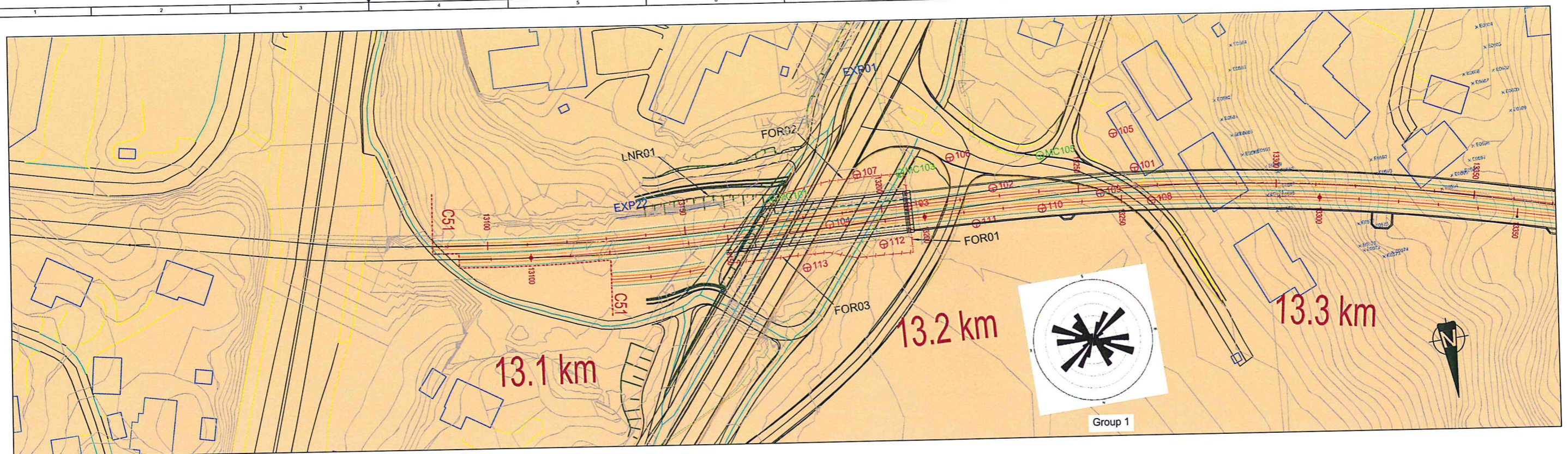
- Norsk Standard. (2014). Del 1: Virkning av vibrasjoner og lufttrykkstøt fra sprengning på byggverk, inkludert tunneler og bergrom. *Vibrasjoner og støt - Veiledende grenseverdier for bygge- og anleggs virksomhet, bergverk og trafikk.*
- Palmstrøm, A., Nilsen, B., Pedersen, K. B., & Grundt, L. (2003). Riktig omfang av undersøkelser for berganlegg. *Miljø- og samfunnstjenlige tunneler, Publikasjon nr. 101.*
- Statens vegvesen. (2000). Fjellbolting. *Håndbok 215.*
- Statens vegvesen. (2006). Vann og frostsikring i tunneler. *Håndbok 163.*
- Statens vegvesen. (2010a). Arbeider foran stuff og stabilitetssikring i vegtunneler *Teknologirapport nr. 2538.*
- Statens vegvesen. (2010b). Vegtunneler. *Normaler - Håndbok 021.*
- Statens vegvesen. (2012). Standard beskrivelsestekster for vegkontrakter. *Retningslinjer - Håndbok 025.*
- Veidekke. (2014). Sprengningsplan for påhugg Steinsviktunnelen vest for Bybanen C11.
- Zare, S. (2007). Blast Design. *Drill and Blast Tunnelling.*
- Zhang, Z. (2013). *Advanced Rock Mechanics and Engineering Geology.*

Vedlegg

A: Geologisk plan- og lengdesnitt for trasé i C11, C12 og C14

B: Plan- og lengdesnitt av tunnelene

Vedlegg A



LEGEND GEOLOGICAL KEY/GEOLOGISK

- Anorthosite, sometimes Gabbro (NGU Map Nr. 77)
- Gneiss and Amphibolite, locally banded, sometimes Mg-mafic (NGU Map Nr. 82)
- Amphibolite, sometimes 'Forniset', coarse grained (NGU Map Nr. 85)
- Geological fault or weakness zone (estimated extent)
- Seismic Ground Surface. Note profile line offset from section.
- Seismic Rock Surface. Note profile line offset from section.
- Approximate Design Rock Surface.
- Omtrentlig utforming fjell overflaten.
- Existing Ground Surface.
- Eksisterende markoverflaten.

KEY

- V1 - V2013 - wing probes 2001 to 2009
- MC101 - MC510 - total probes 2010
- 601 - 111 - 2315 - total probes 2011 - 2012
- M1207 - M701 - M2444 - marsh probes 2011
- E0839 - E0001 - E2621 - rock at surface
- PZ10 - PZ1 - PZ12 - Piezometer
- EXP - 2012 rock exposure survey extent
- LNR01 - Rock Cutting - LNR01

EXPLORATORY HOLE/ BORHULL KEY

- PEAT
- CLSA
- GLAC
- OBS
- ROCK

LOCALISERINGSFIGUR / KEY MAP:

Notes:

- Ground conditions have been interpreted from the ground investigation and geophysical survey provided by the client and from field visits carried out by Mott MacDonald.
- Geological boundaries have been inferred between exploratory hole locations and their accuracy should not be relied upon.
- Geological faults and weakness zones have been estimated from NGU maps, seismic surveys and topo.

Merknader:

- Grunnforhold har blitt tolket fra bakken etterforskning og geologiske undersøkelser gitt av klienten og fra feltbesøk utført av Mott MacDonald.
- Geologiske grenser har blitt antatt mellom utforskende hullplasseringene og deres nøyaktighet bør ikke stoles på.
- Geologiske forkastninger og svakhet soner har blitt estimert fra NGU kart, seismiske undersøkelser og topografiske.

Rev	Description	Date	Tegnet	Kontrollert	Godkjent
02A	Update structures and support class/Opdatering strukturer og støtte klasse	02/11/12	JH	DM	DH
01A	Utforming innlevering for klient gjennomgang/Design submission for client review	03/10/12	JH	GM	DH

TITTEL
Geologisk Plan og Profile Nord (Utgående) Spor ST 13000 - 13350 - Ark 1

TITTEL
Geological Plan and Profile North (Outbound) Track CH 13000 - 13350 - Sheet 1

bybanen utbygging

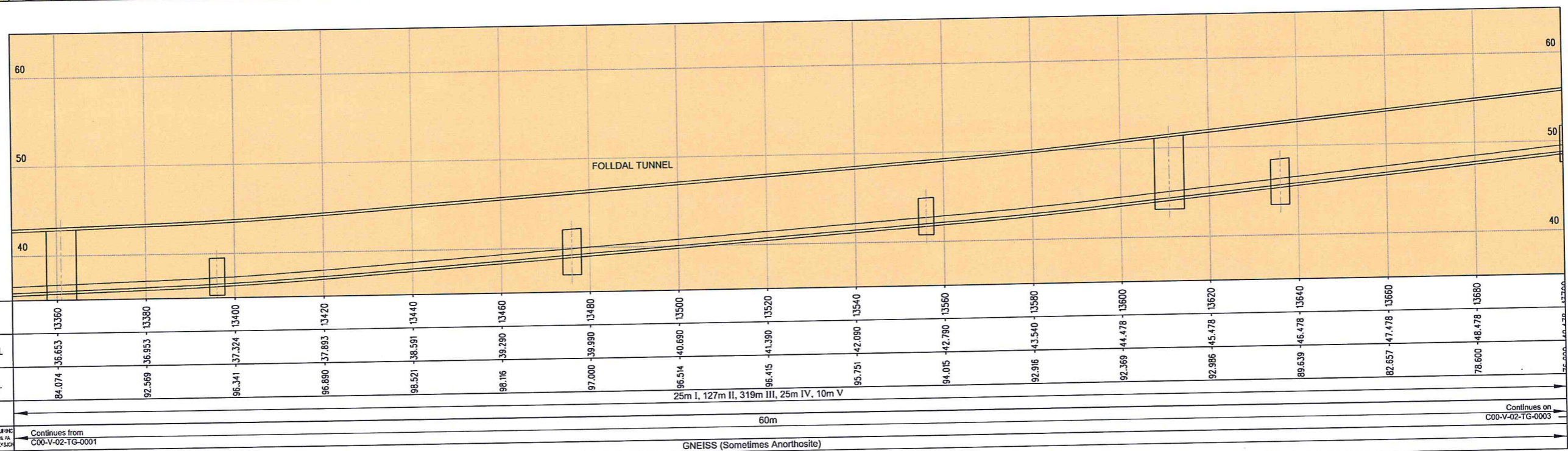
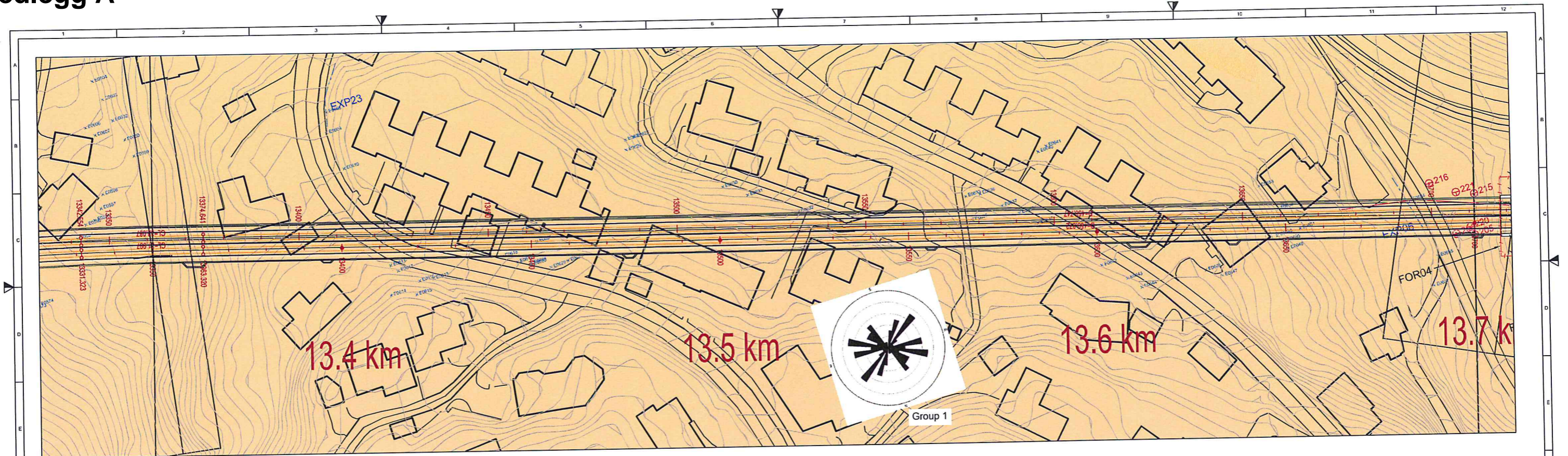
Mott MacDonald

C01 Bybanen Rådal - Flesland

Målestokk: 1:500
Tegningsnummer: C00-V-02-TG-0001_02A

© Mott MacDonald. This document is issued for the party which commissioned it and for specific purposes connected with the captioned project only. It should not be relied upon by any other party or used for any other purpose. We accept no responsibility for the consequences of this document being relied upon by any other party, or being used for any other purpose, or containing any error or omission which is due to an error or omission in data supplied to us by other parties.

Vedlegg A



PROFIL ST. / CH.	PROFIL H. / LEVEL	TERRENG H. / EGL
13350	36.653	84.074
13380	36.953	92.569
13400	37.324	96.341
13420	37.893	96.890
13440	38.591	98.521
13460	39.290	98.116
13480	39.990	97.000
13500	40.690	96.514
13520	41.390	96.415
13540	42.090	95.751
13560	42.790	94.015
13580	43.540	92.916
13600	44.478	92.369
13620	45.478	92.986
13640	46.478	89.639
13660	47.478	82.657
13680	48.478	78.600
13700	49.478	76.000

LEGEND
GEOLOGICAL KEY/GEOLOGISK

- Anorthosite, sometimes Gabbro (NGU Map Nr. 77)
- Anortositt, stedvis også gabbro
- Gneiss and Amphibolite, locally banded, sometimes Migmatitic (NGU Map Nr. 82)
- Gneis og amfibolitt, stedvis båndet, stedvis migmatittisk
- Amphibolite, sometimes 'Førgnisset', coarse grained (NGU Map Nr. 85)
- Amfibolitt, stedvis førgnisset, grovkornet
- Geological fault or weakness zone (estimated extent)
- Geologisk forkastning eller svakhet zone
- Seismic Ground Surface. Note profile line offset from section.
- Seismisk markoverflaten. Note profil til senterlinjen fra seksjon.
- Seismic Rock Surface. Note profile line offset from section.
- Seismisk fjell overflaten. Note profil til senterlinjen fra seksjon.
- Approximate Design Rock Surface.
- Omtrentlig utforming fjell overflaten.
- Existing Ground Surface.
- Eksisterende markoverflaten.

KEY

- V1 - V2013 - wing probes 2001 to 2009 Vingeboring
- MC101 - MC510 - total probes 2010 Totalsondering
- 111 - 2315 - total probes 2011 - 2012 Totalsondering
- M101 - M2444 - marsh probes 2011 Enkel Sondering
- E0839 - E2621 - rock at surface Berg i Dagen
- P21 - P212 - Plezometer Grunnvannsbrenn
- PZ10 - PZ12 - Plezometer Grunnvannsbrenn
- 2012 rock exposure survey extent EXP Fjell exposure undersøkelse omfang EXP
- Well Positions (NGU Reference) Brenner (NGU)
- Seismic Profile Seismisk profil
- Rock Cutting - LNR01 Fjell kutte

EXPLORATORY HOLE/ BORHULL KEY

- PEAT
- CLSA
- GLAC
- OBS
- ROCK

Notes:

- Ground conditions have been interpreted from the ground investigation and geophysical survey provided by the client and from field visits carried out by Mott MacDonald.
- Geological boundaries have been inferred between exploratory hole locations and their accuracy should not be relied upon.
- Geological faults and weakness zones have been estimated from NGU maps, seismic surveys and topo.

Merknader:

- Grunnforhold har blitt tolket fra bakken etterforskning og geofysiske undersøkelser gitt av Klienten og fra feltbesøk utført av Mott MacDonald.
- Geologiske grenser har blitt antatt mellom utforskende hullplasseringene og deres nøyaktighet bør ikke stoles på.
- Geologiske forkastninger og svakhet soner har blitt estimert fra NGU kart, seismiske undersøkelser og topografiske.



Rev	Date	Drawn By	Checked By	Approved By
02A	02/11/12	JH	GM	DH
01A	03/10/12	JH	GM	DH

TITTEL
Geologisk Plan og Profile Nord (Utgående) Spor ST 13350 - 13700 - Ark 2

TITTEL
Geological Plan and Profile North (Outbound) Track CH 13350 - 13700 - Sheet 2

bybanen utbygging

HORDALAND FYLKESKOMMUNE

Mott MacDonald

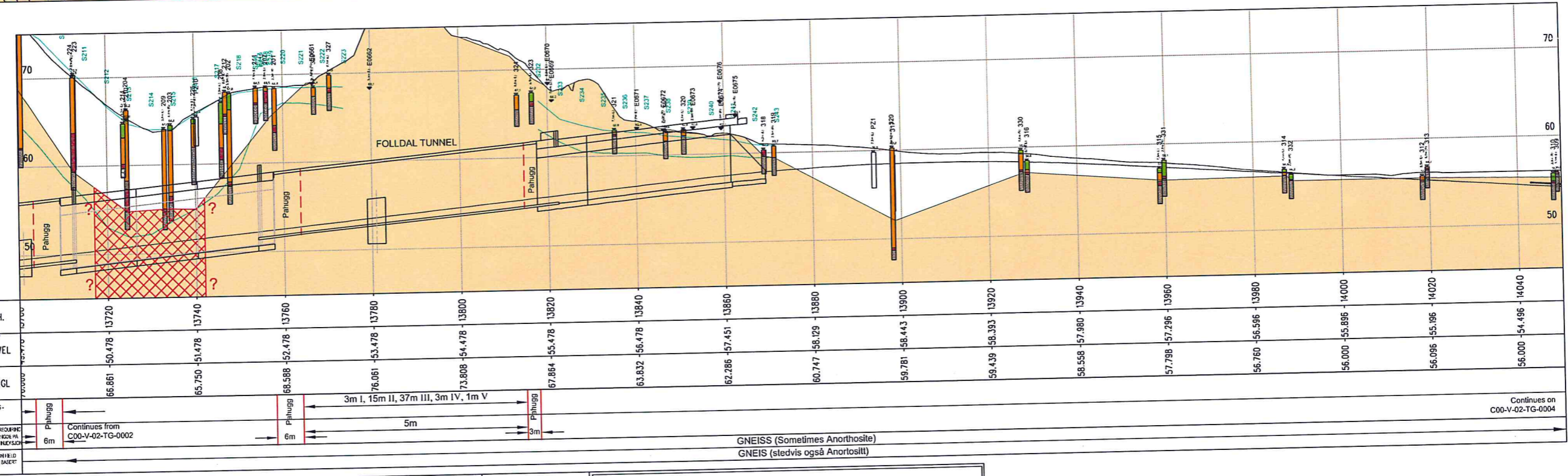
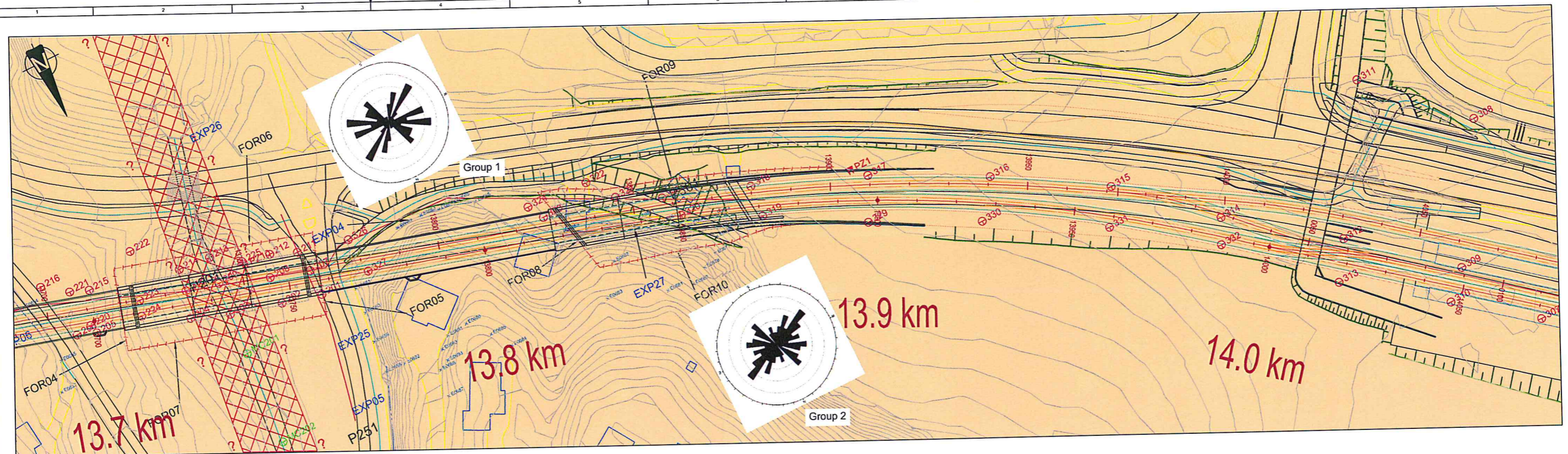
C01 Bybanen Rådal - Flesland

Målestokk @ A1: 1:500

Tegningsnummer: C00-V-02-TG-0002_02A

© Mott MacDonald. This document is issued to the party which commissioned it and for specific purposes connected with the captioned project only. It should not be relied upon by any other party or used for any other purpose. We accept no responsibility for the consequences of this document being relied upon by any other party, or being used for any other purpose, or containing any error or omission which is due to an error or omission in data supplied to us by other parties.

Vedlegg A



LEGEND		KEY	
GEOLOGICAL KEY/GEOLOGISK		EXPLORATORY HOLE / BORHULL KEY	
	Anorthosite, sometimes Gabbro (NGU Map Nr. 77) Anortositt, stedsvis også gabbro		V1 - V2013 - wing probes 2001 to 2009 Vingeborring
	Gneiss and Amphibolite, locally banded, sometimes Migmatitic (NGU Map Nr. 82) Gnells og amfibolitt, stedsvis båndet, stedsvis migmatittisk		MC101 - MC510 - total probes 2010 Totalsondering
	Amphibolite, sometimes 'Fornelset', coarse grained (NGU Map Nr. 85) Amfibolitt, stedsvis fornisset, grovkornet		111 - 2315 - total probes 2011 - 2012 Totalsondering
	Geological fault or weakness zone (estimated extent) Geologisk forkastning eller svakhet zone		M701 - M2444 - marsh probes 2011 Enkel Sondering
	Seismic Ground Surface. Note profile line offset from section. Seismisk markoverflaten. Note profil linje offset fra seksjon.		E0001 - E2621 - rock at surface Berg I Dagen
	Seismic Rock Surface. Note profile line offset from section. Seismisk fjell overflaten. Note profil linje offset fra seksjon.		P21 - P212 - Piezometer Grunnvannsbrenn
	Approximate Design Rock Surface. Omtrentlig utforming fjell overflaten.		2012 rock exposure survey extent EXP Fjell exposure undersøkelse omfang EXP
	Existing Ground Surface. Eksisterende markoverflaten.		Well Positions (NGU Reference) Brenner (NGU)
			P251 Seismic Profile Seismisk profil
			Rock Cutting - LNR01 Fjell kutte

Notes:

- Ground conditions have been interpreted from the ground investigation and geophysical survey provided by the client and from field visits carried out by Mott MacDonald.
- Geological boundaries have been inferred between exploratory hole locations and their accuracy should not be relied upon.
- Geological faults and weakness zones have been estimated from NGU maps, seismic surveys and topo.

Merknader:

- Grunnforhold har blitt tolket fra bakken etterforskning og geofysiske undersøkelser gitt av klienten og fra feltbesøk utført av Mott MacDonald.
- Geologiske grenser har blitt antatt mellom utforskende hullplasseringene og deres nøyaktighet bør ikke stoles på.
- Geologiske forkastninger og svakhet soner har blitt estimert fra NGU kart, seismiske undersøkelser og topografiske.

LOCALISERINGSFIGUR / KEY MAP:

TITTEL	Geologisk Plan og Profile Nord (Utgående) Spor ST 13700 - 14050 - Ark 3	
TITTEL	Geological Plan and Profile North (Outbound) Track CH 13700 - 14050 - Sheet 3	
02A	Update structures and support class/Oppdatering strukturer og støtte klasse	02/11/12 JH GM DH
01A	Utforming innlevering for klient gjennomgang/Design submission for client review	18/10/12 JH GM DH
Rev	Beskrivelse Description	Dato Tegnet/Checked Date Drawn By

bybanen utbygging

HORDALAND FYLKESKOMMUNE

Mott MacDonald

South Block
Hordaland, Norway
T: +47 (0) 29960000
F: +47 (0) 2996747
www.mottmac.com

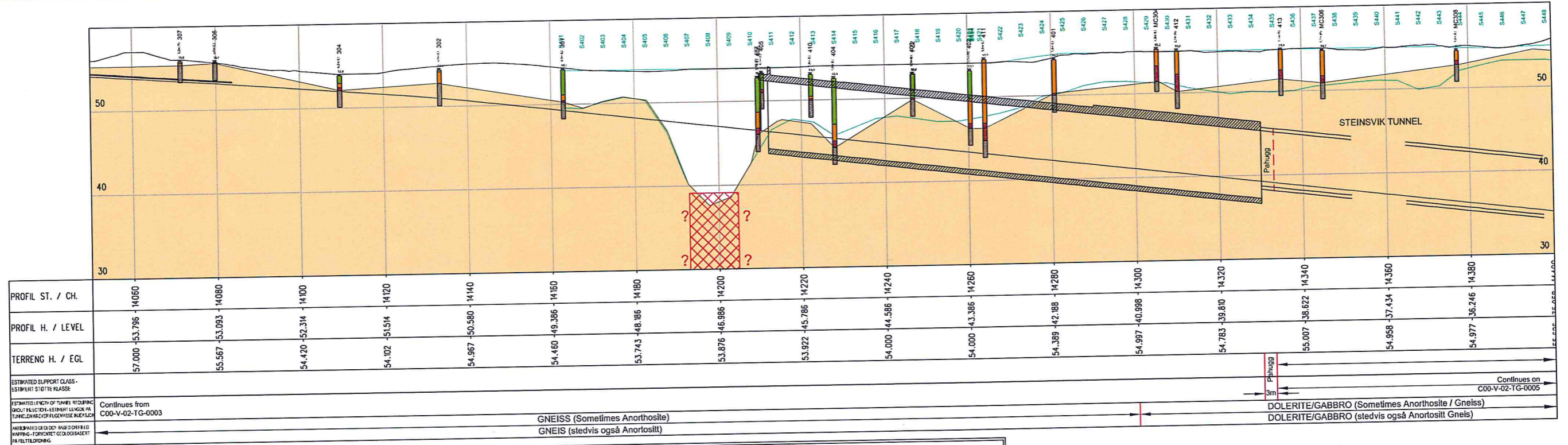
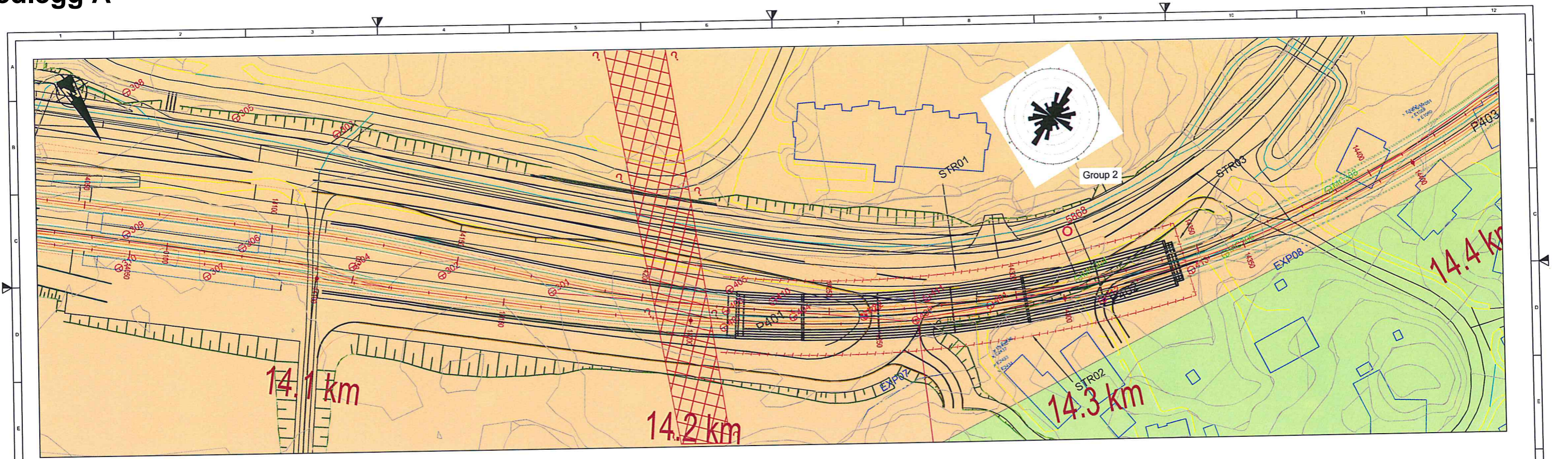
C01 Bybanen Rådal - Flesland

Målestokk @ A1: 1:500

Tegningsnummer: C00-V-02-TG-0003_02A

© Mott MacDonald
This document is issued to the party which commissioned it and for specific purposes connected with the captioned project only. It should not be relied upon by any other party or used for any other purpose.
We accept no responsibility for the consequences of this document being relied upon by any other party, or being used for any other purpose, or for any error or omission which is due to an error or omission in data supplied to us by other parties.

Vedlegg A



LEGEND
GEOLOGICAL KEY/GEOLOGISK

- Anorthosite, sometimes Gabbro (NGU Map Nr. 77)
- Gneiss and Amphibolite, locally banded, sometimes Migmatitic (NGU Map Nr. 82)
- Amphibolite, sometimes "Førgnelse", coarse grained (NGU Map Nr. 85)
- Geological fault or weakness zone (estimated extent)
- Geological forkastning eller svakhet zone
- Selsmisk markoverflaten. Note profile line offset from section.
- Selsmisk fjell overflaten. Note profile line offset from section.
- Approximate Design Rock Surface.
- Omtrentlig utforming fjell overflaten.
- Existing Ground Surface.
- Ekstisterende markoverflaten.

KEY

- V1 - V2013 - wing probes 2001 to 2009
- MC101 - MC510 - total probes 2010
- M701 - M2444 - marsh probes 2011
- E0001 - E2621 - rock at surface
- PZ1 - PZ12 - Piezometer
- 2012 rock exposure survey extent EXP
- Well Positions (NGU Reference)
- Selsmisk profil
- Rock Cutting - LNR01

EXPLORATORY HOLE / BORHULL KEY

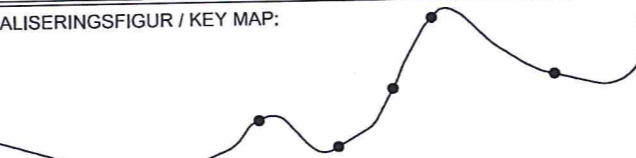
- PEAT
- CLSA
- GLAC
- OBS
- ROCK

Notes:

- Ground conditions have been interpreted from the ground investigation and geophysical survey provided by the client and from field visits carried out by Mott MacDonald.
- Geological boundaries have been inferred between exploratory hole locations and their accuracy should not be relied upon.
- Geological faults and weakness zones have been estimated from NGU maps, seismic surveys and topo.

Merknader:

- Grunnforhold har blitt tolket fra bakken etterforskning og geofysiske undersøkelser gitt av klienten og fra feltbesøk utført av Mott MacDonald.
- Geologiske grenser har blitt antatt mellom utforskende hullplasseringene og deres nøyaktighet bør ikke stoles på.
- Geologiske forkastninger og svakhet soner har blitt estimert fra NGU kart, selsmiske undersøkelser og topografiske.



Rev	Rev	Rev	Rev	Rev	Rev	Rev	Rev
02A	01C						
Update structures and support class/Oppdatering strukturer og støtte klasse	15/10/12	JH	GM	DH			
Updating Involvement for client geotechnical/Design submission for client review	15/10/12	JH	GM	DH			
Beskrivelse	Dato	Tegnet	Kontrollert	Godkjent			
Description	Date	Drawn By	Checked By	Approved By			

TITTEL
 Geologisk Plan og Profile Nord (Utgående) Spor ST 14050 - 14400 - Ark 4

TITTEL
 Geological Plan and Profile North (Outbound) Track CH 14050 - 14400 - Sheet 4

bybanen utbygging

HORDALAND FYLKESKOMMUNE

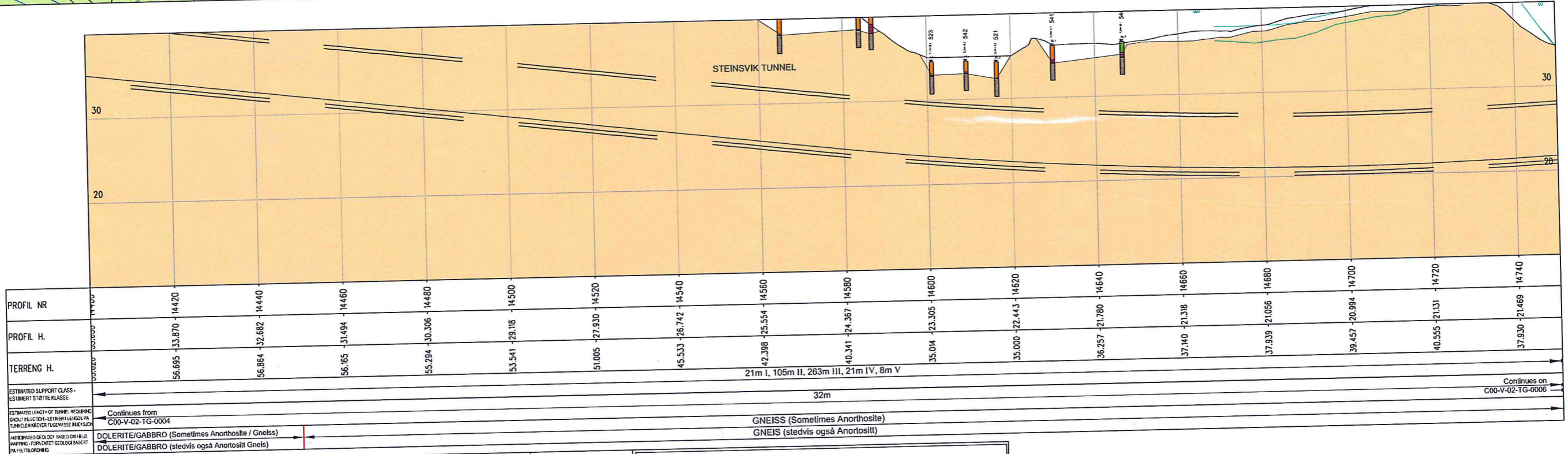
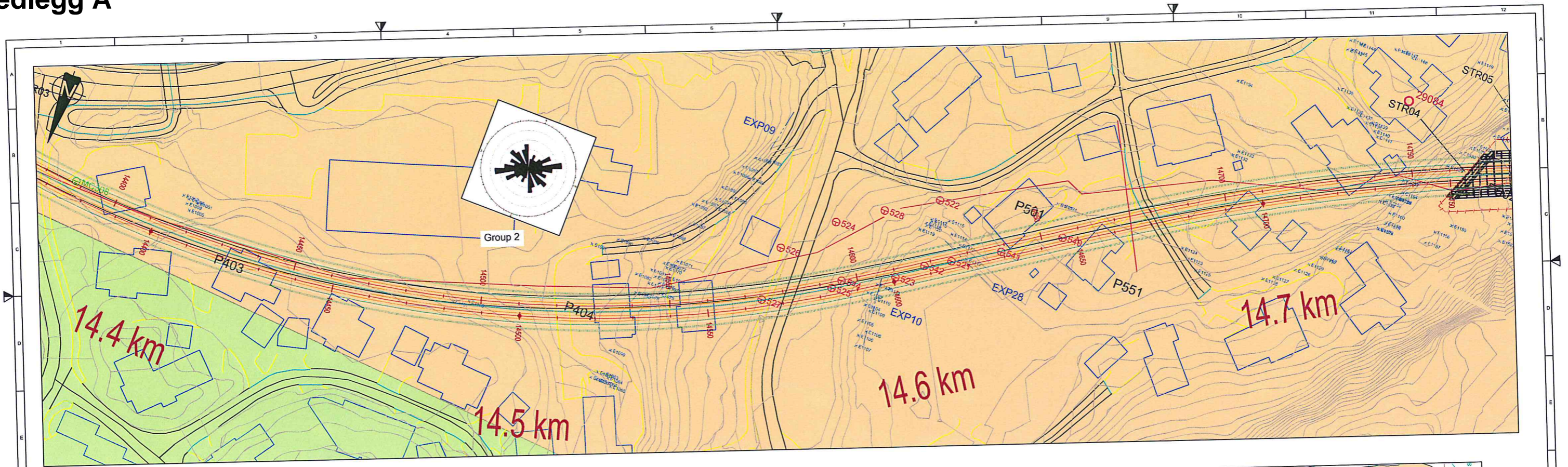
Mott MacDonald

C01 Bybanen Rådal - Flesland

Målestokk: 1:500
 Tegningsnummer: C00-V-02-TG-0004_02A

© Mott MacDonald. This document is issued for the party which commissioned it and for specific purposes connected with the captioned project only. It should not be relied upon by any other party or used for any other purpose. We accept no responsibility for the consequences of this document being relied upon by any other party, or being used for any other purpose, or containing any error or omission which is due to an error or omission in data supplied to us by other parties.

Vedlegg A



LEGEND
GEOLOGICAL KEY/GEOLOGISK

- Anorthosite, sometimes Gabbro (NGU Map Nr. 77)
- Gneiss and Amphibolite, locally banded, sometimes Migmatitic (NGU Map Nr. 82)
- Amphibolite, sometimes 'Fornøiset', coarse grained (NGU Map Nr. 85)
- Geological fault or weakness zone (estimated extent)
- Seismic Ground Surface. Note profile line offset from section.
- Seismic Rock Surface. Note profile line offset from section.
- Approximate Design Rock Surface.
- Existing Ground Surface.

KEY

- V1 - V2013 - wing probes 2001 to 2009
- MC403 - MC101 - MC510 - total probes 2010
- 601 - 111 - 2315 - total probes 2011 - 2012
- M1207 - M701 - M2444 - marsh probes 2011
- E0839 - E0001 - E2621 - rock at surface
- PZ10 - PZ1 - PZ12 - Piezometer
- EXP - 2012 rock exposure survey extent
- P251 - Wall Positions (NGU Reference)
- LNR01 - Rock Cutting - LNR01

EXPLORATORY HOLE/BORHULL KEY

- PEAT
- CLSA
- GLAC
- OBS
- ROCK

Notes:

- Ground conditions have been interpreted from the ground investigation and geophysical survey provided by the client and from field visits carried out by Mott MacDonald.
- Geological boundaries have been inferred between exploratory hole locations and their accuracy should not be relied upon.
- Geological faults and weakness zones have been estimated from NGU maps, seismic surveys and topo.

Merknader:

- Grunnforhold har blitt tolket fra bakken etterforskning og geofysiske undersøkelser gitt av klienten og fra feltbesøk utført av Mott MacDonald.
- Geologiske grenser har blitt antatt mellom utforskende hullplasseringene og deres nøyaktighet bør ikke stoles på.
- Geologiske forkastninger og svakhet soner har blitt estimert fra NGU kart, seismiske undersøkelser og topografiske.

LOCALISERINGSFIGUR / KEY MAP:

Rev	Utgangspunkt	Beskrivelse	Dato	Tegnet	Kontrollert	Godkjent
02A	Update structures and support class/Oppdatering strukturer og støtte klasse		02/11/12	JH	GM	DH
01A	Utforming innlevering for klient gjennomgang/Design submission for client review		03/10/12	JH	GM	DH

TITTEL: Geologisk Plan og Profile Nord (Utgående) Spor ST 14400 - 14750 - Ark 5

TITLE: Geological Plan and Profile North (Outbound) Track CH 14400 - 14750 - Sheet 5

bybanen utbygging

Mott MacDonald

C01 Bybanen Rådal - Flesland

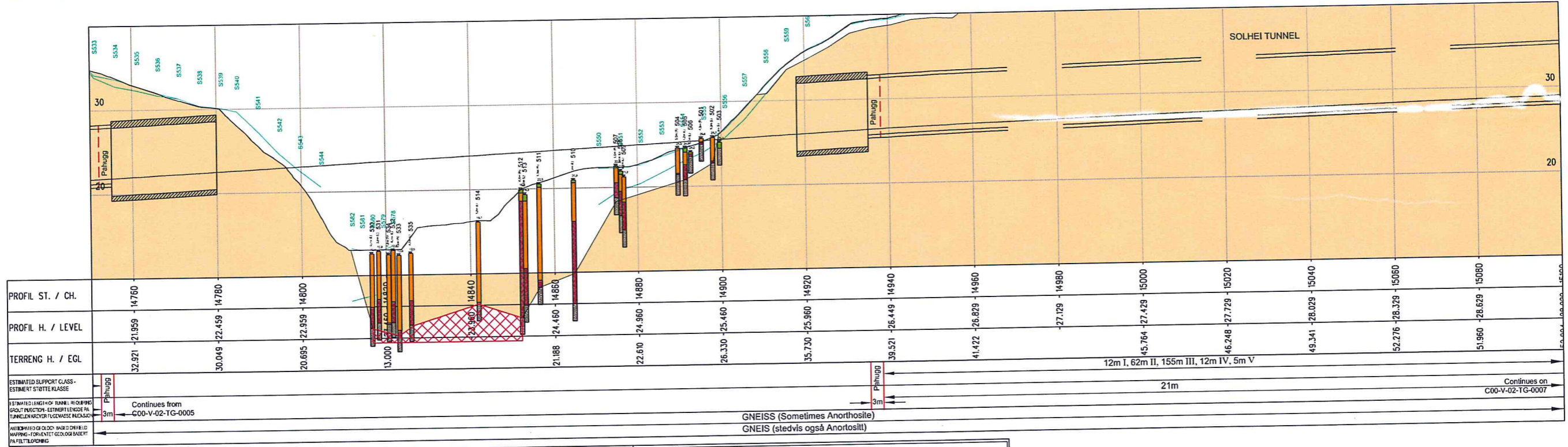
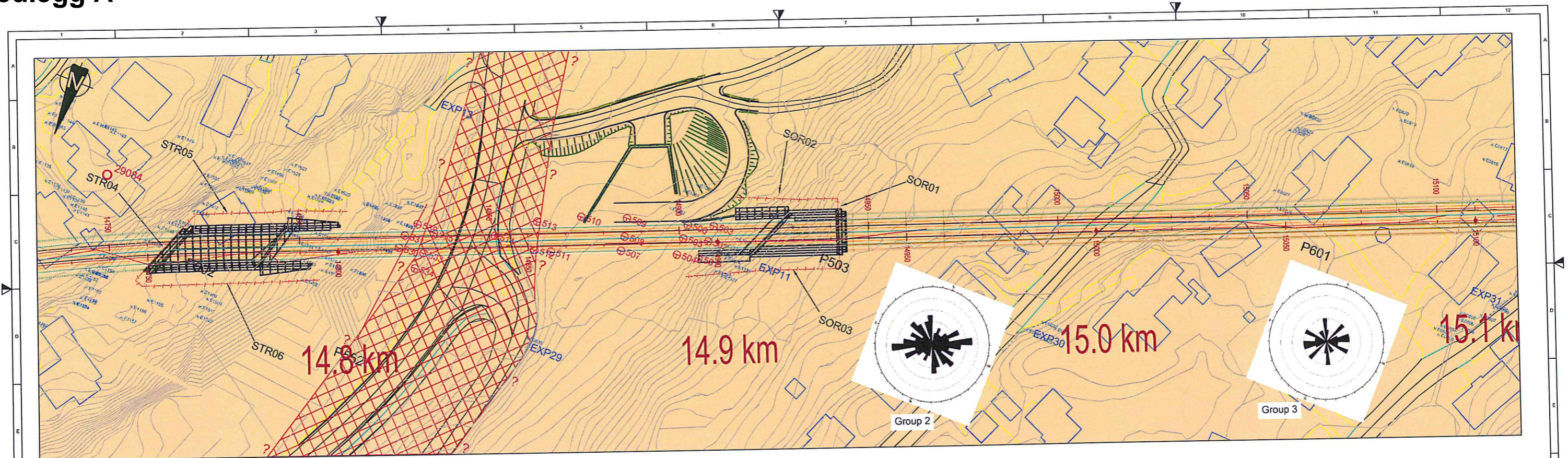
Målestokk @ A1: 1:500

Tegningsnummer: C00-V-02-TG-0005_02A

HORDALAND FYLKESKOMMUNE

© Mott MacDonald. This document is issued to the party which commissioned it and for specific purposes connected with the aforesaid project only. It should not be relied upon by any other party or used for any other purpose. We accept no responsibility for the consequences of this document being relied upon by any other party, or being used for any other purpose, or containing any error or omission which is due to an error or omission in data supplied to us by other parties.

Vedlegg A



LEGEND
GEOLOGICAL KEY/GEOLOGISK

- Anorthosite, sometimes Gabbro (NGU Map Nr. 77)
- Anortositt, stedsvis også gabbro
- Gneiss and Amphibolite, locally banded, sometimes Migmatitic (NGU Map Nr. 82)
- Gneis og amfibolitt, stedsvis båndet, stedsvis migmatittisk
- Amphibolite, sometimes 'Fornelset', coarse grained (NGU Map Nr. 85)
- Amfibolitt, stedsvis fornelset, grovkornet
- Geological fault or weakness zone (estimated extent)
- Geologisk forkastning eller svakhet zone
- Seismic Ground Surface. Note profile line offset from section.
- Seismisk markoverflaten. Note profil til senterlinjen fra seksjon.
- Seismic Rock Surface. Note profile line offset from section.
- Seismisk fjell overflaten. Note profil til senterlinjen fra seksjon.
- Approximate Design Rock Surface.
- Omtrentlig utforming fjell overflaten.
- Existing Ground Surface.
- Eksisterende markoverflaten.

KEY

- V1 - V2013 - wing probes 2001 to 2009 Vingeboring
- MC101 - MC510 - total probes 2010 Totalsondering
- 601 111 - 2315 - total probes 2011 - 2012 Totalsondering
- M1207 M701 - M2444 - marsh probes 2011 Enkel Sondering
- E0839 E0001 - E2621 - rock at surface Berg i Dagen
- PZ10 PZ1 - PZ12 - Piezometer Grunnvannsbrenn
- EXP 2012 rock exposure survey extent EXP Fjell eksponerte undersøkelse omfang EXP
- Wall Positions (NGU Reference) Brenner (NGU)
- P251 Seismic Profile Seismisk profil
- LNR01 Rock Cutting - LNR01 Fjell kutte

EXPLORATORY HOLE/ BORHULL KEY

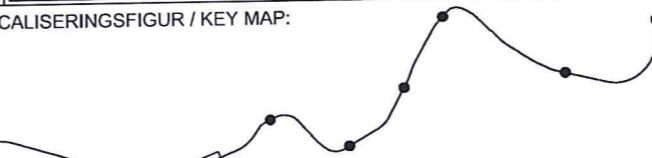
- PEAT
- CLSA
- GLAC
- OBS
- ROCK

Notes:

- Ground conditions have been interpreted from the ground investigation and geophysical survey provided by the client and from field visits carried out by Mott MacDonald.
- Geological boundaries have been inferred between exploratory hole locations and their accuracy should not be relied upon.
- Geological faults and weakness zones have been estimated from NGU maps, seismic surveys and topo.

Merknader:

- Grunnforhold har blitt tolket fra bakken etterforskning og geofysiske undersøkelser gitt av klienten og fra feltbesøk utført av Mott MacDonald.
- Geologiske grenser har blitt antatt mellom utforskende hullplasseringene og deres nøyaktighet bør ikke stoles på.
- Geologiske forkastninger og svakhet soner har blitt estimert fra NGU kart, seismiske undersøkelser og topografiske.



Ruv	Beskrivelse	Date	Tegnet	Kontrollert	Godkjent
02A	Update structures and support class/Oppdatering strukturer og støtte klasse	02/11/12	JH	GM	DH
01A	Uforming innlevering for klient gjennomgang/Design submission for client review	03/10/12	JH	GM	DH

TITTEL
Geologisk Plan og Profile Nord (Utgående) Spor ST 14750 - 15100 - Ark 6

TITTEL
Geological Plan and Profile North (Outbound) Track CH 14750 - 15100 - Sheet 6

bybanen utbygging

HORDALAND FYLKESKOMMUNE

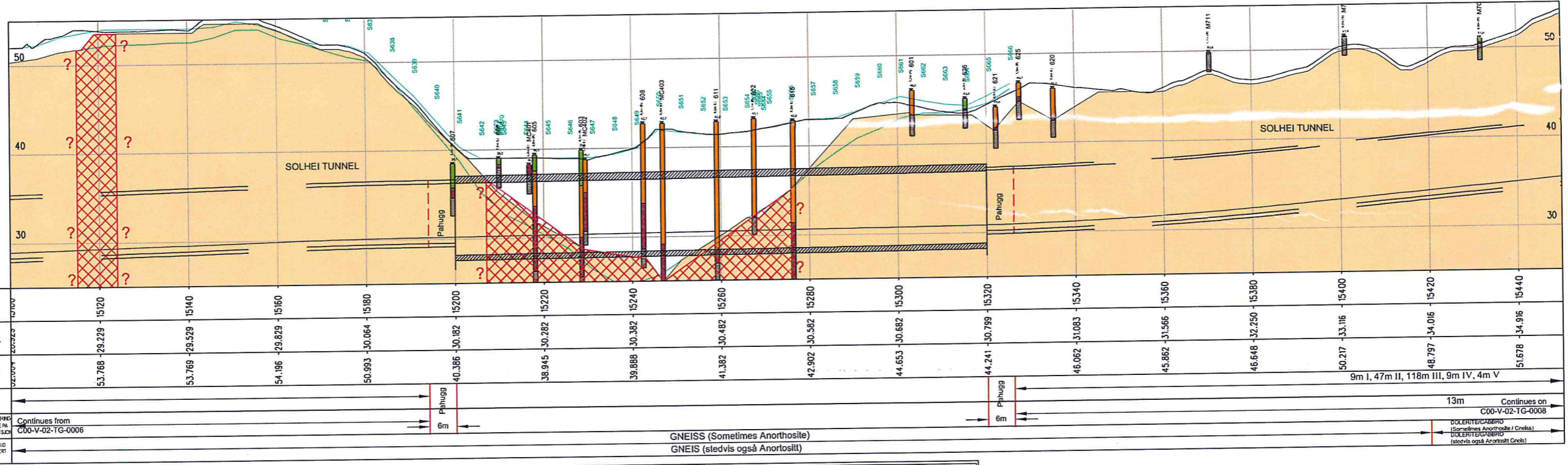
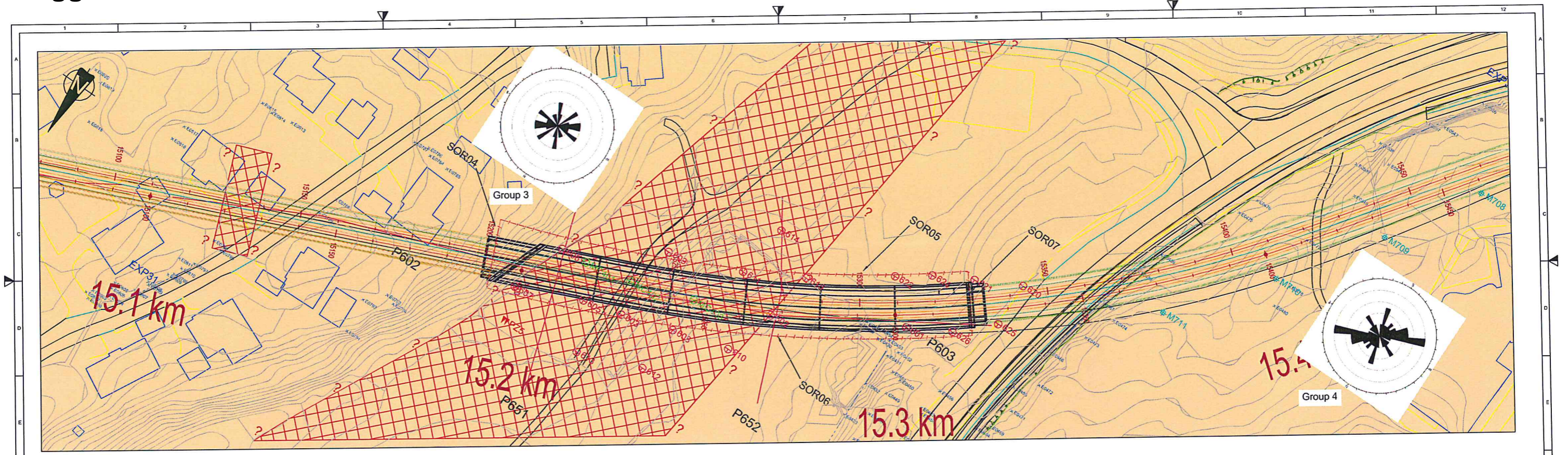
Mott MacDonald

C01 Bybanen Rådal - Flesland

Målestokk @ A1: 1:500
Tegningsnummer C00-V-02-TG-0006_02A

© Mott MacDonald
This document is issued for the party which commissioned it and for specific purposes connected with the captioned project only. It should not be relied upon by any other party or used for any other purpose. We accept no responsibility for the consequences of this document being relied upon by any other party, or being used for any other purpose, or containing any error or omission which is due to an error or omission in data supplied to us by other parties.

Vedlegg A



LEGEND GEOLOGICAL KEY/GEOLOGISK

- Anorthosite, sometimes Gabbro (NGU Map Nr. 77)
- Gneiss and Amphibolite, locally banded, sometimes Migmatitic (NGU Map Nr. 82)
- Amphibolite, sometimes 'Forneset', coarse grained (NGU Map Nr. 85)
- Geological fault or weakness zone (estimated extent)
- Seismic Ground Surface. Note profile line offset from section.
- Seismic Rock Surface. Note profile line offset from section.
- Approximate Design Rock Surface.
- Existing Ground Surface.

KEY

- V1 - V2013 - wing probes 2001 to 2009
- MC403 - MC510 - total probes 2010
- 601 - 111 - 2315 - total probes 2011 - 2012
- M1207 - M701 - M2444 - marsh probes 2011
- E0839 - E0001 - E2621 - rock at surface
- PZ1 - PZ12 - Piezometer
- EXP - 2012 rock exposure survey extent
- P251 - Seismic Profile
- LNR01 - Rock Cutting - LNR01

EXPLORATORY HOLE/BORHULL KEY

- PEAT
- CLSA
- GLAC
- OBS
- ROCK

NOTES:

- Ground conditions have been interpreted from the ground investigation and geophysical survey provided by the client and from field visits carried out by Mott MacDonald.
- Geological boundaries have been inferred between exploratory hole locations and their accuracy should not be relied upon.
- Geological faults and weakness zones have been estimated from NGU maps, seismic surveys and topo.

Merknader:

- Grunnforhold har blitt tolket fra bakken etterforskning og geofysiske undersøkelser gitt av klienten og fra feltbesøk utført av Mott MacDonald.
- Geologiske grønsjer har blitt antatt mellom utforskende hullplasseringene og deres nøyaktighet bør ikke stoles på.
- Geologiske forkastninger og svakhet soner har blitt estimert fra NGU kart, seismiske undersøkelser og topografiske.

LOCALISERINGSFIGUR / KEY MAP:

Rev	Beskrivelse / Description	Dato / Date	Tegnet / Drawn By	Kontrollert / Checked By	Godkjent / Approved By
02A	Update structures and support class/Oppdatering struktur og støtte klasse	02/11/12	JH	GM	DH
01A	Utforming Innlevering for klient gjennomgang/Design submission for client review	03/10/12	JH	GM	DH

TITTEL Geologisk Plan og Profile Nord (Utgående) Spor ST 15100 - 15450 - Ark 7

TITTEL Geological Plan and Profile North (Outbound) Track CH 15100 - 15450 - Sheet 7

bybanen utbygging

HORDALAND FYLKESKOMMUNE

Mott MacDonald

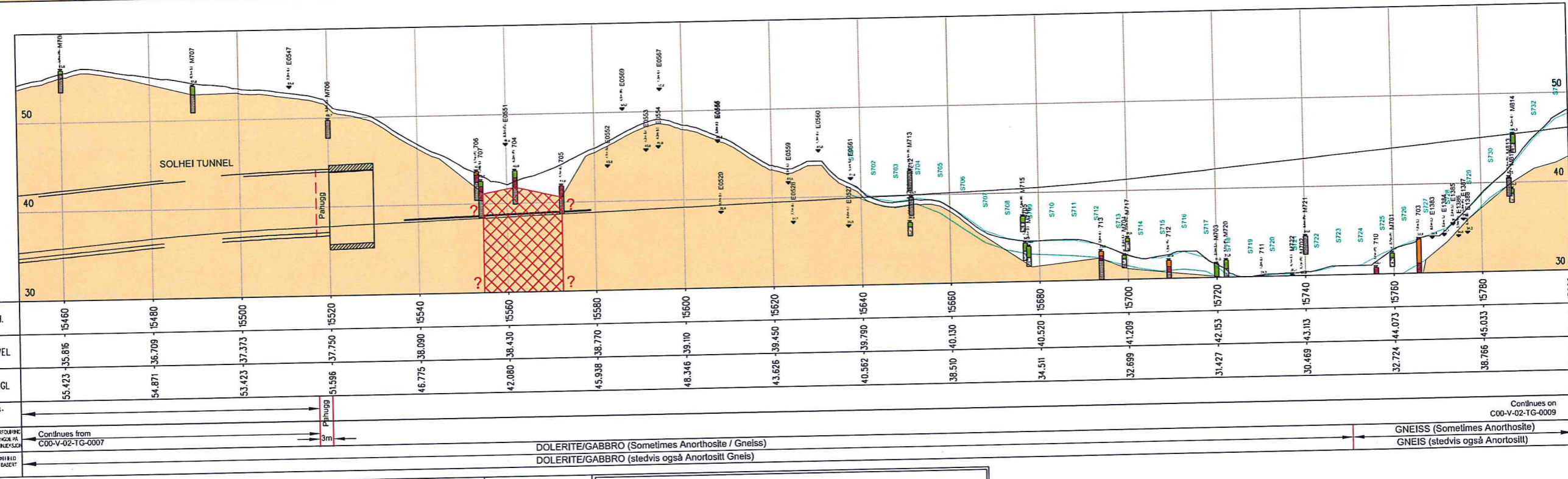
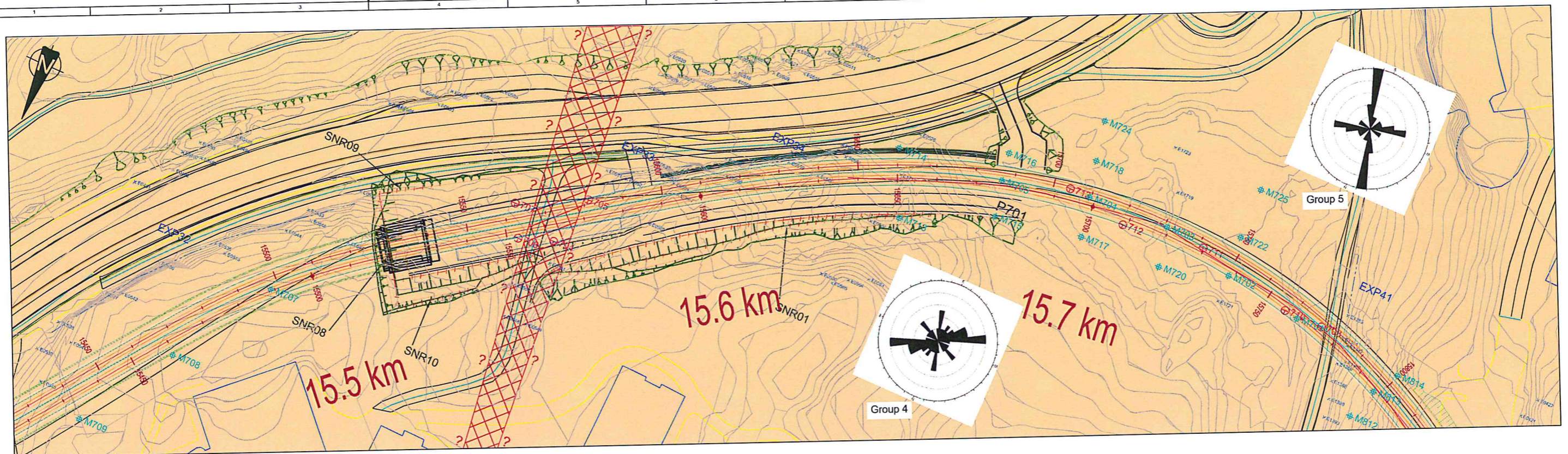
C01 Bybanen Rådal - Flesland

Målestokk 1:500

Tegningsnummer C00-V-02-TG-0007_02A

© Mott MacDonald
 This document is issued for the party which commissioned it and for specific purposes connected with the captioned project only. It should not be relied upon by any other party or used for any other purpose.
 We accept no responsibility for the consequences of this document being relied upon by any other party, or being used for any other purpose, or containing any error or omission which is due to an error or omission in data supplied to us by other parties.

Vedlegg A



PROFIL ST. / CH.	15460	15480	15500	15520	15540	15560	15580	15600	15620	15640	15660	15680	15700	15720	15740	15760	15780
PROFIL H. / LEVEL	35.816	36.709	37.373	37.750	38.080	38.430	38.770	39.110	39.450	39.790	40.130	40.520	41.209	42.153	43.113	44.073	45.033
TERRENG H. / EGL	55.423	54.871	53.423	51.596	46.775	42.080	45.938	48.346	43.626	40.562	38.510	34.511	32.699	31.427	30.469	32.724	38.766

LEGEND

GEOLOGICAL KEY/GEOLOGISK

- Anorthosite, sometimes Gabbro (NGU Map Nr. 77)
- Anortositt, stedsvis også gabbro
- Gneiss and Amphibolite, locally banded, sometimes Migmatitic (NGU Map Nr. 82)
- Gneis og amfibolitt, stedsvis båndet, stedsvis migmatittisk
- Amphibolite, sometimes "Fornøiset", coarse grained (NGU Map Nr. 85)
- Amfibolitt, stedsvis fornøiset, grovkornet
- Geological fault or weakness zone (estimated extent)
- Geologisk forkastning eller svakhet zone
- Seismic Ground Surface. Note profile line offset from section.
- Seismisk markoverflaten. Note profil til senterlinjen fra seksjon.
- Seismic Rock Surface. Note profile line offset from section.
- Seismisk fjell overflaten. Note profil til senterlinjen fra seksjon.
- Approximate Design Rock Surface.
- Omtrentlig utforming fjell overflaten.
- Existing Ground Surface.
- Eksisterende markoverflaten.

KEY

- V1 - V2013 - wing probes 2001 to 2009
- Vingeprob
- MC101 - MC510 - total probes 2010
- Totalsondering
- 111 - 2315 - total probes 2011 - 2012
- Totalsondering
- M701 - M2444 - marsh probes 2011
- Enkel Sondring
- E0839 - E2621 - rock at surface
- Berg i Dagen
- PZ1 - PZ12 - Piezometer
- Grunnvannsbrenn
- EXP - 2012 rock exposure survey extent
- Fjell exposure undersøkelse omfang EXP
- Well Positions (NGU Reference)
- Brenner (NGU)
- P251 - Seismic Profile
- Seismisk profil
- LNR01 - Rock Cutting - LNR01
- Fjell kutte

EXPLORATORY HOLE / BORHULL KEY

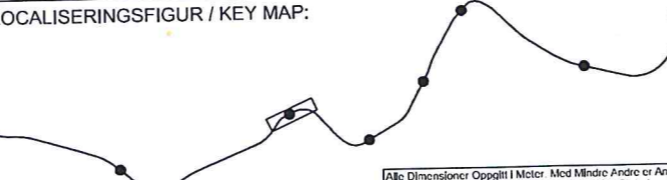
- PEAT
- CLSA
- GLAC
- OBS
- ROCK

Notes:

- Ground conditions have been interpreted from the ground investigation and geophysical survey provided by the client and from field visits carried out by Mott MacDonald.
- Geological boundaries have been inferred between exploratory hole locations and their accuracy should not be relied upon.
- Geological faults and weakness zones have been estimated from NGU maps, seismic surveys and topo.

Merknader:

- Grunnforhold har blitt tolket fra bakken etterforskning og geofysiske undersøkelser gitt av klienten og fra feltbesøk utført av Mott MacDonald.
- Geologiske grenser har blitt antatt mellom utforskende hullplasseringene og deres nøyaktighet bør ikke stoles på.
- Geologiske forkastninger og svakhet soner har blitt estimert fra NGU kart, seismiske undersøkelser og topografiske.



Rev	Description	Date	Drawn By	Checked By	Approved By
02A	Update structures and support class/Oppdatering strukturer og støtte klasse	02/11/12	JH	GM	DH
01A	Utforming innlevering for klient gjennomgang/Design submission for client review	03/10/12	JH	GM	DH

TITTEL
Geologisk Plan og Profile Nord (Utgående) Spor ST 15450 - 15800 - Ark 8

TITTEL
Geological Plan and Profile North (Outbound) Track CH 15450 - 15800 - Sheet 8

bybanen
utbygging

HORDALAND
FYLKESKOMMUNE

Mott MacDonald

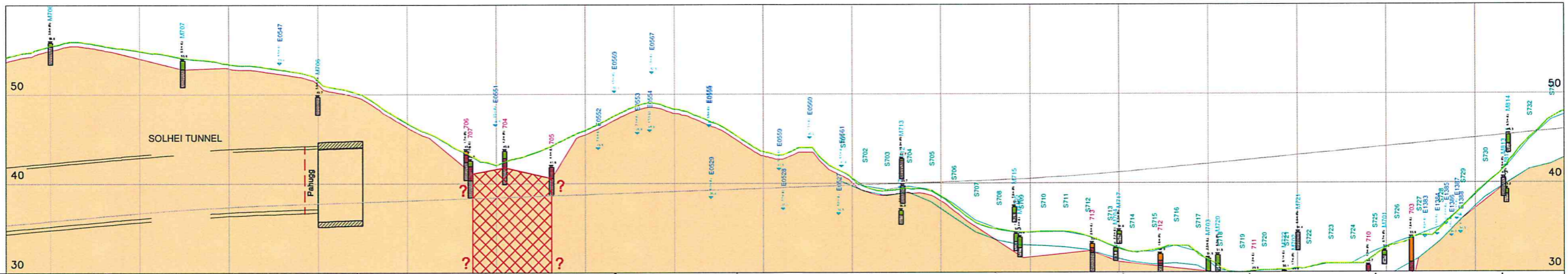
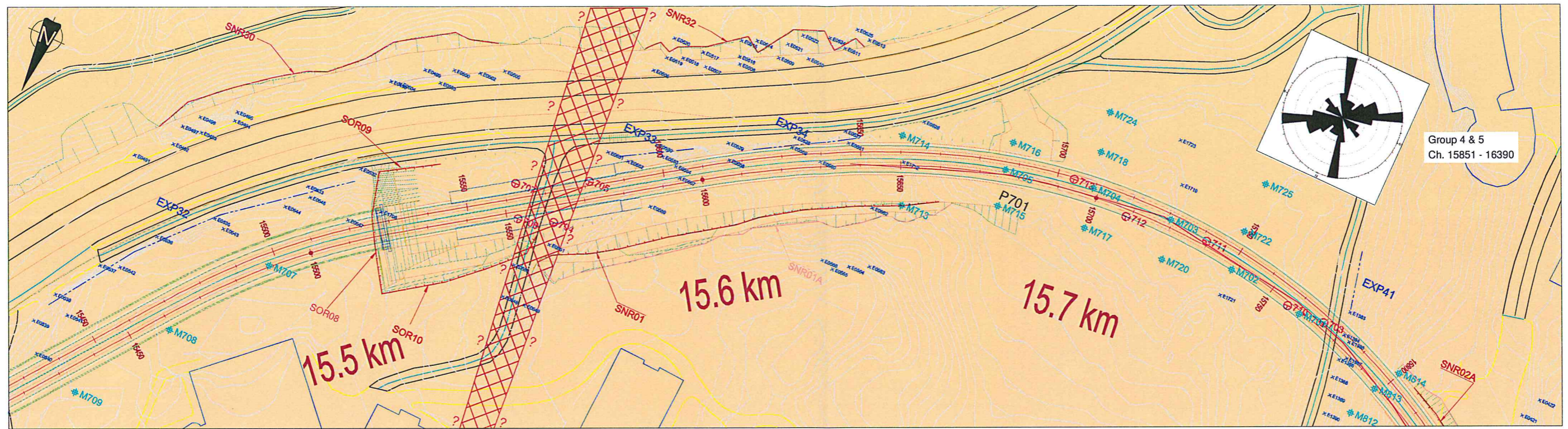
C01 Bybanen Rådal - Flesland

Målestokk
@ A1
1:500

Tegningsnummer
C00-V-02-TG-0008_02A

© Mott MacDonald
This document is issued for the party which commissioned it and for specific purposes connected with the captioned project only. It should not be relied upon by any other party or used for any other purpose.
We accept no responsibility for the consequences of this document being relied upon by any other party, or being used for any other purpose, or containing any error or omission which is due to an error or omission in data supplied to us by other parties.

Vedlegg A



PROFIL ST. / CH.	46.775 - 38.	42.080 - 38.	45.938 - 38.	48.346 - 39.	43.620 - 39.	40.562 - 39.	38.510 - 40.	34.511 - 40.	32.699 - 41.	31.427 - 42.	30.469 - 43.	32.724 - 44.
PROFIL H. / LEVEL												
TERRENG H. / EGL.												
ESTIMATED SUPPORT CLASS - ESTIMERT STØTTEKLASSE	DOLERITE/GABBRO (Sometimes Anorthosite / Gneiss)											
ESTIMATED LENGTH OF TUNNEL REQUIRING GROUT INJECTION - ESTIMERT LÆNGDE PÅ TUNNELN INNEVÆR FORBEHANDLET MED GROUT	DOLERITE/GABBRO (stedvis også Anortositt Gneiss)											
ANTICIPATED GEOLOGY BASED ON FIELD MAPPING, FORVENTET GEOLOGISERT PÅ FELTUTVALDNING	Continues from C00-V-02-TG-0007											

LEGEND
GEOLOGICAL KEY/GEOLOGISK

- Anorthosite, sometimes Gabbro (NGU Map Nr. 77)
- Gneiss and Amphibolite, locally banded, sometimes Migmatitic (NGU Map Nr. 82)
- Amphibolite, sometimes 'Førneiset', coarse grained (NGU Map Nr. 85)
- Geological fault or weakness zone (estimated extent)
- Seismic Ground Surface. Note profile line offset from section.
- Seismic Rock Surface. Note profile line offset from section.
- Seismic fjell overflaten. Note profil til senterlinjen fra seksjon.
- Approximate Design Rock Surface.
- Omtrentlig utforming fjell overflaten.
- Existing Ground Surface.
- Ekstisterende markoverflaten.
- Track.
- Spor.

KEY

- V1 - V2013 - wing probes 2001 to 2009
- MC403 - MC510 - total probes 2010
- 601 - 2315 - total probes 2011 - 2012
- M1207 - M2444 - marsh probes 2011
- PZ10 - PZ12 - Piezometer
- EXP - 2012 rock exposure survey extent
- LNR01 - Rock Cut/Fjell kutte >5m height (e.g. LNR01)
- SNR30 - Rock Cut/Fjell kutte <5m height (e.g. SNR30)

EXPLORATORY HOLE / BORHULL KEY

- PEAT
- CLSA
- GLAC
- OBS
- ROCK
- ROSE DIAGRAM

Notes:

- Ground conditions have been interpreted from the ground investigation and geophysical survey provided by the client and from field visits carried out by Mott MacDonald.
- Geological boundaries have been inferred between exploratory hole locations and their accuracy should not be relied upon.
- Geological faults and weakness zones have been estimated from NGU maps, seismic surveys and topo.

Merknader:

- Grunnforhold har blitt tolket fra bakken etterforsking og geologiske undersøkelser gitt av klienten og fra feltbesøk utført av Mott MacDonald.
- Geologiske grenser har blitt antatt mellom utforskende hullplasseringene og deres nøyaktighet bør ikke stoles på.
- Geologiske forkastninger og svakhet soner har blitt estimert fra NGU kart, seismiske undersøkelser og topografiske.



Rev	For Tender / På Anbud	Beskrivelse	Date	JH	GM	DH
01B			14/01/13			

TITTEL
Geologisk Plan og Profile Nord (Utgående) Spor ST 15450 - 15800 - Ark 8

TITTEL
Geological Plan and Profile North (Outbound) Track CH 15450 - 15800 - Sheet 8

bybanen utbygging
HORDALAND FYLKESKOMMUNE

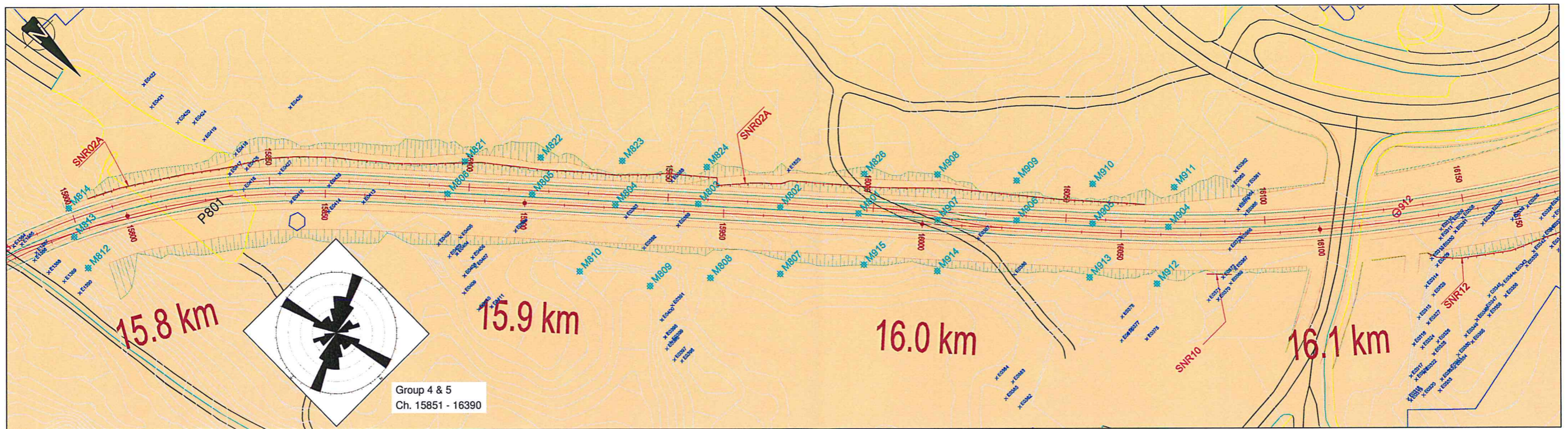
Mott MacDonald
South Block
Hordaland, Durvam
Oslo, NO

C01 Bybanen Rådal - Flesland

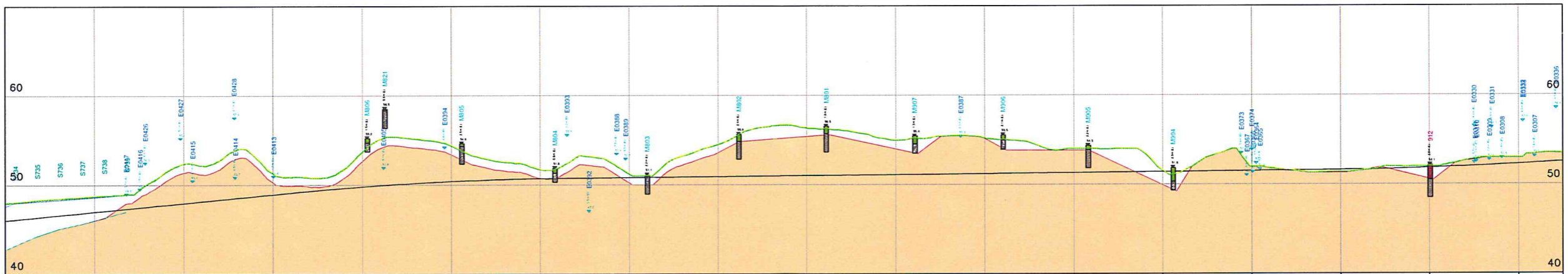
Målestokk @ A1: 1:500
Tegningsnummer: C00-V-02-TG-0008_01B

© Mott MacDonald
This document is issued for the party which commissioned it and for specific purposes connected with the captioned project only. It should not be relied upon by any other party or used for any other purpose. We accept no responsibility for the consequences of this document being relied upon by any other party, or being used for any other purpose, or containing any error or omission which is due to an error or omission in data supplied to us by other parties.

Vedlegg A



Group 4 & 5
Ch. 15851 - 16390



PROFIL NR.	PROFIL H.	TERRENG H.
15820	46.953	46.732
15840	47.913	47.376
15860	48.673	48.303
15880	49.749	48.664
15900	50.348	49.378
15920	50.661	50.718
15940	50.770	51.214
15960	50.870	54.478
15980	50.970	56.373
16000	51.070	54.947
16020	51.170	55.215
16040	51.270	54.000
16060	51.370	51.511
16080	51.470	52.000
16100	51.572	51.380
16120	51.796	52.000
16140	52.220	53.000

GNEISS (Sometimes Anorthosite)
GNEIS (stedvis også Anortositt)

LEGEND
GEOLOGICAL KEY/GEOLOGISK

- Anorthosite, sometimes Gabbro (NGU Map Nr. 77)
- Gneiss and Amphibolite, locally banded, sometimes Migmatitic (NGU Map Nr. 82)
- Amphibolite, sometimes 'Førgneiset', coarse grained (NGU Map Nr. 85)
- Geological fault or weakness zone (estimated extent)

Seismic Ground Surface. Note profile line offset from section.
Seismic Rock Surface. Note profile line offset from section.
Seismic fjell overlatten. Note profil til senterlinjen fra seksjonen.
Approximate Design Rock Surface.
Omtrentlig utforming fjell overlatten.
Existing Ground Surface.
Eksisterende markoverlatten.
Track.
Spør.

KEY

- V1 - V2013 - wing probes 2001 to 2009
- MC101 - MC510 - total probes 2010
- 601 - 2315 - total probes 2011 - 2012
- M1207 - M701 - M2444 - marsh probes 2011
- E0001 - E2621 - rock at surface
- PZ1 - PZ12 - Piezometer
- EXP - 2012 rock exposure survey extent
- P251 - Seismic Profile
- LNR01 - Rock Cut/Fjell kutte >5m height (e.g. LNR01)
- SNR30 - Rock Cut/Fjell kutte <5m height (e.g. SNR30)

EXPLORATORY HOLE / BORHULL KEY

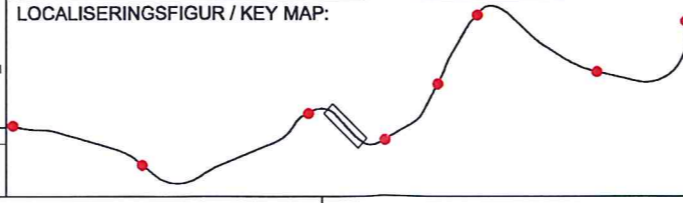
- PEAT
- CLSA
- GLAC
- OBS
- ROCK
- ROSE DIAGRAM

Notes:

- Ground conditions have been interpreted from the ground investigation and geophysical survey provided by the client and from field visits carried out by Mott MacDonald.
- Geological boundaries have been inferred between exploratory hole locations and their accuracy should not be relied upon.
- Geological faults and weakness zones have been estimated from NGU maps, seismic surveys and topo.

Merknader:

- Grunnforhold har blitt tolket fra bakken etterforskning og geologiske undersøkelser gitt av klienten og fra feltbesøk utført av Mott MacDonald.
- Geologiske grenser har blitt antatt mellom utforskende hullplasseringene og deres nøyaktighet bør ikke stoles på.
- Geologiske feilaktninger og svakhet soner har blitt estimert fra NGU kart, seismiske undersøkelser og topografiske.



Rev	Beskrivelse / Description	Date	JH / Tegnnet / Drawn By	GM / Kontrollert / Checked By	DH / Godkjent / Approved By
01B	For Tender / På Anbud	14/01/13			

bybanen utbygging

Mott MacDonald

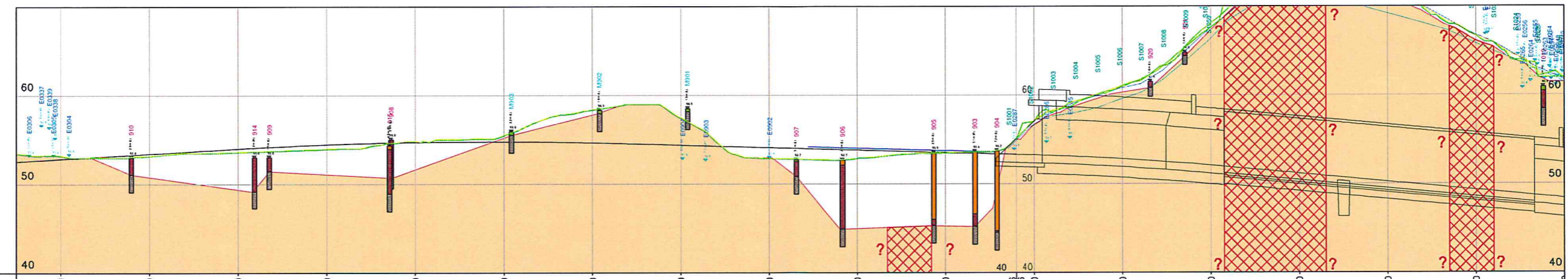
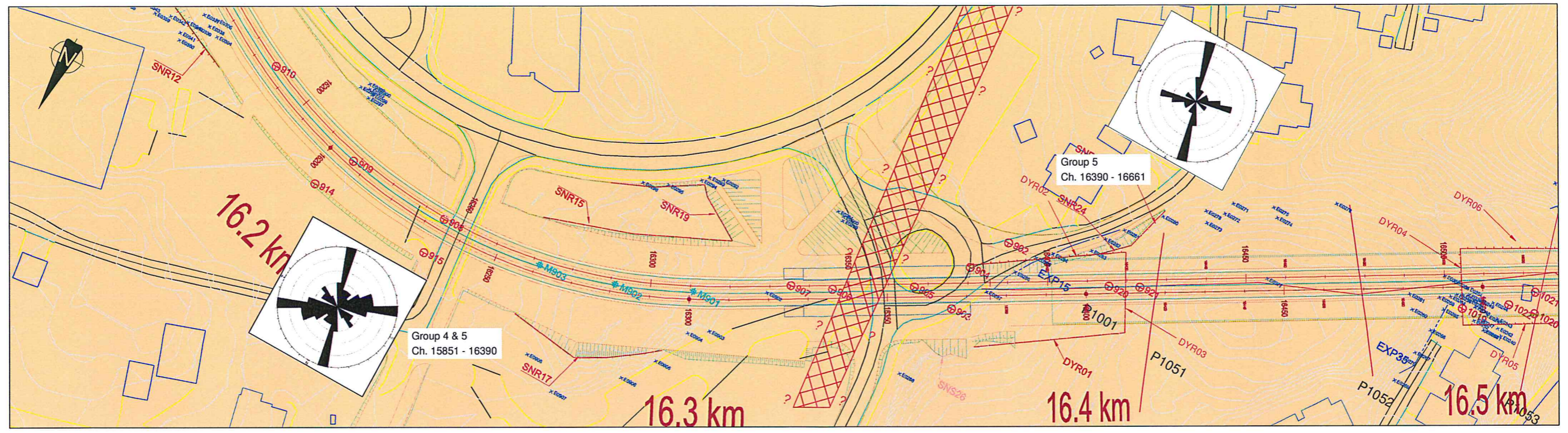
C01 Bybanen Rådal - Flesland

Målestokk @ A1: 1:500

Togningsnummer: C00-V-02-TG-0009_01B

© Mott MacDonald
This document is issued for the party which commissioned it and for specific purposes connected with the captioned project only. It should not be relied upon by any other party or used for any other purpose.
We accept no responsibility for the consequences of this document being relied upon by any other party, or being used for any other purpose, or containing any error or omission which is due to an error or omission in data supplied to us by other parties.

Vedlegg A



PROFIL NR.	16160	16180	16200	16220	16240	16260	16280	16300	16320	16340	16360	16380	16400	16420	16440	16460	16480	
PROFIL H.	53.192-52.792	53.156-53.372	53.600-53.552	53.936-54.418	54.808-54.685	55.451-54.751	56.342-54.618	57.476-54.343	58.864-54.063	59.879-53.783	59.467-53.503	55.079-53.279 54.831-53.279	57.087-53.221	60.965-52.771	67.620-52.035	72.554-51.118	70.870-50.198	66.710-49.278
TERRENG H.																		
ESTIMATED SUPPORT CLASS - ESTIMERT STØTTEKLASSE																		
ESTIMATED LENGTH OF TUNNEL - ESTIMERT LØNGD PÅ TUNNELN - ESTIMERT LØNGD PÅ TUNNELN - ESTIMERT LØNGD PÅ TUNNELN	Continues from C00-V-02-TG-0009												4m I, 21m II, 44m III, 8m IV, 7m V		Continues on			
ANTICIPATED GEOLOGY BASED ON FIELD MAPPING, FORVENTET GEOLOGI BASERT PÅ FELTUTVALDNING	GNEISS (Sometimes Anorthosite) GNEIS (stedsvis også Anortositt)												First 15m of mined tunnel (mandatory) + 20% of entire tunnel length (including mandatory length) Første 15m av boret tunnel (obligatorisk) + 20% av hele tunnel lengde (inkludert obligatorisk lengde)		C00-V-02-TG-0011			

LEGEND
GEOLOGICAL KEY/GEOLOGISK

- Anorthosite, sometimes Gabbro (NGU Map Nr. 77)
- Gneiss and Amphibolite, locally banded, sometimes Migmatitic (NGU Map Nr. 82)
- Amphibolite, sometimes 'Fornaiseit', coarse grained (NGU Map Nr. 85)
- Geological fault or weakness zone (estimated extent)
- Seismic Ground Surface. Note profile line offset from section.
- Seismic markoverflaten. Note profil til senterlinjen fra seksjon.
- Seismic Rock Surface. Note profile line offset from section.
- Seismic fjell overflaten. Note profil til senterlinjen fra seksjon.
- Approximate Design Rock Surface.
- Omtrentlig utforming fjell overflaten.
- Existing Ground Surface.
- Ekstisterende markoverflaten.
- Track.
- Spor.

KEY

- V1 - V2013 - wing probes 2001 to 2009
- MC101 - MC510 - total probes 2010
- 111 - 2315 - total probes 2011 - 2012
- M701 - M2444 - marsh probes 2011
- E0001 - E2621 - rock at surface
- PZ1 - PZ12 - Piezometer
- 2012 rock exposure survey extent EXP
- Well Positions (NGU Reference)
- Seismic Profile
- Rock Cut/Fjell kutte >5m height (e.g. LNR01)
- Rock Cut/Fjell kutte <5m height (e.g. SNR30)

EXPLORATORY HOLE / BORHULL KEY

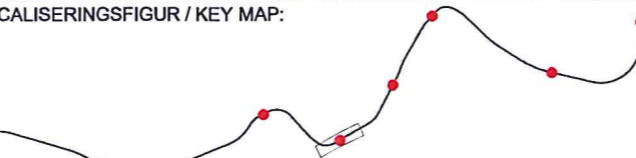
- PEAT
- CLSA
- GLAC
- OBS
- ROCK
- ROSE DIAGRAM

Notes:

- Ground conditions have been interpreted from the ground investigation and geophysical survey provided by the client and from field visits carried out by Mott MacDonald.
- Geological boundaries have been inferred between exploratory hole locations and their accuracy should not be relied upon.
- Geological faults and weakness zones have been estimated from NGU maps, seismic surveys and topog.

Merknader:

- Grunnforhold har blitt tolket fra bakken etterforskning og geofysiske undersøkelser gitt av klienten og fra feltbesøk utført av Mott MacDonald.
- Geologiske grenser har blitt antatt mellom utforskende hullplasseringene og deres nøyaktighet bør ikke stoles på.
- Geologiske forkastninger og svakhet soner har blitt estimert fra NGU kart, seismiske undersøkelser og topografiske.



01B	For Tender / På Anbud	14/01/13	JH	GM	DH
Rev	Beskrivelse	Date	Tegnet	Kontrollert	Godkjent
	Description	Date	Drawn	Checked	Approved

TITTEL
Geologisk Plan og Profile Nord (Utgående) Spor ST 16150 - 16500 - Ark 10

TITTEL
Geological Plan and Profile North (Outbound) Track CH 16150 - 16500 - Sheet 10

bybanen utbygging

Mott MacDonald

HORDALAND FYLKESKOMMUNE

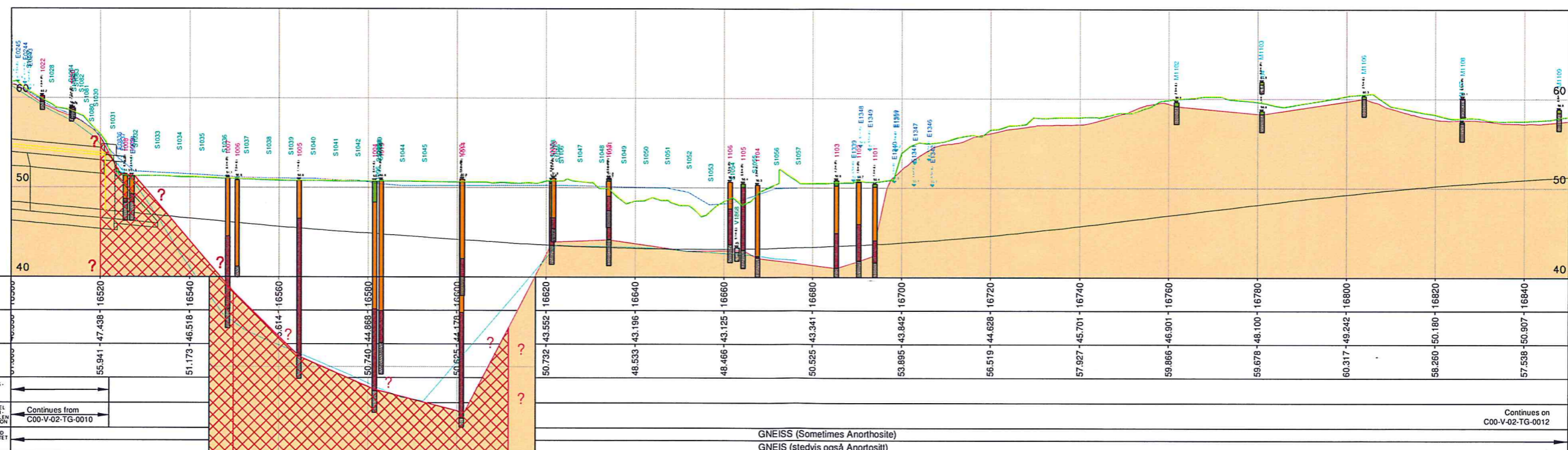
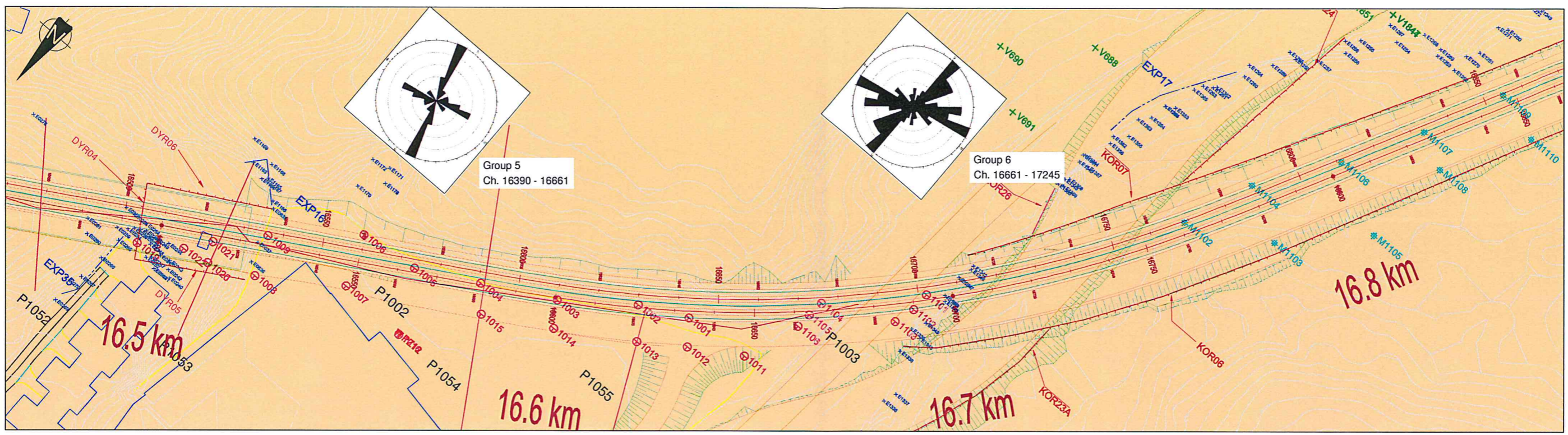
C01 Bybanen Rådal - Flesland

Målestokk @ A1: 1:500

Tegningsnummer: C12-V-02-TG-0010_01B

© Mott MacDonald
This document is issued for the party which commissioned it and for specific purposes connected with the captioned project only. It should not be relied upon by any other party or used for any other purpose. We accept no responsibility for the consequences of this document being relied upon by any other party, or being used for any other purpose, or containing any error or omission which is due to an error or omission in data supplied to us by other parties.

Vedlegg A



LEGEND

GEOLOGICAL KEY/GEOLOGISK

- Anorthosite, sometimes Gabbro (NGU Map Nr. 77)
- Gneiss and Amphibolite, locally banded, sometimes Migmatitic (NGU Map Nr. 82)
- Amphibolite, sometimes 'Førgneiset', coarse grained (NGU Map Nr. 85)
- Geological fault or weakness zone (estimated extent)

KEY

- V1 - V2013 - wing probes 2001 to 2009
- MC403 - MC101 - MC510 - total probes 2010
- 601 - 111 - 2315 - total probes 2011 - 2012
- M1207 - M701 - M2444 - marsh probes 2011
- PZ10 - PZ1 - PZ12 - Piezometer
- EXP - 2012 rock exposure survey extent EXP
- P251 - Seismic Profile
- LNR01 - Rock Cut/Fjell kutte >5m height (e.g. LNR01)
- SNR30 - Rock Cut/Fjell kutte <5m height (e.g. SNR30)

EXPLORATORY HOLE/ BORHULL KEY

- PEAT
- CLSA
- GLAC
- OBS
- ROCK
- ROSE DIAGRAM

LOCALISERINGSFIGUR / KEY MAP:

NOTES:

- Ground conditions have been interpreted from the ground investigation and geophysical survey provided by the client and from field visits carried out by Mott MacDonald.
- Geological boundaries have been inferred between exploratory hole locations and their accuracy should not be relied upon.
- Geological faults and weakness zones have been estimated from NGU maps, seismic surveys and topo.

Merknader:

- Grunnforhold har blitt tolket fra bakken etterforskning og geologiske undersøkelser gitt av klienten og fra feltbesøk utført av Mott MacDonald.
- Geologiske grenser har blitt antatt mellom utforskende hullplasseringene og deres nøyaktighet bør ikke stoles på.
- Geologiske forkastninger og svakhet zoner har blitt estimert fra NGU kart, seismiske undersøkelser og topografiske.

Rev	For Tender / På Anbud	Beskrivelse	Date	JH	GM	DH
01B			14/01/13			

bybanen utbygging

HORDALAND FYLKESKOMMUNE

Mott MacDonald

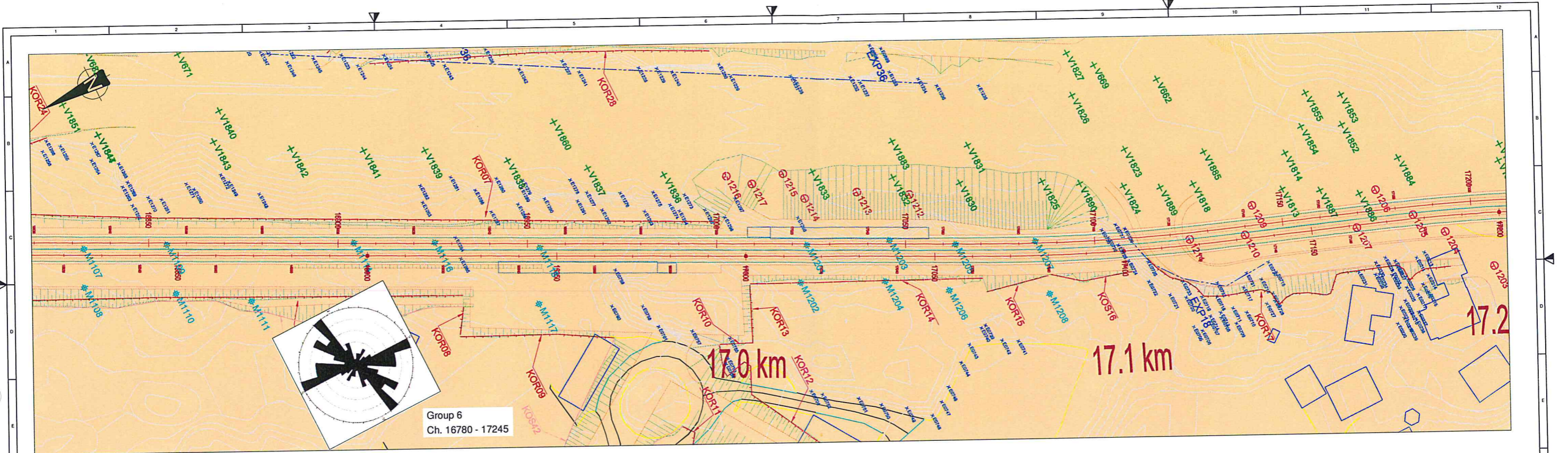
C01 Bybanen Rådal - Flesland

Målestokk @ A1 1:500

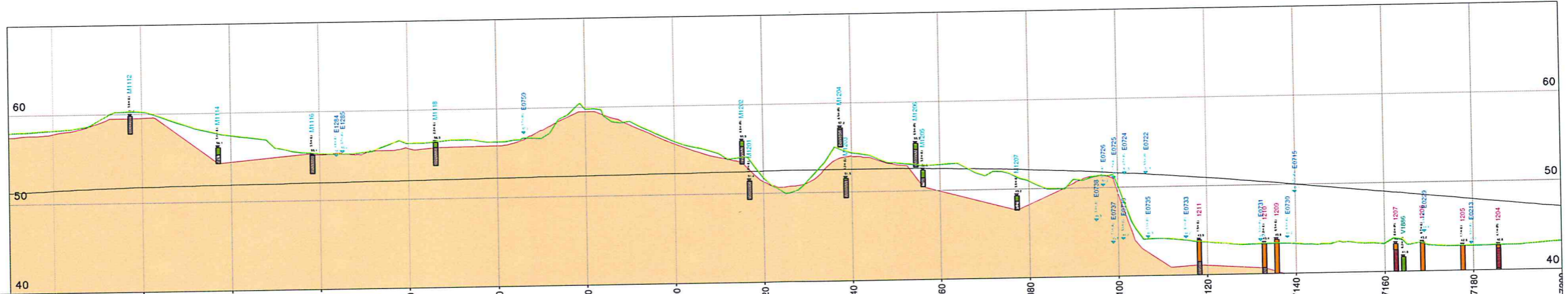
Tegningsnummer C12-V-02-TG-0011_01B

© Mott MacDonald
This document is issued for the party which commissioned it and for specific purposes connected with the captioned project only. It should not be relied upon by any other party or used for any other purpose. We accept no responsibility for the consequences of this document being relied upon by any other party, or being used for any other purpose, or containing any error or omission which is due to an error or omission in data supplied to us by other parties.

Vedlegg A



Group 6
Ch. 16780 - 17245



PROFIL NR.	16860	16880	16900	16920	16940	16960	16980	17000	17020	17040	17060	17080	17100	17120	17140	17160	17180	17200
PROFIL H.	58.253-51.424	60.252-51.731	57.421-51.855	55.249-51.955	56.255-52.055	56.282-52.155	59.804-52.255	56.028-52.355	51.759-52.455	54.394-52.525	52.922-52.416	50.892-52.107	50.203-51.598	49.701-50.899	49.359-49.981	48.991-17160	48.810-48.001	17180
TERRENG H.	58.253-51.424	60.252-51.731	57.421-51.855	55.249-51.955	56.255-52.055	56.282-52.155	59.804-52.255	56.028-52.355	51.759-52.455	54.394-52.525	52.922-52.416	50.892-52.107	50.203-51.598	49.701-50.899	49.359-49.981	48.991-17160	48.810-48.001	17180
ESTIMATED SUPPORT CLASS - ESTIMERT STØTTEKLASSE	Continues on C00-V-02-TG-0013																	
ESTIMATED LENGTH OF TUNNEL REQUIRING CIRCUIT PROTECTION - ESTIMERT LENGDE PÅ TUNNELLEN KRÆVER FUGESKISSE PÅLØSUNG	Continues from C00-V-02-TG-0011																	
ANTICIPATED GEOLOGY BASED ON FIELD MAPPING - FORVENTET GEOLOGI BASERT PÅ FELTTEGNING	GNEISS (Sometimes Anorthosite) GNEIS (stedvis også Anortositt)					DOLERITE/GABBRO (Sometimes Anorthosite / Gneiss) DOLERITE/GABBRO (stedvis også Anortositt Gneis)					ANORTHOSITE (Sometimes Dolerite / Gabbro / Gneiss) ANORTOSITT (stedvis også Dolerite / Gabbro / Gneis)							

LEGEND
GEOLOGICAL KEY/GEOLOGISK

- Anorthosite, sometimes Gabbro (NGU Map Nr. 77)
Anortositt, stedvis også gabbro
- Gneiss and Amphibolite, locally banded, sometimes Migmatitic (NGU Map Nr. 82)
Gneis og amfibolitt, stedvis båndet, stedvis migmatittisk
- Amphibolite, sometimes 'Fornseiset', coarse grained (NGU Map Nr. 85)
Amfibolitt, stedvis forngseiset, grovkornet
- Geological fault or weakness zone (estimated extent)
Geologisk forkastning eller svakhet zone
- Seismic Ground Surface. Note profile line offset from section.
Seismisk markoverflaten. Note profil til senterlinjen fra seksjon.
- Seismic Rock Surface. Note profile line offset from section.
Seismisk fjell overflaten. Note profil til senterlinjen fra seksjon.
- Approximate Design Rock Surface.
Omtrentlig utforming fjell overflaten.
- Existing Ground Surface.
Eksisterende markoverflaten.
- Track.
Spor.

KEY

- V1 - V2013 - wing probes 2001 to 2009
Vingeboring
- MC101 - MC510 - total probes 2010
Totalsondering
- 111 - 2315 - total probes 2011 - 2012
Totalsondering
- M701 - M2444 - marsh probes 2011
Enkel Sondering
- E0001 - E2621 - rock at surface
Berg I Dagen
- PZ1 - PZ12 - Piezometer
Grunnvannsbrenn
- 2012 rock exposure survey extent EXP
2012 rock exposure undersøkelse omlang EXP
- Fjell exposure undersøkelse omlang EXP
Well Positions (NGU Reference)
Brønner (NGU)
- Seismic Profile
Seismisk profil
- Rock Cut/Fjell kutte >5m height (e.g. LNR01)
Rock Cut/Fjell kutte <5m height (e.g. SNR30)

EXPLORATORY HOLE/ BORHULL KEY

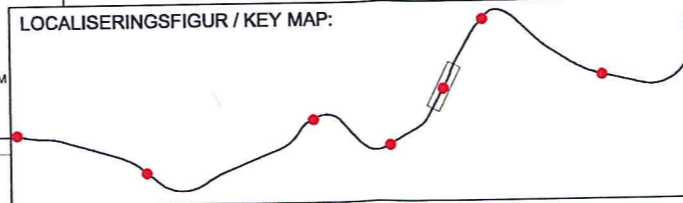
- PEAT
- CLSA
- GLAC
- OBS
- ROCK
- ROSE DIAGRAM

Notes:

- Ground conditions have been interpreted from the ground investigation and geophysical survey provided by the client and from field visits carried out by Mott MacDonald.
- Geological boundaries have been inferred between exploratory hole locations and their accuracy should not be relied upon.
- Geological faults and weakness zones have been estimated from NGU maps, seismic surveys and topo.

Merknader:

- Grunnforhold har blitt tolket fra bakken etterforsking og geofysiske undersøkelser gitt av klienten og fra feltbesøk utført av Mott MacDonald.
- Geologiske grenser har blitt antatt mellom utforskende hullplasseringene og deres nøyaktighet bør ikke stoles på.
- Geologiske forkastninger og svakhet soner har blitt estimert fra NGU kart, seismiske undersøkelser og topografiske.



01B	For Tender / På Anbud		14/01/13	JH	GM	DH
Rev	Beskrivelse Description		Dato Date	Tegnet Drawn By	Kontrollert Checked By	Godkjent Approved By

TITTEL
Geologisk Plan og Profile Nord (Utgående) Spor ST 16850 - 17200 - Ark 12

TITTEL
Geological Plan and Profile North (Outbound) Track CH 16850 - 17200 - Sheet 12

bybanen utbygging
HORDALAND FYLKESKOMMUNE

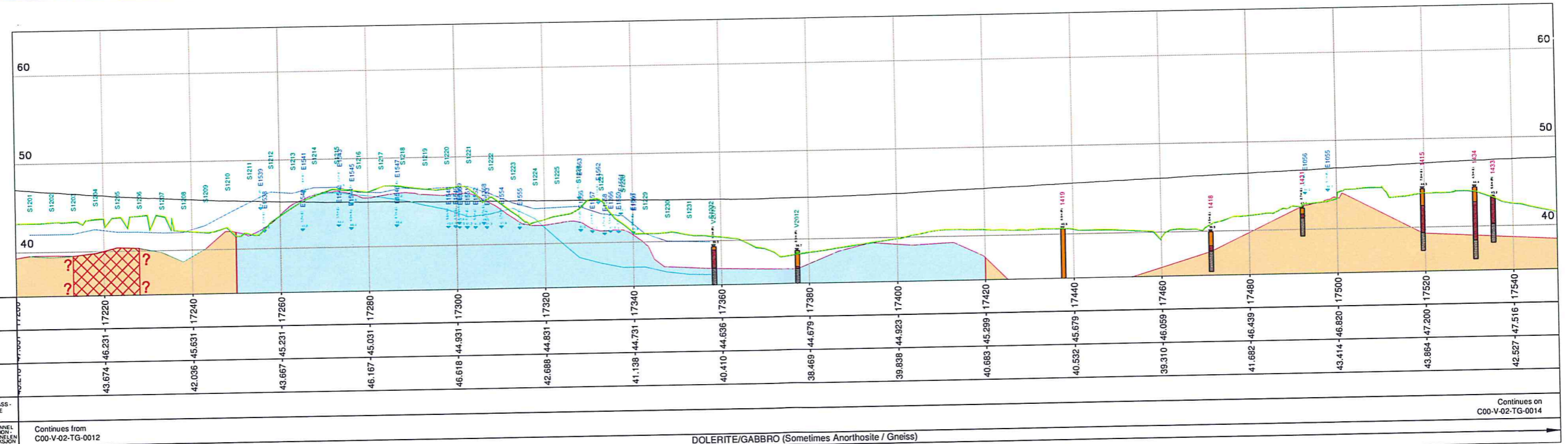
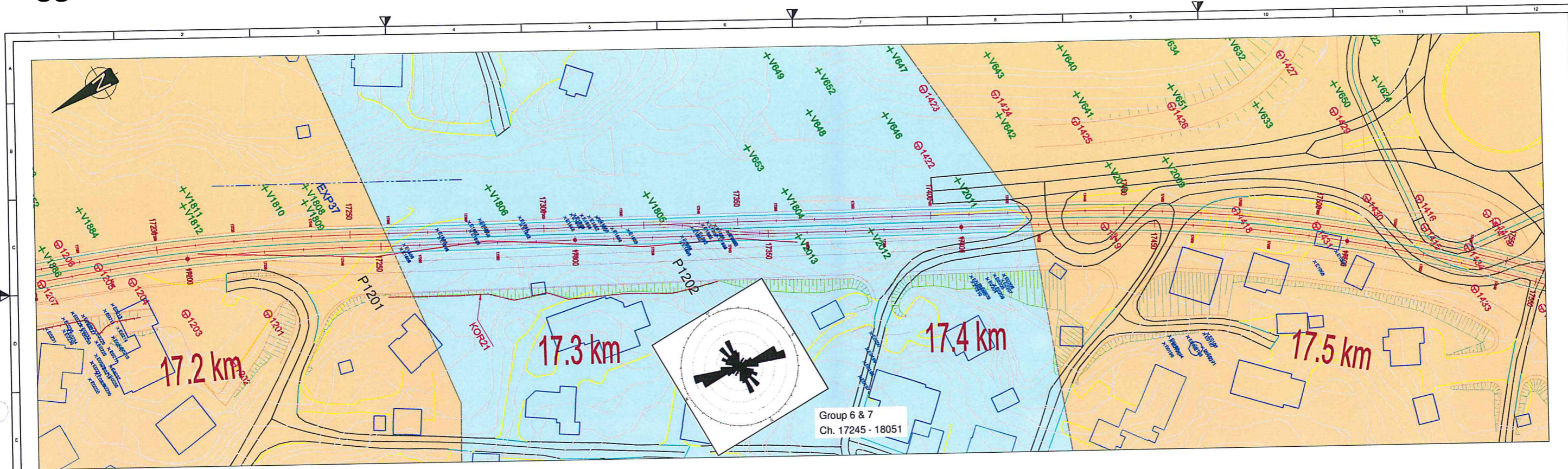
Mott MacDonald
South Block
Rackhead, Durham
Durham, UK
t: +44 (0) 191 2916700
f: +44 (0) 191 2916747
www.mottmac.com

Målestokk @ A1
1:500

Tegningsnummer
C12-V-02-TG-0012_01B

© Mott MacDonald
This document is issued for the party which commissioned it and for specific purposes connected with the captioned project only. It should not be relied upon by any other party or used for any other purpose.
We accept no responsibility for the consequences of this document being relied upon by any other party, or being used for any other purpose, or containing any error or omission which is due to an error or omission in data supplied to us by other parties.

Vedlegg A



DOLERITE/GABBRO (Sometimes Anorthosite / Gneiss)
 DOLERITE/GABBRO (stedvis også Anortositt / Gneiss)

- LEGEND**
GEOLOGICAL KEY/GEOLISK
- Anorthosite, sometimes Gabbro (NGU Map Nr. 77)
 - Gneiss and Amphibolite, locally banded, sometimes Migmatitic (NGU Map Nr. 82)
 - Gneiss and amphibolite, stedvis båndet, stedvis migmatittisk
 - Amphibolite, sometimes 'Forngeislet', coarse grained (NGU Map Nr. 85)
 - Amfibolitt, stedvis forngneiset, grovkornet
 - Geological fault or weakness zone (estimated extent)
 - Geologisk forkastning eller svakhet zone
 - Seismic Ground Surface. Note profile line offset from section.
 - Seismisk markoverflaten. Note profil til senterlinjen fra seksjon.
 - Seismic Rock Surface. Note profile line offset from section.
 - Seismisk fjell overflaten. Note profil til senterlinjen fra seksjon.
 - Approximate Design Rock Surface.
 - Omtrentlig utforming fjell overflaten.
 - Existing Ground Surface.
 - Ekstisterende markoverflaten.
 - Track.
 - Spor.

- KEY**
- V1 - V2013 - wing probes 2001 to 2009
 - Vingeboering
 - MC101 - MC510 - total probes 2010
 - Totalsondering
 - 111 - 2315 - total probes 2011 - 2012
 - Totalsondering
 - M701 - M2444 - marsh probes 2011
 - Enkel Sondering
 - E0001 - E2621 - rock at surface
 - Berg I Dagen
 - PZ1 - PZ12 - Piezometer
 - Grunnvannsbrenn
 - 2012 rock exposure survey extent EXP
 - Fjell exposure undersøkelse omlang EXP
 - Well Positions (NGU Reference)
 - Brenner (NGU)
 - Seismic Profile
 - Seismisk profil
 - LN01 - LN02 - Rock Cut/Fjell kutte >5m height (e.g. LN01)
 - SNR30 - Rock Cut/Fjell kutte <5m height (e.g. SNR30)

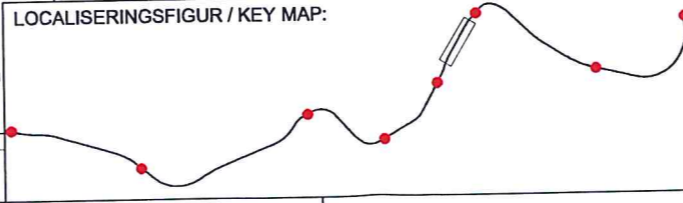
- EXPLORATORY HOLE/ BORRHULL KEY**
- PEAT
 - CLSA
 - GLAC
 - OBS
 - ROCK
 - ROSE DIAGRAM

Notes:

- Ground conditions have been interpreted from the ground investigation and geophysical survey provided by the client and from field visits carried out by Mott MacDonald.
- Geological boundaries have been inferred between exploratory hole locations and their accuracy should not be relied upon.
- Geological faults and weakness zones have been estimated from NGU maps, seismic surveys and topo.

Merknader:

- Grunnforhold har blitt tolket fra bakken etterforsking og geofysiske undersøkelser gitt av klienten og fra feltbesøk utført av Mott MacDonald.
- Geologiske grenser har blitt antatt mellom utforskende hullplasseringene og deres nøyaktighet bør ikke stoles på.
- Geologiske forkastninger og svakhet soner har blitt estimert fra NGU kart, seismiske undersøkelser og topografiske.



01B	Rev	For Tender / På Anbud	Beskrivelse	Date	JH	GM	DH
				14/01/13	Tegnet	Kontrollert	Godkjent
					Drawn By	Checked By	Approved By

TITTEL: Geologisk Plan og Profil Nord (Utgående) Spor ST 17200 - 17550 - Ark 13

TITTEL: Geological Plan and Profile North (Outbound) Track CH 17200 - 17550 - Sheet 13

bybanen utbygging

Mott MacDonald

C01 Bybanen Rådal - Flesland

Målestokk @ A1: 1:500

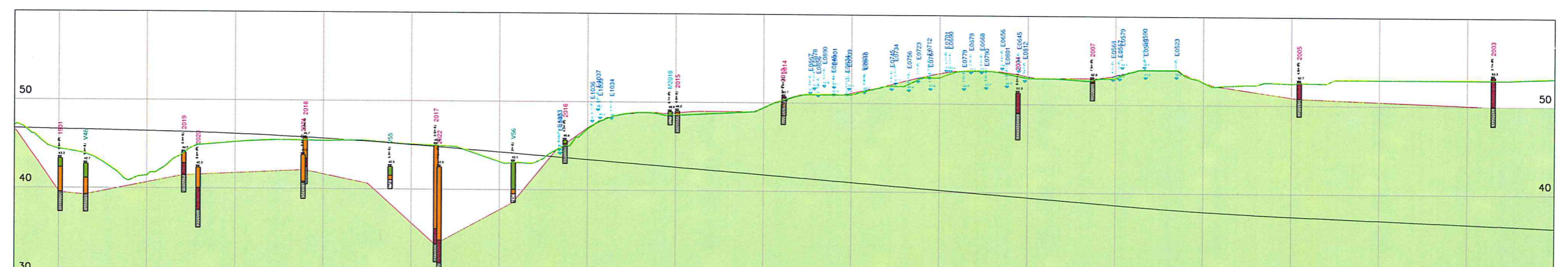
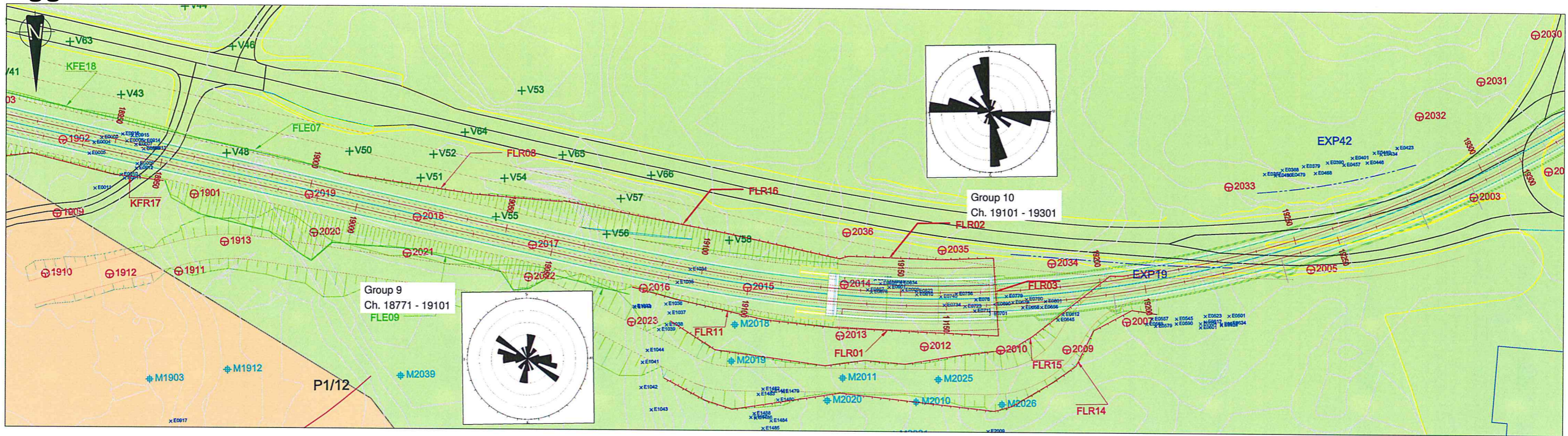
Tegningsnummer: C12-V-02-TG-0013_01B

South Block
 Rockfield, Dunum
 Dublin, 16
 Ireland

T: +353 (0)1 2916700
 F: +353 (0)1 2916747
 www.mottmac.com

© Mott MacDonald
 This document is issued for the party which commissioned it and for specific purposes connected with the captioned project only. It should not be relied upon by any other party or used for any other purpose.
 We accept no responsibility for the consequences of this document being relied upon by any other party, or being used for any other purpose, or containing any error or omission which is due to an error or omission in data supplied to us by other parties.

Vedlegg A



PROFIL NR	PROFIL H.	TERRENG H.	ESTIMATED SUPPORT CLASS - ESTIMERT STØTTE KLASSE	ESTIMATED LENGTH OF TUNNEL REQUIRING GROUT INJECTION - ESTIMERT LØNGDE PÅ TUNNELN KREVER FUGEMASSE INJEKSJON	ANTICIPATED GEOLOGY BASED ON FIELD MAPS - FORVENTET FJELLOGI BASERT PÅ FELT Kart
18960	46.625	44.457		Continues from C00-V-02-TG-0017	ANORTHOSITE (Sometimes Gneiss)
18980	46.425	41.444			ANORTHOSITT (stedvis også Gneiss)
19000	46.150	45.269			
19020	45.677	45.470			
19040	45.004	45.088			
19060	44.206	43.166			
19080	43.406	46.922			
19100	42.606	48.536			
19120	41.806	49.447			
19140	41.006	51.000			
19160	40.206	53.000			
19180	39.406	53.000			
19200	38.606	53.000			
19220	37.806	52.640			
19240	37.405	52.529			
19260	37.005	53.000			
19280	36.605	53.000		Continues on C00-V-02-TG-0019	

LEGEND

GEOLOGICAL KEY/GEOLOGISK

- Anorthosite, sometimes Gabbro (NGU Map Nr. 77)
- Gneiss and Amphibolite, locally banded, sometimes Migmatitic (NGU Map Nr. 82)
- Amphibolite, sometimes 'Førgrneiset', coarse grained (NGU Map Nr. 85)
- Geological fault or weakness zone (estimated extent)
- Seismic Ground Surface. Note profile line offset from section.
- Seismic markoverflaten. Note profil til senterlinjen fra seksjon.
- Seismic Rock Surface. Note profile line offset from section.
- Seismic fjell overflaten. Note profil til senterlinjen fra seksjon.
- Approximate Design Rock Surface.
- Omlrentlig utforming fjell overflaten.
- Existing Ground Surface.
- Ekstisterende markoverflaten.
- Track.
- Spør.

KEY

- V1 - V2013 - wing probes 2001 to 2009
- MC101 - MC510 - total probes 2010
- 601 - 2315 - total probes 2011 - 2012
- M1207 - M701 - M2444 - marsh probes 2011
- PZ10 - PZ1 - PZ12 - Piezometer
- EXP - 2012 rock exposure survey extent EXP
- P251 - Well Positions (NGU Reference)
- LNR01 - Rock Cut/Fjell kulle >5m height (e.g. LNR01)
- SNR30 - Rock Cut/Fjell kulle <5m height (e.g. SNR30)

EXPLORATORY HOLE/ BORHULL KEY

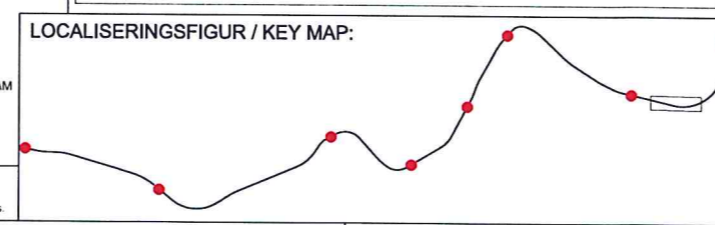
- PEAT
- CLSA
- GLAC
- OBS
- ROCK
- ROSE DIAGRAM

Notes:

- Ground conditions have been interpreted from the ground investigation and geophysical survey provided by the client and from field visits carried out by Mott MacDonald.
- Geological boundaries have been inferred between exploratory hole locations and their accuracy should not be relied upon.
- Geological faults and weakness zones have been estimated from NGU maps, seismic surveys and topo.

Merknader:

- Grunnforhold har blitt tolket fra bakken etterforskning og geologiske undersøkelser gitt av klienten og fra feltebesøk utført av Mott MacDonald.
- Geologiske grenser har blitt antatt mellom utforskende hullplasseringene og deres nøyaktighet bør ikke stoles på.
- Geologiske forkastninger og svakhet soner har blitt estimert fra NGU kart, seismiske undersøkelser og topografiske.



Rev	For Tegner / På Anbud	Beskrivelse	Date	JH	GM	DH
01B	For Tegner / På Anbud		27/02/13	JH	GM	DH

TITTEL
Geologisk Plan og Profile Nord (Utgående) Spor ST 18950 - 19300 - Ark 18

TITTEL
Geological Plan and Profile North (Outbound) Track CH 18950 - 19300 - Sheet 18

bybanen utbygging

HORDALAND FYLKESKOMMUNE

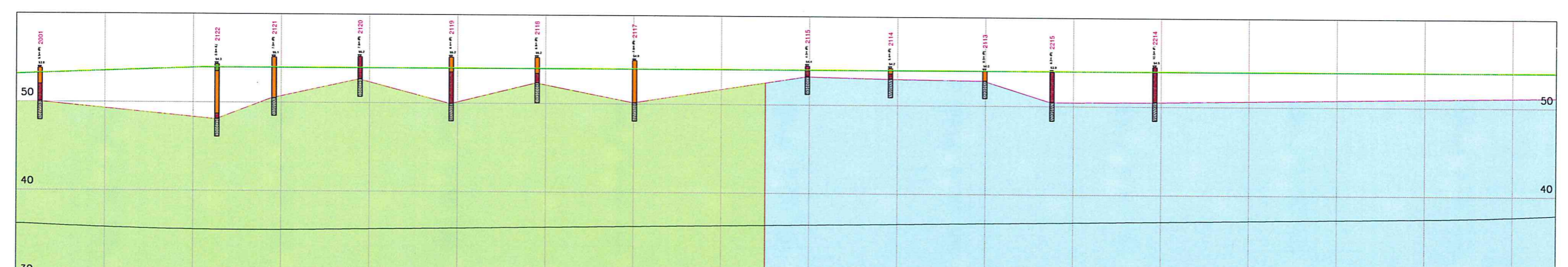
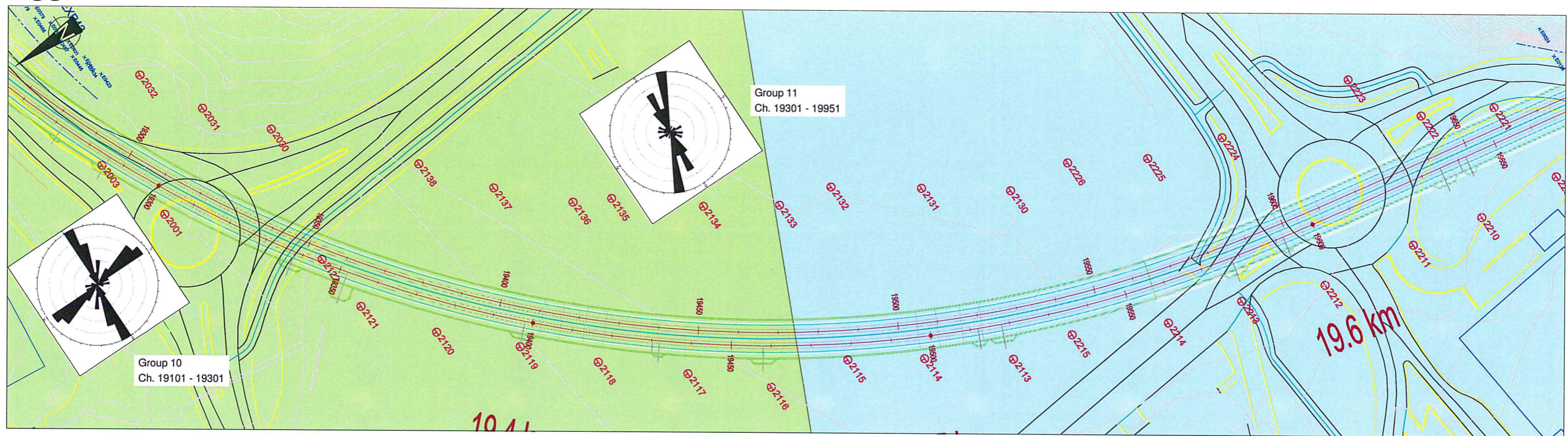
Mott MacDonald

C01 Bybanen Rådal - Flesland

Målestokk @ A1 1:500

Tegningsnummer C14-V-02-TG-0018_01B

© Mott MacDonald
This document is issued for the party which commissioned it and for specific purposes connected with the captioned project only. It should not be relied upon by any other party or used for any other purpose. We accept no responsibility for the consequences of this document being relied upon by any other party, or being used for any other purpose, or containing any error or omission which is due to an error or omission in data supplied to us by other parties.



PROFIL NR.	19320	19340	19360	19380	19400	19420	19440	19460	19480	19500	19520	19540	19560	19580	19600	19620	19640
PROFIL H.	35.819	35.595	35.572	35.701	35.841	35.981	36.121	36.261	36.402	36.542	36.682	36.822	36.962	37.102	37.242	37.382	37.524
TERRENG H.	53.572	53.954	54.000	54.000	54.000	54.000	54.000	54.000	54.000	54.000	54.000	54.000	54.000	54.000	54.000	54.000	54.000
ESTIMATED SUPPORT CLASS. / ESTIMERT STØTTEKLASSE	26m I, 132m II, 333m III, 26m IV, 11m V																
ESTIMATED LENGTH OF TUNNEL REQUIRING OROUT INJECTION / ESTIMERT LØNGD PÅ TUNNELER KREVER FUGEMASSE INJEKSJON	Continues from C00-V-02-TG-0018																
ANTICIPATED GEOLOGY BASED ON FIELD MAPPING, FORVENTET GEOLOGI BASERT PÅ FELTUTGRANSNING	First 15m of mined tunnel (mandatory) + 20% of entire tunnel length (including mandatory length) Første 15m av boret tunnel (obligatorisk) + 20% av hele tunnel lengde (inkludert obligatorisk lengde) DOLERITE/GABBRO (Sometimes Gneiss) DOLERITE/GABBRO (stedvis også Gneiss)																
	Continues on C00-V-02-TG-0020																

LEGEND
GEOLOGICAL KEY/GEOLOGISK

- Anorthosite, sometimes Gabbro (NGU Map Nr. 77)
- Gneiss and Amphibolite, locally banded, sometimes Migmatitic (NGU Map Nr. 82)
- Amphibolite, sometimes 'Forngeisel', coarse grained (NGU Map Nr. 85)
- Geological fault or weakness zone (estimated extent)
- Seismic Ground Surface. Note profile line offset from section.
- Seismic Rock Surface. Note profile line offset from section.
- Approximate Design Rock Surface.
- Omtrentlig utforming fjell overflaten.
- Existing Ground Surface.
- Track.
- Spor.

KEY

- V1 - V2013 - wing probes 2001 to 2009
- MC101 - MC510 - total probes 2010
- @601 - Totalsondering
- M1207 - M701 - M2444 - marsh probes 2011
- PZ10 - PZ1 - PZ12 - Piezometer
- EXP - 2012 rock exposure survey extent EXP
- P251 - Well Positions (NGU Reference)
- LNR01 - Rock Cut/Fjell kutte >5m height (e.g. LNR01)
- SNR30 - Rock Cut/Fjell kutte <5m height (e.g. SNR30)

EXPLORATORY HOLE/ BORHULL KEY

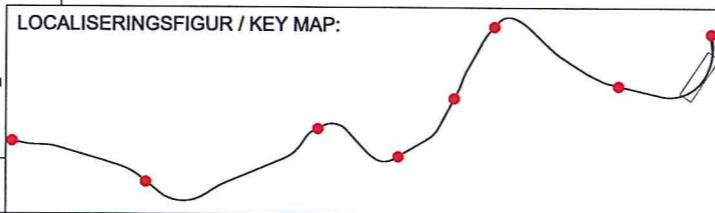
- PEAT
- CLSA
- GLAC
- OBS
- ROCK
- ROSE DIAGRAM

Notes:

- Ground conditions have been interpreted from the ground investigation and geophysical survey provided by the client and from field visits carried out by Mott MacDonald.
- Geological boundaries have been inferred between exploratory hole locations and their accuracy should not be relied upon.
- Geological faults and weakness zones have been estimated from NGU maps, seismic surveys and topo.

Merknader:

- Grunnforhold har blitt tolket fra bakken etterforskning og geofysiske undersøkelser gitt av klienten og fra fellesbesøk utført av Mott MacDonald.
- Geologiske grenser har blitt antatt mellom utforskende hullplasseringene og deres nøyaktighet bør ikke stoles på.
- Geologiske forkastninger og svakhet soner har blitt estimert fra NGU kart, seismiske undersøkelser og topografiske.



01B	For Tender / På Anbud	27/02/13	JH	GM	DH
Rev	Beskrivelse	Date	Tegnet	Kontrollert	Godkjent
	Description	Date	Drawn By	Checked By	Approved By

TITTEL
Geologisk Plan og Profile Nord (Utgående) Spor ST 19300 - 19650 - Ark 19

TITTEL
Geological Plan and Profile North (Outbound) Track CH 19300 - 19650 - Sheet 19

bybanen utbygging

HORDALAND FYLKESKOMMUNE

Mott MacDonald

South Block
Rockfield, Dunfermline
Dunfermline, 16
Scotland

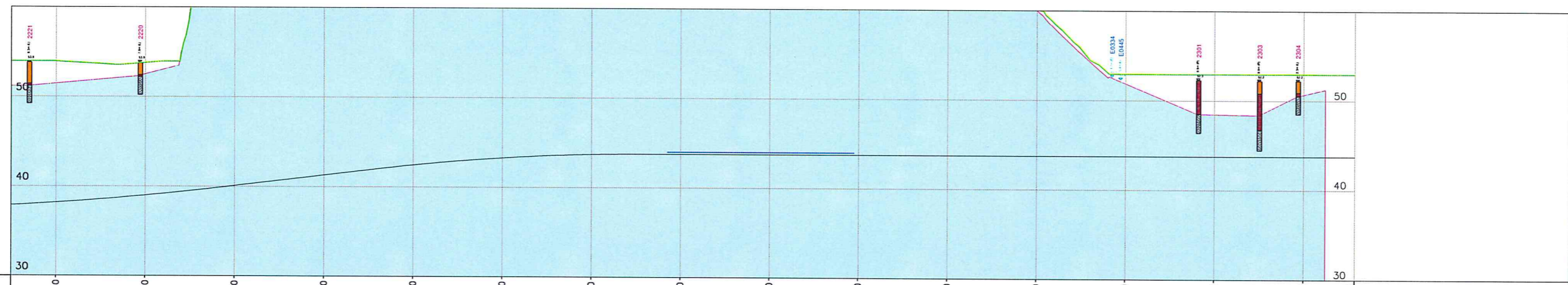
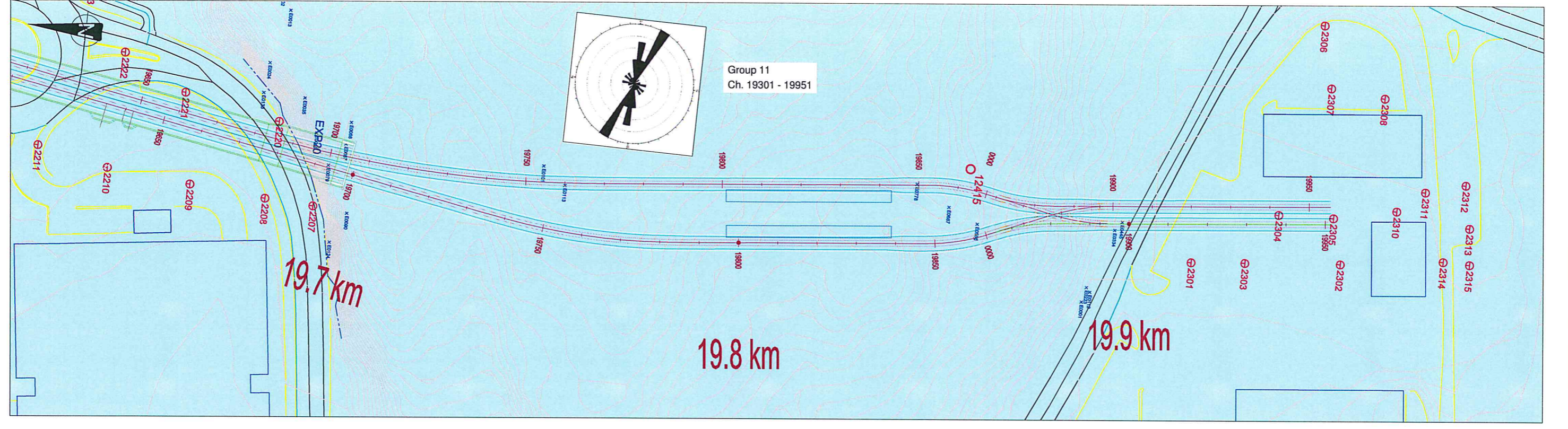
Tel: +44 (0)11 2916730
Fax: +44 (0)11 2916747
www.mottmac.com

C01 Bybanen Rådal - Flesland

Målestokk @ A1: 1:500

Tegningsnummer: C14-V-02-TG-0019_01B

© Mott MacDonald
This document is issued for the party which commissioned it and for specific purposes connected with the captioned project only. It should not be relied upon by any other party or used for any other purpose. We accept no responsibility for the consequences of this document being relied upon by any other party, or being used for any other purpose, or containing any error or omission which is due to an error or omission in data supplied to us by other parties.



PROFIL NR.	19660	19680	19700	19720	19740	19760	19780	19800	19820	19840	19860	19880	19900	19920	19940	19952
PROFIL H.	38.149	38.959	40.053	41.253	42.415	43.241	43.666	43.730	43.730	43.730	43.730	43.730	43.730	43.730	43.730	43.730
TERRENG H.	53.975	53.817	74.988	75.531	75.435	76.392	76.722	72.780	71.000	70.000	67.808	66.000	63.000	60.000	58.000	53.000
ESTIMATED SUPPORT CLASS - ESTIMERT STØTTEKLASSE	26m I, 132m II, 333m III, 26m IV, 11m V															
ESTIMATED LENGTH OF TUNNEL REQUIRING CIRCUIT INJECTION - ESTIMERT LÆNGDE PÅ TUNNELH KREVER FUGEMASSE INJEKSJON	Continues from C00-V-02-TG-0019															
ANTICIPATED GEOLOGY BASED ON FIELD MAPPING - FORVENTET GEOLOGI BASERT PÅ FELTTEGNING	AMPHIBOLITE (Sometimes Dolerite / Gabbro / Gneiss) AMFIBOLITT (stedvis også Dolerite / Gabbro / Gneiss)															

LEGEND
GEOLOGICAL KEY/GEOLOGISK

- Anorthosite, sometimes Gabbro (NGU Map Nr. 77)
Anortositt, stedvis også gabbro
- Gneiss and Amphibolite, locally banded, sometimes Migmatitic (NGU Map Nr. 82)
Gneis og amfibolitt, stedvis båndet, stedvis migmatittisk
- Amphibolite, sometimes 'Førneisett', coarse grained (NGU Map Nr. 85)
Amfibolitt, stedvis førneisett, grovkornet
- Geological fault or weakness zone (estimated extent)
Geologisk forkastning eller svakhet zone
- Seismic Ground Surface. Note profile line offset from section.
- Seismic Rock Surface. Note profile line offset from section.
- Seismic fjell overflaten. Note profil linje offset fra seksjon.
- Approximate Design Rock Surface.
- Omtrentlig utforming fjell overflaten.
- Existing Ground Surface.
- Ekstisterende markoverflaten.
- Track.
- Spor.

KEY

- V1 - V2013 - wing probes 2001 to 2009
Vingeboering
- MC101 - MC510 - total probes 2010
Totalsondering
- 111 - 2315 - total probes 2011 - 2012
Totalsondering
- M701 - M2444 - marsh probes 2011
Enkel Sondering
- E0001 - E2621 - rock at surface
Berg I Dagen
- PZ1 - PZ12 - Piezometer
Grunnvannsprøner
- 2012 rock exposure survey extent EXP
Fjell exposure undersøkelse omlang EXP
- Well Positions (NGU Reference)
Brønner (NGU)
- Seismic Profile
Seismisk profil
- Rock Cut/Fjell kulle >5m height (e.g. LNR01)
Rock Cut/Fjell kulle <5m height (e.g. SNR30)

EXPLORATORY HOLE/ BORHULL KEY

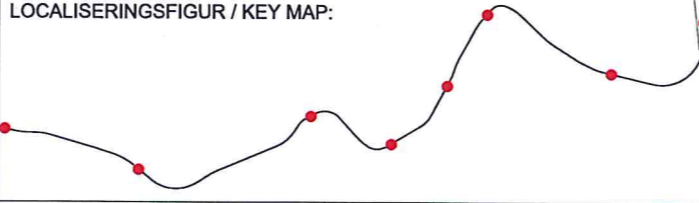
- PEAT
- CLSA
- GLAC
- OBS
- ROCK
- ROSE DIAGRAM

Notes:

- Ground conditions have been interpreted from the ground investigation and geophysical survey provided by the client and from field visits carried out by Mott MacDonald.
- Geological boundaries have been inferred between exploratory hole locations and their accuracy should not be relied upon.
- Geological faults and weakness zones have been estimated from NGU maps, seismic surveys and topo.

Merknader:

- Grunnforhold har blitt tolket fra bakken etterforskning og geotysiske undersøkelser gitt av klienten og fra feltbesøk utført av Mott MacDonald.
- Geologiske grenser har blitt antatt mellom utforskende hullplasseringene og deres nøyaktighet bør ikke stoles på.
- Geologiske forkastninger og svakhet soner har blitt estimert fra NGU kart, seismiske undersøkelser og topografiske.



TITTEL	Geologisk Plan og Profile Nord (Utgående) Spor ST 19650 - 19951 - Ark 20				
TITTEL	Geological Plan and Profile North (Outbound) Track CH 19650 - 19951 - Sheet 20				
Rev	Beskrivelse	Date	Tegnet	GM	DH
01B	For Tender / På Anbud	27/02/13	JH	GM	DH
	Description	Date	Drawn By	Checked By	Approved By

bybanen utbygging

Mott MacDonald

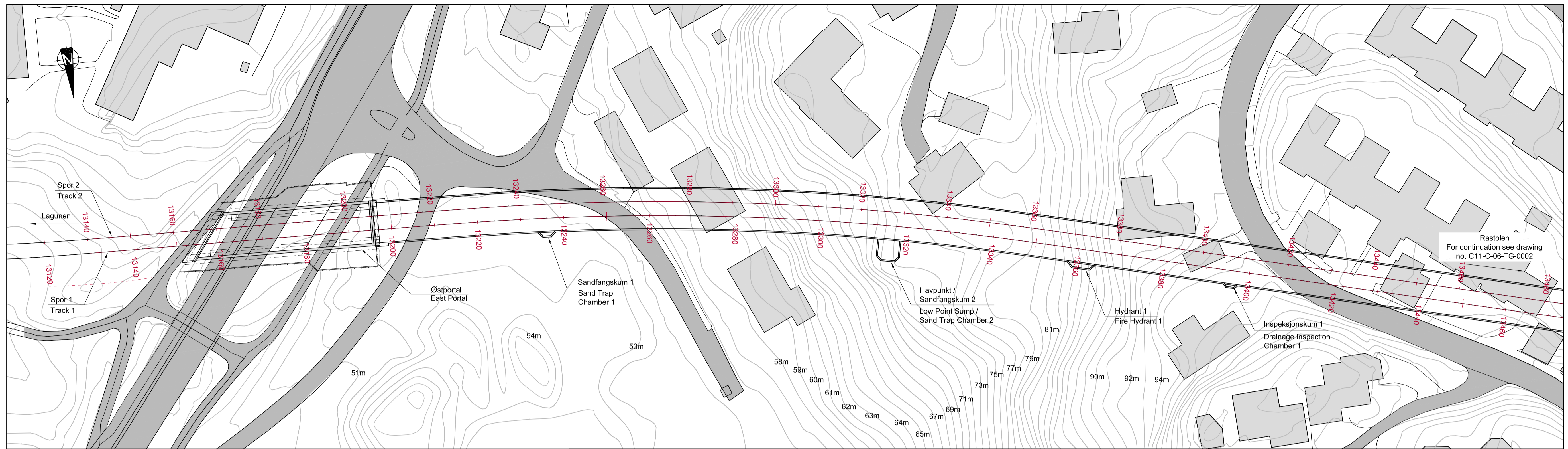
HORDALAND FYLKESKOMMUNE

C01 Bybanen Rådal - Flesland

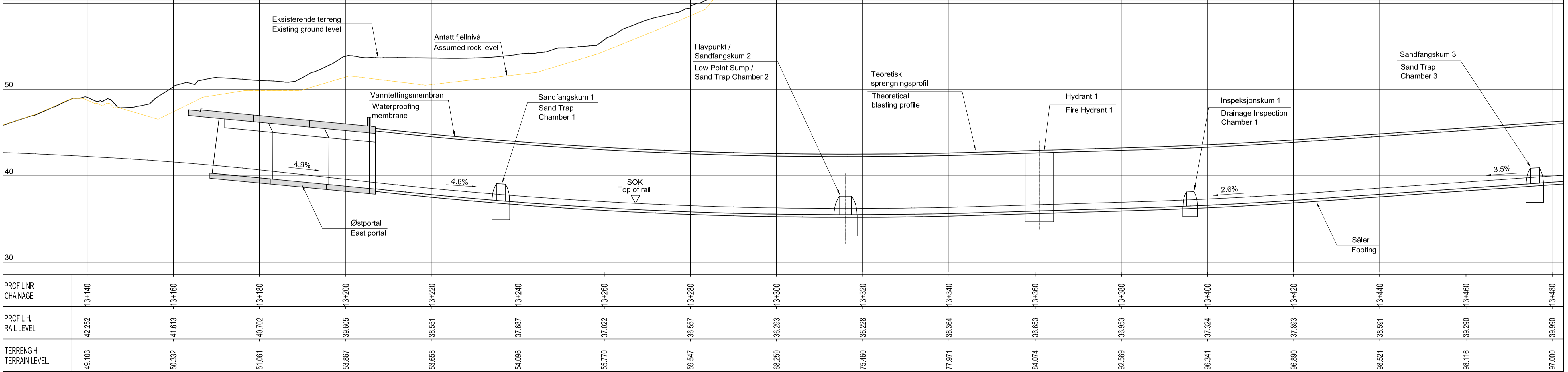
Målestokk @ A1 1:500

Tegningsnummer C14-V-02-TG-0020_01B

© Mott MacDonald
This document is issued for the party which commissioned it and for specific purposes connected with the captioned project only. It should not be relied upon by any other party or used for any other purpose. We accept no responsibility for the consequences of this document being relied upon by any other party, or being used for any other purpose, or containing any error or omission which is due to an error or omission in data supplied to us by other parties.



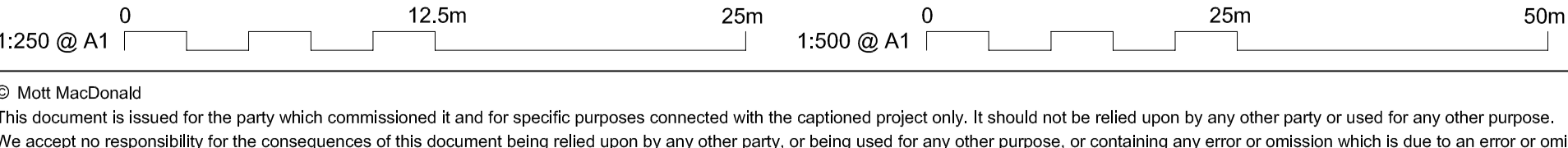
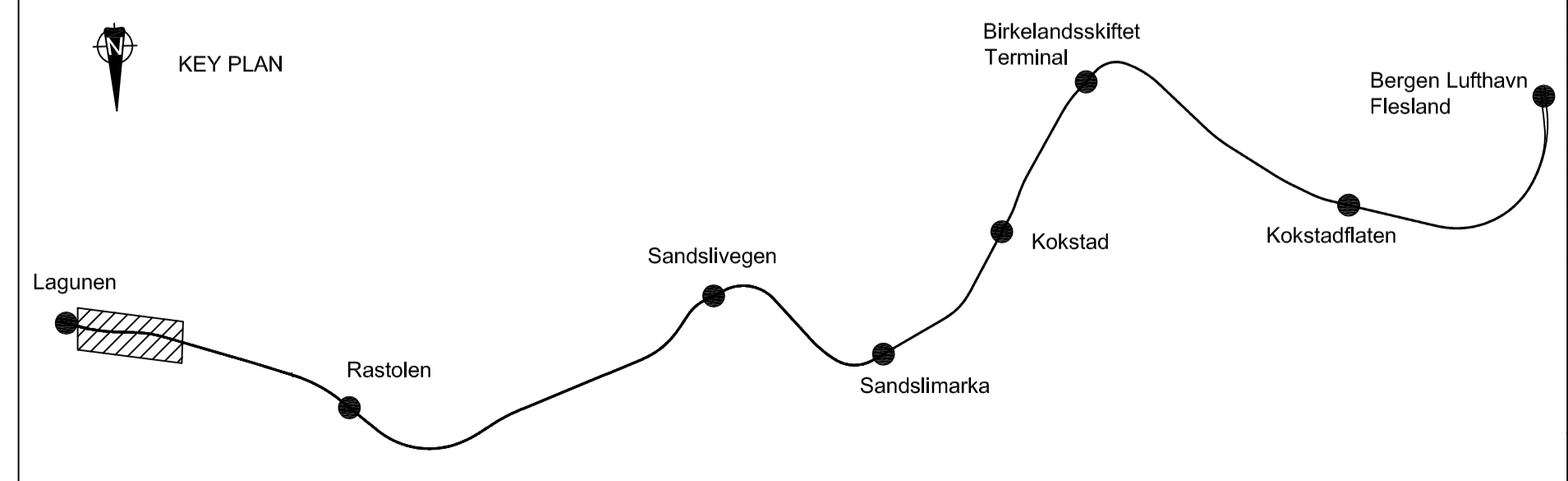
Plan
Plan view
Målestokk - 1:500
Scale - 1:500



Lengdesnitt
Longitudinal Section
Horizontal Målestokk - 1:500
Vertical Målestokk - 1:250
Horizontal Scale - 1:500
Vertical Scale - 1:250

- Merknader/Notes:**
- All dimensions are in mm unless otherwise stated. Alle dimensjoner i mm med mindre annet er angitt.
 - Setting out point top of rail at the position of the center line of Track 1. Stikningspunkt - SOK: ved plassering av senterlinjen til spor 1.

- Hensvisninger/References:**
- C11-K-10-TG-0001 Plan layout
 - C11-C-06-TG-0002 Longitudinal Section - Sheet 2 of 3
 - C11-C-06-TG-0003 Longitudinal Section - Sheet 3 of 3
 - C11-K-13-TG-0001 Normal Profile and Setting Out - Drill and Blast General Section
 - C11-K-13-TG-0002 Normal Profile and Setting Out - Drill and Blast with Hydrant
 - C11-K-13-TG-0003 Normal Profile and Setting Out - Drill and Blast with Sand Trap
 - C11-K-13-TG-0004 Normal Profile and Setting Out - Drill and Blast with Inspection Chamber
 - C11-K-13-TG-0005 Normal Profile and Setting Out - Drill and Blast in Low Point
 - C11-K-13-TG-0006 Normal Profile - Cut and Cover (K13)
 - C11-K-13-TG-0007 Normal Profile - East Portal (K10)
 - C11-K-13-TG-0008 Normal Profile - West Portal (K15)
 - C11-K-13-TG-0009 Canted Normal Profile and Setting Out
 - C11-K-13-TG-0011 Normal Profile and Setting Out - East Portal Transition (K10)
 - C11-K-13-TG-0012 Normal Profile and Setting Out - West Portal Transition (K15)
 - C11-K-13-TG-0013 Normal Profile and Setting Out - Cut and Cover Transitions (K13)



© Mott MacDonald
This document is issued for the party which commissioned it and for specific purposes connected with the captioned project only. It should not be relied upon by any other party or used for any other purpose. We accept no responsibility for the consequences of this document being relied upon by any other party, or being used for any other purpose, or containing any error or omission which is due to an error or omission in data supplied to us by other parties.

01C	Arbeidsgrunnlag / Construction	10/06/13	GB	RD	DH
Rev	Beskrivelse Description	Dato Date	Tegnet Drawn By	Kontrollert Checked By	Godkjent Approved By
TITTEL	Folldaltunnel Lengdesnitt Ark 1 av 3				
TITTEL	Folldal Tunnel Longitudinal Section Sheet 1 of 3				

bybanen utbygging

HORDALAND FYLKESKOMMUNE

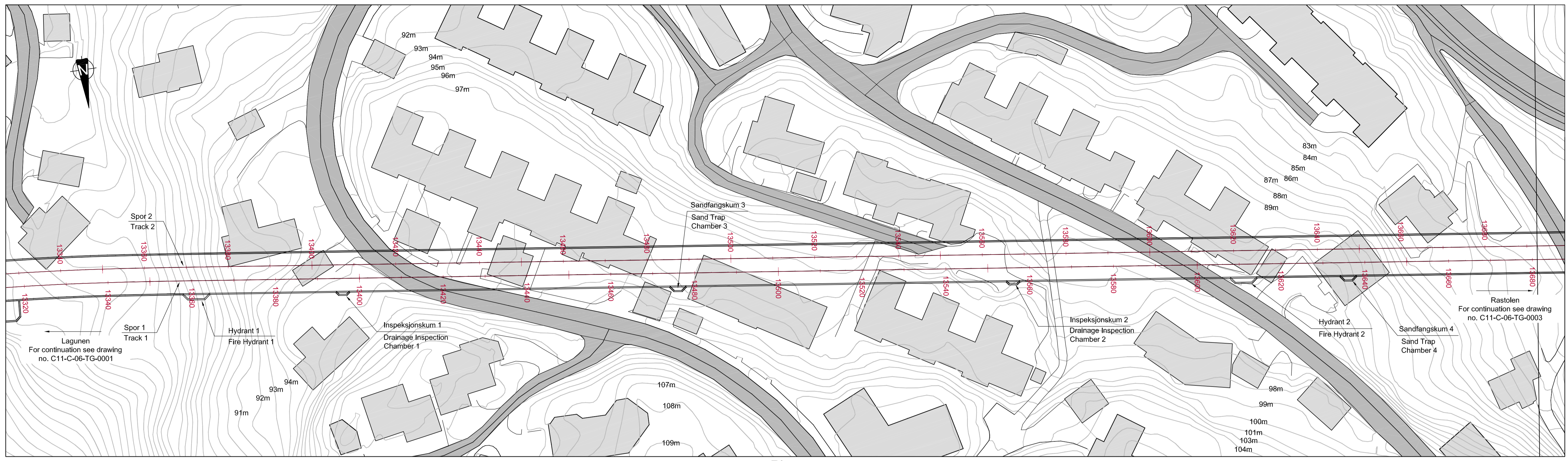
Mott MacDonald

South Block
Rockfield, Dundrum
Dublin, 16
Ireland

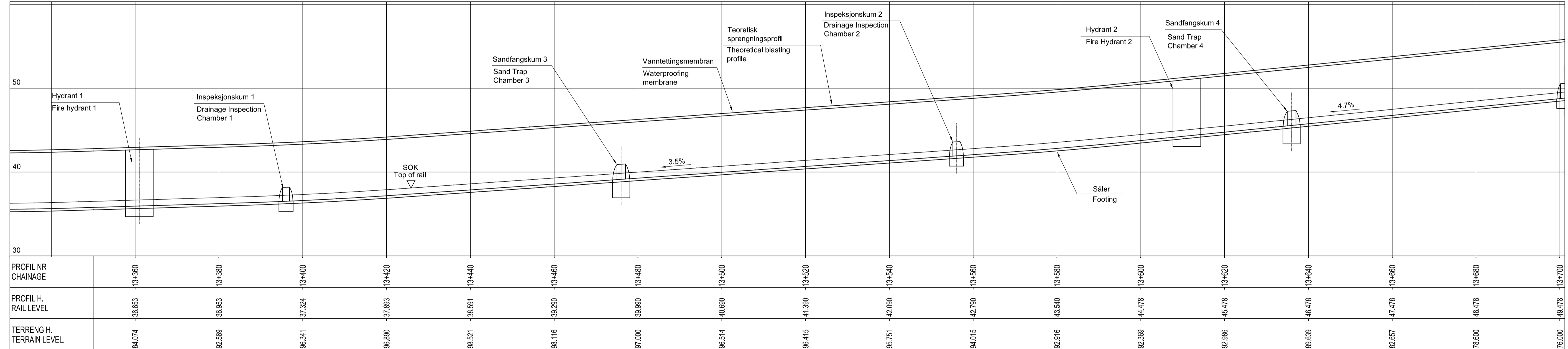
+353 (0)1 2916700
+353 (0)1 2916747
www.mottmac.com

Målestokk @ A1 AS SHOWN

Tegningsnummer
C11-C-06-TG-0001_01C



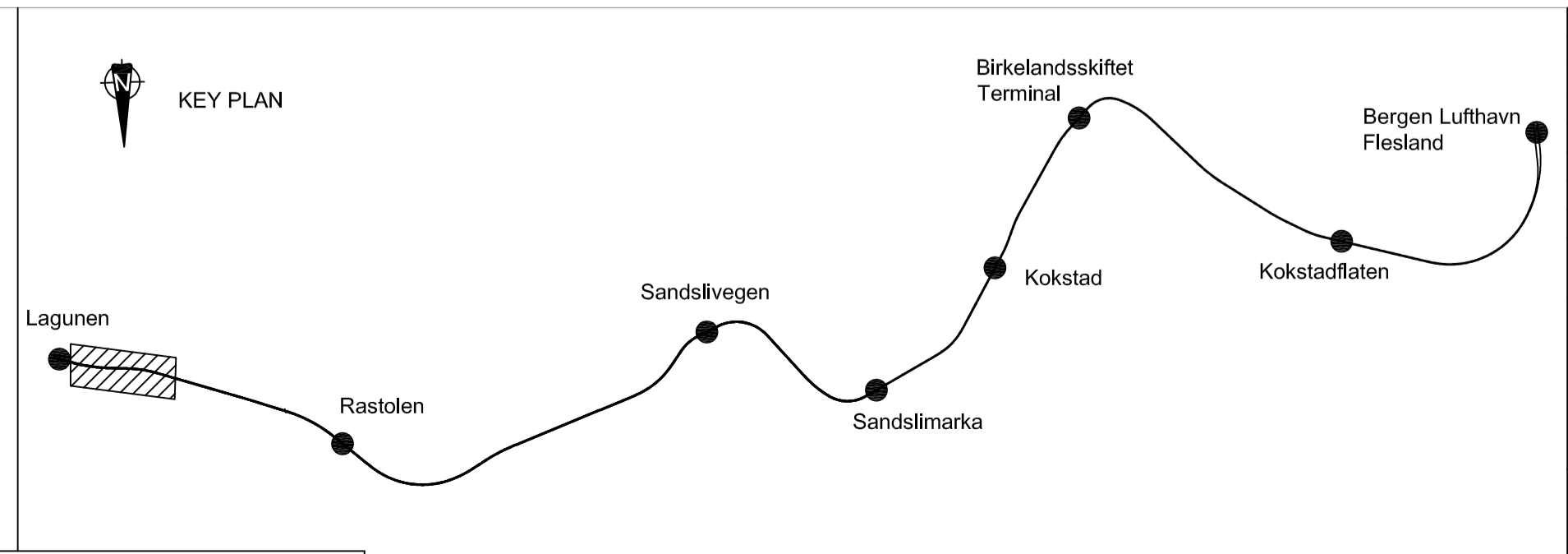
Plan
Plan view
Målestokk - 1:500
Scale - 1:500



Lengdesnitt
Longitudinal Section
Horizontal Målestokk - 1:500
Vertikal Målestokk - 1:250
Horizontal Scale - 1:500
Vertical Scale - 1:250

- Merknader/Notes:**
- All dimensions are in mm unless otherwise stated. Alle dimensjoner i mm med mindre annet er angitt.
 - Setting out point top of rail at the position of the center line of Track 1. Stikningspunkt - SOK ved passering av senterlinjen til spor 1.

- Hensvisninger/References:**
- C11-K-10-TG-0001 Plan layout
 - C11-C-06-TG-0001 Longitudinal Section - Sheet 1 of 3
 - C11-C-06-TG-0003 Longitudinal Section - Sheet 3 of 3
 - C11-K-13-TG-0001 Normal Profile and Setting Out - Drill and Blast General Section
 - C11-K-13-TG-0002 Normal Profile and Setting Out - Drill and Blast with Hydrant
 - C11-K-13-TG-0003 Normal Profile and Setting Out - Drill and Blast with Sand Trap
 - C11-K-13-TG-0004 Normal Profile and Setting Out - Drill and Blast with Inspection Chamber
 - C11-K-13-TG-0005 Normal Profile and Setting Out - Drill and Blast in Low Point
 - C11-K-13-TG-0006 Normal Profile - Cut and Cover (K13)
 - C11-K-13-TG-0007 Normal Profile - East Portal (K10)
 - C11-K-13-TG-0008 Normal Profile - West Portal (K15)
 - C11-K-13-TG-0009 Canted Normal Profile and Setting Out
 - C11-K-13-TG-0011 Normal Profile and Setting Out - East Portal Transition (K10)
 - C11-K-13-TG-0012 Normal Profile and Setting Out - West Portal Transition (K15)
 - C11-K-13-TG-0013 Normal Profile and Setting Out - Cut and Cover Transitions (K13)



01C	Arbeidsgrunnlag/ Construction	10/06/13	GB	RD	DH
Rev	Beskrivelse Description	Dato Date	Tegnet Drawn By	Kontrollert Checked By	Godkjent Approved By

TITTEL
**Folldaltunnel
Lengdesnitt
Ark 2 av 3**

TITTEL
**Folldal Tunnel
Longitudinal Section
Sheet 2 of 3**

**bybanen
utbygging**

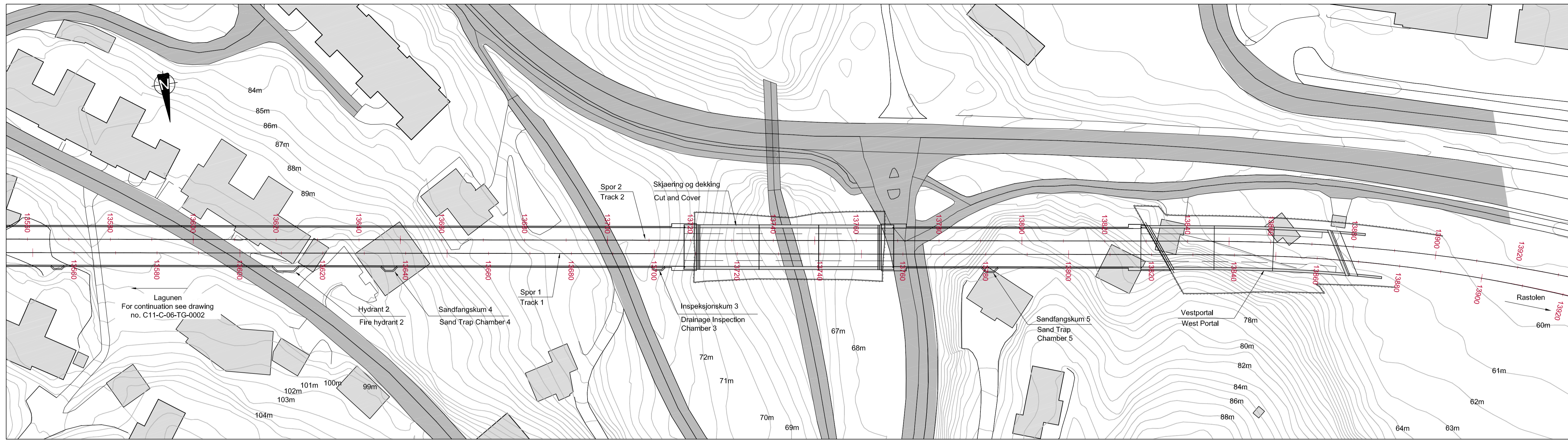
**HORDALAND
FYLKESKOMMUNE**

Mott MacDonald

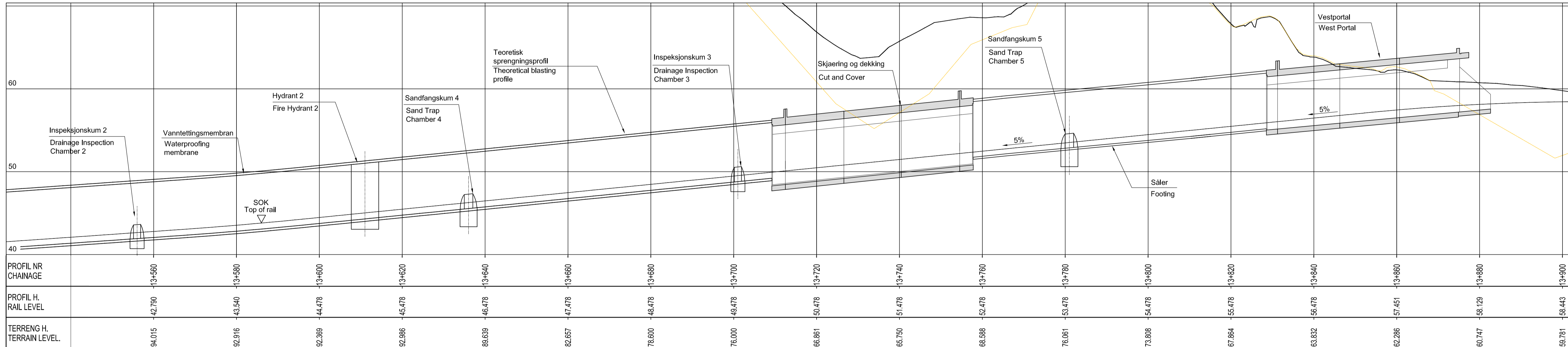
South Bock
Rocbridge, Dunrum
Dublin, 16
Ireland

+353 (0)1 2916700
+353 (0)1 2916747
www.mottmac.com

Målestokk @ A1 AS SHOWN
Tegningsnummer
C11-C-06-TG-0002_01C



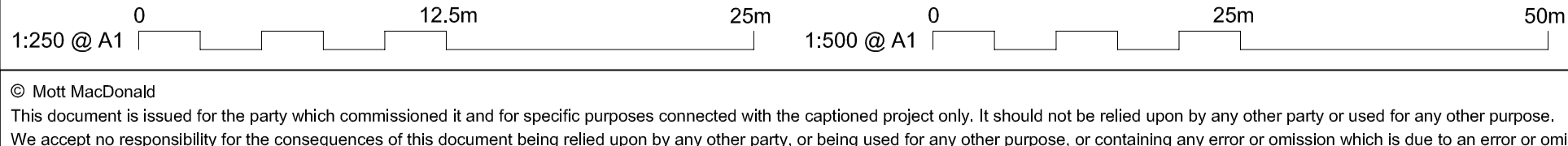
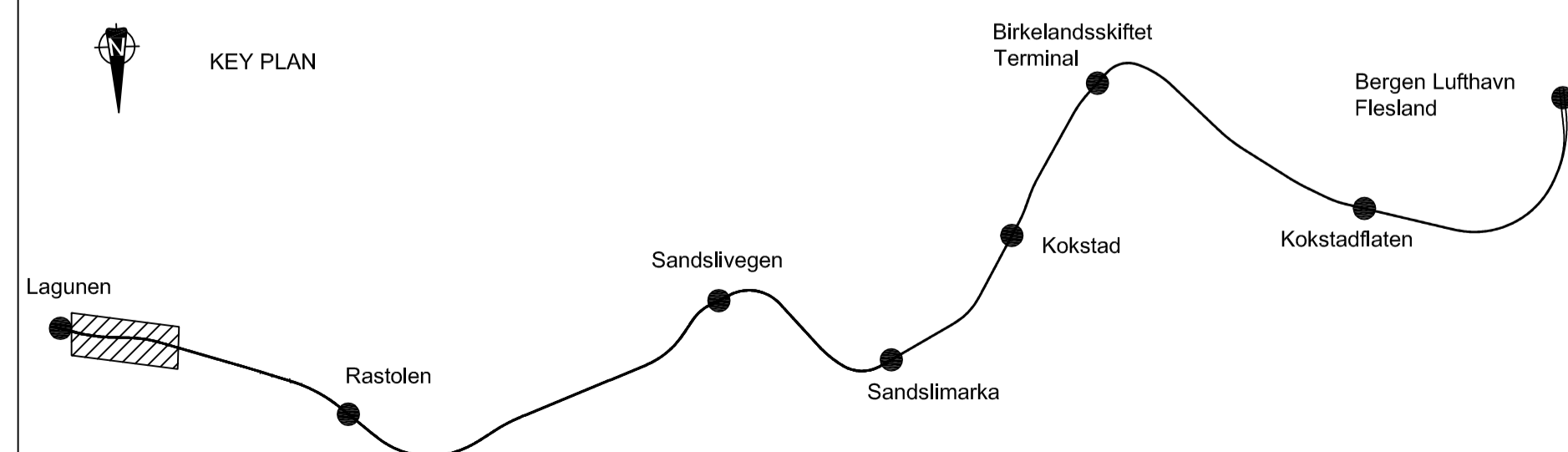
Plan
Plan view
Målestokk - 1:500
Scale - 1:500



Lengdesnitt
Longitudinal Section
Horizontal Målestokk - 1:500
Vertical Målestokk - 1:250
Horizontal Scale - 1:500
Vertical Scale - 1:250

- Merknader/Notes:**
- All dimensions are in mm unless otherwise stated. Alle dimensjoner i mm med mindre annet er angitt.
 - Setting out point top of rail at the position of the center line of Track 1. Stikningspunkt - SOK ved plassering av senterlinjen til spor 1.

- Hensvisninger/References:**
- C11-K-10-TG-0001 Plan layout
 - C11-K-06-TG-0002 Longitudinal Section - Sheet 2 of 3
 - C11-C-06-TG-0003 Longitudinal Section - Sheet 3 of 3
 - C11-K-13-TG-0001 Normal Profile and Setting Out - Drill and Blast General Section
 - C11-K-13-TG-0002 Normal Profile and Setting Out - Drill and Blast with Hydrant
 - C11-K-13-TG-0003 Normal Profile and Setting Out - Drill and Blast with Sand Trap
 - C11-K-13-TG-0004 Normal Profile and Setting Out - Drill and Blast with Inspection Chamber
 - C11-K-13-TG-0005 Normal Profile and Setting Out - Drill and Blast in Low Point
 - C11-K-13-TG-0006 Normal Profile - Cut and Cover (K13)
 - C11-K-13-TG-0007 Normal Profile - East Portal (K10)
 - C11-K-13-TG-0008 Normal Profile - West Portal (K15)
 - C11-K-13-TG-0009 Canted Normal Profile and Setting Out
 - C11-K-13-TG-0011 Normal Profile and Setting Out - East Portal Transition (K10)
 - C11-K-13-TG-0012 Normal Profile and Setting Out - West Portal Transition (K15)
 - C11-K-13-TG-0013 Normal Profile and Setting Out - Cut and Cover Transitions (K13)



© Mott MacDonald
This document is issued for the party which commissioned it and for specific purposes connected with the captioned project only. It should not be relied upon by any other party or used for any other purpose. We accept no responsibility for the consequences of this document being relied upon by any other party, or being used for any other purpose, or containing any error or omission which is due to an error or omission in data supplied to us by other parties.

01C	Arbeidsgrunnlag/ Construction	10/06/13	GB	RD	DH
Rev	Beskrivelse Description	Dato Date	Tegnet Drawn By	Kontrollert Checked By	Godkjent Approved By

TITTEL
Folldaltunnel
Lengdesnitt Ark
Ark 3 av 3

TITLE
Folldal Tunnel
Longitudinal Section
Sheet 3 of 3

bybanen utbygging

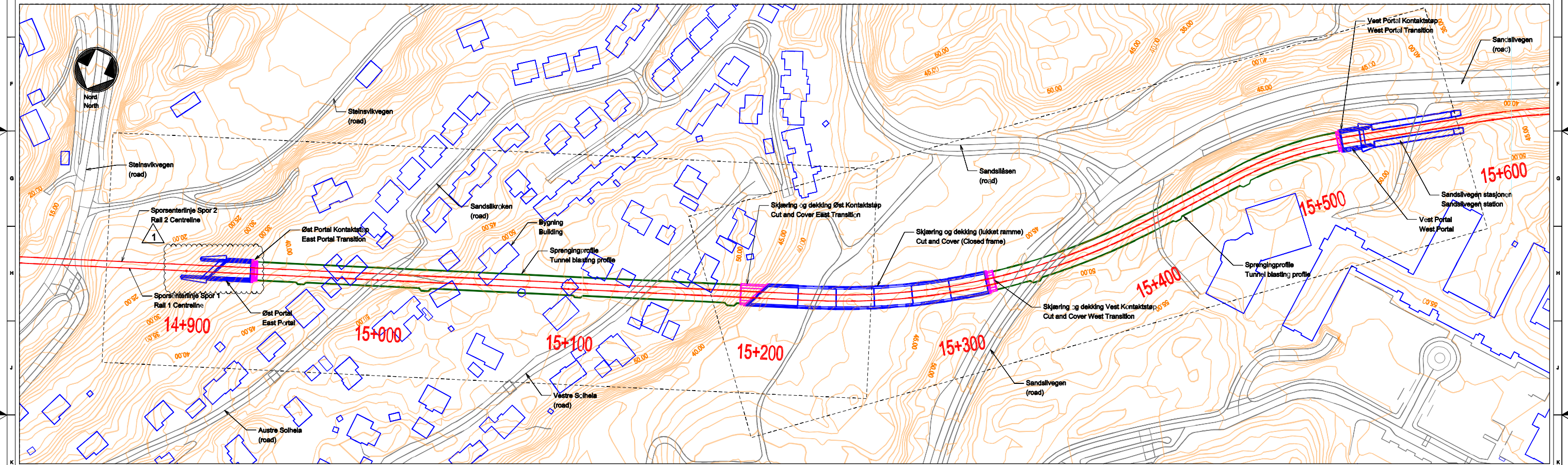
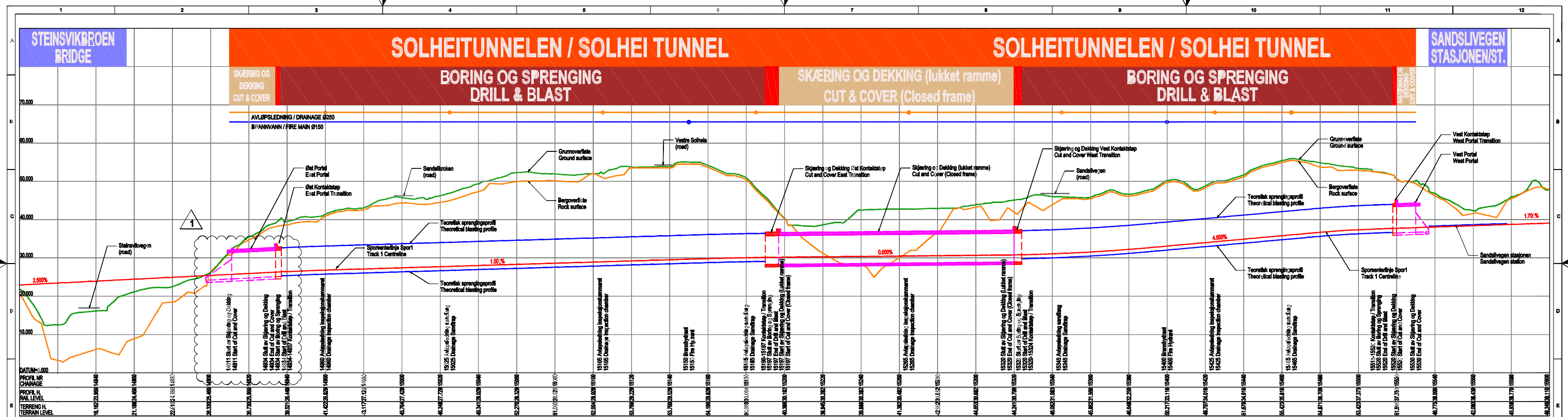
Mott MacDonald

HORDALAND FYLKESKOMMUNE

C01 Bybanen Rådal - Flesland

Målestokk @ A1 AS SHOWN
Tegningsnummer C11-C-06-TG-0003_01C

Vedlegg B



- MERKNADER:**
1. Profil langs Spor 1 senterlinje
 2. Lengdesnitt
 3. Horisontal målestokk: 1:1000
 4. Vertikal målestokk: 1:500
 5. Alle nivåer er i m

- HENVISNINGER:**
- C11-K-12-TG-0201 Solheitunnelen - Lengdesnitt - Ark 1 av 2
 - C11-K-12-TG-0202 Solheitunnelen - Lengdesnitt - Ark 2 av 2
 - C11-K-13-TG-0201 Solheitunnelen - Tunnel profil - Normalprofil og stikning - Boring og sprenging Generelt snitt (Ingen overhøyde)
 - C11-G-01-M3-0001 Drainering Foreslått 3D
 - C00-V-01-M3-0002 Bergoverflaten

- NOTES:**
1. Profile taken along Track 1 Centreline
 2. Longitudinal Section
 3. Horizontal scale: 1:1000
 4. Vertical scale: 1:500
 5. All elevation values are in m
 6. Drawing Previously issued as Drawing No. C11-K-10-TG-0201

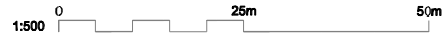
- REFERENCES:**
- C11-K-12-TG-0201 Solhei Tunnel - Longitudinal Section - Sheet 1 of 2
 - C11-K-12-TG-0202 Solhei Tunnel - Longitudinal Section - Sheet 2 of 2
 - C11-K-13-TG-0201 Solhei Tunnel - Normal Profile and Setting Out, Drill and Blast General Section (uncanted)
 - C11-G-01-M3-0001 Proposed Drainage and Tunnel Water In 3D
 - C00-V-01-M3-0002 Rock Surface

LEGENDE/LEGEND

- Ekisterende bygning Existing Building
- Høydekurver (enkle linjer 1m, hovedlinjer 5m) Contour lines (basic lines 1 m, main lines 5 m)
- Vei(er), asfalterte område Roads, paved areas

Foreløpig arbeidsgrunnlag/Interim For Construction

No.	REVISJONSTABELLEN / REVISION TABLE
1	Portalen, murer og overgang endret / The portal, the walls and the transition changed



Rev	Arbeidsgrunnlag/ For Construction	Dato	Tegnet	Kontrollert	Godkjent
02C	Arbeidsgrunnlag/ For Construction	11/12/13	ZaV	TH	DH
01C	Arbeidsgrunnlag/ For Construction	19/06/13	ZaV	TH	DH

TITTEL Solheitunnelen Plan & Lengdesnitt

TITTEL Solhei Tunnel Plan Layout and Longitudinal Section

bybanen utbygging

HORDALAND FYLKESKOMMUNE

Mott MacDonald

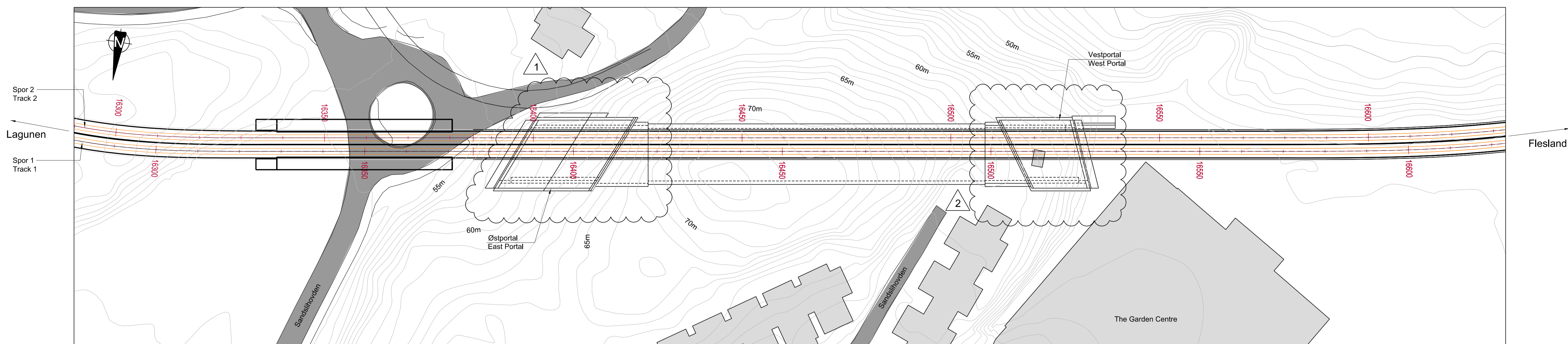
South West
Roadside - Durban
Suite 11
Inland

T +353 (0)1 216900
F +353 (0)1 216747
www.mottmac.com

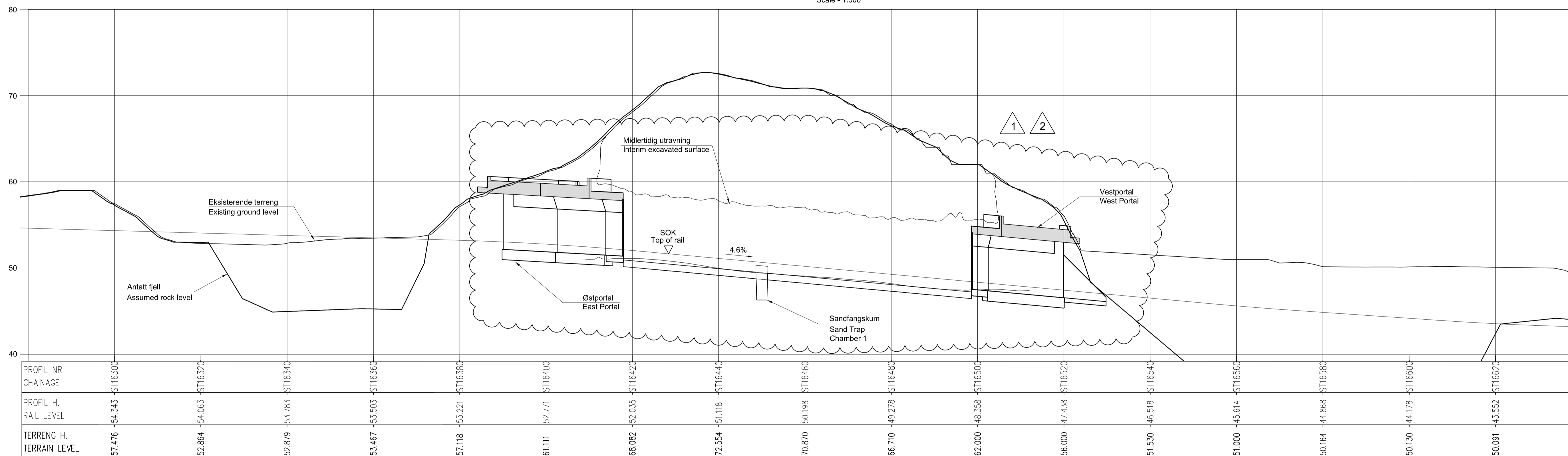
C01 Bybanen Rådal - Flesland

Målestokk 1:1000
Tegningsnummer C11-C-06-TG-0201_02C

© Mott MacDonald
This document is issued for the party which commissioned it and for specific purposes connected with the capital project only. It should not be relied upon by any other party or used for any other purpose. We accept no responsibility for the consequences of this document being relied upon by any other party, or being used for any other purpose, or containing any error or omission which is due to an error or omission in data supplied to us by other parties.



Plan
Plan view
Målestokk - 1:500
Scale - 1:500



Lengdesnitt
Longitudinal Section
Horizontal målestokk - 1:500
Vertical målestokk - 1:250
Horizontal Scale - 1:500
Vertical Scale - 1:250

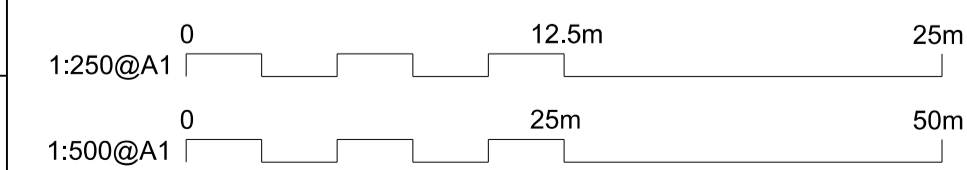
Foreløpig arbeidsgrunnlag/Interim For Construction			
REVISJONSTABELLEN / REVISION TABLE			
No.	1	Flytting av støpetappe 1. Forkortelse av støpetappe 2. / Relocation of casting unit 1. Shortening of casting unit 2.	
	2	Flytting av støpetappe 1. Sammenslåing av støpetappe 2 og støpetappe 3. / Relocation of casting unit 1. Merging casting unit 2 and casting unit 3.	

Merknader/Notes:

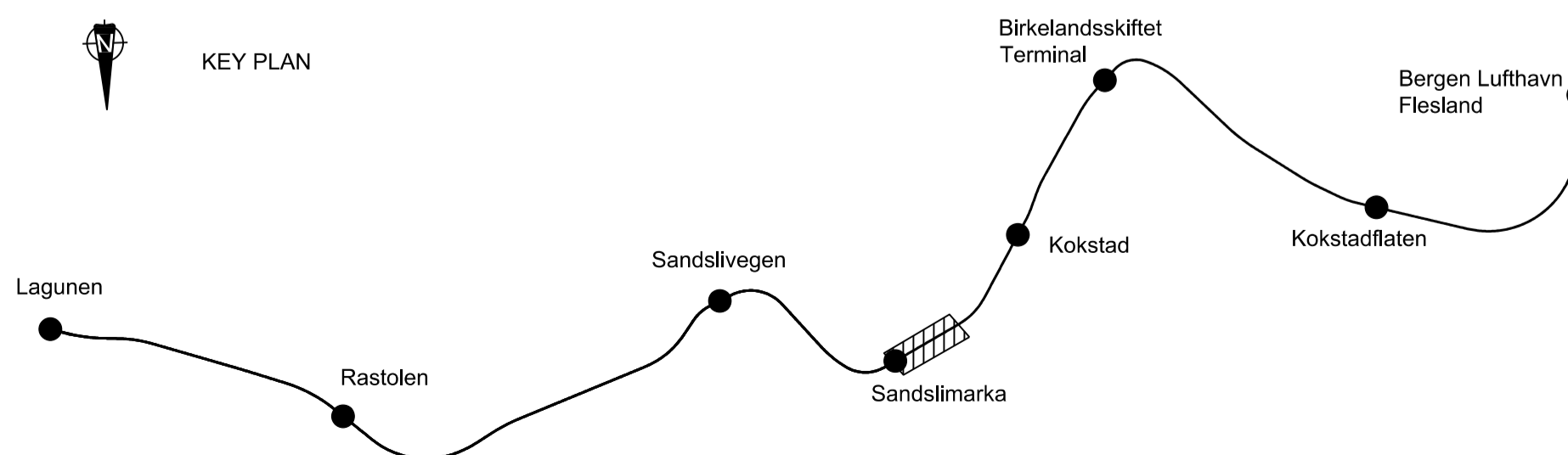
- All dimensions are in m unless otherwise stated. Alle dimensjoner i m med mindre annet er angitt.
- Setting out point top of rail at the position of the center line of Track 1. Stikningspunkt -SOK ved plassering av senterlinjen til spor 1.

Henvvisninger/References:

- C12-K-10-TG-0001 Plan Layout
- C12-K-13-TG-0001 Normal Profile and Setting Out - Drill and Blast General Section
- C12-K-13-TG-0002 Normal Profile and Setting Out - Drill and Blast with Sand Trap
- C12-K-13-TG-0003 Normal Profile and Setting Out - East Portal (K55) and West Portal (K60)
- C12-K-13-TG-0005 Normal Profile and Setting Out - Portals K55, K60 Transition - Sheet 1 of 3
- C12-K-13-TG-0006 Normal Profile and Setting Out - Portals K55, K60 Transition - Sheet 2 of 3
- C12-K-13-TG-0007 Normal Profile and Setting Out - Portals K55, K60 Transition - Sheet 3 of 3



KEY PLAN



02C	01C	Rev	Viser til revisjonstabellen / Refer to revision table	27/05/14	ET	DJER	DH
			Arbeidsgrunnlag/ Construction	07/08/13	GB	RD	DH
			Beskrivelse / Description	Dato / Date	Tegnet / Drawn By	Kontrollert / Checked By	Godkjent / Approved By

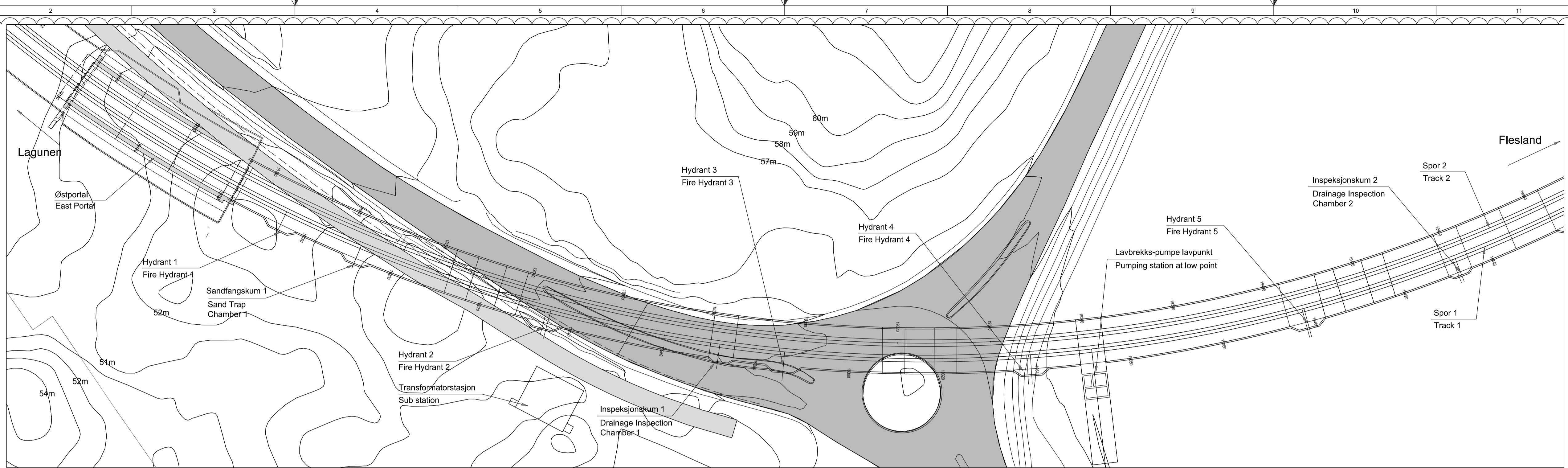
TITTEL
Dyrhovdtunnel
Lengdesnitt

TITTEL
Dyrhovd Tunnel
Longitudinal Section



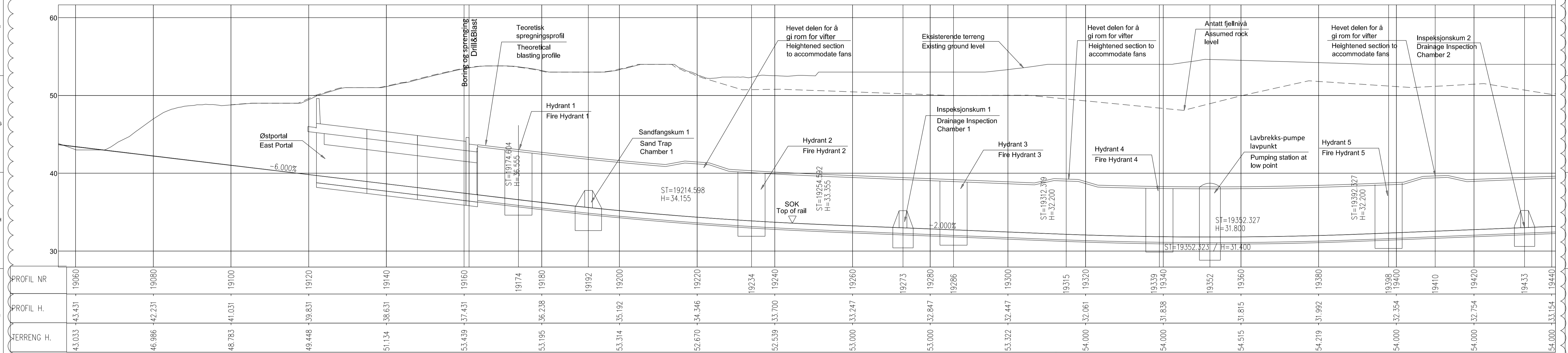
C01 Bybanen Rådal - Flesland

Målestokk @ A1 AS SHOWN Tegningsnummer C12-C-06-TG-0001_02C



Plan
Plan view
Målestokk - 1:500
Scale - 1:500

For continuation see drawing no. C14-C-06-TG-0002



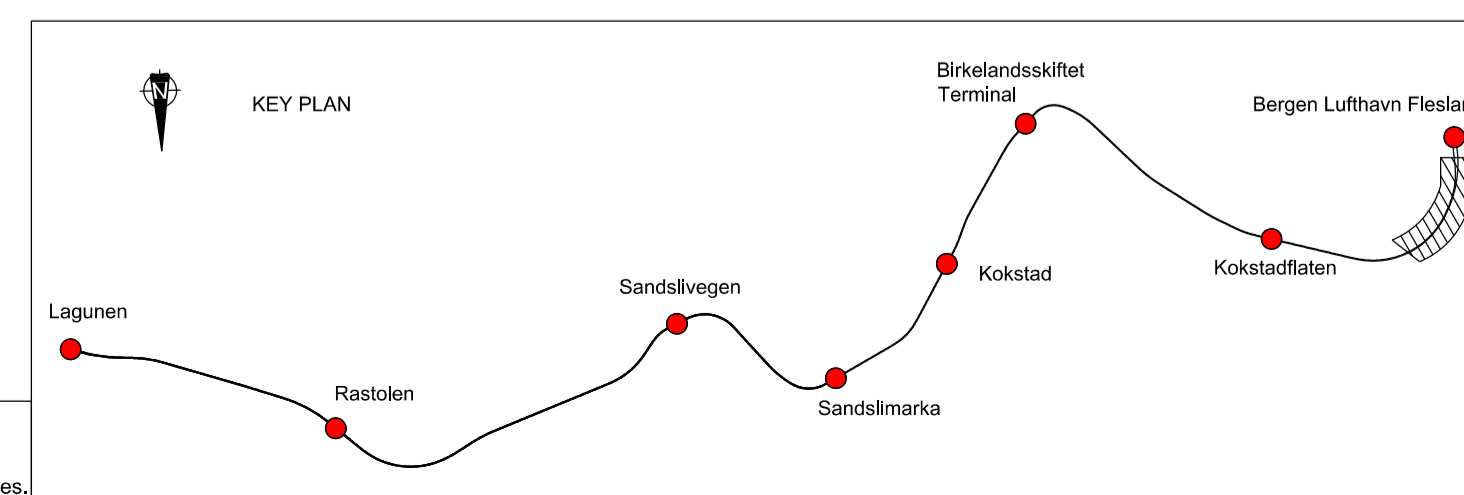
Lengdesnitt
Longitudinal Section
Horizontal målestokk - 1:500
Vertical målestokk - 1:250
Horizontal Scale - 1:500
Vertical Scale - 1:250

Foreløpig arbeidsgrunnlag/Interim For Construction	
REVISJONSTABELLEN / REVISION TABLE	
No.	Tegning oppdatert / Drawing updated
1	

- Henvisninger:**
- C14-C-06-TG-0002 Fleslandtunnel Lengdesnitt Ark 2 av 2
 - C14-K-10-TG-0001 Plan
 - C14-K-13-TG-0001 Normalprofil og stikning - Bergtunnel generell snitt
 - C14-K-13-TG-0002 Normalprofil og stikning - Bergtunnel med hydrant
 - C14-K-13-TG-0003 Normalprofil og stikning - Bergtunnel med sandfangskum
 - C14-K-13-TG-0004 Normalprofil og stikning - Bergtunnel med Inspeksjonskum
 - C14-K-13-TG-0005 Normalprofil og stikning - Bergtunnel i lavpunkt
 - C14-K-13-TG-0006 Normalprofil og stikning - Bergtunnel med ventilasjonsvitte
 - C14-K-13-TG-0007 Normalprofil og stikning - Bergtunnel generell snitt
 - C14-K-13-TG-0008 Normalprofil og stikning - Østportal (K95)
 - C14-K-13-TG-0009 Normalprofil og stikning - Østportal Kontaktstøp (K95)
 - C14-K-13-TG-0010 Ingen Overhøyde Utvidet Profil og Utsett - Bergtunnel - Generell Snitt
 - C14-K-13-TG-0011 Normalprofil og Stikning - Sørportal Kontaktstøp
 - C14-K-13-TG-0013 Normalprofil og Stikning - Østportal (K95) - Frontmur

- References:**
- C14-C-06-TG-0002 Longitudinal Section - Sheet 2 of 2
 - C14-K-10-TG-0001 Plan Layout
 - C14-K-13-TG-0001 Normal Profile & Setting Out - Drill & Blast General Section
 - C14-K-13-TG-0002 Normal Profile & Setting Out - Drill & Blast with Hydrant
 - C14-K-13-TG-0003 Normal Profile & Setting Out - Drill & Blast with Sand Trap
 - C14-K-13-TG-0004 Normal Profile & Setting Out - Drill & Blast with Inspection Chamber
 - C14-K-13-TG-0005 Normal Profile & Setting Out - Drill & Blast in Low Point
 - C14-K-13-TG-0006 Normal Profile & Setting Out - Drill & Blast with Fans
 - C14-K-13-TG-0007 Canted Normal Profile & Setting Out - Drill & Blast General Section
 - C14-K-13-TG-0008 Normal Profile & Setting Out - East Portal (K95)
 - C14-K-13-TG-0009 Normal Profile & Setting Out - East Portal Transition (K95)
 - C14-K-13-TG-0010 Uncanted Widened Profile & Setting Out - Drill & Blast General Section
 - C14-K-13-TG-0011 Uncanted Widened Profile & Setting Out - South Portal Transition
 - C14-K-13-TG-0013 Normal Profile & Setting Out - East Portal (K95) - Head Wall

- Merknader/Notes:**
- Alle dimensjoner i mm med mindre annet er angitt. All dimensions are in mm unless otherwise stated.
 - Stikningspunkt - SOK ved plassering av senterlinjen til Spor 1. Setting out point top of rail at the position of the center line of Track 1.



TITTEL		Fleslandtunnel Lengdesnitt Ark 1 av 2	
TITTEL		Flesland Tunnel Longitudinal Section Sheet 1 of 2	
02C	Arbeidsgrunnlag / Construction	30/06/14	SM TH DH
01C	Arbeidsgrunnlag / Construction	10/06/13	GB RD DH
Rev	Beskrivelse / Description	Dato / Date	Tegnet / Drawn By
		Kontrollert / Checked By	Godkjent / Approved By

bybanen utbygging

Mott MacDonald

HORDALAND FYLKESKOMMUNE

C01 Bybanen Rådal - Flesland

Målestokk @ A1 AS SHOWN Tegningsnummer C14-C-06-TG-0001_02C

