KYSTVERKET

Stad Skipstunnel

Teknisk forprosjekt

Oppdragsnr.: 5161743 **Dokumentnr.:** 001 **Versjon:** J01
2017-03-29

DR. TECHN. OLAV OLSEN

Norconsult

Versjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontrollert	Godkjent
J01	2017-03-29	For bruk	SA	AFJ	SA

Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som dokumentet omhandler. Opphavsretten tilhører Norconsult. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrekning enn formålet tilsier.

Sammendrag

Denne rapporten, med tilhørende vedlegg, er et resultatdokument produsert av Norconsult AS og Dr.techn. Olav Olsen AS i et arbeidsfellesskap og som omfatter teknisk forprosjekt for skipstunnelen ved Stad. Nedenfor gis et sammendrag fra de viktigste kapitler i dette dokumentet.

Geologi
Geologien i prosjektområdet er kartlagt, undersøkt og beskrevet i flere tidligere faser av prosjektet. Tilgengelig data/informasjon fra tidligere utførte undersøkelser og vurderinger er oppsummert, evaluert og oppdatert i denne rapporten. Berggrunnen i prosjektområdet varierer noe langs traseen, men forventes i nivå med tunnelen å bestå hovedsakelig av lys grå og båndet gneis, noe øyegneis og mørkere glimmergneis, samt noen områder med mørk glimmergneis. Med hensyn til stabilitet i tunnel og forskjæringer, forventes de ulike variasjonene av gneis å oppføre seg relativt likt, hvor lokal variasjon i oppsprekningsgrad og orientering av sprekker, samt forekomst av eventuelle sprekke-/svakhetssoner, vil være dominerende for de stabilitets- og drivemessige egenskapene.

Med hensyn til kommersiell bruk av bergmassen er det tatt noen steinprøver som antyder at bergmassen fra om lag 70 – 80 % av den totale traseen trolig vil falle inn under steinklasse 2 og 3, og dermed være egnet til bærelag til veg og jernbane, og tilslag til asfalt og betong. Innenfor dette vil det imidlertid kunne forekomme lokale variasjoner i glimmerinnholdet, over korte avstander, som kan gjøre det vanskelig eller uøkonomisk å skille ut de gode massene fra de mindre egnede.

Hydrogeologi
Med foreliggende grunnlagsdata forventes generelt små lekkasjer, men det bemerkes at det med avtakende overdekning mot påhuggene må forventes større grad av åpne sprekker ned mot tunnelnivå i disse områdene enn i sentrale deler, samt at det er påvist svakhetssoner gjennom seismiske undersøkelser i disse områdene. Det er også i påhuggsområdene det er mest sannsynlig å påtreffe vannmettede løsmasser over berg, selv om grunnlagsmaterialet tilsier at også dette er begrenset utover de mest lavtliggende områdene ned mot fjorden. Sårbarhet for ev. lekkasjer til tunnel, med påfølgende avsenkning av grunnvannsnivå, er vurdert i det følgende.

Naturtypers sårbarhet overfor grunnvannssenking er avgjørende for om en senkning av grunnvannsnivået over tunnelen vil være merkbar på ytre miljø over tunnelen. I de områdene hvor drivingen av tunnelen foregår under områder med bebyggelse kan setninger på bygg og infrastruktur generelt være et problem. Drenering til tunnel kan også påvirke overflatevann (tjern og bekker), samt grunnvannsressurser generelt.

Ut fra de foreliggende opplysninger, er det vurdert å ikke være behov for begrensing av innlekkasje ut fra hensynet til ytre miljø. Det antas heller ikke å være behov for innlekkasjekrav ut fra setningsfare, men dette må vurderes spesielt av geotekniker. Påvirkning av private drikkevannsbrønner kan imidlertid ikke utelukkes.

Skredfare
Begge påhuggsområdene ligger innenfor soner som omtales i aktsomhetskart utarbeidet av NGI/NVE. Ved Kjødepollen forventes det ikke å være noen betydelig skredfare, grunnet moderat helning på terrenget og gunstig retning på hovedsprekkesett. Ved Moldefjorden er imidlertid helningsvinkelen vesentlig brattere. Ved Moldefjorden er det anbefalt sikret med fangnettgjerde.

Data for snødybde og vindretning indikerer at problemer med snøskred er lite aktuelt i dette området. For jordskred, og til dels sørpeskred, er det imidlertid ikke konkludert fullstendig, men anbefalt videre undersøkelser i detaljprosjekteringen.

Tunnelprofil
Tunnelprofil for skipstunnelen skal utformes med hensyn til dimensjonerende skip, rømningsveier, ledekonstruksjoner og øvrige installasjoner. Tunnelen vil ha en høyde på 50 m og bredde 36 m.

Rystelser

Sprengningsarbeider vil medføre vibrasjoner/rystelser i grunnen, som vil forplante seg til nærliggende bebyggelse og konstruksjoner. Normalt settes krav til vibrasjoner ut fra standarden NS 8141. Ved detaljprosjektering for anlegget bør nærliggende bygninger og konstruksjoner kartlegges og gjennomgås slik at det kan settes spesifikke grenseverdier for de ulike konstruksjonene. Samtidig bør det foretas en tilstandsregistrering av bygningsmassen innenfor en viss avstand til de planlagte arbeidene, slik at en kan danne et grunnlag for å evaluere eventuelle innrapporterte skader som følge av rystelser. Basert på Norsk Standard vil det kunne forventes grenseverdier for rystelser fra sprengningsarbeider i størrelsesorden 35 mm/s for vanlige boliger, noe høyere for industri- og kontorbygg, og opp mot 70 mm/s for tyngre konstruksjoner (broer, kaier etc.). Rystelser/vibrasjoner fra anleggsarbeider må måles og dokumenteres ved bruk av rystelsesmålere som monteres på relevante objekter i nærheten av anleggsaktiviteten.

På Moldefjord-siden av anlegget er det begrenset med bebyggelse, og denne ligger i forholdsvis stor avstand til påhuggsområdet og tunneltraseen. Det forventes dermed at rystelseskrav til eksisterende konstruksjoner ikke vil være en vesentlig begrensning for arbeidene ved denne lokaliteten. Det skal på et tidspunkt etableres permanente konstruksjoner i forbindelse med arbeidene, blant annet bru over påhugget til tunnelen, samt entrings- og ledekonstruksjoner. Det vil dermed bli en avveining om hvor tidlig i prosjektet en ønsker å etablere slike permanente konstruksjoner, opp mot de eventuelle begrensningene dette vil medføre for den pågående sprengningen av tunnel og forskjæring.

Ved Kjødepollen er det vesentlig mer bebyggelser, til dels rett inntil arbeidsstedet for forskjæring og tunnel. Det er på nåværende tidspunkt ikke klart hvor stor andel av denne bebyggelsen som må løses inn og eventuelt rives i forbindelse med anleggsarbeidene, men det er opplagt at det vil bli stående igjen en del bygninger/boliger, som vil medføre begrensninger for sprengningsarbeider i forskjæring og den første delen av tunnelen.

Langs selve tunneltraseen, etter hvert som en kommer et stykke innenfor påhuggene, er Norconsult ikke kjent med at det finnes noen konstruksjoner som vil gi begrensninger for tunneldriften.

Forskjæring

Forskjæringen vil medføre utsprengning av en stor byggegrop, med skjæringshøyde på det meste opp mot ca. 70-80 m. Generelt forventes bergmasseforholdene i begge påhuggsområder å være gode, men på grunn av de store dimensjonene på anlegget er det sannsynlig at variasjonen i bergmasseforhold vil variere fra relativt dårlig berg til meget god bergkvalitet. I den beste bergkvaliteten (og/eller der orienteringen av sprekkesett er gunstig i forhold til skjæringsveggene), vil behov for sikring kunne være meget begrenset, mens det stedvis vil være behov for omfattende sikring av lokale eller globale strukturer. Det forventes en viss grad av systematisk sikring bestående av innstøpte fjellbolter i lengder 3 til 8 m lengde, i kombinasjon med fjellbånd, steinsprangnett eller sprøytebetong. I et worst-case tilfelle vil det kunne oppstå behov for tyngre sikring.

Det bemerkes at bergmassens stabilitet vil utvikle seg over tid, på grunn av forvitringsprosesser og langtidsvirkning av spenningsomlagring. Det vil i hele anleggets levetid være et behov for periodisk kontroll og rensk av alle bergoverflater, og eventuelt vedlikehold av sikringskonstruksjoner eller supplerende ettersikring.

Påhugg og første delen av tunnel

For påhugget vil de samme vurderingene som for forskjæring gjelde. I tillegg til dette kommer etablering av tunnelåpning og sikring av denne.

Prinsippene for bygging av tunneler i berg er at bergmassen generelt sett skal være selvbærende, slik at sikringsmidler begrenses til kun å håndtere detaljstabilitet. Overdekning på 0,5 x spennvidde på tunnelen, ansees som en praktisk nedre grense for der det er mulig å etablere tunnel, med konvensjonelle midler. På bakgrunn av dette anbefales at påhugget til selve tunnelen plasseres slik at det oppnås ca. 20 m bergoverdekning. Det forventes at det i starten av tunnelen må sikres relativt tungt, men at terrenget raskt stiger på, slik at innspenning og bra bergmassekvalitet sørger for god totalstabilitet etter noen salver.

Aktuell sikring i påhugget og den første delen av tunnelen vil kunne bestå av systematisk forbolting, dobbeltarmerte sprøytebetongbuer, radielle bolter, samt sprøytebetong. Avhengig av bergforholdene kan det bli aktuelt å supplere sikringen med systematisk mønster av lengre anker, 10-20 m lengde.

Tunnel

En forutsetning for prosjektet er at det skal optimaliseres for lavest mulig byggekostnad, og ikke for kortest byggetid. Dette medfører at det i utgangspunktet ikke forventes å være lønnsomt å etablere tverrslag. Det er foreløpig konkludert med at det ikke vil være behov for å etablere service- og/eller rømningstunneler. Dersom det på et senere tidspunkt skulle bli aktuelt å inkludere slike, vil det være plass til å etablere disse innenfor reguleringsplanen.

Valg av drivemetoder og rekkefølge på arbeider bør i hovedsak overlates til entreprenørene som skal gi tilbud på sprengningsjobben. I denne rapporten beskrives dermed kun et forslag til driveopplegg som ansees fornuftig og gjennomførbart, og som ligger til grunn for estimering av byggetid og kostnad i forprosjektet.

Det forventes at sikring i tunnelen i hovedsak vil kunne håndteres med konvensjonelle sikringsmidler og metoder, bestående av; fiberarmert sprøytebetong og fullt innstøpte bergbolter, eventuelt supplert med bergbånd og steinsprangnett. I tillegg til dette vil det muligens være behov for tyngre sikring, enten generelt over større områder, eller spesielt i soner med dårligere bergmassekvalitet. Tung sikring kan utgjøres av tyngre og lengre anker, enkelt eller dobbelarmerte sprøytebetongbuer, forbolting, samt betongutstøpning i hele eller deler av profilet.

Normalt bestemmes detaljert sikringsnivå underveis i byggingen, basert på kartlegging av bergmassen etter hvert som denne avdekkes, og observasjon av hvordan bergmassen og installert sikring oppfører seg når hele profilet i tunnelen avdekkes. Det anbefales at detaljprosjekteringen av bergsikring tar i bruk elementer fra «observasjonsmetoden» (i henhold til Eurokode 7), der en etablerer en plan for overvåking av bergets og sikringssystemenes oppførsel, gjennom systematisk observasjon og eventuelt måling.

Vann- og frostsikring

Med utgangspunkt i lokale forhold vurderes data fra Fiskåbygd å gi mest representative frostmengder. Det forventes lokalt store variasjoner på temperaturene i området rundt Stadtunnelen. Det kan være slik at temperaturdata for Fiskåbygd overestimerer frostmengden i Eide og Kjødepollen. Det anbefales derfor at måling av temperatur, lufttrykk og vind videreføres gjennom vinteren 2017. Det vil gi bedre grunnlag for å fastslå sannsynlig frostmengde i Eide og Kjødepollen.

Normalvinteren er vurdert til å ha en frostmengde på 1500 t°C. Det er vurdert å gi en periode på 12 dager hver vinter, hvor veggtemperaturen i tunnelen er under 0°C. Halvparten av vintrene vil være som dette eller kaldere. I snitt vil det vært tiende år være en vinter hvor veggtemperaturen er under 0°C i én til to måneder.

For å forhindre oppbygging av is i kalde perioder synes en punktvis vann- og frostsikring i område med innlekkasje å være den mest aktuelle løsningen. På grunn av store lokale forskjeller i temperatur i området, anbefales det at beslutning knyttet til vann- og frostsikring avventes til etter at måledata for vinteren 2016/2017 er vurdert, og beregningsmodellen for frost i tunnelen er oppdatert med dette.

Massehåndtering

Det legges til rette for en effektiv transport av alle steinmassene fra tunnelen og ned til riggområdet for lokal lagring eller videre transport på lekter. Transporttraseene må tilrettelegges med god bredde, og ha fysisk skille fra all øvrig trafikk i området. Massetransporten blir en viktig faktor mht. å oppnå en effektiv totalproduksjon. Mesteparten av sprengsteinen forventes vil bli fraktet ut gjennom påhuggene i hver ende. Stein fra forskjæringene og første del av tunnelsprengningen vil bli benyttet til etablering av nødvendig infrastruktur og riggarealer for de videre arbeidene. Midlertidig planlagt deponering eller mellomlagring bør begrenses til et minimum, da all mellomlagring medfører en merkostnad for massetransporten. Samtidig bør det være store arealer tilgjengelig for å gi entreprenøren fleksibilitet.

Det vesentligste av sprengsteinen fra tunnelen må transporteres bort, hovedsakelig på lekter. Ut fra de behov og muligheter for samfunnsnyttig bruk av sprengstein, som frem til nå er avdekket, kan det være mulighet for at deler av overskuddsmassene kan plasseres i nærliggende godkjente utfyllinger knyttet til næringsutvikling. Dette gjelder utviklingsområder som ligger innenfor en fornuftig avstand. Det er viktig med færrest mulig ledd i massetransporten for å holde kostnadene nede. Stein som det ikke er mottakskapasitet til for samfunnsnyttig utfyllingsareal må avhendes på en miljømessig og økonomisk mest mulig optimal måte. Sjødeponier i tilknytning til hvert av portalområdene vil da være en aktuell løsning. Borttransport av større mengder stein på offentlig veg, fra noen av portalområdene, er vurdert ikke å være hensiktsmessig.

Det må etableres riggområde i nærheten av forskjæringen på begge sider av tunnelen. Tunnelen forutsettes å drives fra begge sider, og behovet for riggområde antas å være ganske likt på begge sider, men at man med fordel kan redusere riggområdet i Kjødepollen på grunn av et større massebehov til midlertidige, tettere befolkning og mindre areal tilgjengelig.

Ledekonstruksjoner

Ledekonstruksjon går på begge sider i hele tunnelens lengde, og er sammenkoblet med entringskonstruksjonene i endene. Konstruksjonen har to hovedformål, å være rømningsvei hvis et fartøy må evakueres inne i tunnelen og forhindre at skip støter mot tunnelveggen. I tillegg vil ledekonstruksjonen være adkomstvei inn til tekniske rom og den kan benyttes i forbindelse med service- og vedlikeholdsarbeider inne i tunnelen.

Brutto bredde på ledekonstruksjonen er satt til 3,75 m mens ytterkant på fendring er 4,75 m fra tunnelveggen. Total lengde på konstruksjonen er ca. 1,7 km på hver side. Det er valgt en løsning med betongelementer som prefabrikkeres utenfor tunnelen, transporteres inn og monteres på oppsatte søyler og plasstøpte fjellkonsoller. Elementene kan prefabrikeres komplette med påmontert fendring, leidere og rekkverk. Fenderpaneler i fronten går så langt ned at ingen fartøy skal kunne smette innunder elementene og skade konstruksjonen.

Langsetter senter av tunneltaket går det en gangbane i hele lengden. Denne vil danne opplegg for sentermerking i hele lengden og vil brukes ved inspeksjon og vedlikehold av seilingslyset. Konstruksjonen er hengt opp med fjellbolter. Hovedatkomsten til gangbanen er fra veibrua over tunnelen i Moldefjorden.

Entringskonstruksjoner

Innseiling mot tunnel er formet som en trakt og entringskonstruksjoner omfatter del av traktsider mot tunnelåpningene til de møter ledekonstruksjonen når avstand mellom fenderlinjer er snevret inn til tunnelens 26,5 m.

Entringstrakt er utformet slik at traktåpning tilfredsstiller Farledsnormalens krav til bunnbredde. Sørlig side av entring i begge ender av tunnelen skal ha et rettstykke på minimum 150m. Vinkel mellom entringsider og seilingsretning er satt til 9 grader. Større vinkel øker støtenergi fra skip mot fendere langs entringsider mens mindre vinkel vil øke lengden på entringssider ut i sjø.

Entringskonstruksjonene er utført som friksjonskasser av betong og er inndelt i Indre entringskonstruksjoner og Ytre entringskonstruksjoner.

Indre entringskonstruksjoner er opplagt på en fjellhylle sprengt ned til kote -0,3 NN2000. De har også funksjon som en fortsettelse av rømningsveiene fra tunnelen og avsluttes mot sjø forbi terrengkote 3,0 der rømningsveien munner ut over en støttemur mot permanent oppfylt område.

Ytre entringskonstruksjoner er opplagt på betongpir i sjø. Piren består av en 16 m bred kontinuerlig betongplate av sammenstøpte prefabelementer understøttet med stålrørspeler ø900 c/c 6 m som støpes ut. Piren fastholdes i horisontalplanet av en friksjonsplate lagt i fylling på utside av entringen.

I Kjødepollen avsluttes Ytre entringskonstruksjoner i sjø ved minimum fjellkote på -13,25 (LAT -12,0), som er elevasjon for tunnelbunn. I Moldefjorden må Ytre entringer føres lenger ut og fundamenteres dypere for å oppfylle krav til lengde av entringsside og bredde mellom ende av entringene.

Entringsidene er gitt en svak avrunding ved overgang fra trakt til tunnelløp for å redusere støtvinkel samtidig som det blir enklere å manøvrere et skip som har lagt seg til entringsiden inn gjennom tunnelåpningen. I dette området er det foreslått rullefendere.

Ved detaljert utforming av fendersystem må fenderstivhet og skipshastigheter tilpasses til å begrense akselerasjoner og krengning ved støt under normale forhold for å gi tilfredsstillende komfort og sikkerhet.

Vegbru i Moldefjorden

Fylkesvei 618 krysser innløpet i Moldefjorden med en vegbru som er lagt tett inntil tunnelpåhugg med høydeklaring til tunnellheng. Brukonseptet representerer en kombinert bru/portal-konstruksjon.

Vegbrua er tenkt utført som en buebru med mellomliggende brudekke. I tillegg til å bære brudekket benyttes de to buene til bæring av den overliggende portalkonstruksjonen. Krefter fra brudekket og portalkonstruksjon føres inn i buene via vertikale staver. De to buene fundamenteres direkte på fjell og brudekket er tenkt utført som fugefritt med overgangsplater i begge ender.

De to buene spenner totalt 43,5 m og føringsbredde mellom buene er 7,5 m. Føringsbredde for gang- og sykkelveg på utsiden av bue er 3 m. Total bredde av konstruksjonen er om lag 13,5 m

Det er vurdert som mest hensiktsmessig at brua blir bygd som en delvis prefabrikkert konstruksjon for å eliminere behov for tradisjonell forskalingsreis. En eventuell tradisjonell reis vil få total høyde på omlag 50 m, hvorav 13 m er under havnivå.

Portaler

Det er ikke ansett å være behov for større portalkonstrunksjoner i tunnelåpninger. Det forutsettes nødvendig rassikring med fangnettgjerder. I Moldefjorden vil overvann bli ledet vekk fra tunnelåpning via tak over bru. I Kjødepollen benyttes terrasse over påhugg til å lede vann til siden for tunnelåpning. På terrassen plasstøpes en betongplate med oppkant. Mellom tunnelåpningen og fylkesvei 620 bygges det en støttemur.

Graving og fylling

Stabilitetsvurderingene viser at en helning på 1:1,5 for utfylling i sjø med sprengstein er nødvendig, samt at det både i Moldefjorden og Kjødepollen vil være behov for motfylling i foten av fyllingene for å opprettholde likevekten med tilfredsstillende sikkerhet. Motfyllingen må legges ut før selve hoved-fyllingen legges.

Endelig temporær (anleggsfasen) og permanent utforming av utfyllingene med helning og mot-fyllinger må prosjekteres mer detaljert i neste fase av prosjektet.

Seilas gjennom tunnel

Parallelt med det tekniske forprosjektet har det blitt utført studier av dimensjonerende skips oppførsel ved seilas gjennom tunnel:

- Skipsseilas mellom Moldefjorden og Kjødepollen (begge veier) i fullskala brosimulator for visualisering av seilas og testing av menneske/maskin samvirke utført av FORCE Technology, Lyngby, Danmark
- Laboratorieforsøk med seilas av dimensjonerende skipstyper inne i tunnelen for testing av retningsstabilitet, effektforbruk og begrensninger i hastighet i tunnelen utført av MARINTEK
- Computational Fluid Dynamics (CFD) studie av skip/kanal-effekter; med numerisk modell for beregning av motstand og retningsstabilitet utført av FORCE Technology, Lyngby, Danmark

Simulatorforsøkene viste at det finnes utfordringer knyttet til entring av tunnelen, spesielt fra Kjødepollen, der det er en mulig konflikt ved det siste neset på venstre hånd. Entring fra Moldefjorden (nordgående) er enklere og mer oversiktlig, men problemer kan oppstå dersom en entring må avbrytes for eksempel på grunn av motgående trafikk. Testingen viste at det er viktig at skipene kan gå direkte fra seilas i fjorden til entring av tunnelen uten stopp. Farvannet utenfor tunnelåpningene bør ikke brukes til venteposisjoner for større skip. Simulatortestingen ga et realistisk inntrykk av

utfordringer knyttet til seilas fram til og entring av tunnelen, mens seilas inne i tunnelen var for forenklet til å gi et realistisk bilde.

Konklusjonene fra laboratorieforsøk med modellfartøy er:

1. Hurtigruta vil kunne holde en hastighet på 3.5 – 4.0 knop gjennom tunnelen, uavhengig av strømforhold. Ved gunstige betingelser kan hastigheten komme opp i 5 knop.
2. Containerskipet vil kunne holde en jevn hastighet på 2.5 – 3 knop ved middelvann og ingen strøm. Det er mulig å komme opp i en hastighet på ca 3.5 knop, men det vil stille strenge krav til styring og retningsstabilitet.
3. Effektbehovet for hastighetene ovenfor er moderat og godt innenfor det som skipene kan yte.
4. Ved det angitte hastighetsintervallet er skipene lette å styre, og vil som hovedregel unngå sammenstøt med fendringen.
5. Forsøk på å øke hastigheten utover den angitte maksimalhastigheten førte til at skipet ble ukontrollerbart og at motstanden økte dramatisk.
6. Det er mulig å redusere dybden i kanalen med ca 1 – 1.5 m uten betydelige negative effekter, men en reduksjon av bredden gjør at skipet suges inn mot en av sidene.

Resultatene fra CFD-analysen er noe mer uklare. I utgangspunktet skulle testene ved MARINTEK og CFD-studien til FORCE gi svar på tilnærmet samme spørsmål. CFD-studien gir imidlertid noen resultater som gir betydelig avvik fra det som ble oppnådd ved MARINTEK. Det kan derfor ikke trekkes noen konklusjoner fra CFD-studien. I en avveining mellom gyldigheten av laboratorieforsøkene og CFD-studien vil laboratorietestene være mest troverdige der det finnes avvik.

Veg

Etablering av skipstunnelen vil avskjære eksisterende veisystem på begge sider av tunnelen. Det er derfor viktig at det etableres løsninger som sørger for en sikker tilkomst til eksisterende bebyggelse og som sørger for at gjennomgangstrafikken på fylkesveien kan opprettholdes kontinuerlig i anleggsperioden.

Etablering av portalområdet ved Kjødepollen medfører at en gjennomgående kommunal vei vil bli stengt for gjennomkjøring. Fylkesveien vil ikke bli direkte berørt av tiltaket, men det må påregnes trafikkulemper i anleggsperioden.

Ved Moldefjorden krysser fylkesveien påhuggsområdet og den må derfor legges om for å kunne etablere skipstunnelen. I en midlertidig fase etableres en interimsvei som følger traseen for adkomst ned til entringskaiene, mens permanent løsning krysser over skipstunnelen som en integrert bru- og portalkonstruksjon.

Elektro- og teletekniske installasjoner

Tunnelen forsynes fra SFE, Sogn og Fjordane energi, med uavhengig 22kV høyspent til begge tunnelender. Det blir montert en transformatorstasjon 22/0,4kV i tekniske bygg som ligger på nordsiden i hver ende av tunnelen. Totalt etableres det 7 tekniske bygg for å forsyne tunnelinstallasjonene med strøm til belysning, drift og sikkerhetsinstallasjoner.

Det ene teknisk bygget, F7, blir et rent radioteknisk bygg som plasseres i tunnelåpningen på Moldefjordsiden. Fra dette rommet blir det etablert dekning i tunnelen for nødvendige maritime radiosystemer, nødradio (TETRA), kringkasting (DAB) og kommersielle mobiloperatører.

For lavspent etableres det en kabelbru ca. 3 meter over gangbanen langs tunnelveggen på begge sider. Kabelbruen tjener som føringsvei for el- og telekabler, samt at lysarmaturer for belysning av gangvei og toppen av fenderverket monteres på denne. Langsetter senterlinjen i tunneltaket vil det bli etablert en gangbane for montering av røde seilingslys, radarer, kameraer o.l.

Det etableres et felles ringbasert datanettverk ved hjelp av optiske fiberkabler i tunnelen for styring og overvåking av tunnelen og de tekniske installasjonene, et såkalt SRO-anlegg. Fra teknisk hus T1 og T3 etableres det bredbåndsforbindelser til sjøtrafikksentralen (VTS) som skal overvåke og styre tunnelen. Skipstrafikken styres vha. lyssignaler ved tunnelportalene, disse kontrolleres fra VTS over

SRO-anlegget. Skipstrafikken overvåkes ved hjelp av videokameraer og radar. For å overvåke miljøet med tanke på luftkvalitet, vind og vann må det installeres et antall forskjellige sensorer.

Brann og risikoanalyse

Rømningskonseptet for tunnelen blir i utgangspunktet tilsvarende som for andre tunneler, der det primære tiltaket er at fartøyet skal prøve å seile ut av tunnelen i hendelse av brann dersom det er mulig. Rømning kan skje via landgang/leidere og lignende til gangbaner som etableres på begge sider av tunnelen. Det skal være mulig å evakuere i begge retningene langs gangbanen ut til portaler. Områdene utenfor portaler vil kunne tilrettelegges som beredskapsplasser og er tilgjengelig for nødetatene via atkomstveier. Gangbane tilrettelegges for evakuering ved at det etableres rekkverk, håndløper og nødlys.

Tunnelen utføres uten mekanisk ventilasjon. Det etableres fortøyningsmulighet for større skip i forbindelse med entringskonstruksjoner ved hver portal for å tilrettelegge for evakuering av skip ved portaler. Det er ikke forutsatt behov for fortøyning av større skip inne i tunnelen.

Personrisiko knyttet til brann i tunnel er innenfor definerte akseptkriterier på grunn av meget lav sannsynlighet for brann i tunnel. Dette er basert på forutsetningen om dimensjonerende fartøys egenskaper tilknyttet brannsikkerhet fra tidligere analyser.

Tekniske og organisatoriske tiltak for skip som skal seile gjennom tunnelen, samt øvrige beredskapstiltak, må vurderes nærmere gjennom en beredskapsanalyse i forbindelse med videre arbeider.

For Hurtigrutens nyere fartøy vil redundant maskineri og slokkeanlegg i maskinrom kunne forutsettes, og er lagt til grunn for analysen. Disse tiltakene har betydning for risiko knyttet til seiling gjennom tunnel. Det bemerkes at risikoberegningene, som er lagt til grunn for risikoanalysen forutsetter redundant maskineri.

Ventilasjon

Det er etablert målestasjoner for vind, lufttrykk og temperatur ved de to portalområdene. Ut fra tre måneders data ved disse stasjonene er det simulert fordeling av naturlig trekk i tunnelen. Trekken viser seg å være relativt likt fordelt mellom de to tunnelretningene. Vanligst hastighet er ca. 2 m/s i begge retninger. Retningen skifter relativt ofte (typisk varighet med konstant ventilasjonsretning er 1 time til 1 døgn). Det er sjelden ingen ventilasjon i tunnelen – vindstille forhold opptrer i hovedsak kun når trekken er i ferd med å snu.

Basert på Statens vegvesens regelverk er grenseverdi for luftforurensning foreslått å være konsentrasjon på 1500 µg/m^3 NO_2. Ut fra kommunikasjon med Hurtigruten og motordata er utslippsmengde ved passering gjennom tunnelen bestemt. Det er utført CFD-simuleringer av utslippet idet Hurtigruten passerer gjennom tunnelen, for noen karakteristiske trekk og temperaturforhold. Det er funnet at det foreslåtte luftforurensningskravet overholdes ved kun naturlig ventilasjon.

Det er videre gjort en vurdering av nødvendig kapasitet og installasjon for mekanisk ventilasjon for å kontrollere en 100 MW brann inne i tunnelen (det vises for øvrig til Vedlegg F - Risikoanalyse for vurderingen av om det er behov for dette tiltaket eller ikke). Konklusjonen er at det er mulig å installere et slikt anlegg, men det er omfattende, og detaljerte løsninger og kostnader må undersøkes nærmere.

Landskaps, terrengutforming og estetikk. Sikkerhetsanordninger.

Inngrepet i terrenget på de to sidene av tunellen blir formet slik at det forholder seg til situasjonen på en måte som samspiller med det eksisterende landskapet. Forprosjektet beskriver konsept for terrengbehandling og påhugget rundt portalene. Det er vektlagt et skånsomt møte med landskapet ved bruk av terrasser. Terrassenes geometri vil etableres etter kjente prinsipper for uttak av masser, med en kombinasjon av wire-saging og sprenging. Terrassene blir formet slik at de visuelt blir en videreføring av de gamle steinmurene. Intensjonen er at de nye og de gamle terrassene glir inn i landskapet med et helhetlig, harmonisk og visuelt estetisk samspill.

Det etableres sikkerhetsgjerder i overgangen mellom fjellskjæringer og løsmasser som følger terrassenes geometri. Dette er viktig for å sikre entringskonstruksjonene, samtidig som det vil fungere som rekkverk langs trapper og overganger som gir tilgjengelighet for både publikum og folk som bor i bygda.

Miljø

I prosjektet er det utarbeidet et miljøprogram hvor de strategiske miljømålene er fastsatt og forankret slik at miljøambisjonene kommer tydelig fram. Grunnlag fra tidligere faser er innarbeidet sammen med funn som er gjort i pågående konsekvensutredning av ikke-prissatte tema.

Miljøprogrammet dokumenterer hvordan utfordringer knyttet til miljø er ivaretatt, og hvordan det skal jobbes videre med disse tema, samt at det danner grunnlag for utarbeidelse av en plan for ytre miljø (YM-plan) i kommende faser.

Kostnadsoverslag

P50 kostnad: 2391 mill. NOK med prisnivå for 2016.
P85 kostnad: 2661 mill. NOK med prisnivå for 2016.

De mest usikre postene er:

Sprengning/masseflytting (tunnel)	21,7 %
Vann/frostsikring	13,9 %
Prosjektorganisasjonene	13,9 %
Marked	6,7 %

Rapport fra anslagssamling er gitt i Vedlegg C.

Innhold

1 Innledning 14

2 Bakgrunn 15

3 Arbeidsmetodikk 16

4 Offentligrettslige krav 17

5 Tekniske løsninger 19

5.1 Tunnel 19
5.1.1 Pålitelighetsklasse og Geoteknisk kategori 19
5.1.2 Tunneltverrsnitt 20
5.1.3 Geologi 21
5.1.4 Stabilitetssikring 23
5.1.5 Hydrogeologi 27
5.1.6 Tunnelpåhugg 28
5.1.7 Vann- og frostsikring 29
5.2 Anleggstekniske vurderinger 31
5.2.1 Tunneldriving 31
5.2.2 Massehåndtering 34
5.2.3 Riggområder 35
5.2.4 Rystelser 35
5.2.5 Stabilitet og sikring 36
5.2.6 Vannlekkasjer 42
5.3 Ledekonstruksjoner 43
5.3.1 Grunnlag og forutsetninger 43
5.3.2 Bærekonstruksjon 48
5.3.3 Fendring 51
5.4 Gangbane for vedlikehold i tunneltaket 53
5.5 Entringskonstruksjoner 54
5.6 Graving og fylling 67
5.7 Elektro- og teletekniske installasjoner 76
5.7.1 Strømtilførsel 76
5.7.2 Tekniske bygg 76
5.7.3 Føringsveier 76
5.7.4 Datanettverk 77

5.7.5 Styrings- og overvåkingssystem (SRO) 77
5.7.6 Instrumentering, radar- og kameraovervåking 78
5.7.7 Radio- og mobildekning 78
5.8 Utdyping av Saltasundet 79
5.9 Navigasjonsinnretninger 79
5.10 Vegbru ved Moldefjorden 80
5.10.4 Tilkomst i anleggsperioden 88
5.11 Veier 88
5.11.1 Grunnlag 88
5.11.2 Veier ved Kjødepollen 89
5.11.3 Veier ved Moldefjorden 90
5.11.4 Dimensjoneringsklasser for veiene 92
5.11.5 Overbygning 93
5.11.6 Drenering og overvannshåndtering 93

6 Eksterne studier 94
6.1 Innledning 94
6.2 Full-skala brosimulator (FORCE) 95
6.3 Laboratorieforsøk med modellfartøy (MARINTEK) 97
6.4 CFD-studie av skip i kanal/Tunnel (FORCE) 98
6.5 Sammenligning av CFD-studie og laboratorieforsøk 101
6.6 Oppsummering av eksterne studier 102

7 Landskaps- og terrengutforming 103
7.1 Ved Kjødepollen 103
7.2 Ved Moldefjorden 105

8 Estetisk utforming 108
8.1 Ved Kjødepollen 108
8.2 Ved Moldefjorden 109
8.3 I tunnelen 111
8.4 Universell utforming 112

9 Sikkerhet og miljø 115
9.1 Sikkerhet, Helse og Arbeidsmiljø 115
9.2 Miljøprogram 115

10 Sikkerhet og beredskapsmessige forhold 116
10.1 Sikkerhetsanordninger 116
10.2 Belysning 117
10.3 Ventilasjon 119
10.4 Brannkonsept 123

10.5 Risikovurdering av tunnel 123
10.6 Trafikkregulering 123
10.7 Overvåkning og varsling 124

11 Levetidsbetraktninger 125
11.1 Prinsipp 125
11.2 Tunnel, skjæringer og bergsikring 125
11.3 Betongkonstruksjoner og fendring 127
11.4 Brukonstruksjon i Moldefjorden 127
11.5 Elektro- og teletekniske installasjoner 128

12 Fremdrift 129
12.1 Forutsetninger 129
12.2 Byggetid 129
12.3 Faseplaner 132
12.3.1 Ved Moldefjorden 132
12.3.2 Ved Kjødepollen: 132

13 Anbefalte videre undersøkelser 134

14 Kostnadsoverslag 136

15 Referanser 137

Vedlegg

Vedlegg A: Tegninger

Vedlegg B: Fremdriftsplan

Vedlegg C: Kostnadsoverslag

Vedlegg D: SHA Restrisiko

Vedlegg E: Brannkonsept

Vedlegg F: Risikoanalyse

Vedlegg G: CFD-beregning av røykspredning

Vedlegg H: Ventilasjon

Vedlegg I: Frostberegning

Vedlegg J: CFD studie af bank og squat-effekter

Vedlegg K: Miljøprogram

1 Innledning

Kystverket har fått i oppdrag fra Samferdselsdepartementet å utarbeide forprosjekt for Stad skipstunnel, som deretter skal gjennom ekstern kvalitetssikring fase 2 (KS2).

Denne rapporten, med tilhørende vedlegg, er et resultatdokument produsert av Norconsult AS og Dr.techn. Olav Olsen AS i et arbeidsfellesskap og som omfatter teknisk forprosjekt for skipstunnelen ved Stad.

Rådgivergruppen har engasjert Snøhetta AS til å bistå med landskapsutforming og estetisk utforming, og i tillegg har Force Technology hatt en aktivitet i prosjektet for analyser av strømningsforhold og hydrodynamiske krefter. Parallelt har Kystverket hatt egne oppdrag for utarbeidelse av reguleringsplan med konsekvensutredning, modellforsøk hos Norsk Marinteknisk Forskningsinstitutt AS (Marintek) og simulatorkjøring hos Force Technology.

«Det sentrale styringsdokumentet» utarbeidet av Kystverket, datert 11.04.2016 med tilhørende beskrivelser av samfunnsmål, effektmål og resultatmål for en skipstunnel ved Stad, samt oppsummeringer av status i skipstunnelprosjektet har vært veiledende for forprosjektets arbeider.

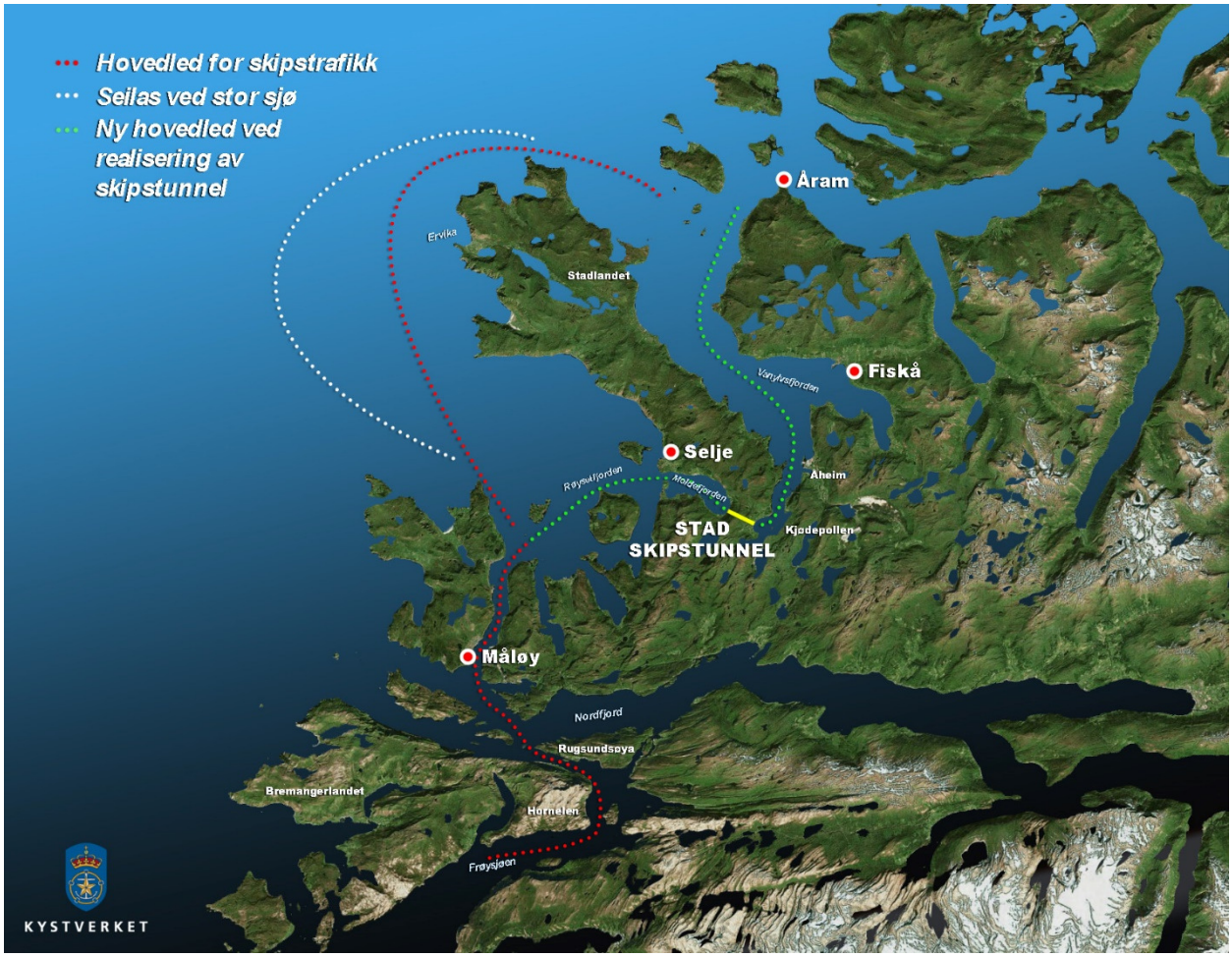
Rådgivergruppen forsøker i denne forprosjektrapporten å gi en mest mulig helhetlig og konsistent prosjektbeskrivelse. Utover de anbefalte tekniske løsningene (tunnel, anleggsteknikk, konstruksjoner, tekniske installasjoner, portaler, veier, osv.), presenteres resultater av arbeidet med landskaps- og estetiske forhold, risikoanalyser med hensyn til person- og miljørisiko, sikkerhet og beredskapsmessige forhold, levetidsbetraktninger og kostnadsoverslag.

Det er valgt et detaljeringsnivå som gjør det mulig å identifisere om valgte løsninger er i samsvar med føringer fra KVU/KS1.

Dette tekniske forprosjektet med tilhørende rapporter og tegninger for skipstunnelen ved Stad er et grunnlag for kvalitetssikring fase 2 (KS2).

2 Bakgrunn

Stadhavet er det mest værutsatte, og det farligste havstykket vi har langs norskekysten. Kombinasjonen av havstrømmer og undersjøisk topografi skaper spesielt komplekse og uforutsigbare bølgeforhold. Området har klart mest og sterkest vind, og Kråkenes fyr, som ligger like sør for stad, er den meteorologiske værstasjonen i Norge med flest stormdøgn. Kartutsnitt av området ved Stad skipstunnel med farleder er vist i Figur 2-1.



Figur 2-1 Stad skipstunnel og farleder

Det overordnete samfunnsmålet for anskaffelsen av «Teknisk forprosjekt – Stad skipstunnel» er at det skal være «God fremkommelighet og sikkerhet for sjøtransport forbi Stad». Det er hensiktsmessig å nevne at tiltaket også har følgende effektmål som beskrevet i Det sentrale styringsdokumentet:

M1. Skipstrafikken skal passere Stad i henhold til planlagte tider der de oppsatte anløpstider overholdes. Dette gjelder for både gods- og passasjertransport.
M2. Det skal ikke være ventetid av betydning ved passering av Stad. Dette innebærer ventetid grunnet værforhold.
M3. Skipstunnelen skal av brukerne oppleves som enkel og intuitiv å bruke.
M4. Antall skipsulykker og tapte liv ved Stad skal ikke være høyere enn det som er gjennomsnittet for norskekysten. Dette gjelder både for skipsleia så vel som inne i tunnelen.

Konseptvalgutredning vedrørende Stad skipstunnel ble utarbeidet av Kystverket høsten 2010. KS1 ble utarbeidet av Holte Consulting og Pöyry våren 2012. Kystverket utarbeidet i 2014 en forundersøkelse til forprosjektet.

3 Arbeidsmetodikk

Prosjekteringsarbeidet startet med en innledende studie/vurdering av de løsninger som er beskrevet i føringer fra KVU/KS1 og øvrige undersøkelser som er utført i forkant av dette forprosjektet. Deretter ble en kreativ fase lansert og gjennomført i henhold til Norconsult innovasjonsmetodikk. Under denne fasen gjorde prosjekteringsgruppa ytterligere vurderinger av tekniske løsninger, samt sikkerhetsmessige og beredskapsmessige forhold.

Formålet med den kreative fasen har vært å utforske først et bredt spekter av løsninger, for så å velge og utvikle de aktuelle løsninger og konsepter som prosjektet kan gå videre med innenfor et utvalg av fokusområder. Fokusområdene som rådgivergruppen i samråd med Kystverket valgte for den kreative fase i Stad skipstunnel har vært:

- Veger
- Portaler
- Tunneldriveplan, tørrdrift, vann- og frostsikring
- Ledekonstruksjoner
- Tekniske installasjoner

Intensjonen bak valget av denne arbeidsmetodikk var å unngå unødvendige iterasjoner og uklare valg tidlig i prosjekteringen med ineffektiv bruk av prosjekteringstid som følge.

Den kreative fasen resulterte i en rapport med oppsummering av anbefalte tiltak. Etter at Kystverket ga sin tilbakemelding har man hatt et omforent konsept som dannet grunnlaget for utarbeidelse av de løsningene som er presentert i denne rapporten.

Den påfølgende fasen, som ble kalt «utarbeidelse av teknisk forprosjekt», har rådgivergruppen arbeidet videre med detaljering av anleggstekniske forhold, vurdering og beskrivelse av tekniske løsninger, detaljering av sikkerhetsmessige og beredskapsmessige forhold samt detaljering av el-tilførsel. I denne fasen har gruppen også arbeidet med kostnadsoverslag og prosjektets fremdriftsplan for anleggsteknisk gjennomføring.

Flere kriterier har vært sentrale i forprosjektets valg av de rette løsninger og kostnader (f.eks. byggetid, ytre miljø, teknisk gjennomførbarhet, drift og vedlikeholdshensyn, byggekostnader, estetikk og hensyn til gode trafikale løsninger).

4 Offentligrettslige krav

Med offentligrettslige krav menes de krav offentlige myndigheter setter til skipstunnelen, gjennom alle faser fra tidlig planlegging til ferdigattest, samt vedlikeholdskrav og krav om sikkerhet ved bruk. De sentral offentligrettslige kravene er gjennomgått nedenfor.

KVU, KS1 og KS2

Ut fra kostnaden er tiltaket undergitt særskilte krav til utredning av løsning, kostnader mv.

Se skjematisk oppstilling av denne prosessen i Figur 4-1, hentet fra vegvesen.no.

Skjematisk framstilling av planprosessen inkludert konseptvalg-utredning (KVU) og ekstern kvalitetssikring (KS1 og KS2)

Figur 4-1 Skjematisk oppstilling av planprosessen

Kystverket har i 2010 på oppdrag for Fiskeri- og kystdepartementet gjennomført en konseptvalgutredning av Stad skipstunnel som grunnlag for ekstern kvalitetssikring (KS1) og departementets videre vurdering av prosjektet. KS1 er gjort i mars 2012. Dette forprosjektet og senere KS2 vil være grunnlag for den videre behandlingen i Stortinget.

Plan- og bygningsloven og forskrift om konsekvensutredninger

Plan- og bygningsloven (pbl) setter krav til både plan- og byggesaksbehandlingen.

Det skal utarbeides reguleringsplan etter pbl § 12-1. Som et ledd i varsling av oppstart av reguleringsarbeidet skal det utarbeides et planprogram jf. pbl § 4-1.
Reguleringsplanen er av et slikt omfang at den krever konsekvensutredning (KU) jf. § 2-e i forskrift om konsekvensutredninger for planer etter pbl. Kravet om KU er fastsatt i forskriftens vedlegg I, underpunkt 21, planer som alltid skal konsekvensutredes; 21. Nyetablering av farleder, havner og havneanlegg, der skip på over 1 350 tonn kan seile og anløpe.

Utredningsbehovet er definert av planprogrammet.

Reguleringsplan med KU er under utarbeidelse.

I kapittel 2 i planprogram for reguleringsplan for Stad skipstunnel er det gjort rede for rammene for planarbeidet, både nasjonale, regionale og kommunale føringer.

Når det gjelder byggesaksbehandlingen viser vi særskilt til brannkonseptet for Stad skipstunnel der det er redegjort for regelverket som gjelder brannsikkerhet. Det finnes ikke relevant regelverk som spesifikt behandler brannsikkerhet i skipstunneler, derimot finnes flere regelverk om sikringstiltak som er nødvendige om bord på skip.
Det finnes derimot regelverk som vil kunne fungere som et referanseregelverk, ut fra at skipstunnelen gir tilsvarende forutsetninger. Eksempel på slike referanser er regelverk som styrer brannsikkerheten i andre infrastrukturtunneler, for eksempel jernbanetunneler og veitunneler. Følgende regelverk er styrende for jernbanetunneler og veitunneler:

- Håndbok N500 (Veitunneler)
- Jernbaneverkets tekniske regelverk (Jernbanetunneler)
- Sporveiens tekniske regelverk (T-banetunneler i Osloregionen).

Funksjonskrav i Byggteknisk forskrift for brannsikring av byggverk kan også være veiledende i hvilke aspekter som er viktige å evaluere for å oppnå et tilstrekkelig sikkerhetsnivå i tunnelen. Preaksepterte ytelser anses derimot lite representativt for den aktuelle tunnelen.

Offentligrettslige krav knyttet til bruk

Brann- og eksplosjonsvernloven med forskrifter vil ivareta kravene til sikkerhet ved bruk, som en fortsettelse av de krav som fastsettes i byggesaksbehandlingen.

Bruken av skipstunnelen – båttrafikken - vil bli styrt gjennom en egen forskrift, med hjemmel i havne- og farvannsloven.

5 Tekniske løsninger

5.1 Tunnel

5.1.1 Pålitelighetsklasse og Geoteknisk kategori

NS-EN 1997-1:2004 + NA: 2016 stiller krav til prosjektering ut fra tre ulike geotekniske kategorier. Geoteknisk kategori bestemmes med bakgrunn i et prosjekts «konsekvens-/pålitelighetsklasse» (CC/RC) og vanskelighetsgrad, i hht. standardens krav 2.1 "Krav til prosjektering". Veiledning til Eurokode 7 foreslår metodikk for bestemmelse «vanskelighetsgrad» som en verbal beskrivelse angitt under, og pålitelighetsklasse i Figur 5-1. Tilsammen gir dette en definisjon av «Geoteknisk kategori» i henhold til matrisen i Figur 5-2.

Vanskelighetsgrad:

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.

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				

Figur 5-1 Veiledning for bestemmelse av «konsekvens-/pålitelighetsklasse».

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*

Figur 5-2 Geoteknisk kategori.

Utførte grunnundersøkelser og kartlegging i prosjektområdet antyder at grunnforholdene er oversiktlige og relativt gunstige. Basert å nåværende informasjon er det ikke funnet grunn til å klassifisere prosjektets vanskelighetsgrad til noe annet enn «*middels*».

Konsekvens-/pålitelighetsklasse er imidlertid noe som kan diskuteres mer. På den ene siden ansees og forventes selve byggverket å være lite komplisert, men det har relativt store dimensjoner på tunnel og forskjæringer. Videre vil konsekvenser for eventuelt nedfall eller delvis kollaps trolig ansees å være potensielt store, noe som gir føringer for at pålitelighetsklasse bør settes til CC/RC 3

Ut fra matrisen gir dette en anbefalt Geoteknisk kategori på 2/3. Det anbefales at det på nåværende tidspunkt tas utgangspunktet i **Geoteknisk kategori 3** – men at det vurderes nærmere i senere detaljeringsfase om deler av anlegget kan defineres til kategori 2.

5.1.2 Tunneltverrsnitt

Definisjon av tunnelprofil er gitt ut ifra dimensjonerende skip, rømningsveier, ledekonstruksjoner og øvrige installasjoner. Det er og tatt hensyn til høyeste og laveste vannstand. Tunnelen har høyde 50 m og bredde 36 m.

Høyden fra bunn til tunnelheng bestemmes av krav til høyde fra høyeste høyvann til tunnelheng på 35,5 m og krav til dybde ved laveste lavvann på 12,0 m. Disse kravene er oppgitt i tabell 2 i Det Sentrale Styringsdokumentet.

Det benyttes høydereferanse Normalnull 2000 (NN2000).

Laveste lavvann forstås som laveste astronomisk tidevann (LAT) og høyeste høyvann forstås som høyeste astronomisk tidevann (HAT).

LAT og HAT er vist for Kjøde og Moldefjorden samt for målestasjonene i Måløy og Ålesund i Tabell 5-1. Målene er relatert til sjøkartnull siden NN2000 ikke er oppgitt for Moldefjorden og Kjøde. Vannstandsnivåer for Måløy er vist i Tabell 5-1.

Tabell 5-1 Vannstandsnivåer (m) fra Kartverket.

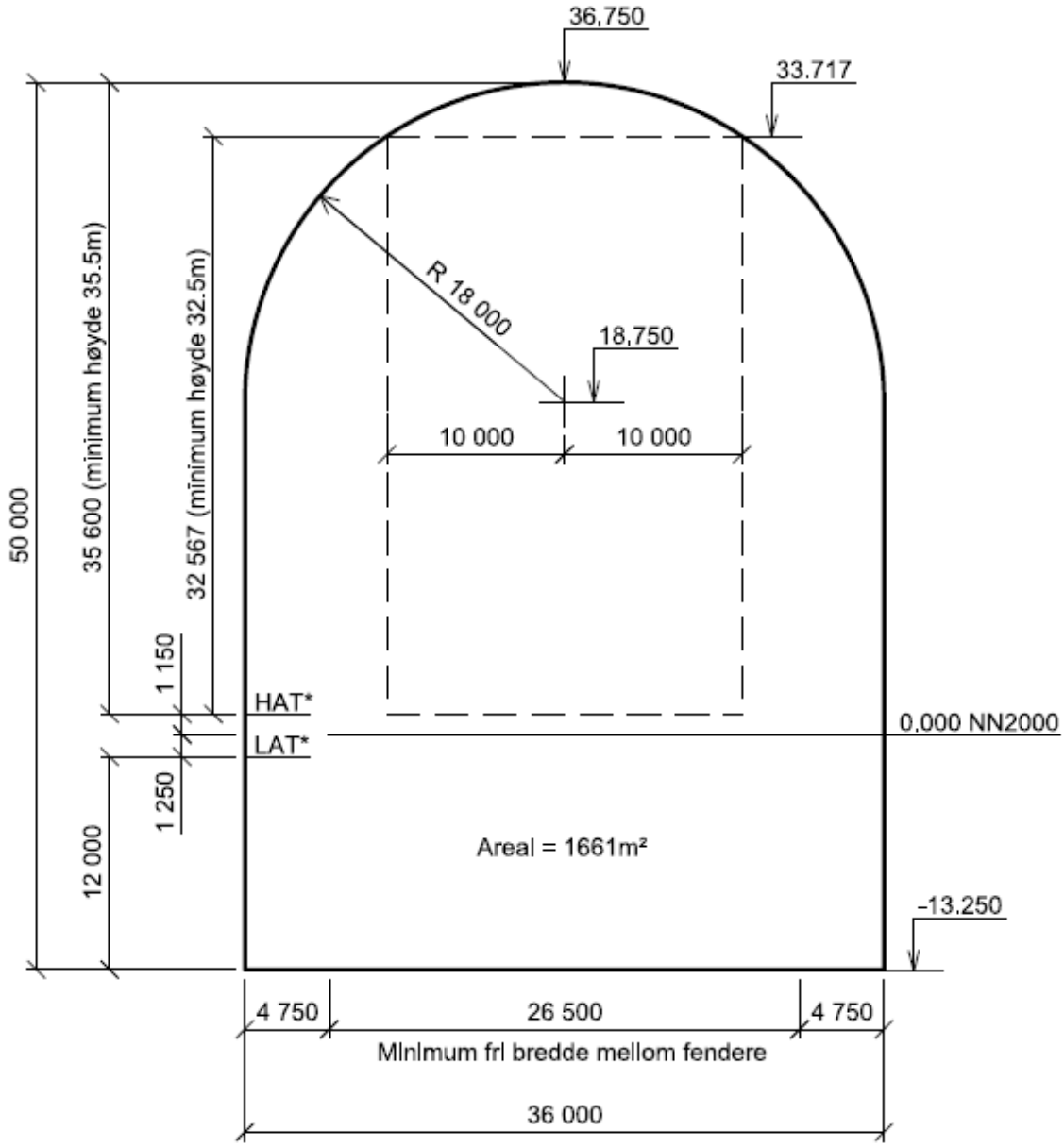
Vannstandnivå (m)	Måløy	Moldefjorden	Kjøde	Ålesund
HAT	2,26	2,30	2,36	2,41
Normalnull 2000	1,19			1,26
LAT/Sjøkartnull	0,00	0,00	0,00	0,00

For Stadtunnelen anslås LAT på 1,25 m under NN2000 og HAT på 2,40 – 1,25 = 1,15 m over NN2000 ved beregning av nødvendig høyde.

Bunn av tunnel blir på kote -12,0 – 1,25 = -13,25 m relatert til NN2000. Minimum kote for tunnelheng blir 1,15 + 35,5 m = 36,65 m iht. til krav. Dette representerer høyde fra bunn til tunnel heng på 13,25 + 36,65 = 49,9 m som praktisk økes til 50.0 m ved å sette kote for heng på 36.75 m. Dette er 1 m høydeøkning over 49 m som er oppgitt i Tabell 2 i Det Sentrale Styringsdokumentet.

Tverrsnittsmål og elevasjoner er vist i Figur 5-3. Tverrsnittet er på 1661 m^2. Dette er en økning fra 1624 m^2 som er oppgitt i tabell 2 i Det Sentrale Styringsdokumentet.

Elevasjon på tunneltak 10 m fra senterlinjen blir kote 33,717 m. Høyde til HAT blir 33,717-1,150 = 32,567 m som tilfredsstiller krav på 32,5 m. Det gir en klaring på over 3 m til dimensjonerende skip. Over kote 33,717 m kan det plasseres lysarmatur og evt. gangbane for vedlikehold av lys. Vegbru foran påhugg i Moldefjorden må heves i forhold til lys i henget. For å sikre at broen ikke hindrer eller reduserer sikt og manøvrering vil UK bro legges minimum på kote for heng 36,75 m.



Figur 5-3 Tunneltverrsnitt, mål og elevasjoner. HAT og LAT relatert til NN2000 er basert på målestasjonene Måløy og Ålesund.

5.1.3 Geologi

I det etterfølgende er tilgengelig data/informasjon fra tidligere utførte ingeniørgeologiske undersøkelser og vurderinger oppsummert, evaluert og oppdatert til de faktiske dimensjoner og krav som stilles til dagens prosjekt.

Det er over flere tiår utført vurderinger for dette prosjektet. Av relevant nyere detaljerte vurderinger av ingeniørgeologiske forhold, er det i denne rapporten hovedsakelig lagt vekt på studier utført av NGI.

Geologien i prosjektområdet er tolket ut fra kjerneboringer utført i 2000 (NGI) og supplerende kjerneboringer i 2015 (Multiconsult), samt overflatekartlegging av NGI, Multiconsult og Norconsult.

- I 2000 ble det boret 3 kjerneborehull, to ved påhuggsområdet i Kjødepollen og ett ved påhuggsområdet i Moldefjorden. Kjernelogging og tolkning er rapportert i «Kjerneboringer - Kjernelogg og tolkning» [1].

- Det mest omfattende arbeidet med Ingeniørgeologisk feltkartlegging er utført av NGI og omtalt i rapporten «Ingeniørgeologisk undersøking» [2].

- I forbindelse med utvidelse av tunnelstørrelse fra 1000 m^2 til fra 1625 m^2, ble det i 2007 av NGI utført en supplerende stabilitetsanalyse og sikringsprognose, inkludert en 2-dimensjonal numerisk simulering av tunnelstabilitet, omtalt i rapporten «Stabilitetsanalyse og sikringsprognose for utvidet profil» [3].

- Supplerende undersøkelser, kartlegging og tolkninger er utført av Multiconsult i 2015-2016, og omtalt i notatet «Ingeniørgeologiske vurderinger etter utførte supplerende undersøkelser vinteren 2016» [4], «Numeriske analyser på tidlige data» [5], «Moldefjorden. Refraksjonsseismiske grunnundersøkelser» [6], og «Logging av borkjerne fra bergtrykksmåling fra hydraulisk splitteforsøk i 2015» [7].
  Datarapporter som input til Multiconsult er rapportert fra GeoPhysix «Stad skipstunnel. Moldefjorden og Kjødepollen. Refraksjonsseismiske undersøkelser» [8], og fra SINTEF «Stadlandet Skipstunnel. Prøvingsrapport. Bestemmelse av bergmekaniske egenskaper og borbarhet til borkjerner fra et borehull (122 -225 m) ved tenkt tunnelløp for Stadlandet Skipstunnel» [9].

- En vurdering av skredfare ble utført av Multiconsult i 2016, «Vurdering av skredfare» [10].

Kartlegging og kjerneboring utført av NGI i 2000 antyder at berggrunnen ved påhuggsområdet i Moldefjorden og ved Kjødepollen består av lys grå og båndet gneis, noe øyegneis og mørkere glimmergneis. Litt over halvveis fra Moldefjorden finnes et større parti med mørk glimmergneis. I dette området er det også observert noe eklogitt, og stedvis områder med rustjord og forvitret bergmasse. Kjerneboringer indikerer imidlertid at eklogitten ikke når ned i nivå med tunnelen. I 2000 utarbeidet NGI et lengdesnitt langs den planlagte traseen, med geologi antatt ut fra kartlegging i dagen og kjerneboringer (se Figur 5-4).

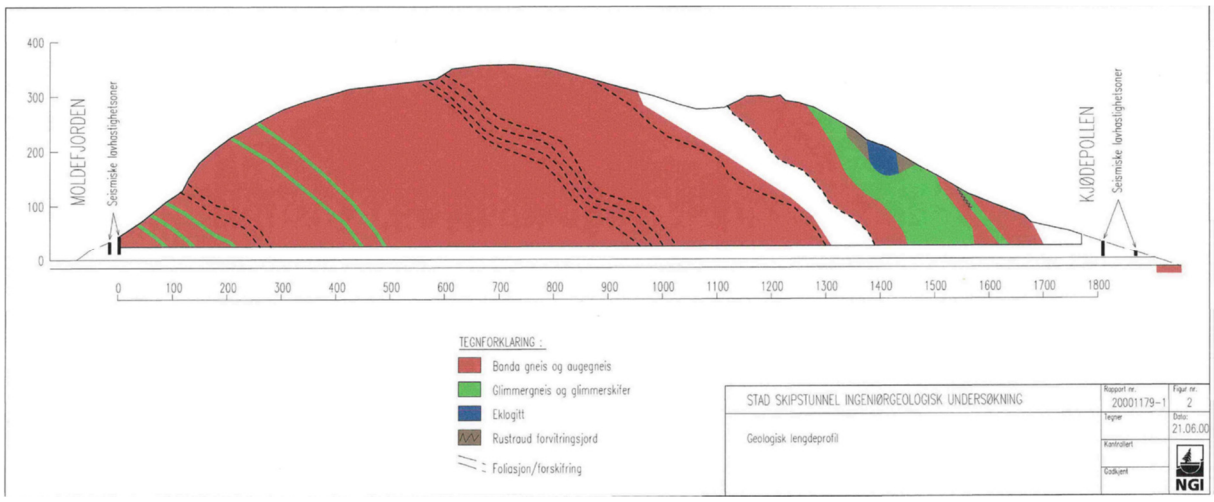
Ytterligere kjerneboring og karlegging, utført av Multiconsult i 2015, bekrefter funnene fra tidligere. I tillegg er det i enkelte kjerneprøver funnet soner med granatførende glimmergneis (opptil 1 cm store granatkrystaller), eklogitt, migmatittisk og amfibolittisk gneis.

I 2016 deltok Norconsult på en generell befaring i prosjektområdet, og gjorde noen enkle observasjoner, spesielt i påhuggsområdene i Moldefjorden og Kjødepollen. Observasjonene er i tråd med funnene og tolkningene fra NGI og Multiconsult.

Med hensyn til stabilitet i tunnel og forskjæringer, forventes de ulike variasjonene av gneis å oppføre seg relativt likt, rent bergmekanisk, hvor lokal variasjon i oppsprekningsgrad og orientering av sprekker, samt forekomst av eventuelle sprekke-/svakhetssoner, vil være dominerende for de stabilitets- og drivemessige egenskapene.

Med hensyn til kommersiell bruk av bergmassen er det tatt noen steinprøver av NGI i 2000, som antyder at bergmassen fra den båndede gneisen trolig vil falle inn under steinklasse 2 og 3, og dermed være egnet til bærelag til veg og jernbane, og tilslag til asfalt og betong. Store deler av det totale bergvolumet som skal sprenges forventes å kunne bli drevet ut med grov pallsprengning. Dette gi mulighet til å prosjektere sprengningen på en slik måte at spesielt stor steinstørrelse oppnås, og det vil dermed trolig kunne tas ut storstein som egner seg til plastring for moloer og kaier, samt eventuelt som plastringsstein i tørrmurer. Den faktiske steinstørrelsen som kan oppnås er direkte avhengig av den detaljerte oppsprekningsgraden og sprekkeretningene, noe som trolig vil kunne variere mye langs traseen. For planlagt uttak av spesielt stor stein må det i så fall utføres detaljert kartlegging og planlegges spesielt for dette underveis i byggingen.

Deler av bergmassen vil bestå av glimmerrike partier, som gjør massene mindre egnet til bruk som tilslag eller kvalitetsfyllinger. I utgangspunktet synes i størrelsesorden 70 – 80 % av den totale traseen å bestå av bergarter som i teoretisk sett er egnet som tilslag. Innenfor dette vil det imidlertid kunne forekomme lokale variasjoner i glimmerinnholdet, over korte avstander, som kan gjøre det vanskelig eller uøkonomisk å skille ut de gode massene fra de mindre egnede.



Figur 5-4 Lengdeprofil langs tunnelen, antatt bergartsfordeling og strukturer (kilde NGI [2])

5.1.4 Stabilitetssikring

Skredfare

Skredfare ved påhuggsområdene ble vurdert kvalitativt under Norconsult sin befaring i april 2016. I tillegg er det i etterkant blitt gjort tilgjengelig en rapport fra Multiconsult [10], med foreløpig vurdering av skredfare.

Begge påhuggsområdene ligger innenfor soner som omtales i aktsomhetskart utarbeidet av NGI/NVE. Det bemerkes at aktsomhetskart er utarbeidet teoretisk, kun på bakgrunn av gjennomsnittlig helningsvinkel på terrenget, og at det for disse kartene ikke ligger til grunn noen vurdering av de faktiske forholdene på stedet.

Rapporten fra Multiconsult konkluderer med at det i Kjødepollen ikke forventes å være noen betydelig skredfare, grunnet moderat helning på terrenget, 28 grader i gjennomsnitt, og gunstig retning på hovedsprekkesett. Ved Moldefjorden er imidlertid helningsvinkelen vesentlig brattere, 37 grader i gjennomsnitt, og lokalt betydelig brattere. I påhuggsområdet er det observert rullesteiner og gammel rasmasse, som stedvis kan være noe ustabil, og over påhuggsområdet finnes det noen bratte skrenter som potensielt kan være kilder for nye steinsprang. Ved Moldefjorden er det i rapporten fra Multiconsult anbefalt 4 m høyt fangnettgjerde med kapasitet 3000 kJ, i lengde på ca. 100 m.

Norconsult sine vurderinger er på linje med de fra Multiconsult, men lengden/mengden av fangnettgjerde ved Moldefjorden må imidlertid ta høyde for beskyttelse av ny vei, som vil bli liggende på fylling/skjæring langs den bratte delen av terrenget. Det vil derfor trolig bli behov for noe større mengde enn de 100 m nevnt i Multiconsult sin rapport.

Jordskred og snø-/sørpeskred er også omtalt i rapporten til Multiconsult. Data for snødybde og vindretning indikerer at problemer med snøskred er lite aktuelt i dette området. For jordskred, og til dels sørpeskred, er det imidlertid ikke konkludert fullstendig, men anbefalt videre undersøkelser i detaljprosjekteringen, for å vurdere spesielle tiltak for drenering og avskjæring over påhugg og forskjæring til tunnelen. I rapporten fra Multiconsult er det nevnt mulig behov for en fanggrøft ved Kjødepollen, i terrenget over den eksisterende veiskjæringen. Norconsult støtter anbefalingen om å

studere disse forholdene nærmere i detaljprosjekteringen, men kan ikke se et umiddelbart behov for tiltak ved Kjødepollen, som nevnt av Multiconsult – både med hensyn til vurdering av terrenget og helningsprofilen, og med hensyn til at det i dette området ligger en relativt ny veg med fylkesvegstandard (Fv620/618), og at eventuelt behov for beskyttelse av dette området i så fall også ville vært identifisert for denne vegstrekningen.

For videre arbeid med forprosjektet blir det lagt til grunn fangnettgjerde ved Moldefjorden. Det blir medtatt mengder for dette ved kostnadsestimatet, men endelig mengde, dimensjon, plassering, samt eventuelt nødvendighet av arbeidssikring før arbeidene med forskjæring kan påbegynnes, anbefales studert nærmere i detaljprosjekteringen.

Forskjæring

Forskjæringen vil medføre utsprengning av en stor byggegrop, med skjæringshøyde på det meste opp mot ca. 70-80 m, og avtagende ned mot 10-15 m på det laveste. De nederste 13 m vil ligge under vann når anlegget er ferdig. Stabilitet i forskjæring vil generelt være avhengig av globale og lokale geologiske strukturer og bergmasseforhold, og kan ivaretas og/eller utbedres ved hjelp av geometrisk utforming, uttaksmetoder, rensk og stabilitetssikring. Generelt forventes bergmaseforholdene i begge påhuggsområder å være gode, men på grunn av de store dimensjonene på anlegget er det sannsynlig at variasjonen i bergmasseforhold vil variere fra relativt dårlig berg (lokalt) til meget god bergkvalitet.

I den beste bergkvaliteten (og/eller der orienteringen av sprekkesett er gunstig i forhold til skjæringsveggene), vil behov for sikring kunne være meget begrenset, særlig dersom geometrien til skjæringsveggen utformes med moderat helningsvinkel og optimalt i forhold til eventuelle lokale geologiske strukturer. I andre tilfeller vil det kunne oppstå behov for omfattende sikring av lokale eller globale strukturer. Lokale strukturer vil sannsynligvis medføre en viss grad av systematisk sikring, bestående av innstøpte fjellbolter i lengder 3 til 8 m lengde, i kombinasjon med fjellbånd, steinsprangnett eller sprøytebetong.

I et worst-case tilfelle vil det kunne oppstå behov for å sikre større potensielle utglidningsplan/kiler, som har utgående sprekker langt ned i en høy skjæringsvegg. I slike tilfeller kan vekten av de potensielle ustabile massene medføre et behov for tung og omfattende sikring, noe som kan bli utfordrende å installere dersom en allerede har sprengt seg langt ned i skjæringen. Slike stabilitetsutfordringer kan generelt forebygges eller utbedres på 3 ulike måter:

- Detaljert kartlegging og grunnundersøkelser, med spesielt fokus på å detektere strukturer som potensielt vil kunne medføre behov for tung sikring i skjæringsveggene. Det anbefales at det sees nærmere på dette under detaljprosjektering av anlegget, men det bemerkes at fravær av identifiserte stabilitetsproblem ikke er ensbetydende med at slike ikke vil kunne oppstå.

- Begrense skjæringens totale og lokale helningsvinkel. Dette tiltaket ansees det mest effektive for å begrense sikringsbehovet, og spesielt behov for tung sikring, ved at det eliminerer en rekke av potensielle utgående sprekkeplan som må sikres (alle sprekkeplan med brattere fall enn den totale helningsvinkelen). Gjenstående stabilitetsutfordringer vil da utgjøre en langt mindre total vekt som må stabiliseres, hvor disse kan sikres med kortere bolter/anker.

- Det kan velges å installere en relativt tung og systematisk sikring av skjæringen, fra toppen og nedover, som en konservativ løsning, for å redusere risikoen for at en må tilbakefylle i byggegropen, eller benytte spesialutstyr (kranmontert borhammer) for å nå opp i høyden, dersom det må ettersikres.

Totalstabiliteten av skjæringene må ivaretas i byggetiden og i hele prosjektets levetid. I noen tilfeller vil man imidlertid kunne akseptere mindre lokale nedfall, så lenge slike nedfall ikke påvirker totalstabiliteten i skjæringen, treffer områder hvor publikum ferdes, eller kan skade installasjoner eller konstruksjoner. Ved dette anlegget vil det være behov for en langsgående gangbane/ledekonstruksjon gjennom hele tunnelen og forskjæringene, på begge sider av tunnelen. Gangbanen vil blant annet kunne bli benyttet som rømningsvei under evakuering, samt eventuelt som adkomstvei for inspeksjon og vedlikehold i anlegget. For å sikre denne gangveien mot steinsprang fra tunnel og

skjæringsvegger, vil det være behov for enten å detaljsikre hele skjæringsveggen, eller lage et system/innretning som kan fange opp eventuelt nedfall før det treffer gangbanen.

Etablering av forskjæring, med terrassering i paller med høyde 10-15 m, og hyller på 5-6 m bredde, vil kunne gjøre det mulig å etablere et fangnettgjerde ved hylle rett over gangbanen, slik at omfattende detaljsikring i stor grad kan begrenses til den nederste pallen/skjæringsveggen. Alternativt vil en måtte påregne omfattende sikring med steinsprangnett og/eller sprøytebetong i bortimot hele skjæringens areal.

Det bemerkes at bergmassens stabilitet vil utvikle seg over tid, på grunn av forvitringsprosesser og langtidsvirkning av spenningsomlagring. Det vil i hele anleggets levetid være et behov for periodisk kontroll og rensk av alle bergoverflater, og eventuelt vedlikehold av sikringskonstruksjoner eller supplerende ettersikring.

Påhugg og første delen av tunnel
For påhugget vil de samme vurderingene som for forskjæring gjelde. I tillegg til dette kommer etablering av tunnelåpning og sikring av denne.

Prinsippene for bygging av tunneler i berg er at bergmassen generelt sett skal være selvbærende, slik at sikringsmidler begrenses til kun å håndtere detaljstabilitet. Ettersom bergmassen ikke er et kontinuerlig medium, men delt opp i «blokker» avgrenset av ulike sprekkesett, krever selvbæring i hengen (taket i tunnelen) at bergblokkene presses sammen i en trykkbue (innspenning). Trykkbuen over hengen i et bergrom er avhengig av horisontale spenninger som forekommer i berget, både som en funksjon av vertikale vekt av overliggende masser, og som regionale horisontalspenninger som kommer av ulike geologiske og topografiske effekter. For at det skal være tilstrekkelige horisontale spenninger i bergmassen, til at en bergtunnel generelt sett kan etableres, ved bruk av konvensjonelle metoder, kreves en viss overdekning i forhold til spennvidden i bergrommet. Normalt tommelfingerregel for overdekning tilsier følgende:

- Overdekning > 1,5 x spennet i tunnelen:
  Det forventes at innspenning vil være tilstrekkelig, under alle forhold, til at det etableres en naturlig selvbærende trykkbue i berget som sørger for god totalstabilitet.
  Bergsikring i generelt god bergmassekvalitet må kun ivareta spesielle kiler/plan, samt sørge for tilstrekkelig detaljstabilitet.

- Overdekning 1,0 x spennet i tunnelen:
  Ved gunstig spenningstilstand forventes at innspenning vil være tilstrekkelig til at det etableres en naturlig selvbærende trykkbue i berget. Dersom spenningstilstand er mindre gunstig, vil det normalt la seg gjøre å forbedre denne ved systematisk boltesikring i hengen.

- Overdekning 0,5 x spennet i tunnelen:
  Regnes normalt som nedre grense for gjennomførbar tunnel, uten bruk av særs tung sikring for å besørge tilstrekkelig innspenning.
  Bergmassen vil kun unntaksvis, i meget god bergkvalitet og/eller ved svært gunstig in-situ spenningstilstand, være selvbærende. Totalstabilitet må normalt avhjelpes med tung systematisk boltesikring i hengen, eventuelt i kombinasjon med armerte sprøytebetongbuer. Det kan være nødvendig å installere midlertidig sikring foran stuff (forbolting), samt sprenge ut kortere salvelengder. Store tverrsnitt må ofte deles opp, og midlertidig sikring etableres før øvrige deler sprenges ut.

Normalt anbefales at overdekning bør være > 1,0 x spennvidde, og at lavere overdekning enn dette bør begrenses til kun korte strekninger i tunnelen. Overdekning på 0,5 x spennvidde på tunnelen, ansees som en praktisk nedre grense for der det er mulig å etablere tunnel, med konvensjonelle midler. På bakgrunn av dette anbefales at påhugget til selve tunnelen plasseres slik at det oppnås ca. 20 m bergoverdekning. Det forventes at det i starten av tunnelen (fra hver side) må sikres relativt tungt, men at terrenget raskt stiger på, slik at innspenning og bra bergmassekvalitet sørger for god totalstabilitet etter noen salver.

Aktuell sikring i påhugget og den første delen av tunnelen vil kunne bestå av følgende:

1. Systematisk forbolting med 8 – 10 m lange fult innstøpte Ø32mm kamstål, med avstand 0,5 – 1 m i en eller to raster rundt tunnelkonturen. Innover i tunnelen kan det bli aktuelt å gjenta forbolting fra tunnelkonturen (ansett med slak stikning bort fra tunnelretningen) 1-3 ganger, med 2-4 m overlapp av forboltene fra forrige runde.

2. Avhengig av bergkvalitet kan det bli aktuelt å etablere dobbeltarmerte sprøytebetongbuer med senteravstand 2-3 m i lengderetningen. Avhengig av bergforholdene kan det bli aktuelt å installere 4 – 8 slike buer fra påhugget og innover i tunnelen.

3. Tunnelkonturen sikres med radielle bolter, fullt innstøpte Ø25mm kamstålbolter i lengder 6 – 8 m, samt sprøytebetong i tykkelse 10 – 20 cm. Senteravstand for bolter vil i utgangspunktet forventes å være i størrelsesorden c/c 2 m, men kan variere i området c/c 1,0 til 3 m.

4. Avhengig av bergforholdene kan det bli aktuelt å supplere sikringen med systematisk mønster av lengre anker 10-20 m lengde.

Tunnel
Som diskutert under «*Påhugg og første del av tunnel*» vil prinsippet for bygging av tunnelen være at berget generelt sett vil være selvbærende, og at totalstabiliteten ivaretas av innspenning som «klemmer sammen» løse blokker.

Det forventes at sikring i tunnelen i hovedsak vil kunne håndteres med konvensjonelle sikringsmidler og metoder, bestående av; fiberarmert sprøytebetong og fullt innstøpte bergbolter, eventuelt supplert med bergbånd og steinsprangnett. I tillegg til dette vil det muligens være behov for tyngre sikring, enten generelt over større områder, eller spesielt i soner med dårligere bergmassekvalitet (svakhetssoner). Tung sikring kan utgjøres av tyngre og lengre anker (10 – 25 m lengde), enkelt eller dobbelarmerte sprøytebetongbuer, forbolting (tilsvarende som beskrevet under avsnittet «*Påhugg og første del av tunnel*»), samt betongutstøpning i hele eller deler av profilet.

Normalt bestemmes detaljert sikringsnivå underveis byggingen, basert på kartlegging av bergmassen etter hvert som denne avdekkes, og observasjon av hvordan bergmassen og installert sikring oppfører seg når hele profilet i tunnelen avdekkes. En spesiell utfordring med dette prosjektet er at de endelige dimensjonene til tunnelen vil være meget store, og permanent sikring i øvre del må installeres før det endelige profilet er ferdig utsprengt. Det suksessive uttaket av mer berg (fordypning av tunnelen) vil medføre økt deformasjon, og dermed belastning, på sikringen som allerede er installert i øvre del. Det er viktig å overvåke denne pågående deformasjonen, og belastningen på sikringskonstruksjoner, slik at en forsikrer seg om at deformasjonene avtar og stabiliserer seg og at sikringen ikke overbelastes. Det anbefales at detaljprosjekteringen av bergsikring tar i bruk elementer fra «observasjonsmetoden» (i henhold til Eurokode 7), der en etablerer en plan for overvåking av bergets og sikringssystemenes oppførsel, gjennom systematisk observasjon og eventuelt måling. Observasjoner og måling vil kunne dreie seg om systematisk inspeksjon for å se etter deformasjon, rissdannelser etc., og direkte målinger ved konvergensmålinger og ekstensometer, samt eventuelt lastmålinger på sikringsmidler (for eksempel på anker).

Detaljprosjektering av bergsikring utføres underveis i byggingen. Som utgangspunkt for forprosjektering baserer sikringsprognose seg på kartlegging og observasjon av berget i overflaten, samt noen data fra borekjerner og refraksjonsseismiske undersøkelser. I rapport «*Ingeniørgeologisk undersøking*» [2], er det oppsummert kartleggingsdata og bergmasseklassifisering, basert på kartlegging i dagen og fra borekjerner. Dataene dannet grunnlag for sikringsprognosen som ble utarbeidet av NGI i 2000. Prosjektet i 2000 innebar en tunnel med et vesentlig mindre tverrsnitt enn dagens alternativ. Sikringsprognosen fra 2000 ble oppjustert i 2007, for å være representativ for dagens alternativ, rapportert i *"Stad Skipstunnel. Stabilitetsanalyse og sikringsprognose for utvidet profil" (NGI, 2007)* [3]. Grunnlaget for sikringsprognosen er antatt prosentvis fordeling av bergmassekvalitet langs tunneltraseen, oppsummert i Tabell 5-2.

Tabell 5-2 Prosentvis fordeling av Q-verdier, kilde NGI [3].

Prosentvis fordeling av Q verdier			
	Lengde:1700 m		
Q	Best	Sannsynlig	Dårligst
<0,004	0	0	0
0,004-0,01	0	0	5
0,01-0,04	0	10	20
0,04-0,1	0	10	20
0,1-0,4	20	20	45
0,4-1,0	20	30	40
1-4	130	160	205
4-10	280	430	680
10-40	870	780	600
40-100	380	260	85
>100	0	0	0
Sum	1700	1700	1700

5.1.5 Hydrogeologi

Grunnvannspotensialet antas ifølge nasjonal brønndatabase (http://geo.ngu.no/kart/granada/) begrenset i hele området, noe som har sammenheng med løsmassetype og -mektighet. Det er i stor grad usammenhengende løsmassedekke eller bart fjell over sentrale deler av tunnelen, mens de geotekniske undersøkelsene indikerer løsmasser i skråningene på hver side med økende mektighet mot sjø [6].

Seismiske undersøkelser på Moldefjordsiden viser at morenemasser på fjell er dekket av drenerte marine strandavsetninger opp til marin grense (ca. kote 30) og av ur/skredmateriale videre opp til ca. kote 70 hvor løsmassedekket er usammenhengende med stedvis bart fjell [6]. Det forventes derfor ikke grunnvann i løsmasser i særlig grad annet enn i de lavestliggende flatere områdene ned mot sjø. Også i disse områdene anses grunnvannspotensialet begrenset, noe som også gjenspeiles i utnyttelsen av grunnvann i disse områdene ved at det er registrert en rekke borebrønner i berg innenfor plangrensen på Kjødepollsiden, mens det ikke er registret brønner i løsmasser (http://geo.ngu.no/kart/granada/).

Det foreligger ingen kjente observasjoner av grunnvannstand i løsmasser eller berg innenfor planområdet. Det forventes imidlertid at Skumdalsvatnet og tilgrensende myrområder kan være uttrykk for grunnvannstand i området nordøst for tunnelen. Det forventes høyere grunnvannstand i sprekkesystemer i høyereliggende bergmasser over tunnelens sentrale deler sørvest for Skumdalsvatnet, avtakende i tunnelens lengderetning med avtakende avstand til sjø på begge sider.

Det er tidligere utført en omfattende feltkartlegging for hele tunnelstrekningen [2]. Det ble ikke avdekket større svakhetssoner under denne kartleggingen, mens seismiske målinger viser svakhetssoner nær begge påhuggene [6]. Vanntapsmålinger utført i tre kjernehull tyder på relativt høy hydraulisk ledningsevne i dagfjellet, mens berget dypere ned mot tunnelnivå er tilnærmet tett [2]. Dette er i tråd med forventning om at åpne sprekker lukker seg mot dypet.

5.1.6 Tunnelpåhugg

Påhuggsområdene ved Moldefjorden og Kjødepollen er kartlagt og undersøkt med refraksjonsseismikk, fjellkontrollboringer og kjerneboringer. På grunn av de svært store dimensjonene må det påregnes et stort spenn av bergforhold, fra meget god til mindre god bergkvalitet. Det finnes ingen fleksibilitet i plassering av påhugg, og dermed må de bergforholdene som påtreffes håndteres. For å redusere risiko for forhold som krever svært dyre løsninger for å oppnå tilfredsstillende stabilitet, sikkerhet og levetid for anlegget, anbefales det å velge løsninger for påhugg og forskjæringer som i best mulig grad ivaretar naturlige stabilitetsutfordringer ved hjelp av geometrisk utforming. Dette innebærer å begrense den totale skråningsvinkel på skjæringene. Med så store dimensjoner som dette prosjektet innebærer, vil dette medføre et betydelig større volum av bergmasse som må sprenges ut, sammenlignet med å etablere vertikale skjæringsvegger i et minimumstverrsnitt. Sistnevnte vil imidlertid kunne medføre ekstreme kostnader for etablering av tilfredsstillende bergsikring, dersom det påtreffes ugunstige bergforhold. Innenfor et så stort område/volum som forskjæringene vil innebære, er det sannsynlig at det lokalt vil påtreffes ugunstige bergforhold, og dermed ansees risikoen for store kostnadsoverskridelser å være betydelig, dersom en ikke velger mer konservative løsninger. Et annet argument for å velge en konservativ utforming av forskjæring, er mulighet for inspeksjon og eventuelt fremtidig vedlikehold.

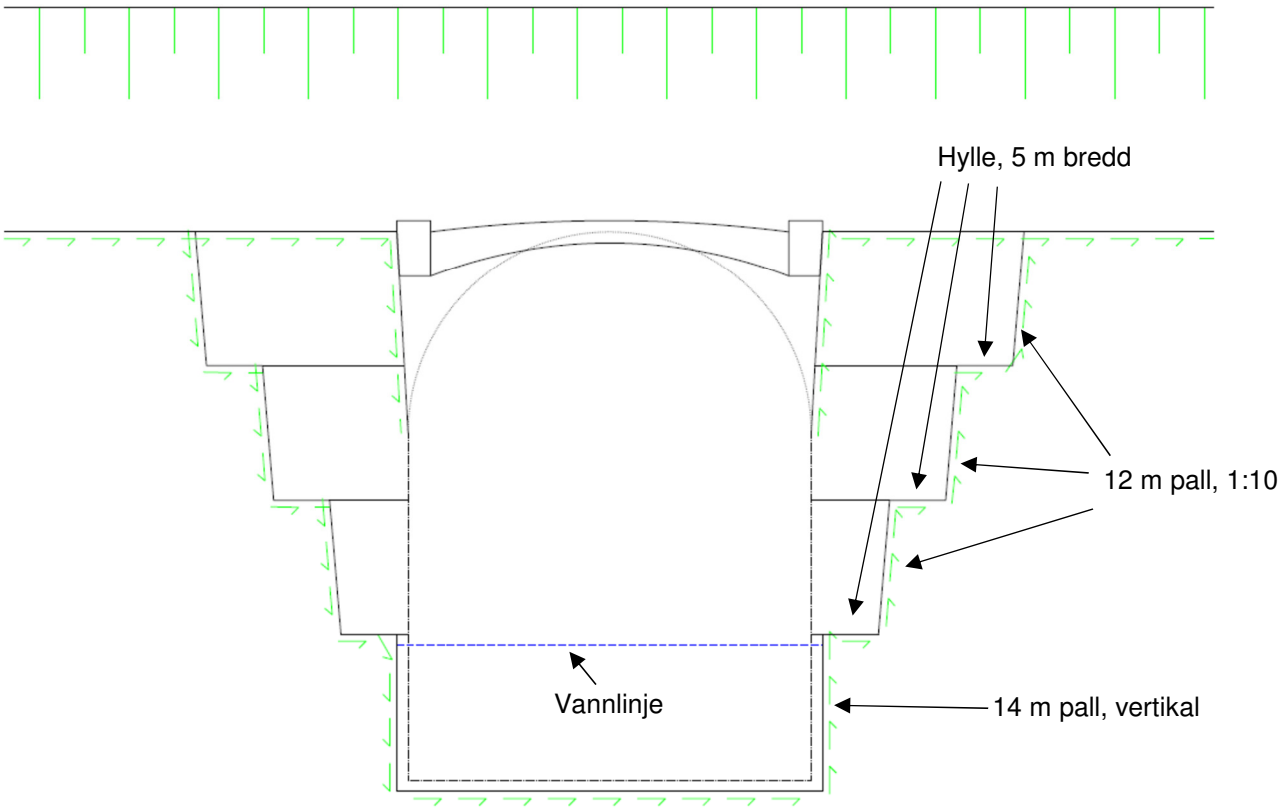
Anbefalt prinsipp for forskjæring innebærer en terrassert utforming med begrenset pallhøyde, hylle mellom pallene, og begrenset helningsvinkel på skjæringsvegg i hver pall:

<u>Pallhøyde</u>
Maksimal pallhøyde bør ikke overskride 15 m. Ved høyere paller vil boravvik kunne få stor betydning for geometrien, noe som generelt vil kunne virke negativt inn på stabiliteten. I tillegg vil boravvik kunne medføre upresis sprengning, som igjen kan gi lokal overladning, som medfører større sprengningspåvirkning av det gjenstående berget (mer oppsprekning) – samt at det også vil utgjøre en større risiko for utilsiktet sprut under sprengningsarbeider (HMS). Normalt anbefales lavere pallhøyde enn 15 m, kanskje ned mot 10 m, men dette må avveies i forhold til estetisk utforming, samt kost/tid for bygging.

<u>Berghylle</u>
Berghyller mellom pallene har flere funksjoner.
Det vil uansett være behov for en «fortanning» på minst en meter, for å gi plass til boretårnet når man skal bore neste pall. Dersom man utvider fortanningen ytterligere, og etablerer en hylle, vil den også ha positiv effekt på totalstabilitet i skjæringen, ved at den resulterende totale skjæringsvinkelen blir slakere. Dette medfører at færre sprekker vil kunne ha «utgående» sprekkeplan i selve skjæringen, samt at ustabile kiler og plan vil kunne sikres med kortere bolter/stag og at den totale vekten av potensiell ustabil masse reduseres betraktelig.
Ved å etablere hyller vil en også ha mulighet til å fange opp steinsprang av mindre fragmenter ved en eller flere av hyllene, i stedet for å måtte kreve total dekking av skjæringsveggene med sprøytebetong eller steinsprangnett. Dersom det etableres gode nok hyller vil en dessuten ha muligheten til å etablere adkomster i skjæringsveggen, noe som vil gjøre inspeksjon og eventuelt vedlikehold vesentlig enklere.
Berghyller bør være minimum 4 m brede, gjerne opp til 5-6 m.

<u>Helning på pallveggene</u>
Normal helning for permanente skjæringer er gjerne 1:10, eller slakere.
Som i forrige punkt, vil en slakere helning virke positivt på både total og lokalstabilitet i skjæringen, redusere potensielle ustabile partier, samt føre til at mindre og lettere sikring sammenlignet med om skjæringsveggen er brattere.

På Figur 5-5 er det skissert en prinsipiell utforming av skjæringsvegger der det er angitt 4 paller med høyde 12-14 m, og 5 m bred hylle mellom pallene. Som diskutert kan skjæringen utformes på ulike måter, og ikke minst vil det være naturlig å tilpasse detaljert geometri til eventuelle spesielle geologiske strukturer som kartlegges i detaljprosjektering eller under bygging.



Figur 5-5 Forskjæring – prinsippskisse.

5.1.7 Vann- og frostsikring

Det forventes lokalt store variasjoner på temperaturene i området rundt Stadtunnelen. Det anbefales derfor at måling av temperatur, lufttrykk og vind videreføres gjennom vinteren 2017. Det vil gi bedre grunnlag for å fastslå sannsynlig frostmengde i Eide og Kjødepollen.

Basert på vurdering av tilgjengelig data, er frostmengder fra Fiskåbygd benyttet. Det kan være slik at temperaturdata for Fiskåbygd overestimerer frostmengden i Eide og Kjødepollen. Vurdering av frost i tunnelen bør derfor oppdateres basert på målinger fra Eide og Kjødepollen vinteren 2016/2017. Dette vil gi bedre grunnlag for å estimere temperatur og luftbevegelsene gjennom tunnelen i vintersesongen.

Omfanget av is som kan dannes i tunnelen vil være veldig avhengig av tilgjengelig innlekkasjevann. Det er beregnet veggtemperatur i tunnelen for vintre med ulik frostmengde. Dette er gjort for å anslå hvor lang periode per vinter det er forhold hvor det kan dannes is i tunnelen.

Normalvinteren er vurdert til å ha en frostmengde på 1500 t°C. Det gir anslagsvis en periode på 12 dager hver vinter, hvor veggtemperaturen i tunnelen er under 0°C. Statistisk vil halvparten av vintrene ha en lavere frostmengde enn dette. For halvparten av vintrene vil perioden med frost være som dette eller større.

Frostmengde F_{10} er beregnet til 4000 t°C. Statistisk vil det oppstå en vinter som er kaldere enn dette en gang hvert tiende år. I portalområdet er det, for F_{10}, beregnet en sammenhengende periode på om lag én måned med veggtemperatur under 0°C. For frostmengde lik F_{100}, er det beregnet en periode på i overkant av to måneder hvor temperaturen i tunnelen er under 0°C. Statistisk vil det oppstå en vinter som er kaldere enn dette en gang hvert hundrede år. Det vil si at det, statistisk, en gang hvert tiende år, vil det være veggtemperaturer under 0°C i deler av tunnelen, i en periode på én til to måneder.

På grunn av det store tverrsnittet trenger frost gjennom hele tunnelens lengde. Utfordringen med frost er dermed ikke begrenset til portalområdene. Det vil være perioder med veggtemperatur under 0°C også midt i tunnelen.

Følgende tiltak kan benyttes for å håndtere problemene knyttet til frost:

1. Full vann- og frostsikring i hele tunnelens lengde
2. Vann- og frostsikre de delene av tunnelen som har innlekkasje av vann.
3. Regelmessige inspeksjoner og mekanisk rensk av is som er en fare for trafikken.

Under følger en vurdering av de ulike alternativene.

Vann- og frostsikring av hele tunnelens lengde vil håndtere problematikken knyttet til frost i tunnelen. Innlekkasjevann ledes frostfritt da på baksiden av vann- og frostsikringen. På denne måten vil det ikke være vann tilgjengelig inne i trafikkrommet til å bygge opp is på hvelvingen. Vann- og frostsikring gjennom hele tunnelen vil være meget kostbart og påvirke byggetiden.

Frost er kun et problem i de områdene med innlekkasje av vann. Basert på kartlegging og undersøkelser er det forventet at lekkasjepotensialet for grunnvann inn i tunnelen er begrenset, se avsnitt 5.2.6. Erfaringsvis forventes at det største potensialet for innlekkasjer er konsentrert til den første delen av tunnelen, det vil si noen ti-talls meter inn fra hvert av de to påhuggene. Vann- og frostsikring kan velges å installeres kun i de områdene av tunnelen hvor det identifiseres innlekkasjer. Det vil si at innlekkasjene håndteres slik at det kan renne frostfritt ned til vannivå i tunnelen. Tilsvarende løsning som å vann- og frostsikre hele tunnelen, men begrenses kun til de delen av tunnelen med innlekkasje. Denne fremgangsmåten krever en prosess for å identifisere punkter med innlekkasje i forbindelse med driving av tunnelen. Omfanget av vann- og frostsikring vil da være avhengig av hvor store områder det er i tunnelen med innlekkasje av vann. Partier med innlekkasjer som identifiseres under byggeperioden kan håndteres under byggingen. Dersom ikke alle innlekkasjene blir identifisert under byggeperioden, eller det oppstår nye punkter med innlekkasje, kan det bli behov for å supplere områdene med vann- og frostsikring senere i byggeperioden, eller etter at tunnelen er satt i drift.

Mulig løsning for vann- og frostsikring er bruk av PE-skum brannsikret med sprøytebetong. Dette er en løsning som er tilsvarende det som benyttet i vegtunneler. Denne løsningen kan benyttes både for alternativ 1 og alternativ 2. På grunn av stor høyde i tunneltversnittet vil det være knyttet utfordringer til montasje sammenlignet med en konvensjonell veitunnel. En mulig løsning for montering av vann- og frostsikringen, er montasje fra båt/lekter. Lekter/båt må da utstyres med nødvendig stilas for montasjen. Dette vil da utgjøre en arbeidsplattform som kan flyttes til aktuelt område for montasje av vann- og frostsikring.

Ett alternativ tiltak for å sikre mot nedfall av is inne i tunnelen, vil være bruk av issikringsnett. Dette er et tiltak som er benyttet med gode erfaringer i skjæringer i dagen. Det monteres da et kraftig nett 15-25 cm fra bergveggen. Ved oppbygging av is på bergveggen, vil nettet være med på å armere isen og forhindre at den faller ned. Dette er et tiltak som trolig kun er egnet for sikring av vannlekkasjer på veggene i tunnelen. Lekkasjer i hengen bør trolig håndteres på en annen måte, da nettet ikke vil forhindre oppbygging av istapper. Dette kan være et alternativ for punktvis sikring av innlekkasjer som er på vegg (variant av alternativ 2).

Dersom tunnelen bygges uten vann- og frostsikring, kan problematikken med oppbygging av is håndteres ved regelmessige inspeksjoner i kalde perioder. Ved is i tunnelen som er en fare for trafikken, må denne fjernes mekanisk. På grunn av stor høyde i tunnelen forventes dette å være en mer utfordrende arbeidsoperasjon enn det er i vanlig tunnel for vei/bane. Tunnelen vil måtte stenges i de periodene hvor det foregår rensk av is i tunnelen.

Som beskrevet over er det store lokale forskjeller på temperatur i området. Det anbefales derfor at beslutning knyttet til vann- og frostsikring i tunnelen avventes til etter at måledata for vinteren 2016/2017 er vurdert, og beregningsmodellen for frost i tunnelen er oppdatert med dette.

Til kostnadsestimat på nåværende tidspunkt er det lagt til grunn en basis for vann- og frostsikring bestående av en kombinasjon av skissert tradisjonell løsning med PE-skum i hengen i tunnelen (ned til vederlagene på hver side), og issikringsnett i veggene ned til gangbanenivå. Prinsipp for løsning for vann- og frostsikring vist på tegning J101. Angitt mengde i kostnadsestimatet er 16 500 m^2, som er basert på en heldekkende løsning som skissert over. Basert på vurderingene som er lagt til grunn på nåværende tidspunkt er forventet mengde med vann- og frostsikring vurdert til å være 250 m av tunnelens lengde. Et maksimalt omfang av vannsikring er vurdert til 1 000 m, som utgjør ca. 60% av tunnellengden, mens det som et minimum er anslått at 100 m av tunnellengden blir dekket. I tallene i kostnadsoverslaget er det tatt med en tilleggsmengde til tradisjonell løsning med PE-skum tilsvarende 1/5 av areal for isnett (i veggene), som gjenspeiler antatt prisforskjell mellom disse løsningene.

5.2 Anleggstekniske vurderinger

5.2.1 Tunneldriving

5.2.1.1 Forutsetninger

En forutsetning for prosjektet er at det skal optimaliseres for lavest mulig byggekostnad, og ikke nødvendigvis for kortest byggetid. Det vil likevel være en sammenheng mellom disse forholdene, da forlenget byggetid vil medføre større kostnader for drift av fasiliteter for anleggsdriften. Dette medfører at enkelte tiltak eller etableringer som kun vil tjene til å korte ned byggetiden, men som ikke tjener noen permanent funksjon, ikke vil være hensiktsmessig å etablere dersom det vil medføre en høyere byggekostnad. Typisk eksempler på dette vil være tverrslag, som eventuelt kunne tillate driving av tunnelen fra flere stuffer og/eller tjene som en ekstra transportvei i forbindelse med anleggsarbeidene.

Dimensjonene på den endelige tunnelen er svært store, blant annet med en bredde på tunnelen på minst 36 m. Det vurderes på nåværende tidspunkt at slike dimensjoner vil være tilstrekkelig til at rasjonell anleggsdrift kan utføres med inn og uttransport gjennom samme tverrsnitt. Dermed er det konkludert med at effektiv bygging av tunnelen er fullt mulig å få til ved driving kun fra hovedstuffene fra Moldefjorden og Kjødepollen.

Det har vært diskutert mulighet for og eventuelt nødvendighet av å etablere service- og/eller rømningstunneler for den permanente driftsfasen av skipstunnelen, men det er konkludert med at det ikke er behov for dette, (se også vedlegg F Risikoanalyse for vurdering risikoen ved brann). I forbindelse med oppdatert reguleringsplan for prosjektet er det imidlertid tatt med plass til å etablere påhugg og tunneltraseer for eventuelle service eller rømningstunneler. Dersom det på et senere tidspunkt skulle bli aktuelt å inkludere slike, vil det være plass til å etablere disse innenfor reguleringsplanen. Rent byggeteknisk vil det også være uproblematisk å inkludere slike – forutsatt at de etableres med en viss avstand fra hovedtunnelen, minimum 15 m, helst opp mot 25 m.

Dersom det på et senere tidspunkt besluttes at service-, rømningstunneler eller sjakt (for permanent ventilasjon) skal etableres, vil sprengningsentreprenør trolig til en viss grad benytte seg av disse til å optimalisere byggeprosessen. I motsatt fall anbefales det å vurdere å tillate entreprenør(er), på eget initiativ, risiko og kostnad, å etablere tverrslags-/servicetunneler, dersom de mener dette vil være optimalt for deres arbeider.

5.2.1.2 Tunneldriving

Valg av drivemetoder og rekkefølge på arbeider, og ikke minst optimalisering av disse, bør i hovedsak overlates til entreprenørene som skal gi tilbud på sprengningsjobben. Hvor stor frihetsgrad det kan legges opp til vil avhenge av kontraktsformen, og spesielt om arbeidene deles opp i flere entrepriser som skal utføre sine arbeider helt eller delvis samtidig.

I denne rapporten beskrives dermed kun et forslag til driveopplegg som ansees fornuftig og gjennomførbart, og som ligger til grunn for estimering av byggetid og kostnad i forprosjektet.

Det forventes at arbeidene med sprengning av tunnel bør starte opp så tidlig som mulig, noe som fordrer at arbeider med markrydding og fjerning av løsmasser, samt etablering av adkomstveier og utskipingskaier, gis prioritet. Så raskt som mulig bør en etablere påhuggsområde i øvre del av det endelige tunnelprofilet, slik at en kan starte med driving av takskive/toppstoll.

Det foreslås følgende utdrivingsmetode/-sekvens, (se Figur 5-6).
[M*erk at dette kun er et forslag - endelig og optimal drivesekvens må detaljprosjekteres av entreprenør, som tilpasses deres utstyr og tar hensyn til den totale logistikken ved anlegget*]:

1. Driving av toppstoll; ca. 10-11 m høyde ved høyeste punkt, og ca. 16 m bredde.

2. Sidestross i toppstoll; tilsvarende geometri som trinn 1.

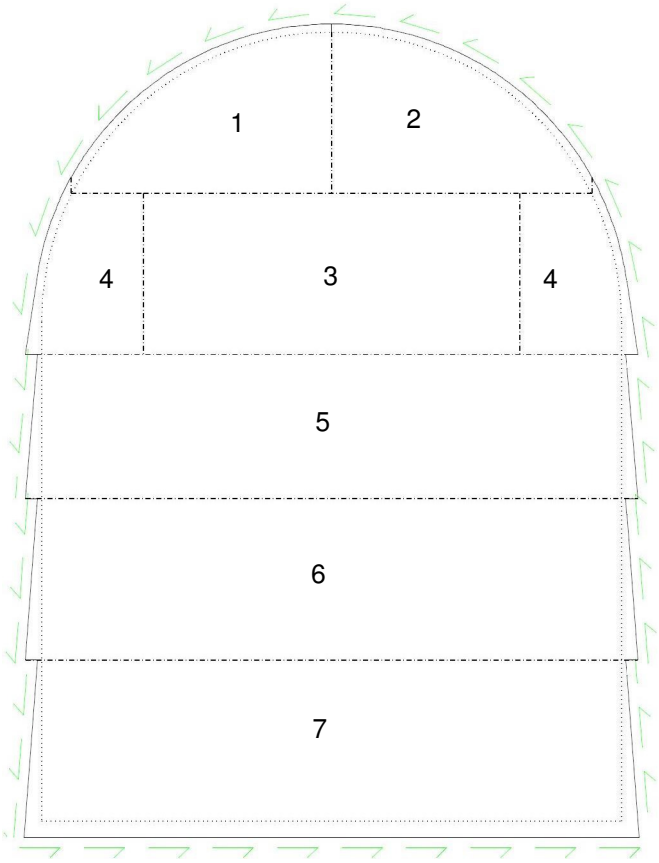
3. Pallsprengning i senter av bergrommet; ca. 10 m pallhøyde, 20-25 m bredde.
   (Pallen kan eventuelt deles i 2 eller flere sekvenser).

4. Sidestross på hver side av bergrommet; ca. 12 m høyde i høyeste punkt, 5-10 m bredde (avhenger av størrelse og oppdeling i trinn 3).

5. Pallsprengning; ca. 10 m pallhøyde, 20-25 m bredde.
   (Pallen kan eventuelt deles i 2 eller flere sekvenser).

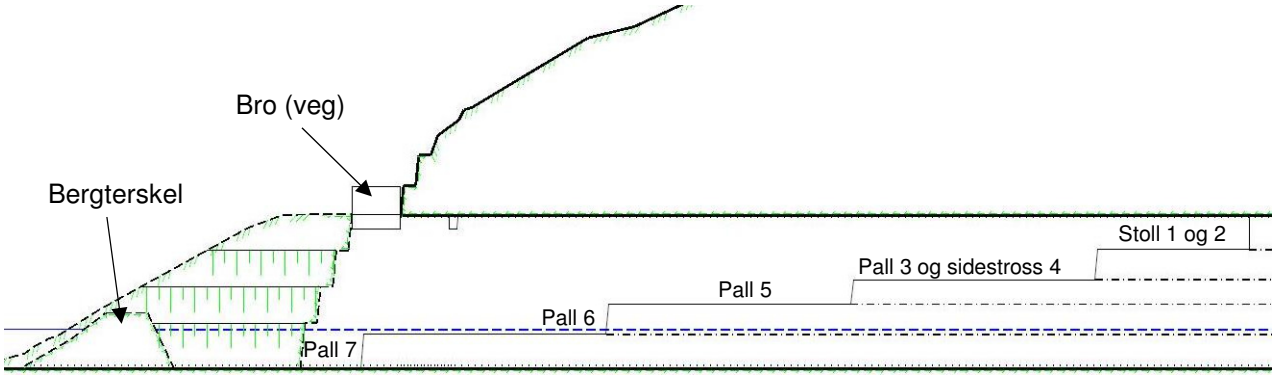
6. Pallsprengning; ca. 10 m pallhøyde, 20-25 m bredde.
   (Pallen kan eventuelt deles i 2 eller flere sekvenser).

7. Pallsprengning; ca. 11 m pallhøyde, 20-25 m bredde. Undersprenges 0,5-1 m under prosjektert bunn.
   (Pallen kan eventuelt deles i 2 eller flere sekvenser).



Figur 5-6 Drivesekvens – prinsippskisse.

I lengderetningen kan entreprenøren velge å drive en og en stuff/pall helt gjennom, eller starte opp med uttak av flere nivåer samtidig. Det forventes at det vil være hensiktsmessig å starte opp uttak av andre nivå, før de øverste nivåene er ferdig utsprengt, og på den måten kan det prinsipielt foregå drift på flere(/alle) nivåer/paller samtidig. Adkomst opp til øvre nivå vil måtte etableres med ramper, som må flyttes og reetableres etterhvert som arbeidene skrider frem. Antall nivåer med samtidig drift, avstand mellom de ulike stuffene, samt logistikken med etablering av ramper for adkomster til de ulike nivåene, vil bli detaljert og planlagt av entreprenøren, og vil kunne variere gjennom prosjektet. Prinsippet for drift på ulike nivåer er vist på skisse i Figur 5-7.



Figur 5-7 Drivesekvens i lengdeakse – prinsippskisse.

Entreprenør vil trolig velge å drive parallell drift på ulike nivåer, i alle fall til en viss grad. Som et minimum forventes at det vil prioriteres å ferdigstille sprengningen i områdene ved og nær forskjæring og påhugg så tidlige som mulig, slik at aktiviteter med bru, portalkonstruksjon, entrings- og ledekonstruksjoner kan påbegynnes før hele tunnelen er ferdigstilt. Dette må i så fall planlegges nøye

og detaljert, for å sikre at sprengningsarbeidene ikke påvirker byggingen, eller de ferdigstilte konstruksjonene, samt at logistikken med inn og uttransport gjennom tunnelåpningen håndteres.

Nederste nivå i tunnelen vil bli sprengt ut under havnivå. Selv om det prinsipielt er teknisk mulig å foreta utsprengning under vann, forventes at det vil være mer rasjonelt å la det stå igjen en terskel i enden av tunnelen, som hindrer sjøen i å trenge inn i tunnelen. Denne terskelen vil kunne sprenges og lastes ut kontrollert etter at alle de øvrige arbeidene er ferdig i tunnelen. Det forventes at også installasjoner og betongarbeider kan utføres før sprenging av terskel, men dette er noe som må detaljprosjekteres videre, for å verifisere at rystelser, eventuell sprut, samt innstrømmende vann (med steinmasser) ikke vil kunne skade installasjoner. Muligens vil det være aktuelt å iverksette spesielle tiltak for å beskytte installasjoner, alternativt å begrense innstrømningen etter sprengning, for eksempel ved å vannfylle tunnelen, helt eller delvis, før terskelen sprenges.

5.2.2 Massehåndtering

I denne planfasen må det legges til rette for en effektiv transport av alle steinmassene fra tunnelen og ned til riggområdet for lokal lagring eller videre transport på lekter. Transporttraseene må tilrettelegges med god bredde som tillater bruk av store dumpere. For å ivareta en best mulig sikkerhet i anleggsperioden, bør massetransporten skilles fysisk fra all øvrig trafikk i området. Massetransporten blir en viktig faktor med tanke på å oppnå en effektiv totalproduksjon. Det er også viktig at massetransporten ikke skaper hindringer for øvrig produksjon. Hvordan dette løses i detalj må tas som del av detaljprosjekteringen totalentreprenøren får ansvar for. Tunnelen sprenges ut med en toppstoll som vil ligge godt foran den videre sprengning av tverrsnittet som skjer ved pallsprengning i flere høyder. Mesteparten av sprengsteinen forventes vil bli fraktet ut gjennom påhuggene i hver ende, eventuelt i kombinasjon med uttransport fra transporttunneler om det blir valgt. Stein fra forskjæringene og første del av tunnelsprengningen, vil bli benyttet til etablering av nødvendig infrastruktur og riggarealer for de videre arbeidene.

Det benyttes utvidelsesfaktor 1,8 for alle masser som skal i sjø. Faktoren er noe høyere enn det som normalt brukes for sprengstein, som er 1,4. Erfaringer fra vegprosjektet Ryfast i Stavanger er at steinen som deponeres i sjø har en utvidelsesfaktor på mellom 1,8 og 2,0.

5.2.2.1 Midlertidig deponering av sprengstein

Det vil i begge portalområdene være behov for midlertidig deponering av sprengstein, knyttet til bruk for utfylling av riggområder og midlertidige konstruksjoner/fyllinger/fangdammer/vegomlegginger etc. Dette er masser som vil bli fjernet i siste del av anleggsperioden, eventuelt helt til slutt i forbindelse med nedriggingen. Øvrig midlertidig planlagt deponering eller mellomlagring bør begrenses til et minimum, da all mellomlagring medfører en merkostnad for massetransporten. Det må imidlertid legges til rette for mellomlagring av masse ved å avsette egne større arealer for dette. Det vil være viktig å ha mulighet til å kjøre masse til mellomlagring, dersom det skjer uforutsette hindringer knyttet til den videre transporten ut fra anleggsområdet. Masser som deponeres i sjø dypere enn ca. 8 m er å betrakte som permanent deponering.

5.2.2.2 Permanent deponering av sprengstein

I dagsonene for dette anlegget vil det være behov for en begrenset mengde sprengstein. Dette er stein som er prosjektert brukt til vegomlegginger, fylling i sjø for ledekonstruksjoner og gjenværende utfyllinger fra anleggsperioden som blir bestemt skal stå igjen for etterbruk. Øvrige masser er det mulig å deponere i dypvannsdeponi og for landvinning i regionen.

5.2.2.3 Borttransport av sprengstein

Det alt vesentligste av sprengsteinen fra tunnelen må transporteres bort, hovedsakelig på lekter. Nasjonalt er det et overordnet mål at alle overskuddsmasser fra denne type tunnel/fjell anlegg skal gi en samfunnsmessig nytte.

Ut fra de behov og muligheter for samfunnsnyttig bruk av sprengstein, som frem til nå er avdekket, kan det være mulighet for at deler av overskuddsmassene kan plasseres i nærliggende godkjente utfyllinger, knyttet til næringsutvikling. Dette gjelder utviklingsområder som ligger innenfor en fornuftig avstand, på om lag 2 timers transportavstand med lekter, fra hver portal. Til sjøtransport av sprengstein over lengere avstander vil store flatlektere være en kapasitetsmessig og økonomisk god løsning. Disse lekterne fylles opp direkte, ved at dumpere kjører opp på lekteren og tipper massen uten å måtte gå om en mellomlagring. Lossing av flatlekter i sjø skjer som egen operasjon med egne tippmaskiner om bord på lekteren (hjullaster/gravemaskin) Massen kan også kjøres på land ved bruk av en egen rampekonstruksjon mellom lekter og land. Et slikt ekstra transportledd øker transportkostnadene ytterligere. Sjøtransport med slike store flatlektere er relativt kostnadseffektivt, men kostnadene øker med økt transportlengde.

Stein som det ikke er mottakskapasitet for til samfunnsnyttig utfyllingsareal må avhendes på en miljømessig og økonomisk mest mulig optimal måte. Sjødeponier i tilknytning til hvert av portalområdene vil da være en aktuell løsning. Ved korte transportavstander vil bruk av splittlekter være en effektiv transportmetode. Splittlekterne må normalt fylles med egen gravemaskin, dette krever ekstra plass i tilknytning til selve kaianlegget til mellomlagring av stein før lasting i lekter.

Borttransport av større mengder stein på offentlig veg, fra noen av portalområdene, er vurdert ikke å være hensiktsmessig. Det på grunn av høye kostnader, dårlig vegstandard og at det vil gi en stor miljøbelastning for omgivelsene.

5.2.3 Riggområder

Det må etableres riggområde i nærheten av forskjæringen på begge sider av tunnelen. Tunnelen forutsettes å drives fra begge sider, og behovet for riggområde antas å være ganske likt på begge sider, men at man med fordel kan redusere riggområdet i Kjødepollen på grunn av et større massebehov til midlertidige, tettere befolkning og mindre areal tilgjengelig. Det legges opp til at en del stein deponeres permanent i sjø for å skape mer areal, som benyttes som riggområde i utbyggingen. Det antas at 15000 m^2 for riggareal på hver side er et minimum. Det gir plass til maskiner, vaskehaller, rensesystemer, brakker etc. Pga. skrått terreng og trafikkavvikling er det en del areal innenfor anleggsområdet som det ikke er mulig å gjøre seg nytte av.

5.2.4 Rystelser

Bygging av skipstunnelen innebærer uttak av et meget stort volum av bergmasse. For at denne jobben skal kunne utføres på en kostnads- og tidseffektiv måte, innebærer dette sprengning med grovt utstyr, tilsvarende steinbruddsdrift. Toppstollene til tunnelen, samt eventuelt hjelpetunneler, vil bli drevet ut med konvensjonelt tunnelutstyr – dvs. med borerigg som borer horisontalt 4-5 m lange salver i tunnelens/stollens tverrsnitt. Dette vil imidlertid kun utgjøre en liten del av det totale volumet med bergmasse som skal sprenges. De øvrige delene av anlegget; forskjæringer og resterende del av tunnelen under toppstollene, vil bli drevet ut med pallsprengning, med 5 til 15 m høye paller, og relativt store volum pr. salve.

Sprengningsarbeider vil medføre vibrasjoner/rystelser i grunnen, som vil forplante seg til nærliggende bebyggelse og konstruksjoner. Andre arbeider, som peling, pigging og transport med tunge kjøretøy, vil også kunne medføre vibrasjoner, men det forventes at dette vil være underordnet vibrasjoner fra store salver som sprenges. Størrelsen på rystelsene som oppstår ved sprengning, er direkte avhengig

av mengden sprengstoff som detonerer samtidig. Muligheten for å begrense mengden samtidig detonerende sprengstoff er å dele opp salven i tidsintervaller, men det er en begrensning på hvor mange intervaller en kan dele opp salven i, og dermed vil et strengt krav til rystelser medføre begrensninger på størrelsen på hver enkelt salve, og dermed påvirke både kostnad og byggetid.

Normalt settes krav til vibrasjoner ut fra standarden NS 8141 «*Vibrasjoner og støt – Veiledende grenseverdier for bygge- og anleggsvirksomhet, bergverk og trafikk*». Ved detaljprosjektering for anlegget bør de nærliggende bygninger og konstruksjoner, som kan være følsomme for vibrasjoner, kartlegges og gjennomgås, slik at det kan settes spesifikke grenseverdier for de ulike konstruksjonene. Samtidig bør det foretas en tilstandsregistrering av bygningsmassen innenfor en viss avstand til de planlagte arbeidene, slik at en kan danne et grunnlag for å evaluere eventuelle innrapporterte skader som følge av rystelser. Basert på Norsk Standard vil det kunne forventes grenseverdier for rystelser fra sprengningsarbeider i størrelsesorden 35 mm/s for vanlige boliger, noe høyere for industri- og kontorbygg, og opp mot 70 mm/s for tyngre konstruksjoner (broer, kaier etc.). Merk at for rystelser fra kilder som medfører gjentatte rystelser, slik som peling, pigging og trafikkbelastning, vil grenseverdiene være noe lavere – men samtidig vil ofte kilden til slike rystelser være svakere, slik at rystelsene fra sprengning allikevel blir dimensjonerende.

På Moldefjord-siden av anlegget er det begrenset med bebyggelse, og denne ligger i forholdsvis stor avstand til påhuggsområdet og tunneltraseen. Det forventes dermed at rystelseskrav til eksisterende konstruksjoner ikke vil være en vesentlig begrensning for arbeidene ved denne lokaliteten. Det skal på et tidspunkt etableres permanente konstruksjoner i forbindelse med arbeidene, blant annet bru over påhugget til tunnelen, samt entrings- og ledekonstruksjoner. Det vil dermed bli en avveining om hvor tidlig i prosjektet en ønsker å etablere slike permanente konstruksjoner, opp mot de eventuelle begrensningene dette vil medføre for den pågående sprengningen av tunnel og forskjæring.

Ved Kjødepollen er det imidlertid vesentlig mer bebyggelser, til dels rett inntil arbeidsstedet for forskjæring og tunnel. Det er på nåværende tidspunkt ikke klart hvor stor andel av denne bebyggelsen som må løses inn og eventuelt rives i forbindelse med anleggsarbeidene, men det er opplagt at det vil bli stående igjen en del bygninger/boliger, som vil medføre begrensninger for sprengningsarbeider i forskjæring og den første delen av tunnelen.

Langs selve tunneltraseen, etter hvert som en kommer et stykke innenfor påhuggene, er prosjektet ikke kjent med at det finnes noen konstruksjoner som vil gi begrensninger for tunneldriften. Dette må imidlertid verifiseres under detaljprosjekteringen.

Rystelser/vibrasjoner fra anleggsarbeider må måles og dokumenteres ved bruk av rystelsesmålere som monteres på relevante objekter i nærheten av anleggsaktiviteten, samt flyttes fortløpende etter hvert som arbeidene skrider frem. Tidligere har det vært vanlig at sprengningsentreprenøren gis ansvar for plassering, drift og rapportering av rystelsesmålinger, men ved større anlegg er det blitt mer vanlig at byggherre påtar seg denne jobben, og setter den ut som en egen kontrakt til et spesialfirma som foretar slike målinger. Sistnevnte vil i utgangspunktet anbefales for dette prosjektet, men dette vil også avhenge av hvilken kontraktsform som velges for anlegget.

5.2.5 Stabilitet og sikring

Prinsippene for stabilitetssikring i skjæringer og tunneler for anlegget er beskrevet i kapittel 5.1.4. I det etterfølgende er det presentert en prognose for type og mengder sikring for de ulike anleggsdelene. Prognosen er basert på tilgjengelig informasjon om bergmassekvalitet, fra tidligere undersøkelser og utredninger, og spesielt på prognose for fordeling av bergmassekvalitet langs tunnelstrekningen (Tabell 5-2).

Sikringsnivå, tilhørende ulike bergmasseklasser for tunnelen er tidligere foreslått i rapporter fra NGI [2] [3]. De presenterte sikringsprognosene for tunnelen (kapittel 5.2.5.4) er basert på disse sikringsklassene.

Prinsipp for stabilitetssikring i forskjæringene og skjæringer for nye vegtraseer i dagen, er basert på en geometri som begrenser stabilitetsutfordringene, hovedsakelig gjennom en slakere total og lokal helningsvinkel, samt «terrassering» der skjæringene får høyde på over 10-15 m. Denne formen er også harmonisert med estetisk utforming, som angitt av arkitekt/landskapsarkitekt (kapittel 7 og 8). For nye veger forutsettes at disse utformes med romslig grøft mellom skjæringsfot og vegbane, som normalt for veger, slik at mindre nedfall fra skjæringene kan aksepteres.

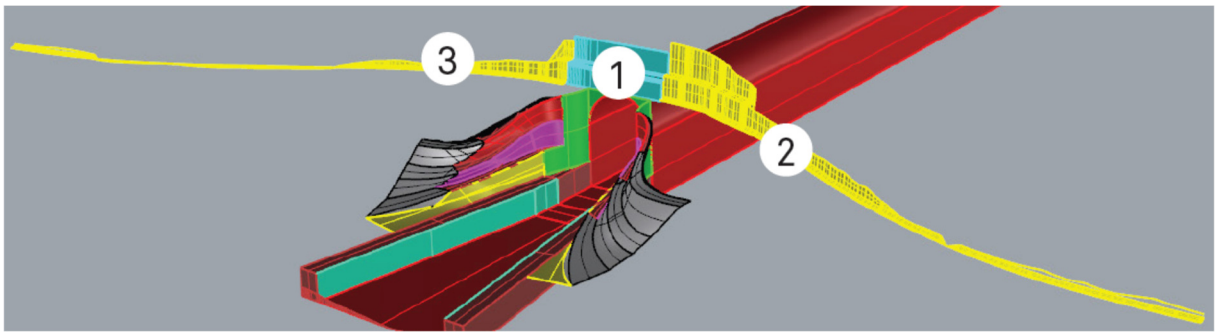
For sikringsprognose for skjæringer i dagen er forventet bergmassekvalitet rangert som dårlig, middels og god, med tilhørende antatt gjennomsnittlige tykkelser/mengder for sprøytebetong og bolteavstander. Grunnlaget for klassifiseringen er en skjønnsmessig vurdering av kartlagt/observert bergkvalitet, samt en forventning om generelt bedre bergkvalitet mot dypet (dvs. under dagfjellsonen). Sikringselementene som er medtatt i prognosen er som følger:

- Fullt innstøpte kamstålbolter; lengder 2,4 – 8 m, gjennomsnittlig boltemønster c/c 2,5 m
- Fiberarmert sprøytebetong; energiabsorpsjonsklasse E700 eller E1000, tykkelse 8 – 20 cm
- Steinsprangnett
- Anker; kapasitet 464 kN (som i tunnel) i lengder 10 – 20 m, gjennomsnittlig mønster c/c 3 m
- Fangnettgjerde; kapasitet 1500 – 3000 kJ, høyde 2 – 4 m

Andre sikringsmidler/metoder vil kunne komme til anvendelse, slik som fjellbånd, understøp etc., men dette forventes i så fall å gå opp i opp med mengder for de midlene som er med i prognosen. I tillegg til bergmassekvalitet og orientering av spesielle strukturer/sprekkesoner, avhenger de totale sikringsmengdene av arealet av skjæringsveggene. Utformingen av skjæringene er fremkommet som et resultat av praktiske behov for entring og konstruksjoner, anbefalt utforming med hensyn til langtids stabilitet og vedlikeholdsbehov, samt estetisk utforming. Eventuelle endringer i utforming av forskjæringene vil kunne påvirke arealene som må sikres, og dermed de totale sikringsmengdene, betydelig. I det etterfølgende er estimater for de totale mengdene av hovedsikringselementer oppsummert. Det presiseres at dette kun er en prognose, og at virkelige mengder, metoder og dimensjoner på sikring, må detaljeres underveis i byggingen, etter hvert som de virkelige bergforholdene avdekkes.

5.2.5.1 Vegskjæring (ny trase for FV618)

Omlegging av FV618, fram til bru over påhugget til skipstunnelen vil medføre delvis fylling og delvis skjæring inn i fjellsiden. Omfang av skjæring, for foreslått trasé, er vist med gul farge (område 2 og 3) på Figur 5-8 under. Sør for bru over tunnel (område 2) er arealet av fjellskjæring anslått til ca. 3 300 m², og nord for bru (område 3) ca. 1 950 m².



Figur 5-8 Veiskjæring for ny FV618 (gult område).

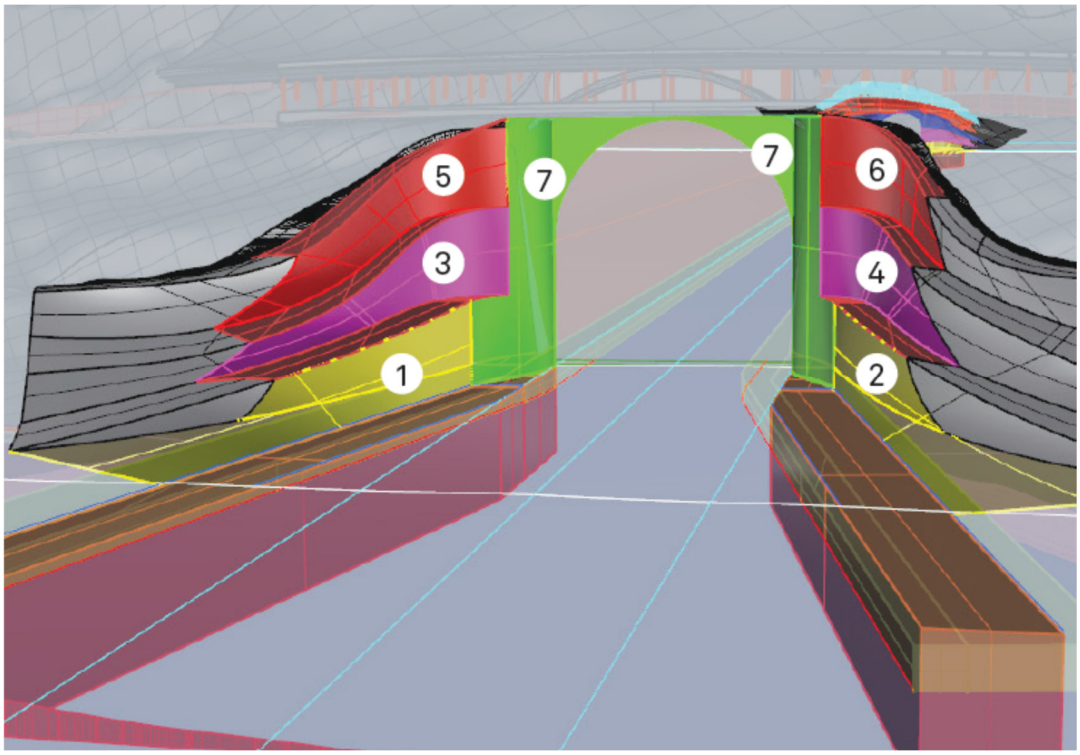
Anslåtte sikringsmengder er angitt i Tabell 5-3 under.

Tabell 5-3 Prognose sikringsmengder vegskjæring ny FV618 (Moldefjord)

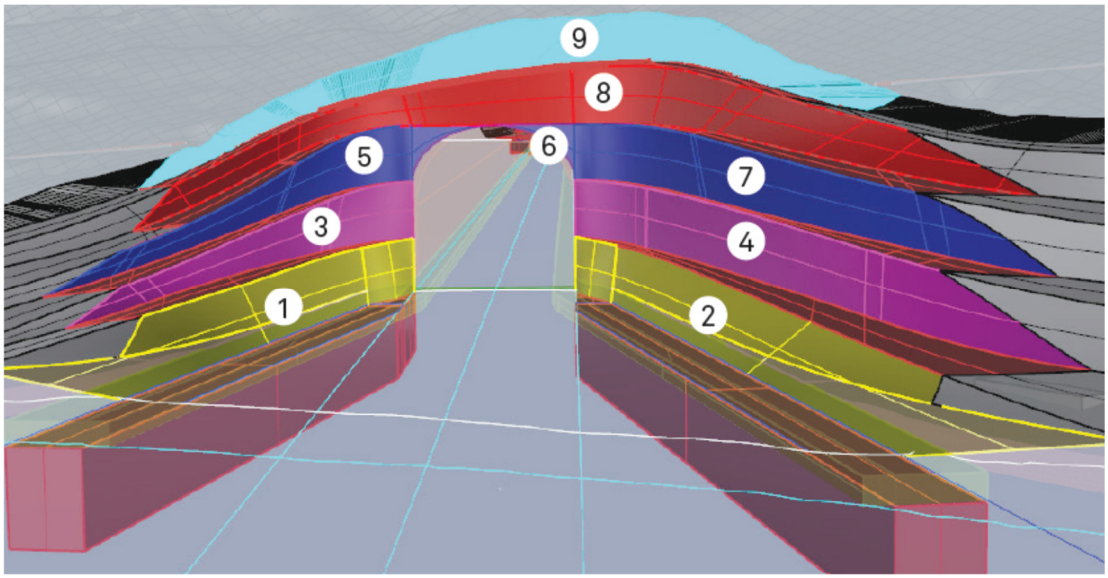
Totale mengder, vegskjæring Moldefjord		
Fjellbolter, fullt innstøpt, dobbelt korrosjonsbeskyttet, L 2,4 – 8m, Ø 20-25mm, c/c 2,5m	720	stk
Sprøytebetong, fiberarmert E700, t 8 – 12cm	270	m^3
Steinsprangnett	900	m^2
Anker, 464kN, L 10 – 15m, c/c 3m	50	stk
Fangnettgjerde, 1500kJ, h 2,0m	150	m
Fangnettgjerde, 3000kJ, h 4,0m	100	m

5.2.5.2 Forskjæring

Etablering av påhugg ved hver ende av tunnelen vil medføre utsprengning av et betydelig volum med bergmasse i skjæringer med høyder opp mot 70-80 m. De gjenstående permanente skjæringene må sikres for å ivareta totalstabiliteten av skjæringene, samt til en viss grad detaljstabilitet for sikkerhet i områder hvor det vil kunne ferdes personell. Foreslått utforming av forskjæringene ved Moldefjord og Kjødepollen, med omfang av fjellskjæringer som må sikres, er vist med ulike fargekoder på Figur 5-9 og Figur 5-10. Totalt areal i de to forskjæringene er anslått til ca. 11 300 m^2 ved Moldefjord, og ca. 21 920 m^2 ved Kjødepollen.



Figur 5-9 Fjellskjæringer i forskjæring Moldefjord (i tillegg til viste skjæringer kommer også område 1, fra Figur 5-8).



Figur 5-10 Fjellskjæringer i forskjæring Kjødepollen.

Toppen av nederste hylle/pall vil ligge på kote -0,3, og over denne vil det etableres en kontinuerlig entrings-/ledekonstruksjon gjennom hele forskjæringen og tunnelen, på begge sider. De kontinuerlig entrings-/ledekonstruksjonene vil også fungere som rømningsvei, samt adkomst for inspeksjon og vedlikehold, og det vil ventelig være behov for stabilitetssikring som tillater trygg ferdsel for personell langs skjæringene (og i tunnelen) ved dette nivået. I utgangspunktet forventes at sikkerheten mot lokalt nedfall (detaljstabilitet) må være absolutt ved dette nivået, mens det under dette nivå er akseptabelt med mindre nedfall.

Total sikkerhet mot mindre steinsprang i en høy skjæring som dette kan oppnås på 3 måter; avstand mellom skjæring og trafikkert område (grøft), heldekkende sikring med steinsprangnett eller sprøytebetong, eller oppsamling av nedfall rett over trafikkert område (fangvoll eller fangnettgjerde). For sikringsprognosen til dette prosjektet er det siste av disse prinsippene lagt til grunn. Dette synes å være en fornuftig og gjennomførbar løsning for dette anlegget. Oppsamling av nedfall kan oppnås ved å etablere et gjerde på toppen av den nest nederste pallen (ved ca. kote +12). Skjæringsveggen under dette nivået må trolig sikres totalt, med heldekkende steinsprangnett eller sprøytebetong, mens veggene over dette nivået i stor grad kan unngå bruk av heldekkende sikring.

Delene av skjæringene som blir liggende lavere enn entringskonstruksjonene, dvs. fra ca. kote +3 til -13, vil kun kreve arbeidssikring, i tillegg til sikring som ivaretar totalstabilitet. Med mindre det er spesielle svakhetssoner, forventes lite bruk av sprøytebetong eller steinsprangnett i dette området.

Anslåtte sikringsmengder er angitt i Tabell 5-4 og Tabell 5-5 under.

Tabell 5-4 Prognose sikringsmengder forskjæring Moldefjord

Totale mengder, forskjæring Moldefjord		
Fjellbolter, fullt innstøpt, dobbelt korrosjonsbeskyttet, L 2,4 – 8m, Ø 20-25mm, c/c 2,5m	1 500	stk
Sprøytebetong, fiberarmert E700 – E1000, t 8 – 20cm	660	m^3
Steinsprangnett	2 000	m^2
Anker, 464kN, L 10 – 20m, c/c 3m	350	stk
Fangnettgjerde, 1500kJ, h 2,0m	120	m
Fangnettgjerde, 3000kJ, h 4,0m	100	m

Tabell 5-5 Prognose sikringsmengder forskjæring Kjødepollen

Totale mengder, forskjæring Kjødepollen		
Fjellbolter, fullt innstøpt, dobbelt korrosjonsbeskyttet, L 2,4 – 8m, Ø 20-25mm, c/c 2,5m	2 900	stk
Sprøytebetong, fiberarmert E700 – E1000, t 8 – 20cm	1 350	m^3
Steinsprangnett	5 200	m^2
Anker, 464kN, L 10 – 20m, c/c 3m	600	stk
Fangnettgjerde, 1500kJ, h 2,0m	300	m

5.2.5.3 Påhugg

Sikring i påhugget gjelder selve skjæringsveggen rett utenfor og ovenfor tunnelen, og den første delen av tunnelen. Spesielt for sikring i dette området er at innspenningen i bergmassen er mindre gunstig, ettersom en får et avspent hjørne der tunnelene starter, at bergmassen i dette området kan være mer usatt for forvitring (dagfellsone), samt at selve tunnelen har minimumsoverdekning i dette området.

Dette området krever noe tyngre og mer omfattende sikring enn de øvrige områdene, både i skjæringen utenfor tunnelen og de første 5 – 20 m innover i selve tunnelen.

Typisk sikring inkluderer lengre bolter eller anker i skjæringen, forbolter/spiling i en eller flere raster rundt tunnelåpningen, samt tyngre sikring i form av armerte sprøytebetongbuer et stykke innover i tunnelen.

Sikring for dette området er ikke skilt ut i dette kapittelet, men den er inkludert i form av ekstra/tyngre sikring i forskjæringene (kapittel 5.2.5.2) og i tunnelen (kapittel 5.2.5.4).

5.2.5.4 Tunnel

Prognose for sikring i tunnelen er basert på prognose for bergmassekvalitet. Det er satt opp ulike «sikringsklasser» for ulike bergmassekvaliteter, beskrevet ved *Q-verdi*. Det bemerkes at bruk av sikringsklasser i denne sammenhengen er ment å gi grunnlag for en prognose til å beregne mengder og kostnader, og er angitt som gjennomsnittlige mengder/dimensjoner. Virkelig sikring må detaljprosjekteres, basert på observasjoner av de virkelige bergmasseforholdene og orientering av sprekkesystemer.

De ulike inndelingene av Q-verdier, med tilhørende forslag til sikringsnivå, er beskrevet i Tabell 5-6. under. Basert på prognose over bergmassekvalitet langs tunnelens lengde, er det summert estimerte mengder for de ulike sikringselementene i Tabell 5-7.

.

Tabell 5-6 Foreslått sikring ved ulik bergmassekvalitet - bakgrunn for prognose sikringsmengder.

Q-verdier	**0,01 – 0,04**	**Sikring i heng og verdelag**	**Sikring i vegger**
Bolter	Fullt innstøpt, L6m, Ø25mm	c/c 1,1 m	c/c 1,3 m
Sprøytebetong	Fiberarmert E 700-1000	30 cm	25 cm
Sprøytebetongbuer	Dobbelarmert, 10xØ20mm	c/c 2,3 m	c/c 2,3 m
Forbolter	L6-8m, Ø32	c/c 0,5 m, rastavstand 2,3 m	-
Anker	L15m, 464 kN	c/c 3 m	c/c 3 m

Q-verdier	**0,04 – 0,1**	**Sikring i heng og verdelag**	**Sikring i vegger**
Bolter	Fullt innstøpt, L6m, Ø25mm	c/c 1,25 m	c/c 1,5 m
Sprøytebetong	Fiberarmert E 700-1000	25 cm	22 cm
Sprøytebetongbuer	Dobbelarmert, 10xØ20mm	c/c 2,9 m	c/c 2,9 m
Forbolter	L6-8m, Ø32	c/c 0,5 m, rastavstand 2,3 m	-
Anker	L15m, 464 kN	c/c 3 m	c/c 3 m

Q-verdier	**0,1 – 0,4**	**Sikring i heng og verdelag**	**Sikring i vegger**
Bolter	Fullt innstøpt, L6m, Ø25mm	c/c 1,4 m	c/c 1,6 m
Sprøytebetong	Fiberarmert E 700-1000	20 cm	15 cm
Sprøytebetongbuer	Armering 6xØ20mm	c/c 3 m	c/c 3 m
Forbolter	L6-8m, Ø32	c/c 0,6 m, rastavstand 3 m	-
Anker	L15m, 464 kN	c/c 3,5 m	c/c 3,5 m

Q-verdier	**0,4 – 1**	**Sikring i heng og verdelag**	**Sikring i vegger**
Bolter	Fullt innstøpt, L6m, Ø25mm	c/c 1,6 m	c/c 1,8 m
Sprøytebetong	Fiberarmert E 700-1000	15 cm	11 cm
Sprøytebetongbuer	Armering 6xØ20mm	c/c 4 m	c/c 4 m
Forbolter	L6-8m, Ø32	c/c 0,6 m, rastavstand 4 m	-
Anker	L15m, 464 kN	c/c 3,5 m	c/c 3,5 m

Q-verdier	**1 – 4**	**Sikring i heng og verdelag**	**Sikring i vegger**
Bolter	Fullt innstøpt, L6m, Ø25mm	c/c 1,9 m	c/c 2,2 m
Sprøytebetong	Fiberarmert E 700-1000	11 cm	9 cm
Anker	L15m, 464 kN	c/c 3,5 m	c/c 3,5 m

Q-verdier	**4 – 10**	**Sikring i heng og verdelag**	**Sikring i vegger**
Bolter	Fullt innstøpt, L6m, Ø25mm	c/c 2,3 m	c/c 2,6 m
Sprøytebetong	Fiberarmert E 700-1000	10 cm	8 cm
Anker	L15m, 464 kN	c/c 4 m	c/c 4 m

Q-verdier	**10 – 40**	**Sikring i heng og verdelag**	**Sikring i vegger**
Bolter/anker	Fullt innstøpt, L6-10m, Ø25mm	c/c 2,5 m	c/c 3 m
Sprøytebetong	Fiberarmert E 700-1000	10 cm	8 cm
Anker	L10m, 464 kN	c/c 4 m	-

Q-verdier	**> 40**	**Sikring i heng og verdelag**	**Sikring i vegger**
Bolter/anker	Fullt innstøpt, L6-10m, Ø25mm	c/c 3,5 m	c/c 5 m
Sprøytebetong	Fiberarmert E 700-1000	10 cm	8 cm

Tabell 5-7 Prognose sikringsmengder i tunnel

Totale mengder tunnel		
Fjellbolter, fullt innstøpt, dobbelt korrosjonsbeskyttet, L6m, Ø25mm	32 050	stk
Sprøytebetong, fiberarmert	27 520	m3
Sprøytebetong, uarmert	1 550	m3
Armeringsjern	69 750	kg
Antall buer	30	stk
Forbolter, fullt innstøpt, svartstål, L6-8m, Ø32mm	3 200	stk
Anker L10 m, 464 kN (flyt)	2 850	stk
Anker L15 m, 464 kN (flyt)	5 900	stk

5.2.6 Vannlekkasjer

Det er utført vanntapsmålinger i tre kjerneborhull to på Kjødepollsiden og ett på Moldefjordsiden [2]. Borhullet på Moldefjordsiden viser noe vanntap i øvre deler, men ingen vanntap i nedre deler mot tunnelnivå. På Kjødepollsiden ble det registrert dels store vanntap i øvre deler, med avtakende lekkasjer mot dypet. NGI [2] konkluderer med tette bergmasser ned mot tunnelnivå i området for kjerneborhullene på Kjødepollsiden. Med foreliggende grunnlagsdata forventes generelt små lekkasjer, men det bemerkes at det med avtakende overdekning mot påhuggene må forventes større grad av åpne sprekker ned mot tunnelnivå i disse områdene enn i sentrale deler, samt at det er påvist svakhetssoner gjennom seismiske undersøkelser i disse områdene. Det er også i påhuggsområdene det er mest sannsynlig å påtreffe vannmettede løsmasser over berg, selv om grunnlagsmaterialet tilsier at også dette er begrenset utover de mest lavtliggende områdene ned mot fjorden. Sårbarhet for ev. lekkasjer til tunnel, med påfølgende avsenkning av grunnvannsnivå, er vurdert i det følgende.

Naturtypers sårbarhet overfor grunnvannssenking er avgjørende for om en senkning av grunnvannsnivået over tunnelen vil være merkbar på ytre miljø over tunnelen. I de områdene hvor drivingen av tunnelen foregår under områder med bebyggelse kan setninger på bygg og infrastruktur generelt være et problem. Drenering til tunnel kan også påvirke overflatevann (tjern og bekker), samt grunnvannsressurser generelt.

Registrerte borebrønner i berg innenfor plangrensen på Kjødepollsiden oppgis å være vannforsyning, herunder også til gårdsbruk http://geo.ngu.no/kart/granada/. Foruten direkte fysisk konflikt med tunnel (brønn i trasé for tunnel/kaianlegg) kan sekundær påvirkning som følge av avsenkning mot tunnel/skjæring, og/eller som følge av øvrig anleggsaktivitet i området, ikke utelukkes. Det bør således tas høyde for behov/krav om erstatningsløsninger, og det anbefales derfor en systematisk kartlegging og dokumentasjon av brønner i området før anleggsstart. Erfaringsmessig er brønndatabasen mangelfull, noe som styrker anbefalingen om en slik kartlegging og dokumentasjon. Av samme grunn anbefales en tilsvarende kartlegging/dokumentasjon på Moldefjordsiden selv om brønndatabasen ikke har noen registreringer av brønner i dette området.

Terreng over trasé domineres iflg. NIBIO (http://kilden.skogoglandskap.no) av åpen fastmark i sentrale deler, mens skråningene ned på hver side er skogkledt ned til der terrenget flater ut mot sjøen. På Kjødepollsiden er det innmarksbeite og fulldyrka jord i flatere områdene ned mot fjorden, mens det på Moldefjordsiden er skogkledt helt ned til sjø i området for tunnel/entring. Tunnel/kaiområdet forventes i liten grad å påvirke vannhusholdningen for dagens arealbruk, utover de områdene som direkte fysisk berøres av anlegget/anleggsvirksomheten på hver side. Dette begrunnes med at avsenkning vil være minst nærmest sjø hvor disse områdene ligger, samt at årsnedbøren i området er høy.

Det er tidligere satt fokus på Skumdalsvatnet som sårbart element for ev. lekkasjer til tunnel. Skumdalsvatnet ligger på ca. kote 192, ca. 400 m nordøst for tunnel. Det er ifølge NGI [2] ikke funnet noen sprekkesone fra Skumdalsvatnet inn mot tunneltrasé, og nedbørsfeltet til Skumdalsvatnet er i

tillegg stort, noe som gir stor forventet avrenning til og ut fra vannet i dag. Ifølge NVEs lavvannsapplikasjon NEVINA (http://nevina.nve.no/) er nedbørsfeltet til Skumdalsvatnet ca. 0,83 km^2, og har en middelavrenning (1961-90) på ca. 76 l/s per km^2. Det anses derfor liten fare for innlekkasje til tunnelen i en størrelsesorden som vil medføre avsenkning av vannstand i Skumdalsvatnet.

Det ligger for øvrig to mindre vann hhv. ca. 170 og 300 m sørvest for tunnelen (ca. profil 700). Disse ligger oppå SV-NØ gående høydedrag, med kort avstand til bratte skråninger på flere sider, og det anses derfor lite sannsynlig at disse er grunnvannsbetinget. Det synes derfor å være liten fare for påvirkning av disse ved ev. grunnvannsenkning mot tunnel.

Det er ellers ikke registrert sårbare naturtyper i Naturbase (http://kart.naturbase.no/) innenfor antatt influenssone for en ev. grunnvannssenkning.

Løsmassetype og -mektighet, slik det fremgår av tidligere rapporter, sammen med antagelsen om liten grad av grunnvann i løsmasser, tilsier at setningsproblematikk som følge av ev. senket grunnvannstand neppe vil være et problem. Dette bør imidlertid vurderes spesielt av geotekniker.

Oppsummert er det, ut i fra de foreliggende opplysninger, vurdert å ikke være behov for begrensing av innlekkasje ut fra hensynet til ytre miljø. Det antas heller ikke å være behov for innlekkasjekrav ut fra setningsfare, men dette må vurderes spesielt av geotekniker. Påvirkning av private drikkevannsbrønner kan ikke utelukkes. Erfaringsmessig fortrekkes imidlertid erstatningsløsninger dersom behovet oppstår, fremfor omfattende og kostbare tettekrav, av hensyn til privat vannforsyning (brønner). I så fall vil det ikke være behov for begrensing av innlekkasje så fremt beredskap for erstatningsløsning etableres. Dette gjelder særlig i tilfeller der vannforsyning også dekker husdyrhold. Dette bør derfor ses i sammenheng med kartlegging og dokumentasjon av privat vannforsyning før anleggsstart.

5.3 Ledekonstruksjoner

5.3.1 Grunnlag og forutsetninger

Fri bredde på rømningsveien på ledekonstruksjonen er på hver side i tunnelen er satt til 3,5 m

Pålitelighetsklasse:

Pålitelighetsklassen fastsettes ut fra NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 [11].

Pålitelighetsklasse 2 velges for lede- og entringskonstruksjonene.

NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016
Nasjonalt tillegg NA

Tabell NA.A1(901) – Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler

Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler	Pålitelighetsklasse [2] (CC/RC)			
	1	2	3	4
Atomreaktorer, lager for radioaktivt avfall				x
Dammer			x	(x)
Marine konstruksjoner for petroleumsindustrien			x	(x)
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i kompliserte tilfeller [1]		(x)	x	(x)
Veg- og jernbanebruer			x	
Byggverk med store ansamlinger av mennesker (tribuner, kinosaler, sportshaller, kjøpesentre, forsamlingslokaler, osv.)		(x)	x	
Kai- og havneanlegg		x	(x)	
Tårn, master, skorsteiner, siloer		x	(x)	
Industrianlegg		x	(x)	
Kontor- og forretningsbygg, skoler, institusjonsbygg, boligbygg osv.		x	(x)	
Oppdrettsanlegg		x	(x)	
Landbruksbygg	(x)	x		
Feste av kledninger, taktekking og lignende komponenter	x	(x)		
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg ved enkle og oversiktlige grunnforhold [1]	x	(x)		
Småhus, rekkehus, mindre lagerhus osv.	x			
Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid	x			

[1] Ved vurdering av pålitelighetsklasse for grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg skal det også tas hensyn til omkringliggende områder og byggverk.
[2] Kryss uten parentes angir normalt valg av pålitelighetsklasse.

Figur 5-11 Grunnlag for valg av pålitelighetsklasse.

Dimensjonerende brukstid:

Brukstidskategori 5 legges til grunn for konstruksjonene, som gir dimensjonerende brukstid 100 år.

Tabell 2.1 – Veiledende dimensjonerende brukstid

Dimensjonerende brukstidskategori	Veiledende dimensjonerende brukstid (år)	Eksempler
1	10	Midlertidige konstruksjoner [1]
2	10 til 25	Utskiftbare konstruksjonsdeler, f.eks. kranbjelker, lagere osv.
3	15 til 30	Landbruksbygninger og lignende konstruksjoner
4	50	Bygningskonstruksjoner og andre vanlige konstruksjoner
5	100	Monumentale bygningskonstruksjoner, bruer og andre anleggskonstruksjoner

[1] Konstruksjoner eller konstruksjonsdeler som kan demonteres slik at de kan brukes på nytt, bør ikke anses som midlertidige.

Figur 5-12 Brukstid angitt i NS-EN 1990.

Belastninger:

Egenlast: Betong 25 kN/m^3

Stål 78,5 kN/m^3

Nyttelast:

Konstruksjonen dimensjoneres for to uavhengige lastsituasjoner, en med personlast i en rømningssituasjon og en med last fra service-kjøretøy.

Personlast:

Dimensjonerende laster i rømningssituasjonen omfatter både vertikallast på dekket og horisontallast på rekkverk. Verdier hentes fra NS-EN 1991-1-1:2002+NA2008 [12].

Tabell NA 6.1 – Brukskategorier

Kategori	Spesifikk bruk	Eksempel
A	Arealer for inneaktiviteter og hjemmeaktiviteter	Rom i boligbygg, sengerom og behandlingsrom i sykehus, soverom i hoteller og gjestgiverier, kjøkken og toaletter
B	Kontorarealer	
C	Arealer der personer kan samles (med unntak av arealer som er definert i kategori A, B og D) [1)]	**C1** Arealer med bord osv., f.eks. i skoler, kafeer, restauranter, spisesaler, leserom, resepsjoner osv. **C2** Arealer med faste seter, f.eks. arealer i kirker, teatre eller kinosaler, konferanserom, forelesningssaler, forsamlingssaler, venterom medregnet forhall på jernbanestasjon osv. **C3** Arealer uten hindringer for personer i bevegelse, f.eks. arealer i museer, utstillingsrom osv. og ankomstområder i offentlige bygg og administrasjonsbygg, hoteller, sykehus, jernbanestasjonshaller **C4** Arealer med muliget for fysiske aktiviteter, f.eks. dansesaler, gymnastikkrom, scener osv. **C5** Arealer som lett overfylles, f.eks. i bygg for offentlig bruk, som konsertsaler, idrettshaller medregnet tribuner og atkomstområder og jernbaneperronger
D	Forretningsarealer	**D1** Arealer i vanlig detaljhandel **D2** Arealer i varehus

[1)] Det gjøres oppmerksom på 6.3.1.1(2), særlig for C4 og C5. Se NS-EN 1990 når det må tas hensyn til dynamiske effekter. For kategori E, se tabell 6.3.

MERKNAD 1 Oppdragsgiver kan fastsette at arealer som normalt kan settes i kategori C2, C3, C4, avhengig av bruk, kan settes i kategori C5.

MERKNAD 2 Tabellen viser kategoriinndelingen som skal brukes.

MERKNAD 3 Se 6.3.2 for lagring eller industrivirksomhet.

Figur 5-13 Brukskategori C5 legges til grunn for å fastsette vertikal og horisontallast.

Tabell NA.6.2 – Nyttelaster på gulv, balkonger og trapper i bygninger

Kategorier for belastede områder	q_k [kN/m^2]	Q_k [kN]
Kategori A		
- Gulv	2,0	2,0
- Trapper	3,0	2,0
- Balkonger og verandaer[1)]	4,0	2,0
- Loft med liten takhøyde eller begrenset adgang	1,0	1,5
Kategori B	3,0	2,0
Kategori C		
- C1	3,0	4,0
- C2	4,0	4,0
- C3	5,0	4,0
- C4	5,0	7,0
- C5	5,0	4,0
Kategori D		
- D1	5,0	4,0
- D2	5,0	7,0

[1)] Takterrasse, se kategori I

Figur 5-14 Vertikal jevnt fordelt nyttelast 5,0 kN/m^2 i en rømningssituasjon.

Tabell NA.6.12 – Horisontale laster på skillevegger og parapet

Belastede areal	q_k [kN/m]
Kategori A	1,0
Kategori B og C1	1,0
Kategori C2 til C4 og D	1,5
Kategori C5	3,0
Kategori E	2,0
Kategori F	Se tillegg B
Kategori G	Se tillegg B
MERKNAD For arealer i kategori E avhenger de horisontale lastene av bruken. Derfor defineres verdien q_k som en minste verdi og bør vurders særskilt i hvertt enkelt tilfelle.	

Figur 5-15 Horisontallast 3,0 kN/m på rekkverk i en rømningssituasjon.

Trafikklast:

Også trafikklastene er hentet fra NS-EN 1991-1-1:2002+NA2008. Kjøretøy på ledekonstruksjonen vil i praksis bruke hele bredden, så det forutsettes derfor at det ikke er jevnt fordelt nyttelast samtidig med aksellast fra kjøretøy.

Tabell 6.7 – Trafikk- og parkeringsarealer i bygninger

Kategorier for trafikkarealer	Spesifikk bruk	Eksempler
F	Trafikk- og parkeringsarealer for lette kjøretøyer (≤ 30 kN brutto kjøretøytyngde og ≤ 8 seter ikke medregnet sjåførsetet)	garasjer; parkeringsarealer, parkeringshus
G	Trafikk- og parkeringsarealer for middels store kjøretøyer (>30 kN, ≤ 160 kN brutto kjøretøytyngde på to aksler)	atkomstveger, arealer for levering, arealer med atkomst for brannbiler (≤ 160 kN total kjøretøyvekt

MERKNAD 1 Atkomst til arealer som er dimensjonert til kategori F, bør begrenses av fysiske innretninger som er bygd inn i konstruksjonen.

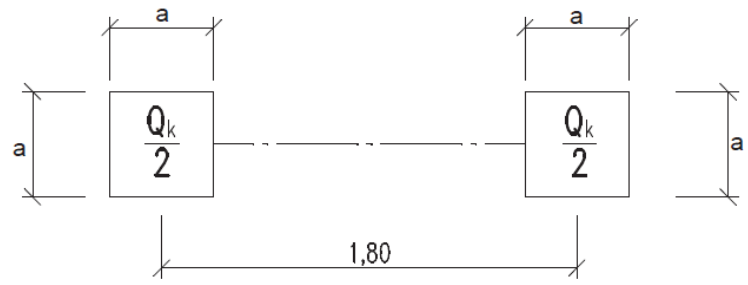
MERKNAD 2 Arealer som er dimensjonert til kategori F og G, bør merkes med aktuelle varselsskilt.

Figur 5-16 Aksellast fra lastkategori G legges til grunn.

Tabell NA. 6.8 – Nyttelaster på garasjer og trafikkarealer

Kategorier for trafikkarealer	q_k [kN/m^2]	Q_k [kN]
Kategori F, brutto kjøretøytyngde ≤ 30 kN	2,5	20
Kategori G, 30 kN < brutto kjøretøytyngde ≤ 160 kN	5,0	90

Figur 5-17 Aksellast 90 kN uten samtidig jevnt fordelt last.



MERKNAD For kategori F (se tabell 6.8) er siden av den kvadratiske flaten 100 med mer, og for kategori G (se tabell 6.8) er siden av den kvadratiske flaten 200 mm.

Figur 5-18 Geometri for aksellast.

Last på konstruksjonen fra skip:

For beregning av største støtlast mot konstruksjonen legges MS Midnatsol til grunn. I forprosjektet settes farten til maks 5 knop (i medstrøm) og støtvinkelen til 3,5 grader. Mindre skip kan være dimensjonerende ved at de kan ha større fart og støtvinkel. Resultatene fra modellforsøk av gjennomseilingen i tanken ved Marintek vil gi den riktige inputen både for fart og støtbilde, og må benyttes i neste prosjektfase.

Vertikal påhengslast fra skip mot fronten på ledekonstruksjonen, vurderes å være neglisjerbar.

Last fra vannstrøm mot konstruksjonen:

Største vannstrøm mot søylene vil oppstå ca. midtskips når et fartøy med stort tverrsnittsareal under vannlinjen seiler i stor fart. Lasten vil i tillegg ha bidrag fra eventuell motstrøm. Når resultater fra analyser utført av Force Technology i Danmark foreligger kan denne lasten fastsettes. I forprosjektet er det lagt til grunn en horisontallast lik 3,0 kN/m^2, basert på 2 knop strøm og hastighet 5 knop for MS Midnatsol.

5.3.2 Bærekonstruksjon

Ledekonstruksjonen skal holde fartøy unna fjellveggen og være rømningsvei om et fartøy må evakueres inne i tunnelen. Den vil også være adkomstveg til traforom inne i tunnelen og vedlikehold av fenderverk og belysning kan utføres fra ledekonstruksjonen.

Både faste og flytende konstruksjoner, i stål og betong er vurdert. Etter en totalvurdering er det valgt en fast konstruksjon i betong med opplegg mot fjell på en konsoll og understøttet av en betongsøyle i fronten. Det er ingen bevegelig deler i konstruksjonen og en betongkonstruksjon vurderes som best med tanke på opptak av støtlaster, vedlikehold og brann.

Overkant dekke på konstruksjonen er lagt på kote +3,0 NN2000. Ut fra høyeste observert vannstand i Ålesund vil 50-års vannstand om 100 år ligge på ca. +2,22, inkludert mest sannsynlige vannstandsøkning. Med en baugbølge i størrelsesorden 0,5 m (ut fra forsøk ved MARINTEK) vil dekke på ledekonstruksjonen ligge godt over høyeste vannstand inne i tunnelen. Om det tillates oppskylling på dekke ved ekstreme vannstander kan det vurderes å senke ledekonstruksjonen noe.

Underkant på ledekonstruksjonen inn mot skipsleden må gå så langt ned at fartøy ikke kan smette inn under konstruksjonen. Her er det i utgangspunktet lagt til grunn fartøy som har bredde over 10 m. Se Figur 5-19. Smalere båter har etter Farledsnormalen [13] stor nok bredde i seilingsleden (26,5 m) uten noen form for fendring langsetter tunnelsidene. Unntaket er fartøy/lektere som er under slep.

Gjennom tunnelen

Åpen eller beskyttet farled: **Beskyttet**
Type fartøy: **Generelt mindre fartøy (hurtigbåter, sjarker og fritidsfartøy)**
Fartøysbredde (B): **10 m**

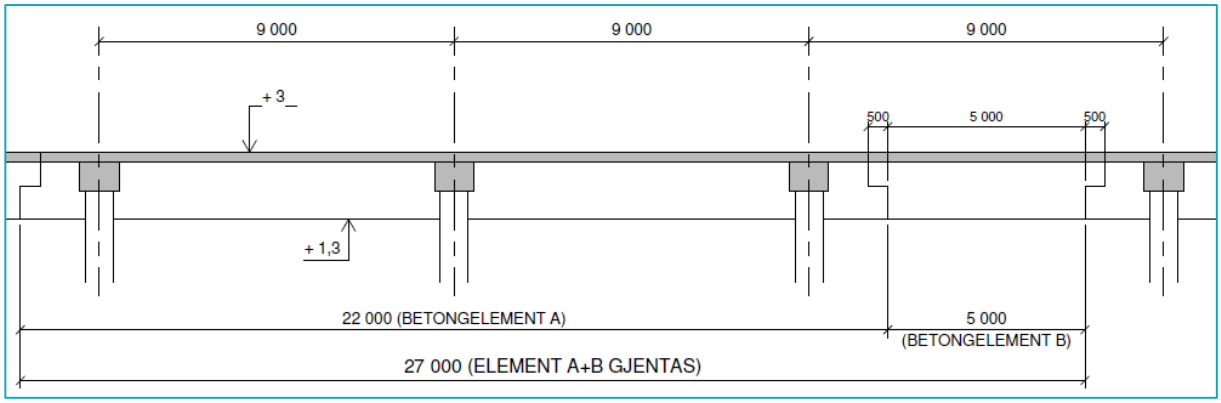
Delbredder	Beskrivelse	Valgt inngangsparameter	Faktor x B	
WBN	Skipsmanøvrerbarhet	God manøvrerbarhet	**1,3 x B**	**13 m**
Wi			**0,3 x B**	**3 m**
Wa	Fartøyets hastighet	Lav hastighet	0,0 x B	
Wb	Rådende sidevind	Beaufort < 4, lav fart	0,3 x B	
Wc	Rådende tverrstrøm	Ubetydelig	0,0 x B	
Wd	Rådende langsgående strøm	Ubetydelig strøm	0,0 x B	
We	Signifikant bølgehøyde	Beskytttet farvann	0,0 x B	
Wf	Hjelpemidler for navigasjon	Utmerket navigasjonshjelp	0,0 x B	
Wg	Bunntype	Dybde > 1,5T	0,0 x B	
Wh	Dybde i skipsleia	Dybde > 1,5T	0,0 x B	
Wi	Risikonivå til last	Lav risiko	0,0 x B	
b1				
b1.1	Bratte og harde bredder	Lav fart	0,5 x B	5 m
b1.2	Bratte og harde bredder	Lav fart	0,5 x B	5 m

Fb = Wbm + Wi + 2 x b1 **26 m**

Bredde mellom fendringen på ledekonstruksjonene er satt til 26,5 m

Figur 5-19 Med farledsbredde 26,5 m kan båter med bredde 10 m seile gjennom Stad skipstunnel uten noen form for fendring langsetter sidene.

Med en samlet lengde på ledekonstruksjonen på over 3 km er det lagt opp til bruk av prefabrikkerte betongelementer. Endelig utforming og lengde på elementene må avklares i samarbeid med den entreprenøren som blir tildelt kontrakt på arbeidene. I forprosjektet er det lagt opp til en senteravstand 9 m mellom oppleggene, en glatt søyle i fremkant og en fjellkonsoll i bakkant. Det er valgt elementer som spenner over to felt og et mindre element i hvert tredje felt som har opplegg på storelementene, se Figur 5-20. Konstruksjonen er tenkt fastholdt inn mot fjellet for hver 9-ende meter via konsollen og støp mot berget. Søyler i fronten prefabrikkeres og monteres på et plass-støpt fundament. Om en søyle mister bæreevnen skal konstruksjonen fortsatt være intakt (ulykkessituasjon). Elementene kan være komplette med påmontert fendring, leider og rekkverk før de monteres. Fuger er naturlig å legge i overgangene mellom stort og lite element.

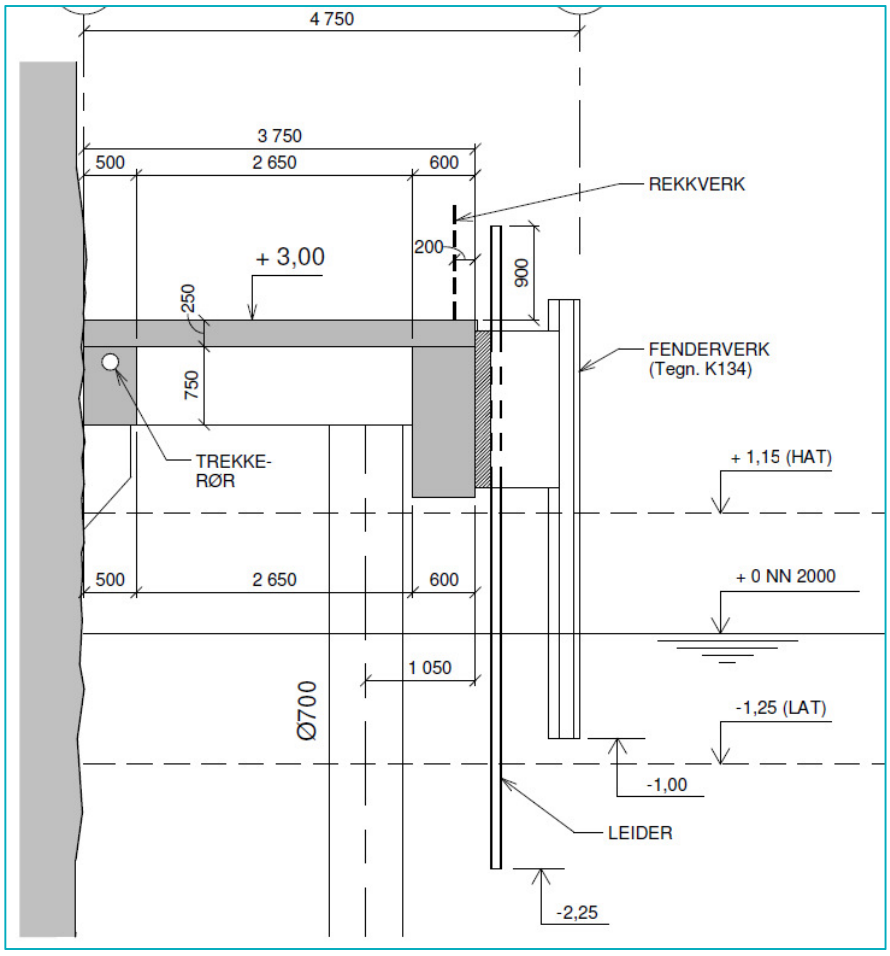


Figur 5-20 Oppriss av ledekonstruksjon. Naturlig med fuger i tilknytning til mellom-element.

I bakkant inn mot fjellveggen, er det lagt inn en drager i lengderetningen som opplegg for dekket, se Figur 5-21. Fra teoretisk fjellprofil og inn til fjellet vil det bli en åpning slik at lekkasjevann fra berget kan renne fritt ned i sjøen. Om det blir store åpninger må disse sikres. I bakkantdrageren er det tenkt

lagt inn trekkrør for hovedstrømkabel som går igjennom tunnelen. Noen utsparinger må etableres for trekkepunkter.

Utsparinger/sluk i dekket vil sikre avrenning, besørge utlufting mellom underliggende bjelker og hindre overtrykk om en bølge skulle slå oppunder konstruksjonen.



Figur 5-21 Snitt av ledekonstruksjonen.

Faste leidere føres opp til samme høyde som rekkverket, mens underkant er lagt 1 m under LAT. Den som er på tur opp leideren og inn på ledekonstruksjonen må avslutte med å klatre over rekkverket, altså blir rekkverket en del av leideren og må ha samme trinnhøyde på horisontalene. Det er sett på nedfellbart/sidehengslet rekkverk ved leidere, men det vurderes som risikofylt da det krever at noen må gjøre en operasjon for å etablere åpningen.

Under en evakueringssituasjon fra en liten båt må den kunne legge seg inn til ledekonstruksjonen i nærheten av leidere, også ved lavvann. Dette er løst ved at leidere er satt inn parvis og går godt nedenfor frontbjelken på konstruksjonen. En liten båt vil da fortøye til leiderne og folk kan rømme opp på ledekonstruksjonen. Senteravstand mellom de parvise leiderne er satt til 54 m på hver side, og de er forskjøvet med halve senteravstanden på motstående side. Det er ikke tatt med vanlige pullere langsetter ledekonstruksjonen. Leiderne dimensjoneres (10 tonn) for å kunne benyttes som forankringspunkt også for større fartøy, ved en evakueringssituasjon.

Hvordan en evakuering fra hurtigrutene vil gjennomføres må avklares i detaljeringsfasen. Livbåtene kan ikke brukes på vanlig måte, men det kan være en mulighet at de brukes som heis mellom fartøyet og ledekonstruksjonen. For å bidra til en rask evakuering kan rekkverket utformes slik at det seksjonsvis felles ned innover på ledekonstruksjonen ved at en port/luke på båten trykker det ned.

Manglende rekkverk der hvor passasjerer strømmer inn på konstruksjonen vil imidlertid medføre en fare for at noen kan bli presset utenfor kanten og havne i sjøen

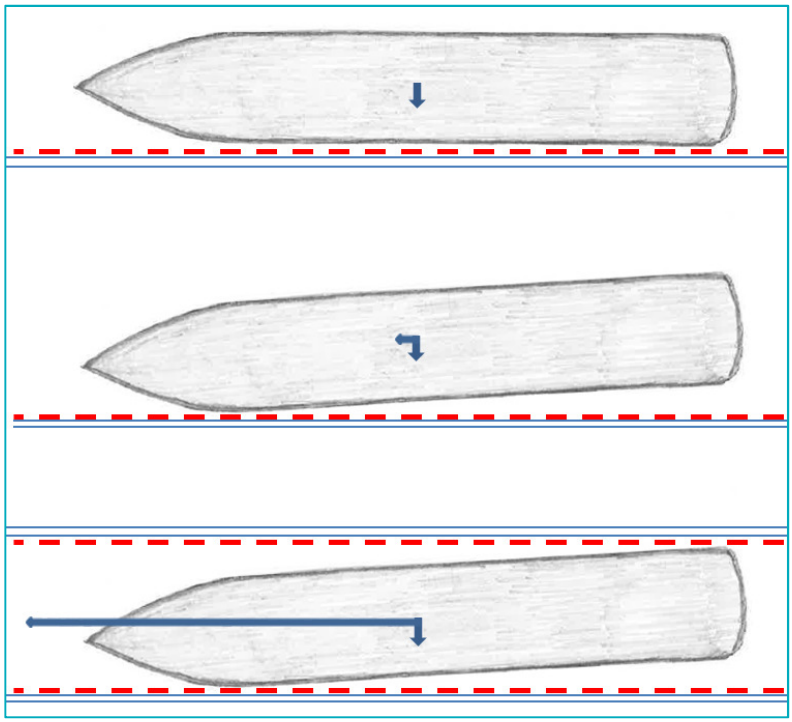
I forprosjektet er det lagt til grunn at betongelementer produseres på stedet, transporteres inn i tørrlagt tunnel og monteres. Et alternativ kan være å kun montere søylene og støpe fjellkonsoller i tørr tunnel. Elementer kan senere seiles inn og løftes på plass med et kranfartøy (lekter med fast svingkran). Velges denne metoden kan elementer produseres hvor som helst og transporteres sjøvegen helt inn i tunnelen uten omlasting.

5.3.3 Fendring

Hurtigruta MS Midnatsol som seiler gjennom tunnelen med en fart på 5 knop legges til grunn for valg av fendring langsetter ledekonstruksjonen. I forhold til senterlinjen kan MS Midnatsol støte mot konstruksjonen med en vinkel på 3,5 grader. Ved overgang mot entringskonstruksjonen kan støtvinkelen bli større, noe som krever kraftigere fendring.

Ved et normalt anløp til kai vil MS Midnatsol bevege seg lite i lengderetningen, ha en liten vinkel i forhold til kaifronten og ha en sideveis fart inn mot kaifronten som er i størrelsesorden 0,1 m/s. Ved anløpet uten vinkel vil fendere langsetter hele skutesiden bidra til å ta opp støtlasten. Anløpes det med en vinkel vil skipet legges seg inn til fendere i baugen som er langt foran skipets tyngdepunkt, og deretter dreies fartøyet inn mot kaifronten på grunn av sideveis fart.

I Stadtunnelen er farten i lengderetningen ca. 2,6 m/s (5 knop) og med en støtvinkel på 3,5 grader blir sideveis fart ca. 0,16 m/s. Forskjellen i anløpssituasjoner er illustrert i Figur 5-22.



Figur 5-22 Parallelt kaianløp øverst, i midten kaianløp med liten vinkel og nederst støtsituasjon i Stadtunnelen. Lengden på pilene illustrerer farten i lengde- og tverretning.

Hvordan et maks-støt mot ledekonstruksjonen vil oppleves for passasjerer ombord i Hurtigruten er vanskelig å si. Om den brå retningsendringen som støtet gir kan medføre at passasjerer faller må hastigheten reduseres. Dette er et forhold som må avklares under prøveseilaser.

Ved å velge en myk fendring med stor deformasjon før all energien er tatt opp, vil fartøyets retningsendring skje over noe tid og dermed reduseres faren for uheldige hendelser ombord. Det er

satt av en bredde på 1,0 m langsetter ledekonstruksjonen til fendring. Det er lagt opp til fendring med senteravstand 4,5 m i forprosjektet, noe som gjør at et baugstøt fra MS Midnatsol vil tas opp av minst to fenderpunkter.

I tidligere dokumenter vedr. Stadtunnelen finner vi i punkt 5.1 i Hovudrapport fra mars 2001 (Asplan Viak) at dimensjonerende støtenergi inne i tunnelen var satt til 4 tm for en tunnel med bredde 27 m. Det er gjort en ny beregning av støtenergien hvor hurtigruteskipet Midnatsol er lagt til grunn. Med fart 5 knop og støtvinkel 3,5 grader er støtlasten nå beregnet til ca. 10 tm (lastfaktor 1,0).

Stor friksjon mellom skrog og fender vil gjøre det vanskelig for skip å styre seg ut fra ledekonstruksjonen da farten bremses av fendringen. Av den grunn må paneler utenpå selve fenderen ha en overflate som minimerer friksjonen mellom fender og skip.

Den fartøytypen som bestemmer nedre nivå på fendringen vil være en lekter under slep. Disse kan ha lite fribord i hele lengden og i tillegg ha skarpe hjørner som kan påføre fendringen skader. En annen type fartøy som trafikkerer kysten og har lite fribord er «kanalbåter» vist i Figur 5-23, men god skroghøyde i baugen og akterut gjør at de vil støte mot fendringens øvre del inne i tunnelen. I knekkpunktet mellom entringen og ledekonstruksjonen, må imidlertid fendringen også dekke opp for denne båttypen.

Figur 5-23 Sveabulk (Bilde fra hjemmesiden til Seaworks AS.)

I forprosjektet er det vist en prinsippløsning for fendring langsetter konstruksjonen. Hvert fenderpunkt (c/c 4,5 m) består av to vertikale elementer som er boltet fast i frontbjelken, og påmontert et fenderpanel i fronten som går ned til kote -1,0. Sidene av fenderpanelet er gitt en knekk bakover inn mot fjellveggen, og har til hensikt å lede mindre fartøy og lektere ut i seilingsleden om de er på tur inn under konstruksjonen. Store fartøy vil legge seg inn mot den vertikale delen av fenderpanelet og overføre kreftene inn til de to fenderelementene. Det er lagt opp til elementer med høyde ca. 800 mm og lengde 1,5 m.

5.4 Gangbane for vedlikehold i tunneltaket

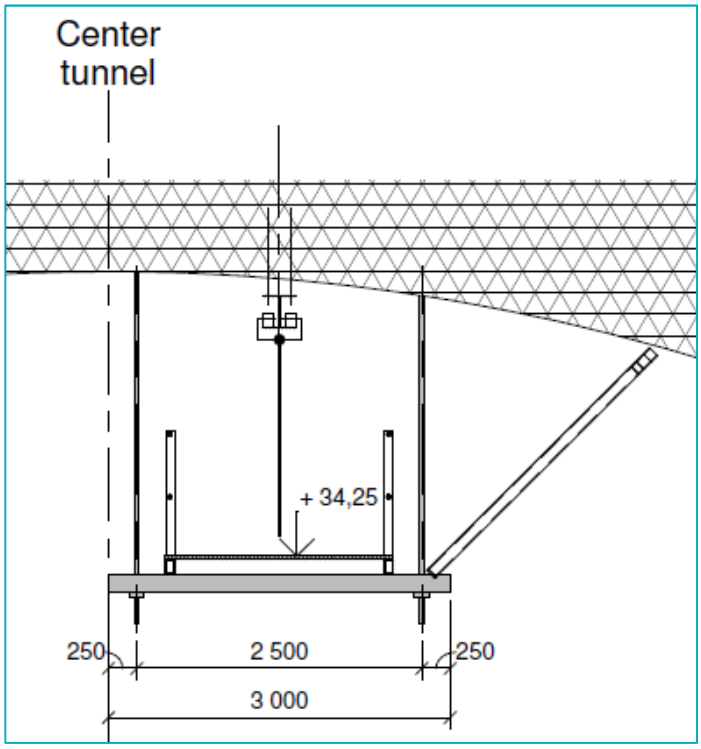
For montering og drifting av installasjoner i senterlinjen på tunnelen skal det etableres en gangbane oppunder hengen i hele tunnelens lengde, Figur 5-24. Hovedatkomst til gangbanen vil være fra vegbrua ved tunnelåpningen i Moldefjorden. I Kjødepollen er det planlagt adkomst via fjellhylle over påhugg.

Gangbanen må henges opp i fjellet. Hvordan den bygges og når de ulike arbeidene utføres, må bestemmes i samråd med den entreprenør som skal utføre arbeidene. Ferdigstillelse etter at takskiven er utsprengt kan påvirke fremdriften for videre sprengningsarbeider og sprut kan ødelegge allerede montert gangbane.

Gangbanen skal ha 2,0 m fri bredde mellom rekkverk og dimensjoneres for en jevnt fordelt nyttelast lik 2,0 kN/m^2. Det skal monteres seilingslys som skal kunne vedlikeholdes fra gangbanen ved at det vippes inn over rekkverket.

I forprosjektet er det lagt til grunn at alt av opphengspunkter i fjellet og montering av en taljebane, etableres når takskiven er sprengt ut. For å redusere risiko for at opphengspunktene skades under videre sprengning i tunnelen, er det viktig at disse installeres så sent som praktisk mulig, og det vil trolig være behov for å beskytte disse midlertidig, mens sprengingen pågår. Videre er det tenkt benyttet gangbaneseksjoner med lengde ca. 25 m som heises opp og monteres. Taljebanen kan benyttes til å transportere gangbaneelementer fra et fast oppheispunkt, eller vinsjer på banen kan heise elementer rett opp fra en lekter. Taljebanen kan også benyttes til fallsikring i monteringsfasen av gangbanen. I ferdigtilstand skal taljebanen kunne benyttes til å frakte utstyr/verktøy.

For hver 50-ende meter etableres en konstruksjon som er fastholdt i alle retninger via stag til fjellet. Det er lagt inn vertikale opphengspunkter med c/c 6 m mellom fastpunktene samt et opplegg som også er avstivet i tunnelens tverretning.



Figur 5-24 Snitt av gangbro med taljebane i senter.

5.5 Entringskonstruksjoner

5.5.1 Konstruksjonens funksjon og forutsetninger

Entring mot tunnel er formet som en trakt. Entringskonstruksjoner omfatter del av traktsider mot tunnelåpning til de møter ledekonstruksjonen (se kapittel 5.3) når avstand mellom fenderlinjer er snevret inn til tunnelens 26,5 m. Konstruksjonene skal ivareta en sikker gjennomgang for skipene.

Det er valgt å vinkle begge entringsider i trakten for at skip kan starte en sving i trakten når det seiler ut av tunnelen så snart det får klaring for akterenden. Dette er særlig aktuelt i Kjødepollen.

Hovedgeometri av entringer bør utføres mest mulig likt på hver side av tunnelen med tanke på sikker seiling. Derfor velges det å benytte lik vinkel mellom entringsider og seilingslinje på begge sider av trakt i hver ende av tunnelen.

Vinkel mellom entringsider og seilingsretning bør holdes liten med tanke på skipsstøt. Samtidig vil en liten vinkel øke lengden på entringsidene for å oppnå tilfredsstillende bredde i ende av trakt. På Moldefjordsiden er avstand fra påhugg til strandlinje kortere enn på Kjødepollsiden. For å begrense omfang av arbeid på dypt vann og samtidig holde en lav støtvinkel er vinkel mellom entringsider og seilingsretning satt til 9 grader.

Liten vinkel mellom entringssider og seilingsretning medfører at et skip vil komme lenger inn mellom skjæringer mot påhugg før avstanden mellom fenderlinjene når minimum på 26,5 m. Det fører til at et skip vil være mindre eksponert for vind når det entrer overgang til minimum fenderlinjeåpning.

Kystverket har satt krav til rett lengde på 150 m på sørlige side av entring i begge ender av tunnelen for at et skip kan legge seg inntil entringen med lav hastighet og kontrollert manøvrere seg inn gjennom tunnelåpningen ved ugunstige værforhold. Det skal monteres pullerter på begge entringssider for rømning ved skipsbrann, men entringsidene skal normalt ikke fungere som en kai der skip kan fortøyes og ytre entringer mot sjø skal være sperret for ferdsel av publikum.

Entringene i Kjødepollen avsluttes i sjø ved minimum fjellkote på -13,25 NN2000 (LAT -12,0), som er elevasjon for tunnelbunn. I Moldefjorden må entringene føres lenger ut og fundamenteres dypere for å oppfylle krav til lengde av entringsside og bredde mellom ende av entringene.

Størst sannsynlighet for støt mot entringside vil være ved overgang mellom entring og tunnel. Entringsidene gis derfor en svak avrunding ved overgang fra trakt til tunnelløp for å redusere støtvinkel samtidig som det blir enklere å manøvrere et skip som har lagt seg til entringsiden inn gjennom tunnelåpningen.

Ved innseiling mot entringer gjelder krav til bunnbredde gitt i Vedlegg 6 i Farledsnormalen fra Kystverket [13]. Minimum bredde mellom ender av entringer velges derfor i henhold til Farledsnormalen for dimensjonerende skipsbredde på 21,5 m. Beregning vist i Figur 5-25 gir minimum 77,4 m bredde mellom fendere normalt på seilingsretningen i starten av trakten. Det er antatt sterk sidevind og faktor for signifikant bølgehøyde Hs < 1 m siden det er indre farled og beskyttet farvann. Tabell 5-8 for bunnbredder ved ulike vind- og bølge-forhold er vist for informasjon.

Hovedgeometri av entringer er vist i Figur 5-26 og Figur 5-27 for Kjødepollsiden og Moldefjordsiden henholdsvis. Entringskonstruksjonene er utført som friksjonskasser utført i betong og er inndelt inn i Indre entringskonstruksjoner opplagt på fjellhylle, se kapittel 5.5.3, og Ytre entringskonstruksjoner som er opplagt på betongpir, se kapittel 5.5.4.

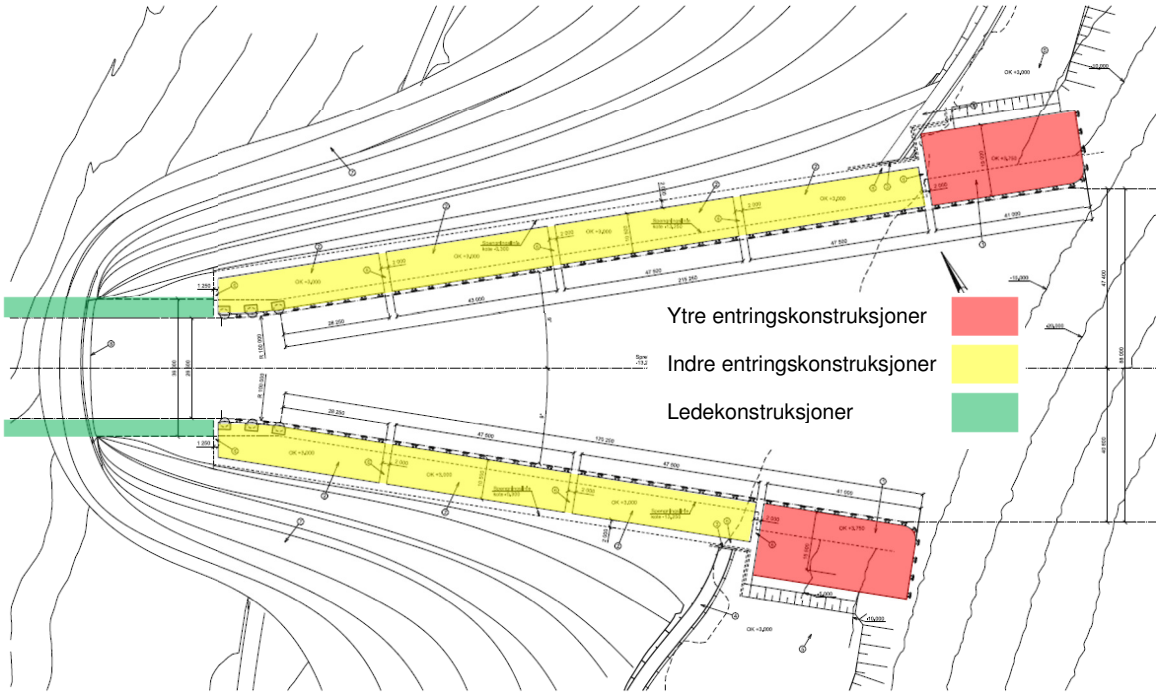
Konstruksjonene dimensjoneres for en forventet levetid på 100 år og det er lagt vekt på materialvalg og løsninger som gir lave vedlikeholdskostnader og minst mulig driftsstans.

Bunnbredde "MS Midnatsol" i entring												
Fartøysbredde (B)			21,5	m								
Dypgang (T)			5,1	m								
Delbredde	**Beskrivelse**	**Valgt inngangsparameter**	**Faktor x B**	**Bredde**		**Kommentar**						
WBN	Skipsmanøvrerebarhet	God manøvrerbarhet	1,30	27,95	m	Ferger og cruisefarrtøy har generelt gode manøvreringsegenskaper						
Wi:												
Wa	Fartøyets hastighet	Lav hastighet	0,0			Hastighet < 8 knop						
Wb	Rådende sidevind	Sterk vind, lav hastighet	1,1			Hastigheter over 20m/s bør antas (9 Baufort)						
Wc	Rådende tverrstrøm	Ubetydelig	0,0									
Wd	Rådende langsgående strøm	Moderat, lav hastighet	0,2			Som følge av tidevannsforskjeller i Kjødspollen og Moldefjorden.						
We	Signifikant bølgehøyde	Hs < 1 m	0,0			Indre farled, beskyttet farvann						
Wf	Hjelpemidler for navigasjon	Utmerket med navigasjonshjelp	0,0									
Wg	Bunntype	Dybde > 1,5T	0,0									
Wg	Dybde i skipsleia	Dybde > 1,5T	0,0									
Wi	Risikonivå til last	Lav risiko	0,0									
∑Wi			**1,3**	**27,95**	m							
B1												
B1.1	Bratte og harde bredder	Lav fart	0,5	10,75	m							
B1.2	Bratte og harde bredder	Lav fart	0,5	10,75	m							
Fb = WBN + ∑Wi + B1.1 + B1.2												
Bunnbredde:				**77,40**	**m**							

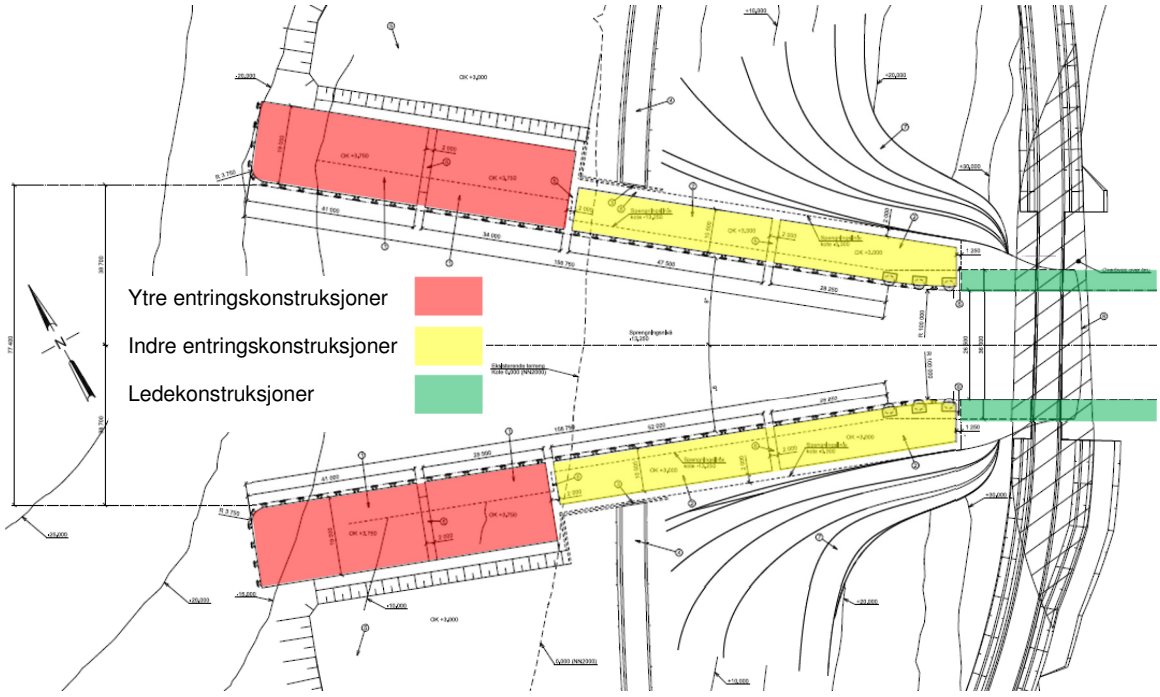
Figur 5-25 Minimum bredde mellom ender av entringssider.

Tabell 5-8 Minimum bunnbredde ved ulike vind- og bølge-forhold.

Bunnbredde [m]		Bølgehøyde Hs		
		Hs < 1m	1m<Hs<3m	Hs>3m
Sidevind	Svak (0-8m/s)	**60,2**	**71**	**82**
	Moderat (8-17 m/s)	**67**	**77,4**	**88,2**
	Sterk (17-21m/s)	**77,4**	**88,2**	**99**



Figur 5-26 Hovedgeometri av entring i Kjødepollen.

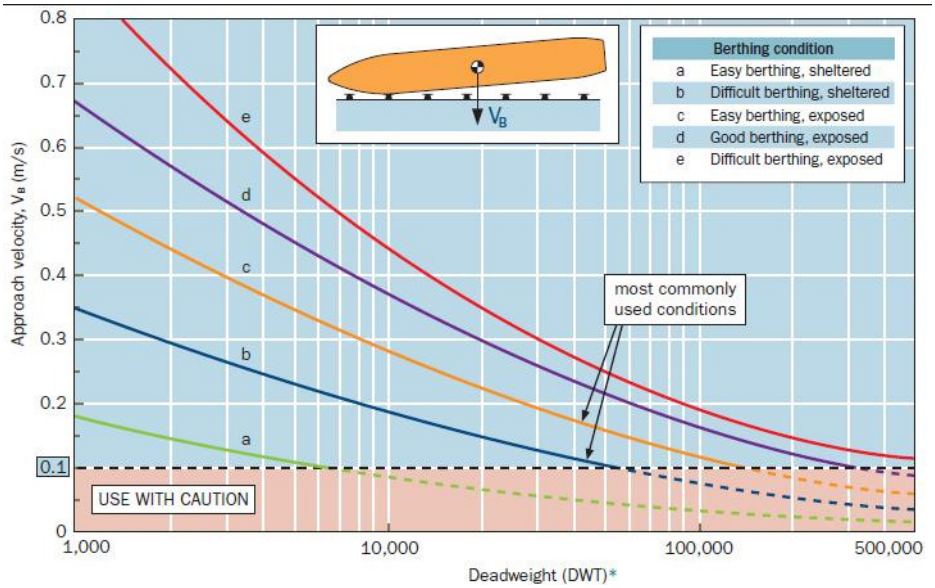


Figur 5-27 Hovedgeometri av entring i Moldefjorden.

5.5.2 Støt fra skip

Fendere og entringskonstruksjoner dimensjoneres av skipsstøt og fastsettelse av støtenergi avhenger av skipets deplasement, hastighet og støtvinkel. Kapasiteten til fendere og entringer bør velges for hastigheter som gir tilstrekkelig sikkerhet for passasjerer samt at skader på skip ikke oppstår. Ønske om et rimelig fendersystem må sees i relasjon til de skipshastigheter som planlegges ved innseiling til tunnelen.

Vanlig dimensjonerende hastighetskomponent normalt på fendere ved støt er hentet fra PIANC, se Figur 5-28. For MS Midnatsol med DWT på 1669 t kan en anløpshastighet under normale forhold på 0,25 m/s ansees som et fornuftig valg.



Figur 5-28 Anløpshastigheter til kaier fra PIANC.

Stort vindareal på passasjerskip som MS Midnatsol kan vanskeligjøre entringen og tilsier at det bør velges en høy sikkerhetsfaktor ved utvelgelse av fendere og at disse bør dimensjoneres etter et ulykkeskrav.

Fendere og entringer dimensjoneres for et støt fra skip med hastighetskomponent på 0,5 m/s normalt på fendere og entring. Valg av dette dimensjoneringskriteriet er basert på Statens vegvesens håndbok N400 «Bruprosjektering» [14], kapittel 13.9.4.2 der hastigheter over 0,5 m/s defineres som ulykkeslast. Dette er gyldig for begge entringssider som dermed bør dimensjoneres og fendres for dette hastighetskriteriet.

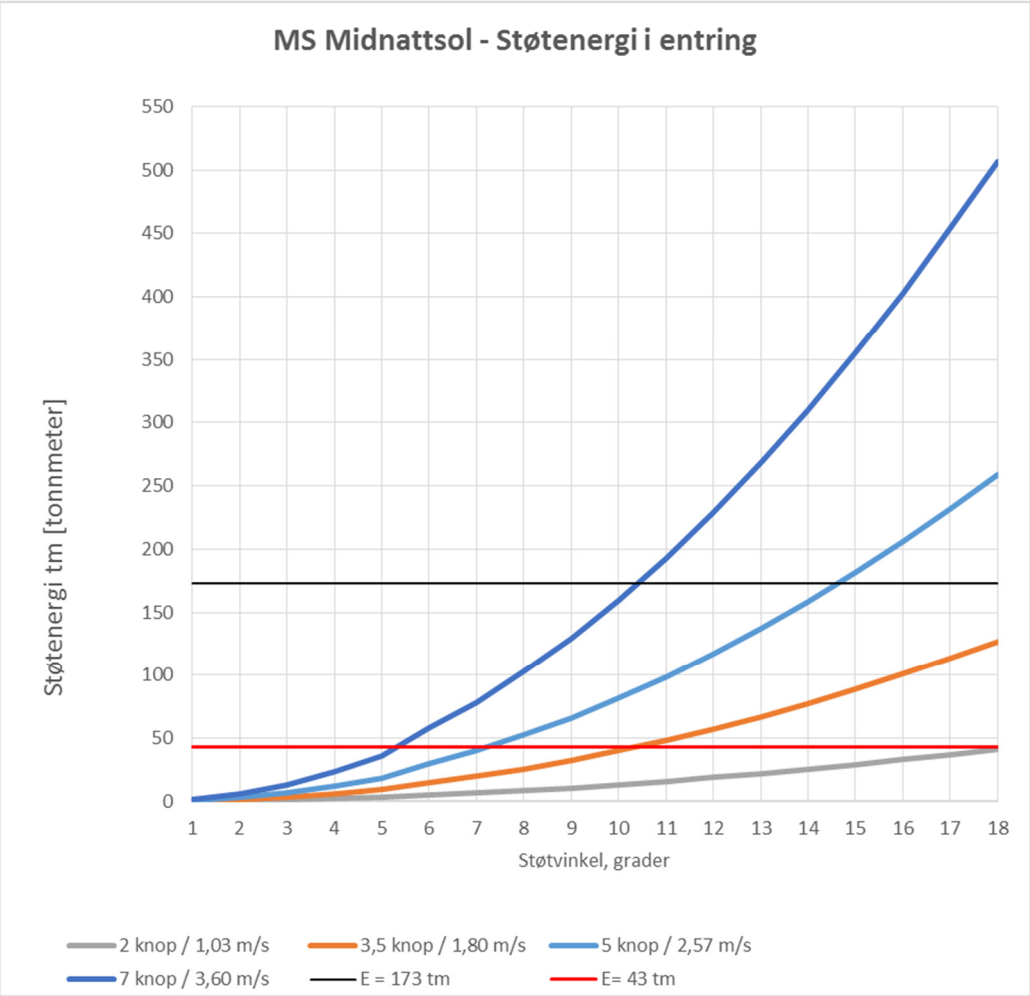
Dimensjonerende støtenergi som må opptas for dimensjonerende fartøy MS Midnatsol med største deplasement på 9050 tonn settes til E = 0,5 m v^2 1.5, der 1,5 er faktor for medfølgende vannmasse. Hastighetskomponent på 0,5 m/s gir E = 0,5 x 9050 x $0,5^2$ x 1,5 = 1697 KNm eller 173 tm. Støtenergi for normale operasjonsforhold med hastighetskomponent på 0,25 m/s gir tilsvarende en støtenergi på 424 KNm eller ca. 43 tm med lastfaktor 1.0. Dette gir en sikkerhetsfaktor på 4.0 i forhold til støtenergi ved ulykkeslast.

Støtenergi mot entring for ulike skipshastigheter og støtvinkler er vist i Figur 5-29. Her er det valgt variable C koeffisienter avhengig av støtvinkler, se Figur 5-31.

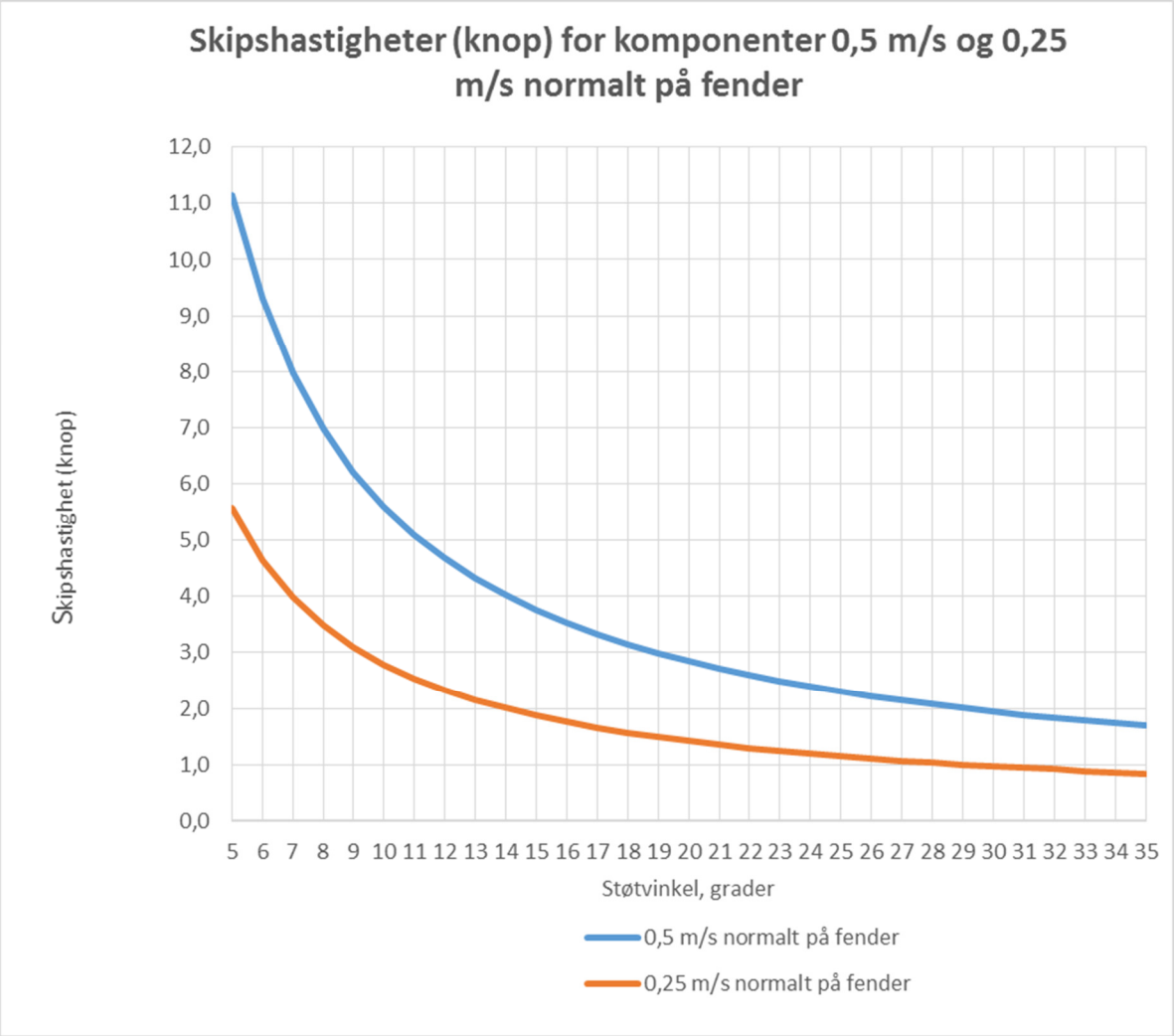
Hvis MS Midnatsol seiler i 6,2 knop med samme retning som tunnelaksen men treffer entringen, dvs. en støtvinkel på 9 grader vil støtet gi en hastighet normalt på fender på ca. 0,5 m/s, dvs. ulykkeslast.

Ved en skipshastighet på ca. 3,5 knop vil normalkomponenten være ca. 0,25 m/s ved støtvinkel på 9 grader, se Figur 5-30.

Hvis det er ønskelig å entre med høy skipshastighet på for eksempel 7 knop som har vært benyttet under simulatorseilaser i København i Mai 2016 må kapasiteten til fendere og entringer økes. En støtvinkel på 9 grader er ikke i denne sammenhengen å anses som konservativ. Vi har lagt til grunn en maksimal hastighet på 5 knop ved dimensjonering av entringskasser basert på foreløpige resultater fra tester hos MARINTEK [15], se også kapittel 5.3.1.



Figur 5-29 Støtenergi mot entring for ulike skipshastigheter og støtvinkler.



Figur 5-30 Kombinasjon av skipshastigheter (knop) og støtvinkler som gir hastighetskomponenter 0,5 m/s og 0,25 m/s normalt på fendere og entring.

Energiligning			
E = 0.5 m/g Vn^2 C1 C2 C3 C4 [tonnmeter]			
Variabler som kan endres			
Deplasement, m	9050	tonn	
Lastfaktor	1		
Grenseverdier C1	0,9	1	
Grenseverdier C2	1,1	1,5	
Verdi C3		0,8	
Grenseverdier C4	0,9	1	
Hastighet 1	2	knop	
Hastighet 2	3,5	knop	
Hastighet 3	5	knop	
Hastighet 4	7	knop	
Maks hastighet normalt på fenderfront	0,5	m/s (0,97 knop)	
Generell informasjon			

	Område	Kommentar/Beskrivelse
Støtvinkel:	0-18°	Vinkel støtpunkt-massesenter-fartsvektor. Antas mellom 0-18°
Hastighet, skip [knop]:	0-7 knop (0-3,6 m/s)	0.5,1,2,3,4,5,6 eller 7 knop kan velges under variable.
Vn, normal fartskomponent [m/s]:		m/s benyttes i energiligning
m, deplasement:	9050 tonn	Kan endres under variable
C1, koeffisient for rotasjon:	0,9-1,0	Støt kan skje nær midten av båten, dermed er denne satt nærere 1. Lineær interpolasjon mellom 0,9 og 1,0. Vurderes for hvert enkelt støttilfelle. Grenseverdiene kan endres i variable.
C2, koeffisient for virtuell masse:	1,1-1,5	Lineær interpolasjon mellom langs- og tverrgående fartsretning (1,1-1,5). Grenseverdiene kan endres i variable
C3, koeffisient for konstruksjonstype:	0,8	Settes lik 0,8. Verdi kan endres i variable.
C4, koeffisient for stivhet mellom fartøy og kai:	0,9-1,0	Antatt massive fendere. Settes lik 0,9 for støtvinkel under 6°, ellers 1. Verdier kan endres i variable.
Støtenergi		Gis i tonnmeter.

Figur 5-31 Valg av C1, C2, C3, og C4 koeffisienter for beregning av støtenergi ved ulike støtvinkler.

Ved valg av fendertyper og kriterier for akseptable støthastigheter med hensyn til komfort og sikkerhet for passasjerer kan grenser for lateral akselerasjon gitt i «*Assessment of ship performance in a seaway*» [16] benyttes. For passasjerskip er maksimum akselerasjon satt til 0.04g (0.39 m/s^2), se Tabell 5-9.

Passasjerskip som MS Midnatsol har et tyngdepunkt som ligger høyt i forhold til reaksjonslast fra fendere ved HAT. Dette vil medføre krengning ved støt. Krengning er påvirket av støtvinkel, hastighetsvektor og fenderstivhet og må sees i sammenheng under detaljfasen for å ivareta passasjerenes komfort.

På grunn begrenset varighet av maks reaksjonskraft fra fendere vil krengning av skip normalt ligge lavere enn for enn ren statisk betraktning. Det antas at MS Midnatsol ved ulykkeslast (hastighetskomponent 0,5 m/s normalt på fender) i entringene kan krenge opp mot ca. 4 grader.

Krengning ved kraftig støt kan også føre til, avhengig av skipstype, at brovingen og topp av baug er utsatt for å støte inn i fjellvegg ved inngang til tunnel. Midnatsol vil gå klar med en krengning på ca 4 grader i tunnelen. Det er god margin vel inne i tunnelen der støtvinkel er begrenset og vil medføre lite krengning.

I neste fase av prosjektet er det meget viktig at støtlaster knyttet til planlagte seilingshastigheter vurderes i forhold til sikkerhet. I dette inngår også valg av fenderes stivhetsforløp. Med tanke på

passasjerenes komfort anbefales det at passasjerskip entrer tunnelen med redusert hastighet. Inne i tunnelen kan hastigheten økes.

Tiltak for å redusere risiko for støt mot fjell med topp av baug eller brovinger er å utvide bredde av tunnelåpning i et svært begrenset område og eventuelt flytte ende av entringstrakt. Dette er justeringer som må gjøres i detaljeringsfasen.

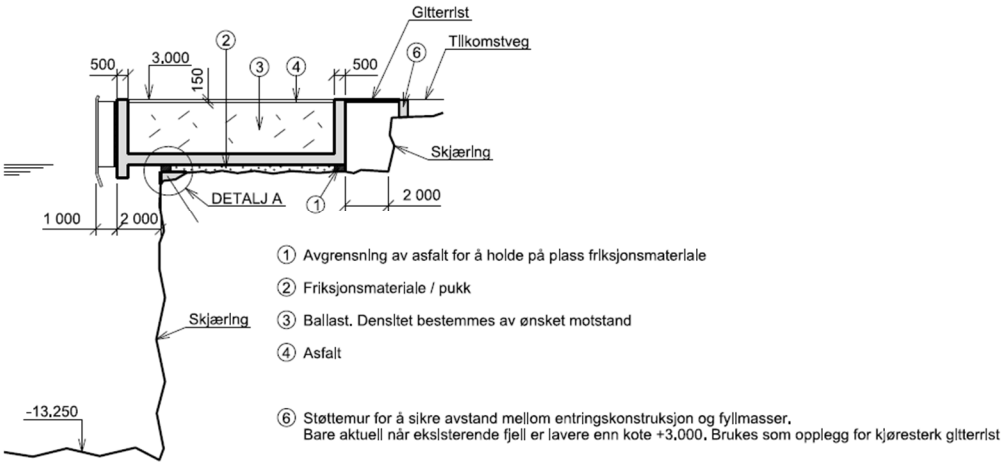
Tabell 5-9 Seakeeping Performance Criteria for Human Effectiveness, Limiting Criteria with regard to accelerations (vertical and lateral) and roll motion [16].

Criteria for Accelerations and Roll (NORDFORSK, 1987)			
Description	RMS Vertical Acceleration	RMS Lateral Acceleration	RMS Roll Motion
Light Manual Work	0.20 g	0.10 g	6.0°
Heavy Manual Work	0.15 g	0.07 g	4.0°
Intellectual Work	0.10 g	0.05 g	3.0°
Transit Passengers	0.05 g	0.04 g	2.5°
Cruise Liner	0.02 g	0.03 g	2.0°

Fenderens stivhet bør begrense akselerasjonen under normale forhold for ulike skipstørrelser opp mot definert ulykkeslast.

5.5.3 Indre entringskonstruksjoner mot tunnelpåhugg

Indre del av entringskonstruksjonen er en fortsettelse av rømningsveien fra tunnelen og består av betongkasser med påmonterte fendere. Kassene er fylt med ballast som pukk eller sand og de ligger på et 30 cm lag med pukk på 10m bred fjellhylle sprengt ned til kote -0,3. Rundt pukklaget er det en asfalt forsegling. Kassene som har klaring på to meter innbyrdes og til fjellvegg, vil gi en ytterligere sikkerhet mot skipstøt etter at fenderkapasiteten er brukt opp og vil kunne bevege seg med friksjonsmotstand. Stoppere støpes mellom fenderplater og kasse for å redusere skader på fendere og fenderplater etter at fenderkapasitet er utnyttet. Denne løsningen er valgt som en ekstra buffer for å forhindre havari ved støt mot fjellsiden. Utbedringer etter et slikt støt vil bestå i å tømme kassen for pukk og jekke kassen tilbake til posisjon eller løfte kassen til posisjon ved bruk av kranfartøy. Deretter fylles kassen med pukk og asfalteres. Fendere eller fenderplater som er skadet byttes ut og gitterrister over fuger skiftes ut eller legges tilbake. Dekket som består av asfalt har en toppelevasjon på kote 3,0 og bør ha fall mot fenderlinje eller åpning mot fjell for avrenning av regnvann. Se snitt i Figur 5-32. Fenderlinjen er lagt 2,5 m fra kant av fjellhylle for å unngå omfattende skader på skip ved stor hastighet og støtvinkel.



Figur 5-32 Snitt friksjonskasse på pukklag over fjellhylle, indre del av entring.

Mellom kassene er det en fuge på ca. 2 m som forbindes med galvaniserte stålrister med kapasitet for laster fra personer under rømning på 5 kN/m² eller aksellast fra service-kjøretøy på 90 kN som beskrevet i kapittel 5.3.1. Hjørne på fjellhyllen støpes ut med betong for å gi en plan flate for asfaltforsegling mot trakt for glidelag av pukk under kasser. Hjørnestøpen bolteforankres i fjellhylle.

Indre entringskonstruksjon avsluttes mot sjø forbi terrengkote 3,0 der rømningsveien munner ut på permanent riggområde og vei på hver entringsside. Det legges gitterrist for rømning mellom entringskasse og støttemur for oppfylt område. Støttemuren tjener som anlegg for gitterristen over en lengde på min 5 m samt at den holder fuge mellom kasse og vei eller evt permanent fylling etter rigg åpen.

Indre entringskonstruksjoner skal ha leidere og rekkverk som beskrevet kapittel 5.3.2 i område for rømningsvei. I tillegg skal det være gjerde på side av gitterrister og langs kant av entringskassene mot fjellskjæring. Det må planlegges for snørydding av rømningsvei ved snøfall.

I Moldefjorden består indre entringskonstruksjoner av to kasser på hver entringsside, se Figur 5-27. I Kjødepollen er det 3 kasser på sørlig entringsside og 4 kasser på nordre entringsside, se Figur 5-26.

5.5.4 Ytre entringskonstruksjoner mot sjø

Ved utforming av ytre entringskonstruksjoner er det lagt vekt på passasjerers sikkerhet og at skip skal holde seg flytende etter et ukontrollert skipsstøt i høy hastighet. Ulike løsninger er vurdert bl.a. en fenderlinje montert på svake dykdalber som vil gi etter i en ulykkestilstand og der skipet stanses i en sandbank etter å ha ødelagt og passert entringen. Det er vurdert at en sandbank må sikres mot erosjon med plastring og følgelig ikke vil ha egenskaper til å oppta et støt uten at det medfører stor risiko for mennesker og skip. En stiv entringskonstruksjon som cellespunt, senkekasse eller solid kai på peler vil kreve mer omfattende og solid fendring for å redusere risiko for passasjerer og skip ved utilsiktet støt i stor hastighet.

Løsning med friksjonskasse er derfor valgt også for ytre del av entringskonstruksjonene der kassene er lagt på betongplate med mellomliggende glidelag av pukk. Denne løsningen vil gi mindre energi som opptas av skipet i form av deformasjon og skade sammenlignet med en stiv entringskonstruksjon.

Ytre del av entringskonstruksjonen fortsetter som en pir med en 16 m bred kontinuerlig betongplate som består av sammenstøpte prefabelementer understøttet med stålrørspeler ø900 c/c 6 m som støpes ut. Ut fra fjellkote på -0,3 utvides trakten som sprenges ned til kote -13,25 (-12.0 LAT) slik at skjæring kommer mellom søyleradene ca. 3m fra senterlinjen på søylene nærmest trakten. Piren fastholdes i horisontalretningen av en friksjonsplate lagt i fylling på utside av entringen. Snitt av

entringskonstruksjon mellom fjellkoter -0,3 til -13,25 er vist i Figur 5-33. I Moldefjorden må ledekonstruksjonen forlenges utover fjellkote -13,25 for å oppnå nødvendig bredde mellom entringsender, se Figur 5-34.

Pelerad mot innseiling settes på avrettede fundamenter på kote -13,25 som sikres med fjellbolter og støpes opp for sidestøtte. Pelerad lengst vekk fra innseiling settes i fylling og løsmasser. Dette gjelder også pelerad mot innseiling i Moldefjorden utenfor fjellnivå -13,25. Fylling plastres etter at pir er støpt for å hindre erosjon.

For å redusere skader på skip er kapasiteten av piren begrenset til at piren kan motstå friksjonslasten fra entringskasser men gi etter ved direkte støt ytterst i entringstrakt etter at entringskasse har forskjøvet seg. Friksjonslasten fra kasse er gitt sikkerhetsfaktor 1,5 ved dimensjonering av pir. Pirplaten og peler er dimensjonert for å motstå en horisontallast fra støt på 17 MN, inkludert sikkerhetsfaktor 1,5. Dette er en last som er langt lavere enn gitt i Eurokode 1-7, Ulykkeslaster, Kapittel C4.4 [17], der M/S Midnatsol med støtvinkel på 30+9grader vil gi ulykkes støtlaster på:

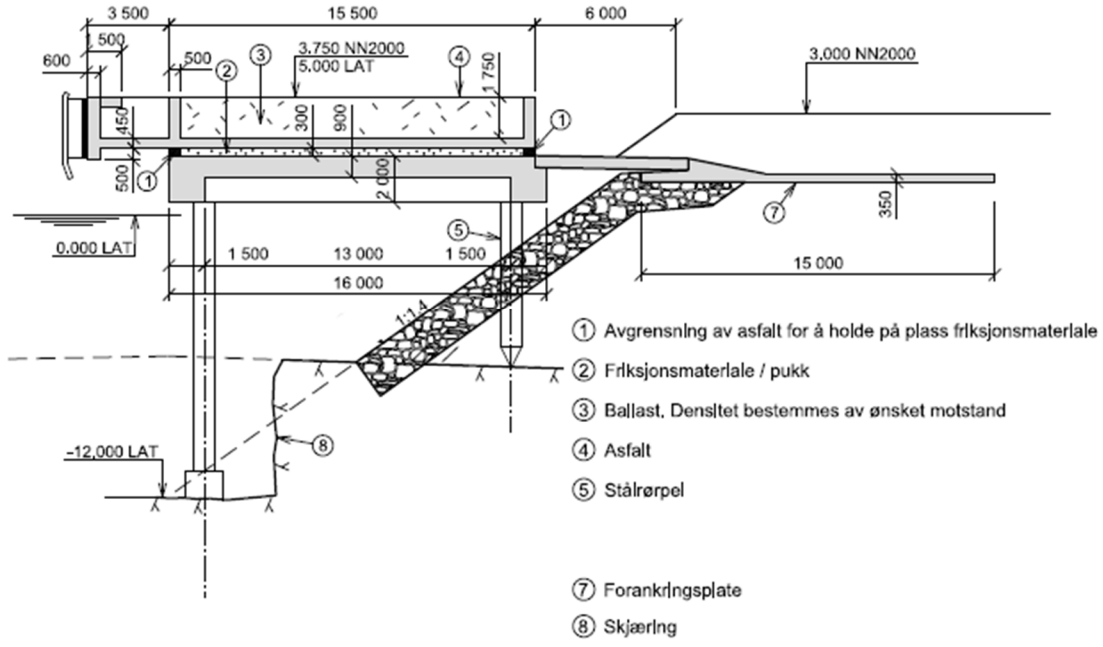
$$F_{baug}\left(\text{åpen sjø}, 5\frac{m}{s}\right) = 2{,}24 * 210MN * (0{,}041 * 0{,}495)^{0.5} = \mathbf{66{,}9\ MN}$$

$$F_{baug}\left(\text{havn } 2{,}5\frac{m}{s}\right) = 2{,}24 * 210MN * (0{,}010 * 0{,}495)^{0.5} = \mathbf{33{,}5\ MN}$$

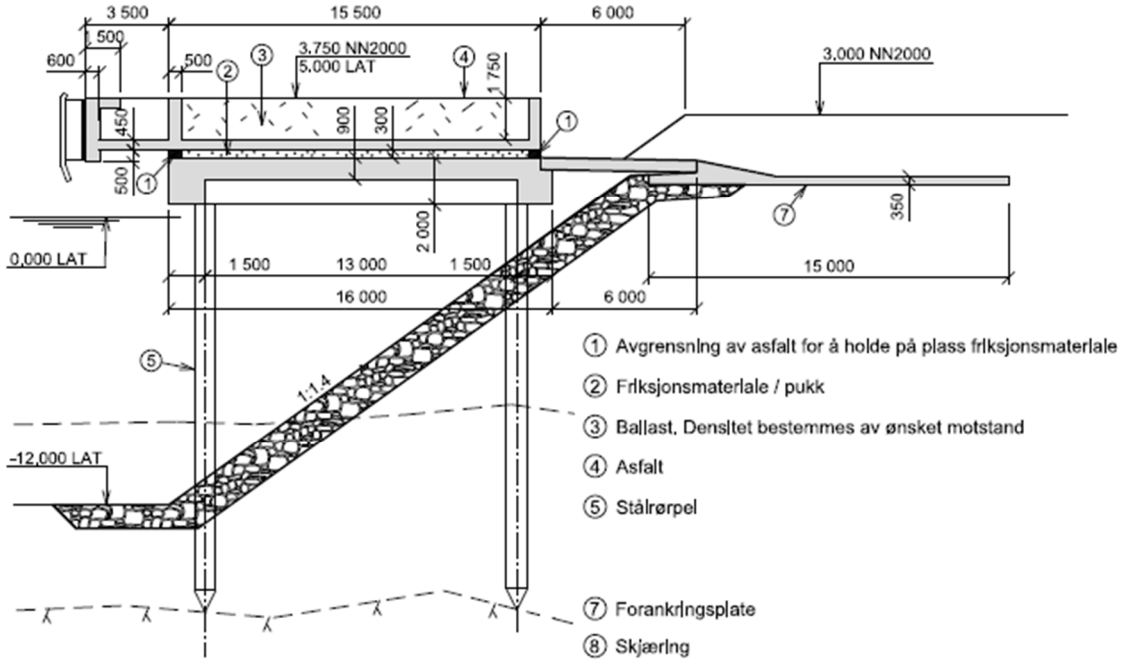
Disse kravene vil gi en stivhet som ivaretar konstruksjonen framfor skip og passasjerer samt gi langt dyrere konstruksjoner. De er derfor ikke lagt til grunn ved dimensjonering.

Kassene i ytre del av entringen beregnes for en friksjonslast som er ca. dobbelt så stor som for indre entringer fordi mulig støtvinkel er større i dette området. Ved en deformasjon på 2 m kan det typisk opptas en energi på ca. 24000 kNm inkludert fenderes energiopptak. Sammenheng mellom energi og forskyvning avhenger av støtpunktet som kan medføre en rotasjon eller en translasjon av kassen. Topp av kasser ligger på kote 3,75 og asfalteres for at kjøretøy for vedlikehold av fendere kan ha tilkomst. Endene av entringen mot sjø avrundes på innside av trakt og fendres.

Løsningen med peler og fastholding med friksjonsplate er valgt framfor pirplate understøttet av rammer forankret i fjell fordi rammeløsning gir langt høyere kostnader.



Figur 5-33 Snitt av ytre del av entringskonstruksjon mellom fjellkoter -0.3 til -13,25 (LAT +0,95 til -12).



Figur 5-34 Snitt av ytre del av entringskonstruksjon utenfor fjellkote -13,25 (LAT -12,0) i Moldefjorden.

I Moldefjorden består ytre entringskonstruksjoner av to kasser på hver entringsside, se Figur 5-27. I Kjødepollen er det 1 kasse på hver entringsside, se Figur 5-26.

Ved Kjødepollen vil minimum bredde av trakt være ivaretatt innenfor ytre entringer. Det vil derfor være mulig å erstatte ytre entring på nordre side med en dykdalb med lanterne på kote -13,25 for å markere innløp av trakt. Det er valgt å ikke gjøre dette for å kunne ivareta samme sikkerhetsnivå ved at entringstrakter i hver ende av tunnelen oppleves likt. Samtidig vil en pir med entringskasse gi økt ly mot sidevind for mindre fartøy.

Det må foretas mer omfattende sonderinger før detaljfase av prosjektet for bestemmelse av løsmassedybde. I masseberegninger er det tatt høyde for forlengelse av pir hvis det viser seg naturlig å starte piren litt nærmere land.

5.5.5 Utførelse

Betongkasser til ytre og indre entringskonstruksjoner støpes på plassen og det benyttes betongplater som permanent underforskaling for å sikre ønsket friksjon mot pukklag. Kassene kan alternativt prefabrikkeres og løftes på plass av et kranfartøy hvis entreprenør ønsker det.

Kasseløsningen er fleksibel og geometri og vekt kan justeres for ulike fenderløsninger og optimalisering av energiopptak i detaljfasen. Ved å legge ytre entring på en pir vil refleksjon fra bølger og strøm reduseres og bedre manøvreringsforholdene. Kasser og pirplate skal ha drenering og trekkerør for elektro kan legges i kasse med sløyfer i fugene.

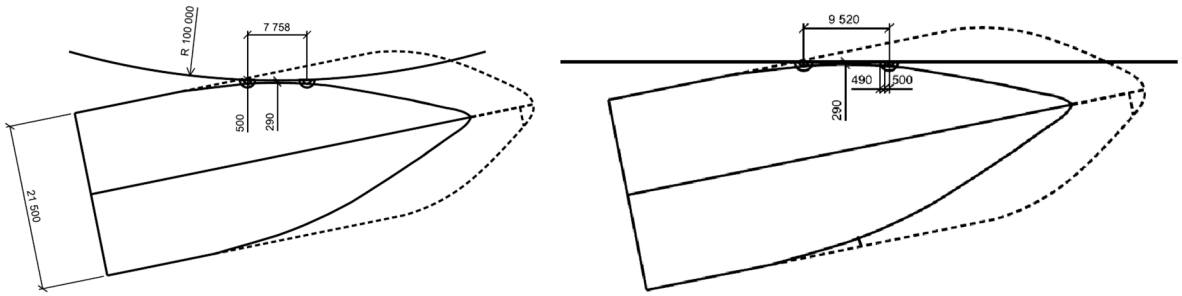
Fremdrift for bygging av entringer vil avhenge av planene til den valgte entreprenør. Deler av de indre entringer i terskelområdet kan ikke bygges før terskel sprenges. Ytre entringer kan bygges før terskel er sprengt. Tidspunkt er avhengig av hvor lenge entreprenør velger å bruke entringene som en del av riggområdet i anleggsfasen.

5.5.6 Fendring

Ved valg av fendere velges det slitesterke plater med lav friksjon for å redusere slitasje og dermed behov for vedlikehold. Platene skal ha bøyde kanter for å forhindre at skipet hekter ved støt. Det velges material av typen UHMWPE (Ultra high molecular weight polyethylene) med høy slitestyrke og lav friksjonskoeffisient. Platene skal ha et areal som begrenser trykk mot skrog til maksimalt 200 KN/m^2 for å unngå skader på skipsskrog under normale forhold.

Fenderes stivhet skal ha et forløp som også er tilpasset støt fra mindre fartøy for å hindre skader på passasjerer, mannskap og skrog.

En omtrentlig maksimal fenderavstand som tar høyde for krumning av baug og krumning av entringside ved overgang mot tunnel er vist i Figur 5-35 som eksempel. Det er antatt at en fender kan deformere seg fra 500 mm til MS Midnatsol får en klaring på 290 mm til platekant.



Figur 5-35 Maksimal fenderavstand på rett entringside og ved krum overgang til tunnel.

For at fendersystemet kan dekke opp for mindre skip med stor støtvinkel velges det å redusere innbyrdes avstand til ca det halve til 4,5 m. Ved valg av fendere antas det derfor at støtenergien fra dimensjonerende fartøy MS Midnatsol kan fordeles mellom minimum 2 fendere med støtenergikapasitet på minimum 174tm/2 = 87 tm (853 kNm).

Lektere på slep og ”kanalbåter” vil trafikkere tunnelen. Disse har lavt fribord og nedre elevasjon på fenderplater må tilpasses disse for å hindre at de går under fenderverket ved LAT. Lektere har ofte ”skarpe” hjørner og det er derfor valgt å vinkle alle sider på fenderplatene for å hindre hekting og skade på fender.

I krum overgang mot tunnel legges 3 par med rullefendere. Hvert par består av to rullefendere i høyden. Mellom hvert Rullefendpar legges fendere av samme type som benyttes utover i entringen. Rullefenderene settes noe litt utenfor den ordinære fenderlinjen slik at kontakt mellom mellom fendere og skip under normale forhold blir mot rullefenderne.

Rullefendere er ikke alltid en opplagt løsning ved fendring av hjørner. Skrog kan hekte seg i disse siden skipstunnellen traffikeres av skip med ulik størrelse. Ved å legge platefendere imellom rullefenderparene vil sjansen for hekting med tilhørende slitasje på rullefender reduseres. Samtidig må man i en detaljfase se på forskyvning mellom platefendere og rullefendere i forhold til fenderlist på større fartøy for at ikke fendringen kun ivaretas av platefendere i krum overgang. Under rullefenderne bør det suppleres med en enklere fendring for å fange opp lektere med lavt fribord. Dette er ikke medtatt i denne fasen og må sees i sammenheng med øvrig arrangement under detaljeringen.

5.5.7 Portalkonstruksjoner

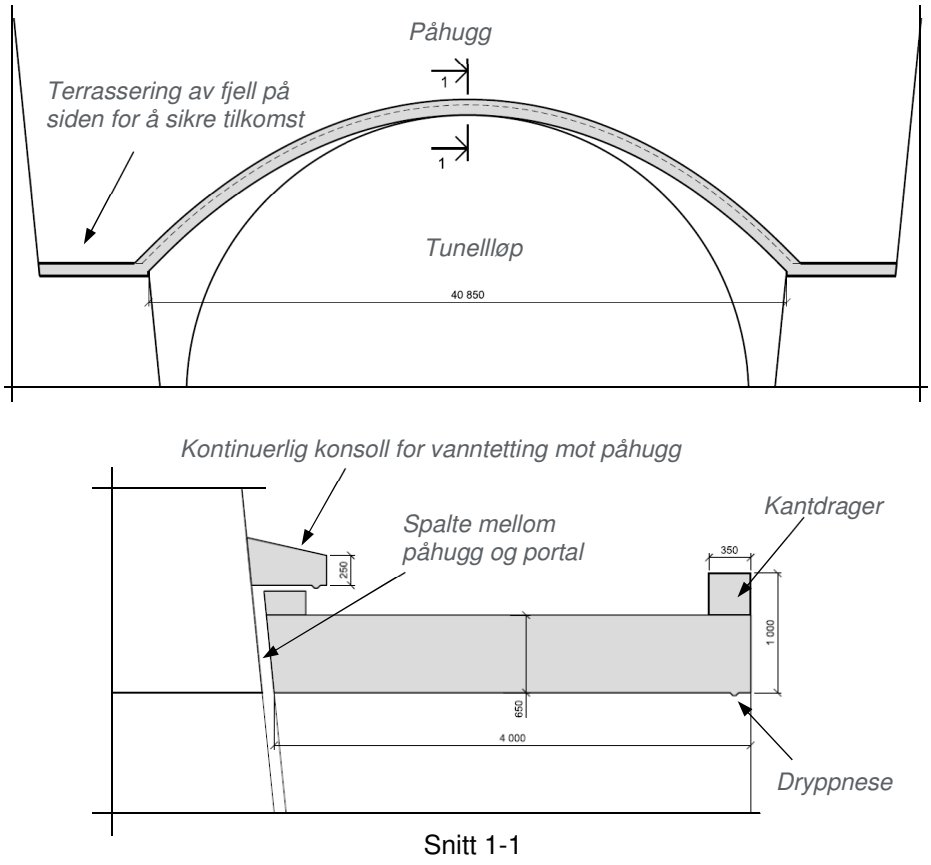
Det er ikke ansett å være behov for større portalkonstruksjoner i tunnelåpninger. I Kjødepollen er skredfare vurdert å være svært liten og i Moldefjorden forutsettes det rassikring med fangnettgjerde over påhugget, se kapittel 5.1.4. I Moldefjorden vil overvann bli ledet vekk fra tunnelåpning via tak over bru, se kapittel 0. I Kjødepollen benyttes terrasse over påhugg til å lede vann til siden for

tunnelåpning. På terrassen plasstøpes en betongplate med oppkant. Adkomst for anleggsarbeid er planlagt i terrassering fra eksisterende veg som blir brutt av entringen.

Alternativ utførelse av portal i Kjødepollen

I tillegg til den enkle plasstøpte platen beskrevet over er det sett på mulighet for å etablere en mer konvensjonell portalkonstruksjon med kjedelinjeformet bueform.

Portalen en tenkt utført som et frittbærende kjedelinjeformet skall. Skalltykkelsen er satt til 650 mm og fritt spenn er om lag 41 m. Geometri av portalkonstruksjonen er vist i Figur 5-36.



Figur 5-36 Portalkonstruksjon, foreslått geometri.

Portalen er planlagt å være om lag 4 m bred i topp av buen og 3 m bred ved foten av buen.

Den skisserte portalløsningen er gjennomførbar, men anleggsteknisk krevende. Begrenset tilkomst med kran og omfattende forskalingsarbeider med stort fritt spenn (eller høy dekkereis) anses som svært viktige aspekter for total kostnad av løsningen.

5.5.8 Andre konstruksjoner

Det må lages støttemur fra kote 3,0 mot sjø på hver entringsside mot vei eller del av oppfylt riggområde som ikke fjernes etter anleggsperioden. Muren vil også tjene som et opplegg for gitterrist til rømningsvei på entringskonstruksjonene.

Mellom fylkesvei og påhugg i Kjødepollen bør det i anleggsperioden lages en støttemur som sikrer stabilitet av vei.

På nordsiden i hver ende av tunnelen er det planlagt et ca. 100 m^2 teknisk hus, se kapittel 5.7.4.

6 stk. tekniske rom i tunnelen og radioteknisk rom på Moldefjordsiden er beskrevet i kapittel 5.7.2.

Veibru for omlegging av fylkesvei 618 i Moldefjorden er beskrevet i kapittel 0.

5.6 Graving og fylling

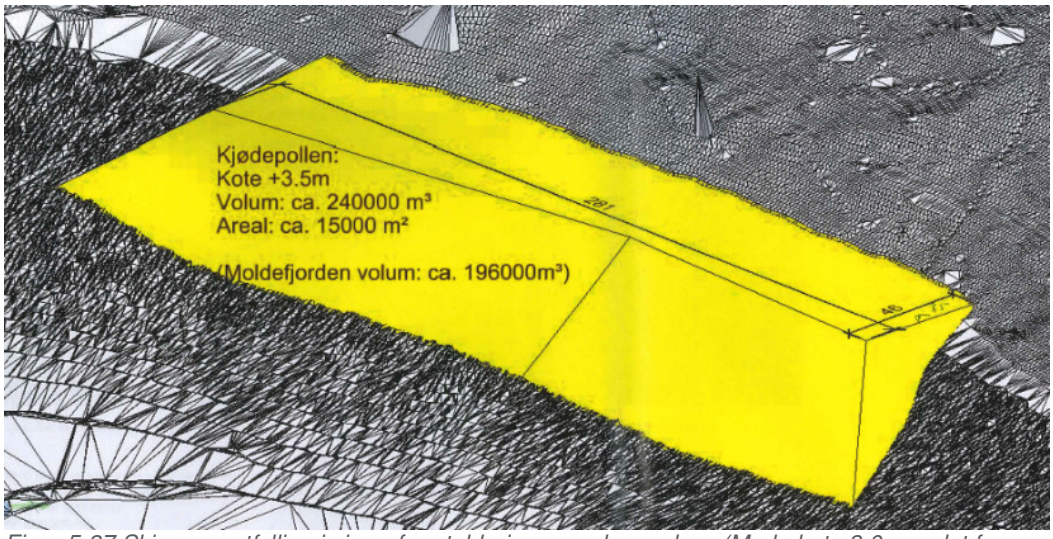
Dette kapittelet oppsummerer resultater for stabilitetsvurdering av fylling i sjøen for å etablere anleggsområder for tunnelportalen ved Kjødepollen og Moldefjorden i forbindelse med Stad skipstunnelen.

Det skal etableres en anleggsplass i form av utfylling i sjøen som dekker et område på ca. 15000 m^2 ved hver ende av tunnelen. Eksempel på utfylling lagt til grunn for beregningene er vist i Figur 5-37. Det er forutsatt at utfyllingen er en midlertidig grunnkonstruksjon i anleggsfase med utfylling opp til plant riggområde på kote 3,0. Hensikten med denne vurderingen er å finne en stabil skråningshelning og studere behovet for motfylling for å øke sikkerheten mot glidning.

Grunnforholdene er basert på datarapporter fra grunnundersøkelser utarbeidet av Multiconsult for tunnelportalene ved Kjødepollen og Moldefjorden.

Stabilitetsvurderingene viser at en helning på 1:1,5 for utfylling med sprengstein er nødvendig, samt at det både i Moldefjorden og Kjødepollen vil være behov for motfylling i foten av fyllingene for å opprettholde likevekten med tilfredsstillende sikkerhet. Motfyllingen må legges ut før selve hoved-fyllingen legges.

Endelig temporær (anleggsfasen) og permanent utforming av utfyllingene med helning og eventuelle mot-fyllinger må prosjekteres mer detaljert i neste fase av prosjektet.



Figur 5-37 Skisse av utfylling i sjøen for etablering av anleggsplass (Merk, kote 3.0 er valgt for riggområde i forprosjektet).

Offentlig lover, forskrifter og standarder

Følgende lover, forskrifter og standarder er benyttet i den påfølgende delberegningen:

NS-EN 1990:2002+NA:2016 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner [11]

NS-EN 1997-1 Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering – Del 1: Allmenne regler [18]

I tillegg er følgende veiledning tatt i betraktning:

Geoteknikk i vegbygging, Håndbok V220, Statensvegvesen [19]

Beregningsmetodikk

Det er benyttet programvare «Geo5 2016 – Slope» [20] for stabilitetsberegningene. Programmet utfører geotekniske beregninger i henhold til Eurocode inkludert norsk NA.

5.6.1 Grunnforhold

Generelt består løsmassene av løs-lagret sand og silt over fast morene. Tykkelsen av denne løse topp-massene varierer mellom 0 og 4 m. Videre ned er morene med en tykkelse mellom 0 og opptil 10 m.

5.6.1.1 Sprengstein materiell for utfylling

Design jordparametere for sprengstein materiell er antatt etter figur 2.39 i Statens vegvesen håndbok V220 [19]. Det er antatt: $\varphi = 42°$ og $\gamma = 19$ kN/m^3. I beregningsmodellen for å unngå overfladiske ustabilitet er det innført kohesjon c = 1 kPa, se Tabell 5-10.

Tabell 5-10 Anbefalte jordparametere etter "figur 2.39 i HB V220".

Plassering		Materiale		Dim. tyngde-tetthet γ	Karakteristisk indre friksjonsvinkel φ		Attraksjon a
				kN/m^3	grader	tan φ	kN/m^2
Bak og foran landkar og støttemur	Tilførte komprimerte Masser *	Sprengstein **		19	42	0,90	0 - 10
		Grus		19	38	0,78	0
		Sand		18	36	0,73	0
	Naturlige, ikke komprimerte masser	Grus		19	35	0,70	0
		Sand		17	33	0,65	0
		Silt		18	31	0,60	0
		Leire og leirig silt	Fast ***	20	26	0,49	0
			Bløt ***	19	20	0,36	0
Under landkar-såle	Tilførte komprimerte Masser *	Sprengstein ** og ****		19	42/45	0,90/1,0	10
		Grus *****		19	38/40	0,78/0,84	10
		Sand		18	36	0,73	10
	Naturlige, ikke komprimerte masser	Grus	Fast	19	38	0,78	0-10
			Løs	18	36	0,73	0-5
		Sand	Fast	18	36	0,73	0-10
			Løs	17	33	0,65	0-5
		Silt	Fast	19	33	0,65	0-10
			Bløt	18	31	0,60	0-5
		Leire og leirig silt	Fast ***	19	26	0,49	0-20
			Bløt ***	19	20	0,36	0-5

5.6.1.2 Kjødepollen

Grunnforholdene er fra grunnundersøkelsesdatarapport «geoteknisk grunnundersøkelser Kjødepollen», dokumentkode 616193-RIG-RAP-001 datert 4. april 2016 utarbeidet av Multiconsult.

Det er utført to totalsonderinger på land, 33 totalsonderinger på sjø og fem prøveserier på sjø. I tillegg har NGI tidligere utført et feltprogram ved Kjødepollen bestående av 8 totalsonderinger på land og 9 totalsonderinger med prøveserier i to punkter på sjø.

På land er det funnet faste til svært faste løsmasser med mektighet på opptil 5,6 m. Massene er tolket som antatt sand, grus og stein over antatt morene på berg.

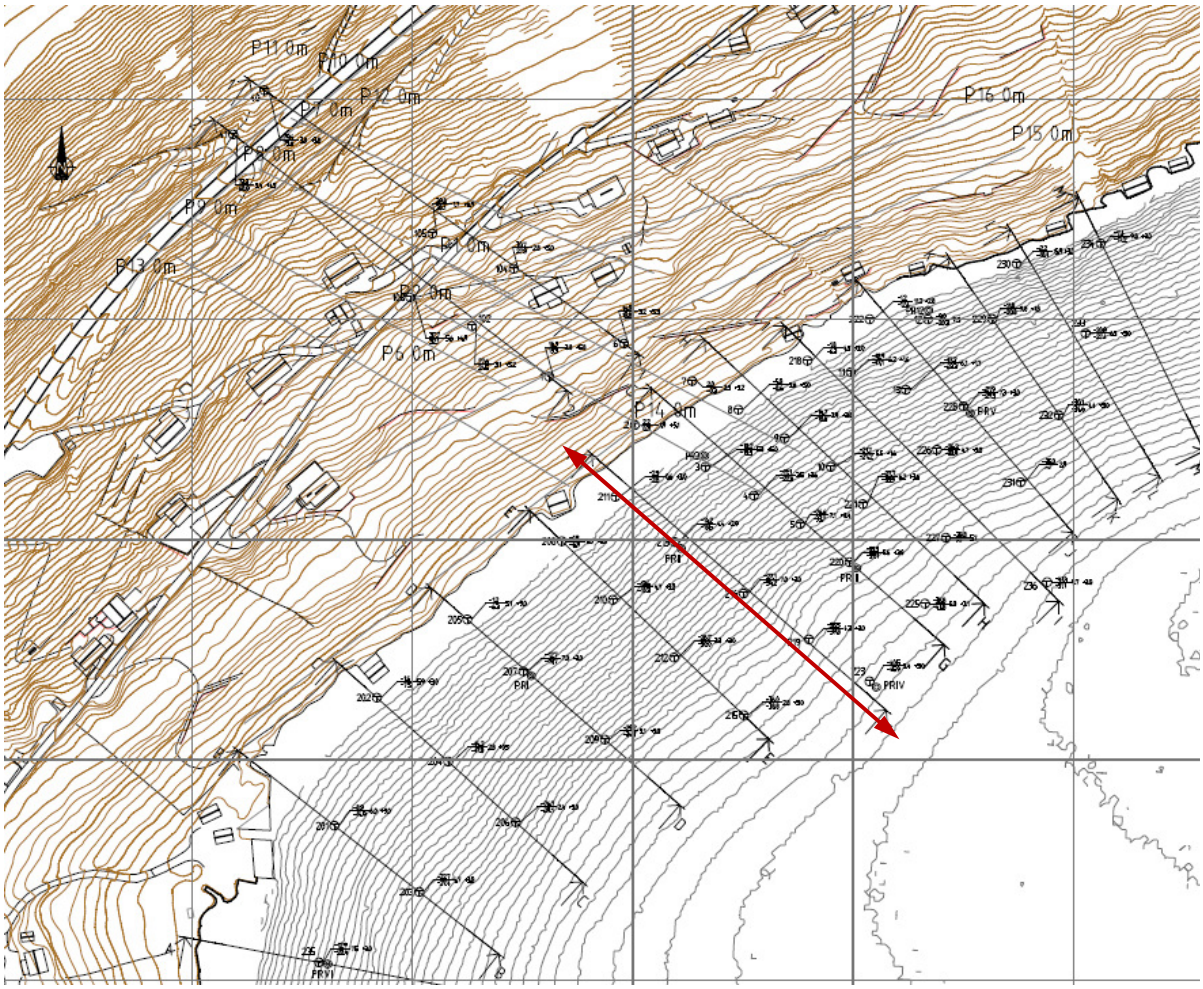
Ved Kjødepollen faller terrengnivået på land ned mot sjøen i en sørøstlig retning med en helning på omtrent 1:3. Sjøbunnen faller videre med omtrent samme helning ned til kote -35 før den faller med en slakere helning ned til kote -45. Undersøkelsene på sjø viser at sjøbunnen består av et topplag med mektighet på opptil 3,2 m av antatt løst lagret sand med grus og silt. Videre er det funnet et fast lag av antatt sand, grus og stein over et svært fast lag av antatt morene på berg.

Figur 5-38 viser borplan, terrengkotekart og geotekniske snitt. Snitt F-F er valgt som representativt snitt for stabilitetsvurderingene, og er vist i Figur 5-39.

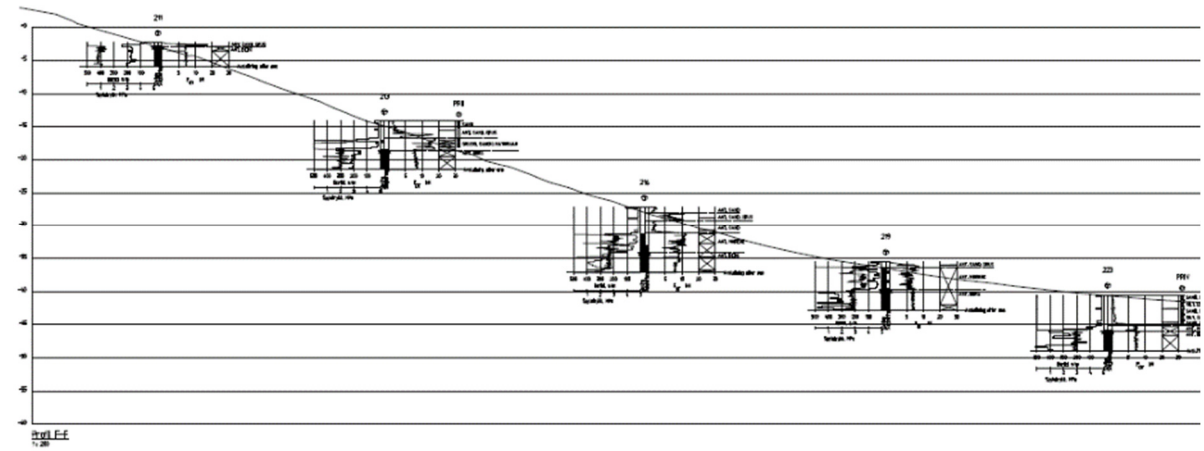
Design jordparametere

Tabell 5-11 Design jordparametere for stabilitetsvurdering ved Kjødepollen.

Jordtype	Spenning tilstand	Romvekt [kN/m3]	Friksjon [°]	Kohesjon [kPa]
Sprengstein	Effektiv	19	42	1
Gradert sand	Effektiv	19	31	0
Morene	Effektiv	21	35	30



Figur 5-38 Borplan og snitt for stabilitetsvurderingen ved Kjødepollen.



Figur 5-39 Snitt F-F er valgt som representativt snitt for stabilitetsvurderingen.

5.6.1.3 Moldefjorden

Grunnforholdene er fra grunnundersøkelsesdatarapport «geoteknisk grunnundersøkelser Moldefjorden», dokumentkode 616193-RIG-RAP-002 datert 4. april 2016 utarbeidet av Multiconsult.

På land er det funnet et topplag med en mektighet på opptil 0,8 m bestående av antatt steinholdig torv. Videre viser sonderingene faste til svært faste løsmasser med mektighet som varierer mellom 3 og 25 m. Massene er tolket som antatt sand, grus og stein over antatt morene på berg.

Terrengnivået på land faller ned mot sjøen i en nordvestlig retning. Fra eksisterende veg og ned til vannkanten heller terrenget med en helning på omtrent 1:3.

Fra ca. kote 0 faller sjøbunnen slakt med en helning på omtrent 1:7 til ca. kote -2,5. Sjøbunnen faller videre med en brattere helning på ca. 1:2,5, før den slakker av rundt kote -35. Løsmassene på sjøbunnen består av et topplag av løst lagrede masser med mektighet på opptil 3,0 m.

Resultatene fra laboratorieforsøk tyder på at topplaget består av grusig sand nærme land, og består av stadig finere masser lengre fra land. I de dypeste punktene er det i prøveserier og CPTU funnet leirig silt. Også på sjøen viser sonderingene deretter faste til svært faste løsmasser, tolket som sand, grus og stein over morene på berg.

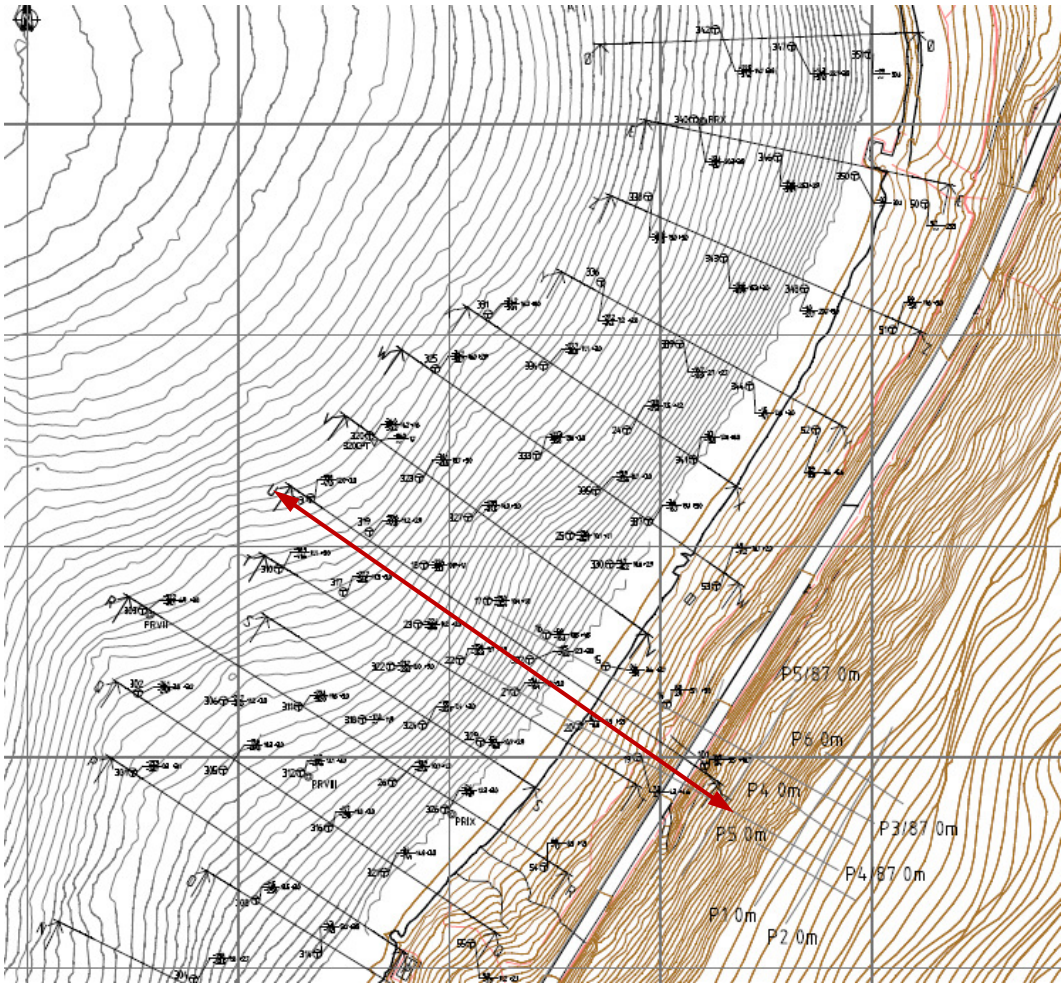
Totalsonderingene viser at der er et topplag av løst lagrede masser med en mektighet på opptil ca. 3,0 m. Videre er massene generelt fast til svært fast lagret med et betydelig steininnhold. Her er det i stor grad benyttet økt rotasjon, spyling og slag for å forsere massene. Mektigheten av faste og svært faste masser er generelt funnet på rundt 10 m, men i enkelte punkt er det funnet mektighet på over 27 m.

Figur 5-40 viser borplan, terrengkotekart og geotekniske snitt. Snitt U-U er valgt som representativt snitt for stabilitetsvurderingene, og er vist i Figur 5-41.

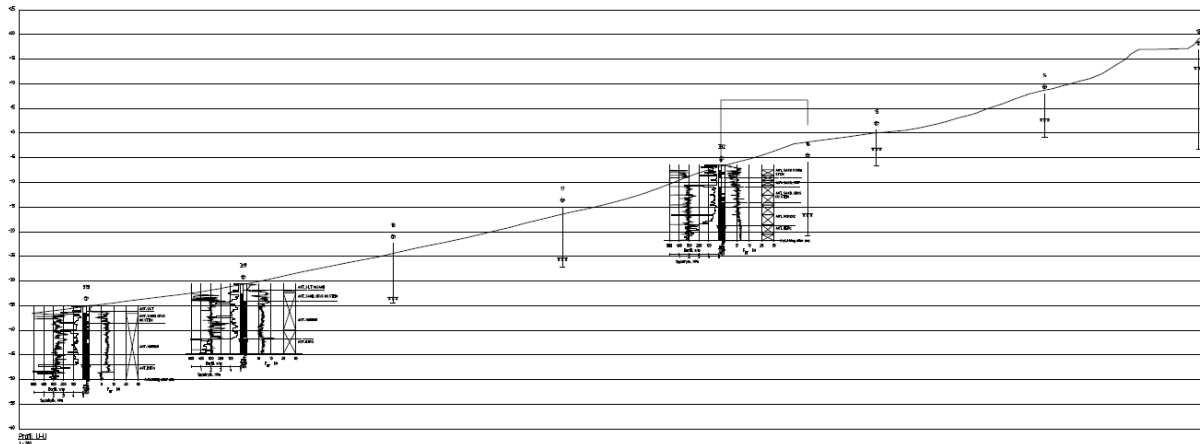
Design jordparametere

Tabell 5-12 Design jordparametere for stabilitetsvurdering ved Moldefjorden.

Jordtype	Spenning tilstand	Romvekt [kN/m3]	Friksjon [°]	Kohesjon [kPa]
Sprengstein	Effektiv	19	42	1
Løs-lagret sand	Effektiv	19	31	0
Morene	Effektiv	21	35	30



Figur 5-40 Borplan og snitt for stabilitetsvurderingen ved Kjødepollen.



Figur 5-41 Snitt U-U er valgt som representativt snitt for stabilitetsvurderingen ved Moldefjorden.

5.6.2 Geotekniske vurderinger

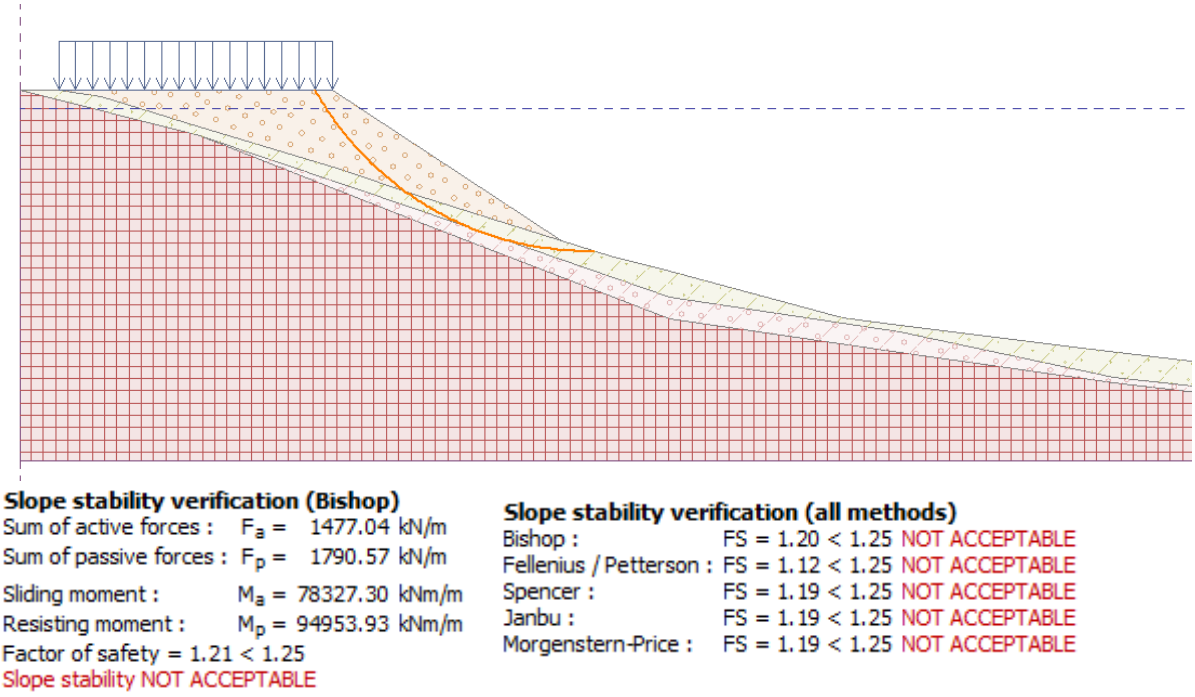
Skjæringene i løsmasser i tunnelportalen kan trolig legges med en helning på 1:2 (vertikalt:horisontalt) ut fra stabilitetsvurderingene. Løsmassene er likevel svært utsatt for erosjon fra bølger og skipstrafikk. Derfor for å hindre erosjon, kan kjæringene dekkes med stein. Dette kan legges noe brattere 1:1,5.

5.6.2.1 Kjødepollen

Jordparametere for ulike lag er presentert i Tabell 5-11, og beregningsmodellen er basert på snitt F-F i Multiconsult grunnforhold datarapport, se Figur 5-39.

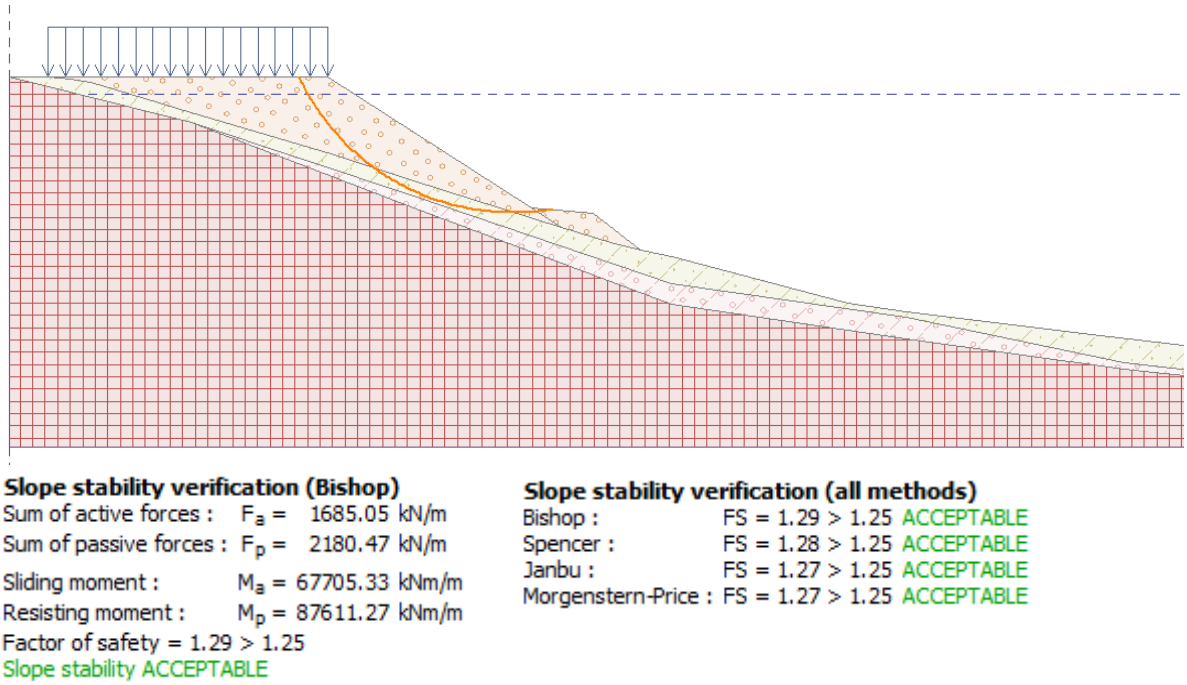
Fylling er fra kote +3, og ha en nødvendig helning på 1:1,5. Det er antatt variabelt terrenglast Q = 50 kPa. Stabilitetsvurderingene uten motfylling som er presentert i Figur 5-42 viser at det ikke er tilfredsstillende sikkerhet. Ved utlegging av motfylling i foten av skråningen vil tilfredsstillende sikkerhet oppnås, se Figur 5-43.

Uten motfylling



Figur 5-42 Stabilitetsvurdering uten motfylling med terrenglast q = 50 kPa ved Kjødepollen.

Med motfylling



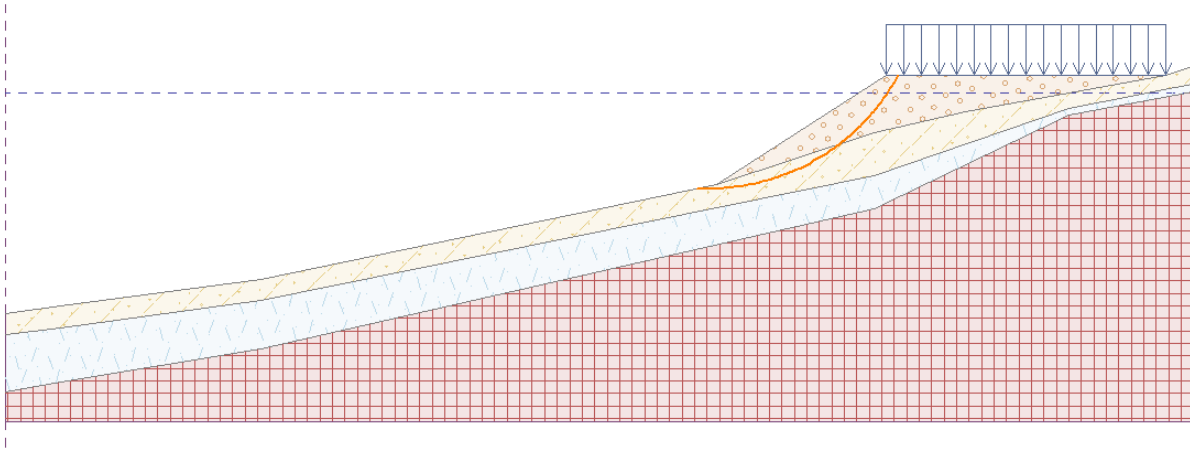
Figur 5-43 Stabilitetsvurdering med motfylling med terrenglast q = 50 kPa ved Kjødepollen.

5.6.2.2 Moldefjorden

Jordparametere for ulike lag er presentert i Tabell 5-12, og beregningsmodellen er basert på snitt U-U i Multiconsult grunnforhold datarapport, se Figur 5-41.

Fylling er fra kote +3, og ha en nødvendig helning på 1:1,5. Det er antatt variabelt terrenglast Q = 50 kPa. Stabilitetsvurderingene uten motfylling som er presentert i Figur 5-44 viser at det ikke er tilfredsstillende sikkerhet. Ved utlegging av motfylling i foten av skråningen vil tilfredsstillende sikkerhet oppnås, se Figur 5-45.

Uten motfylling

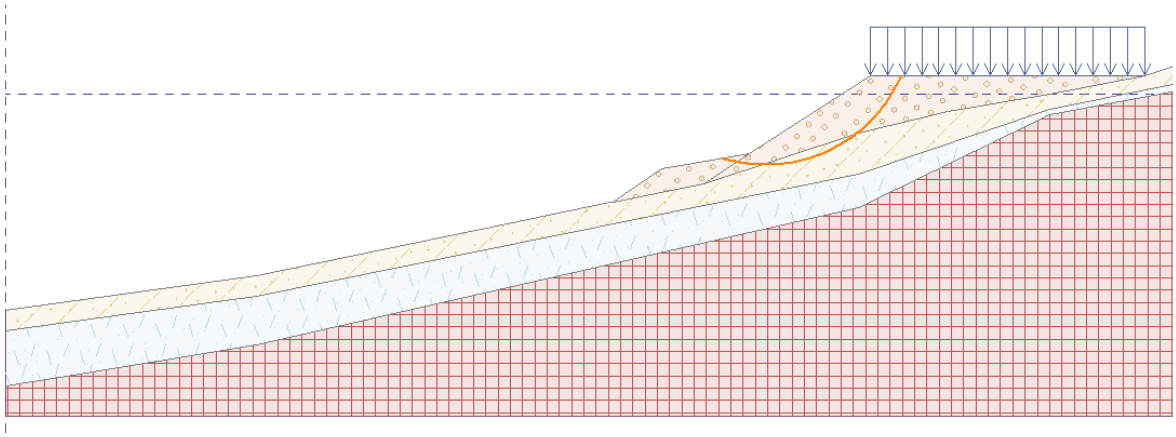


Slope stability verification (Bishop)
Sum of active forces : F_a = 715.68 kN/m
Sum of passive forces : F_p = 889.66 kN/m
Sliding moment : M_a = 25399.57 kNm/m
Resisting moment : M_p = 31574.02 kNm/m
Factor of safety = 1.24 < 1.25
Slope stability NOT ACCEPTABLE

Slope stability verification (all methods)
Bishop : FS = 1.24 < 1.25 NOT ACCEPTABLE
Spencer : FS = 1.23 < 1.25 NOT ACCEPTABLE
Janbu : FS = 1.23 < 1.25 NOT ACCEPTABLE
Morgenstern-Price : FS = 1.23 < 1.25 NOT ACCEPTABLE

Figur 5-44 Stabilitetsvurdering uten motfylling med terrenglast q = 50 kPa ved Moldefjorden.

Med motfylling



Slope stability verification (Bishop)
Sum of active forces : F_a = 1000.06 kN/m
Sum of passive forces : F_p = 1387.52 kN/m
Sliding moment : M_a = 24931.51 kNm/m
Resisting moment : M_p = 34590.87 kNm/m
Factor of safety = 1.39 > 1.25
Slope stability ACCEPTABLE

Slope stability verification (all methods)
Bishop : FS = 1.39 > 1.25 ACCEPTABLE
Spencer : FS = 1.39 > 1.25 ACCEPTABLE
Janbu : FS = 1.38 > 1.25 ACCEPTABLE
Morgenstern-Price : FS = 1.38 > 1.25 ACCEPTABLE

Figur 5-45 Stabilitetsvurdering med motfylling med terrenglast q = 50 kPa ved Moldefjorden.

5.7 Elektro- og teletekniske installasjoner

5.7.1 Strømtilførsel

Tunnelen forsynes fra SFE, Sogn og Fjordane energi, med uavhengig 22kV høyspent til begge tunnelender. Det blir montert en transformatorstasjon 22/0,4kV i teknisk bygg F1 og F3, på nordsiden av tunnelen, i hver ende. SFE vurderer også å etablere en ny høyspent føring gjennom tunnelen, dette er lagt til grunn i forprosjektet.

Det etableres 400V T-N lavspent forsyningsnett mellom tekniske rom.

Hvert teknisk bygg F1- F6 skal forsyne avbruddsfri nødstrøm, (UPS) prioritert strømforsyning til sikkerhetsinstallasjoner og til teknisk rom F7.

Ref. tegning I100.

5.7.2 Tekniske bygg

Hvert teknisk bygg, F1- F6, bygges med separate rom for nødstrøm/UPS, batterier og lavspent/teknisk utstyr.

Rommene bygges som støpte rom, med EI 60 brannkrav.

F1 og F3 bygges også med egne høyspentrom, samt oppholds- og sanitærrom for driftspersonell.

Evt. fremtidig behov for høyspent tilknytning i F2 må vurderes, og rombehov for egen trafo avklares.

Teknisk bygg F7 blir et rent radioteknisk bygg som plasseres i dagen over tunnelåpningen på Moldefjordsiden eller som en del av vegbru-konstruksjonen. I tunnelåpningen må det etableres en rampe/utvidet gangbane for antenneinstallasjoner. Denne kan også være en del av gangbanen som skal etableres i tunneltaket.

5.7.3 Føringsveier

For høyspent skal det etableres en sikker, beskyttet rørføring med Ø: 1 x 160mm. Det må påregnes et skjøtepunkt ca. midt i tunnelen ved teknisk bygg F2, og med mulighet for senere tilkobling til høyspent midt i tunnel. SFE ønsker også et rør 1 x 50mm tvers gjennom tunnelen for fiberkommunikasjon. SFE ønsker at rørføringene støpes i dekket tvers gjennom tunnel, evt. legges i beskyttende rør på tunnelvegg. Endelig løsning må godkjennes av SFE.

For lavspent føringsveier etableres det kabelbru på bergbolter langs tunnelveggen på begge sider. Kabelbruen tjener som føringsveg, samt at lysarmaturer monteres på kabelbru. På innsiden av gangbanen i tunneltaket monteres det en langsgående kabelbru.

Mellom de langsgående føringsveiene må det etableres 3 tversgående føringsveier (rørpakker) festet til tunnelvegg og til heng fra gangbanen på den ende siden av tunnelen via gangbru i taket til gangbanen på den andre siden. Disse føringsveien knytter sammen F1 – F4, F2 – F5 og F3 – F6 for mating av 400 V til sydsiden av tunnelen og til installasjoner i tunneltaket.

Fra tekniske bygg F1, F3, F4 og F6 vil det gå rørføringer ut til dagsonene og trekkekummer i gangbaner/ rømningsveier for belysning/signal ved innløp til tunnelen.

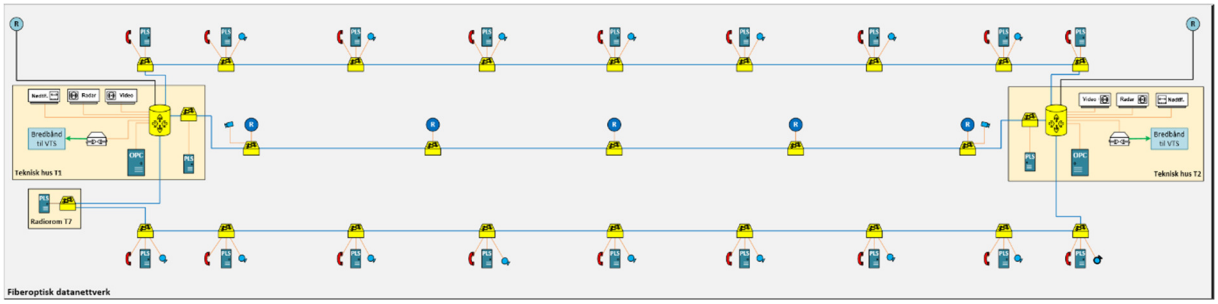
Det må dimensjoneres med min. 50% reservekapasitet på alle føringsveger.

Ref. tegning I101 og I102.

5.7.4 Datanettverk

Det må etableres et felles datanettverk i tunnelen for styring og overvåking av tunnelen og de tekniske installasjonene. Datanettverket i tunnelen er basert på bruk av optisk fiberkabel og følgende forutsetninger:

- Teknisk hus på nordsiden ved hver tunnelportal
- Føringsvei over portalene til sydsiden av tunnelen
- Føringsvei gjennom hele tunnelen på begge sider
- Føringsvei i tunneltak



Figur 5-46 – Datanettverk (ekstrakt fra tegning M100)

Nettverket er ringbasert via alle styreskapene langsetter gangbanene og med en forbindelse via installasjonene i tunneltaket. På denne måten oppnås det en høy grad av tilgjengelighet og systemet kan ha en utstyrsfeil uten at annet enn det berørte utstyret blir berørt. Nettverket må operere med en hastighet på 1 Gbit/s.

I de to tekniske husene installeres det en ruter (lag-3 switch) som styrer all datatrafikk mellom sjøtrafikksentralen (VTS), servere og SRO-systemet.

For å få maksimal oppetid og tilgjengelighet på kommunikasjonen mellom dette nettverket og VTS anbefales det å etablere uavhengige bredbåndsforbindelser til de to tekniske husene. For å oppnå det bør man bruke to forskjellige operatører som kan garantere at de ikke har sammenfallende knutepunkter (noder) på lokalt og/eller regionalt nivå. Det kan også vurderes å ha en "kraftig" forbindelse til den ene enden med garantert QoS (Quality of Service) og en rimeligere forbindelse til den andre enden for prioritert trafikk ved bortfall av hovedforbindelsen.

Ref. tegning M100.

5.7.5 Styrings- og overvåkingssystem (SRO)

For å samle sammen status og alarmer for teknisk utstyr, benyttes lokale PLS'er som plasseres i tekniske bygg og i nødskapene i tunnelen. Disse PLS'ene er knyttet sammen i et datanettverk hvor også OPC-servere er tilkoblet. Disse OPC-serverne samler sammen informasjon og sendere dette videre til VTS. Fra VTS kan en da styre og overvåke teknisk utstyr i hele tunnelen.

I de tekniske rommene er PLS tilkoblet elforsyningen, UPS, nettverk, radio mm. for å kunne styre og overvåke dette tekniske utstyret.

Langs hele tunnelen er det plassert nødskap hvor det plasseres inn en PLS. Denne tar imot signaler dersom skapdør åpnes, og alarmer vil vises på VTS.

SRO anlegget vil også bli benyttet til å styre og overvåke lysene som brukes for å regulere innseiling til tunnelen basert på signal fra sjøtrafikksentralen.

5.7.6 Instrumentering, radar- og kameraovervåking

For å overvåke miljøet må det installeres et antall forskjellige sensorer med tanke på:

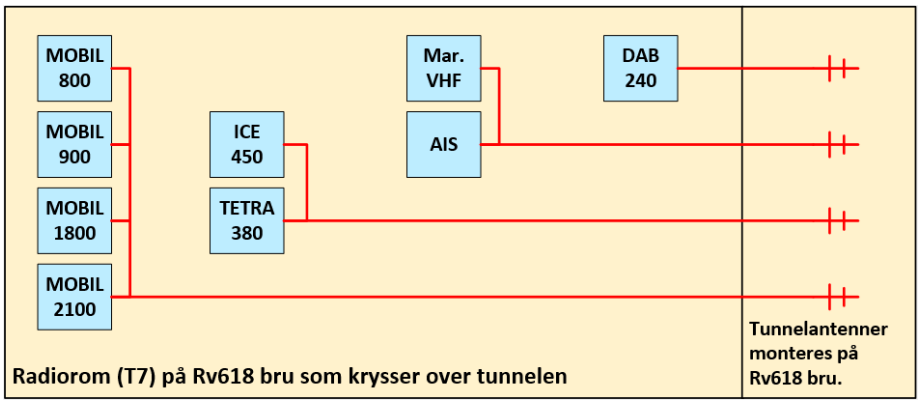
- Luftkvalitet; sikt, forurensing, fuktighet og temperatur
- Vind; hastighet og retning
- Vann; strømningsretning og hastighet

Disse forskjellige instrumentene tilkobles da nærmeste PLS, da disse kan sende dataene videre.

For å overvåke trafikken foreslås det å installere videokameraer og radar. Dette er nærmere beskrevet i kapittel 10.7. Videokameraene kobles til det interne datanettverket sine switcher; enten med vanlig Cat6 kabel, eller med optisk fiberkabel og mediakonvertere i tilfelle stor avstand (>80 m).

5.7.7 Radio- og mobildekning

Det må etableres et radiosystem inne i tunnelen vha. radiorepeatere og antenner.



Figur 5-47 Prinsipp for radio- og mobildekning.

Radiorommet kan bygges i forbindelse med vegbruen som krysser over portalen i Moldefjorden. Radiorommet må være stort nok til at mobiloperatørene kan montere sine basestasjoner (BTS) og DNK sin nødnettrepeater, denne i et eget avlåst rom. Fra vegbruen vil det være en forbindelse over til gangbanen som går gjennom hele tunnelen midt i tunneltaket. Denne gangbanen gjør det mulig å montere antennene et lite stykke inn fra tunnelmunningene.

Kystverket vil ha behov for dekning for maritim VHF, AIS, nødnett (TETRA) og kringkasting (DAB). De kommersielle mobiloperatørene vil kunne montere felles repeatere for de bånd de ønsker, dette er standard prosedyre i vegtunneler.

5.8 Utdyping av Saltasundet

For å få en tilstrekkelig god inn- og utseiling av Moldefjorden skal Kystverket foreta utdypning av Saltasundet, se Figur 5-48. Det henvises til en egen rapport utarbeidet av Kystverket for utdypning av Saltasundet. Kostnadene for utdypningen er medtatt i dette tekniske forprosjektet, se vedlegg C.

Figur 5-48 Saltasundet ved Moldefjorden

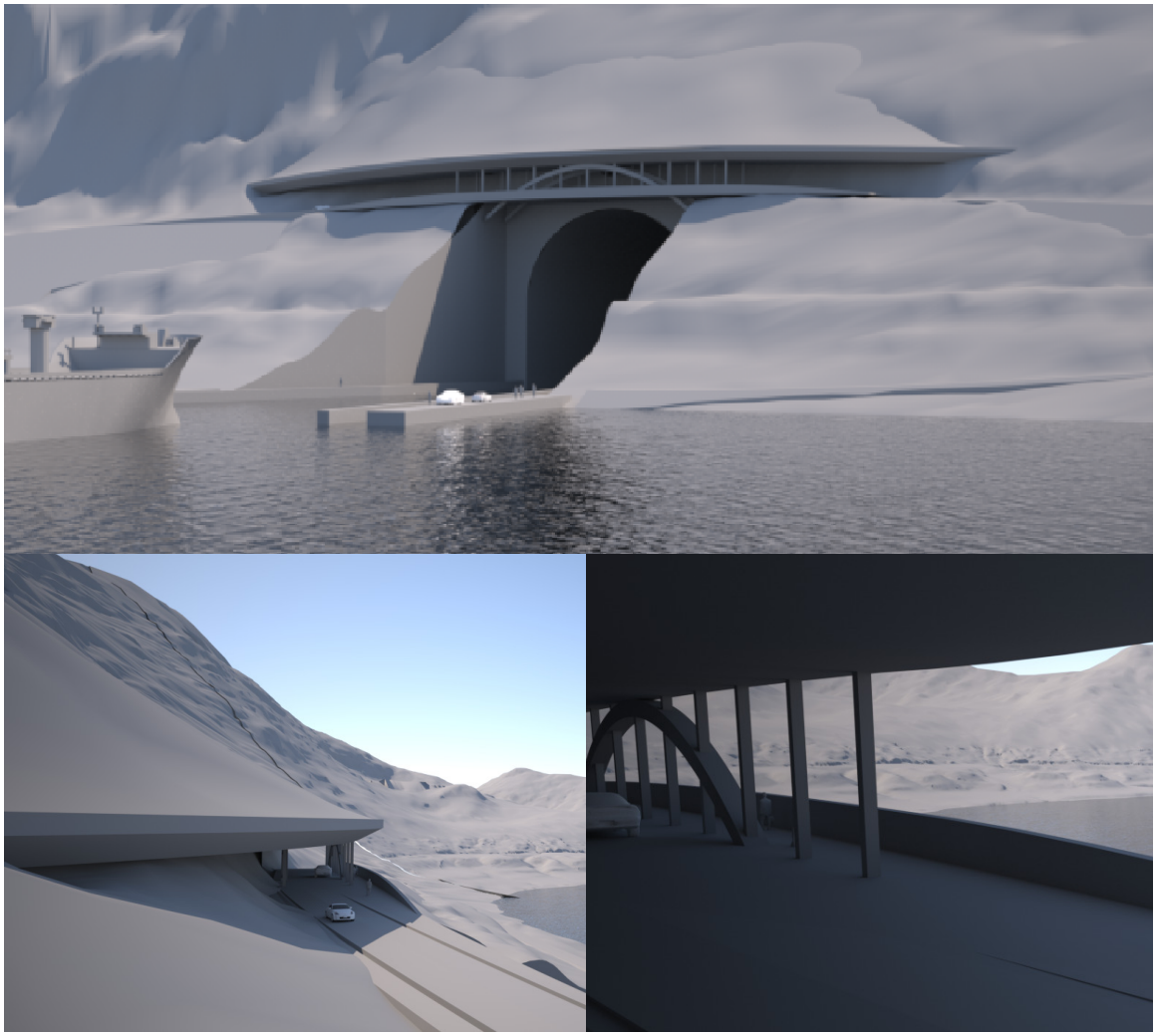
5.9 Navigasjonsinnretninger

Kystverket skal i forbindelse med bygging av Stadtunnelen installere nødvendige navigasjonsinnretninger i de nye farledene for innseilingen til tunnelen. Dette arbeidet er ikke en del av dette forprosjektet og kostnader til dette er ikke medtatt i kostnadsoverslaget.

5.10 Vegbru ved Moldefjorden

Vegbrua er tenkt utført som en buebru med mellomliggende brudekke. I tillegg til å bære brudekket benyttes buen til bæring av den overliggende portalkonstruksjonen. Krefter føres inn i buen via vertikale staver.

Bru og portaloverbygg er vist i Figur 5-49.



Figur 5-49 Visualisering av bru og portalkonstruksjon.

Den overliggende portalkonstruksjonen har to hovedanvendelser:

- Beskyttelse av tunnelmunning (vann og is)
- Dempe det visuelle inntrykket av tunnelpåhugget. Dette gjøres med lett oppfylling (EPS) over portalkonstruksjon

5.10.1 Prosjekteringsforutsetninger

5.10.1.1 Prosjekteringsgrunnlag

Grunnlaget for forprosjektet er basert på Statens vegvesens regelverk og norske konstruksjonsstandarder.

5.10.1.2 Klassifisering

Pålitelighets-, kontrollklasse og nøyaktighetsklasse

I henhold til NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 [11], Tabell NA.A1 (901) klassifiseres veg og jernbanebruer til pålitelighetsklasse 3.

I henhold til NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 [11], pkt. NA.A1.3.1(903) skal prosjekterings- og utførelseskontrollklassen for pålitelighetsklasse 3 være PKK3 for prosjektering og UKK3 for utførelse. Dette omfatter utvidet kontroll.

Nøyaktighetsklasse for betong kfr. Håndbok R762:2015 [21], prosess 84.

Brukstid

I henhold til Håndbok N400:2015 [14], pkt. 1.1.6 er dimensjonerende brukstid for bruer og andre bærende konstruksjoner 100 år.

Eksponeringsklasse

Eksponeringsklasser velges i henhold til:

- NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 [22], kapitel 4
- NS-EN 1992-2:2005+NA:2010 [23]
- Håndbok N400:2015 [14], Tabell 7.2 (krav til overdekning)

Bestandighetsklasser velges på bakgrunn av valgte eksponeringsklasser i henhold til

- NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 [22] Tabell NA.4.4N
- NS-EN 206:2013+NA:2014 [24] pkt. NA.F
- Håndbok R762:2015 [21] (krav om bestandighetsklasser uavhengig av eksponeringsklasse)

5.10.1.3 Materialer

Betong

Betongspesifikasjon B45 SV-Standard (MF40) iht. NS-EN 1992-1-1:2004 [22] samt håndbok N400:2015 [14], tabell 7.1 og R762 [21], prosess 84.4 brukes for alle betongkonstruksjoner.

Slakkarmering

Type: B500NC. Teknisk klasse C i henhold til. NS-EN 3576:2012 [25] Del 3.

Konstruksjonsstål

Stålkvalitet S355N eller S355NL i henhold til NS-EN 10025-3 [26]. Alt stål skal være i henhold til R762 [21], prosess 85.1, og overflatebehandles i henhold til prosess 85.3.

5.10.1.4 Spesielle krav til materialer og løsninger

Slitelag og membran

Brua belegges med full fuktisolering type A3 i henhold til R762 [21], prosess 87.13.

Det benyttes to lag asfaltbetong, skjelettasfalt eller støpeasfalt over fuktsikring ved fugefri utførelse.

5.10.1.5 Krav til utførelse

Alle betongkonstruksjoner skal utføres etter kravene til utførelsesklasse 3 iht. NS-EN 13670:2009+NA:2010 [27] pkt. 4.3.

5.10.1.6 Laster

Laster klassifiseres etter:

Håndbok N400 [14]

NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 [11], Eurokode – Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner

NS-EN 1991-1-X, Eurokode – Laster på konstruksjoner

NS-EN 1991-2:2003+NA:2010 [28], Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 2: Trafikklast på bruer

Minimum belegningsvekt er 3,5 kN/m^2 i henhold til N400:2015, tabell 5.1.

5.10.1.7 Dimensjoneringskrav

Bru og portalkonstruksjon dimensjoneres etter relevante materialstandarder og håndbøker.

Kontroll av brudd i hengestang i henhold til N400 [14], pkt. 13.11 anses ikke som relevant da det benyttes solide hengestenger av stål. Disse kan også støpes ut for å sikre ytterligere kapasitet for påkjørsel.

5.10.2 Beskrivelse av konstruksjonen

5.10.2.1 Funksjonskrav

Krav til levetid

Bruer prosjekteres for en levetid på 100 år ved normalt vedlikehold. Konstruksjonen og konstruksjonens enkelte element skal prosjekters og dimensjoneres slik at de i hele sin forutsatte levetid oppfyller de aktuelle krav som er gitt i Statens vegvesen sine håndbøker og retningslinjer.

Nedbøyninger

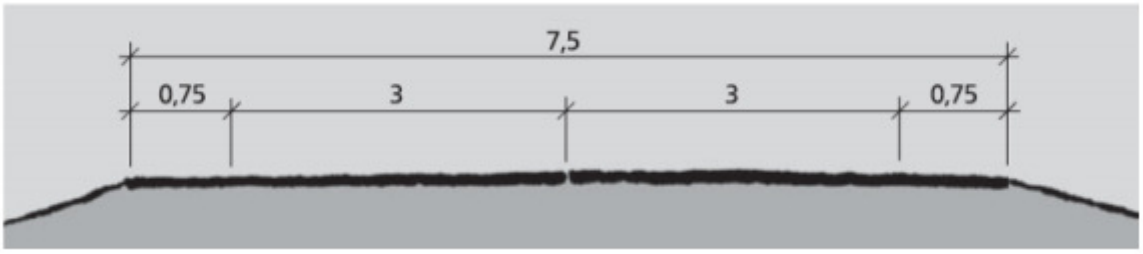
Nedbøyninger av brukonstruksjonens brubane på grunn av nyttelaster skal ikke for noen lastplassering overstige L/350, hvor L er lengden av det betraktede spenn. Kontrollen utføres i bruksgrensetilstanden med en lastfaktor på 0,7 på trafikklasten i henhold til NS-EN 1990 [11], tabell NA.A2.6 (ofte forekommende)

Fri høyde over veg

Håndbok N100 [29], F.4 angir en minste fri høyde over veg lik 4,5 m. I tillegg legges det inn sikkerhetsmarginer på 0,4 m som inkluderer generell margin, byggetoleranse og toleranse for vedlikehold av slitelag på underliggende veg. Dette gir en minimum prosjektert fri høyde på 4,9 m.

Føringsbredde

I henhold til N400 [14] skal dimensjoneringsklasse H1, ÅDT<4000 benyttes. Se skisse av vegbredde i Figur 5-50.



Figur 5-50 Tverrprofil H1, 7,5 m vegbredde og ÅDT < 4000 (mål i m).

I henhold til N400 [14], pkt E9 Bruer og tunneler, skal gang-/sykkelveg som er skilt fra kjørebanen med rekkverk ha fri bredde mellom rekkverk minimum 3 m.

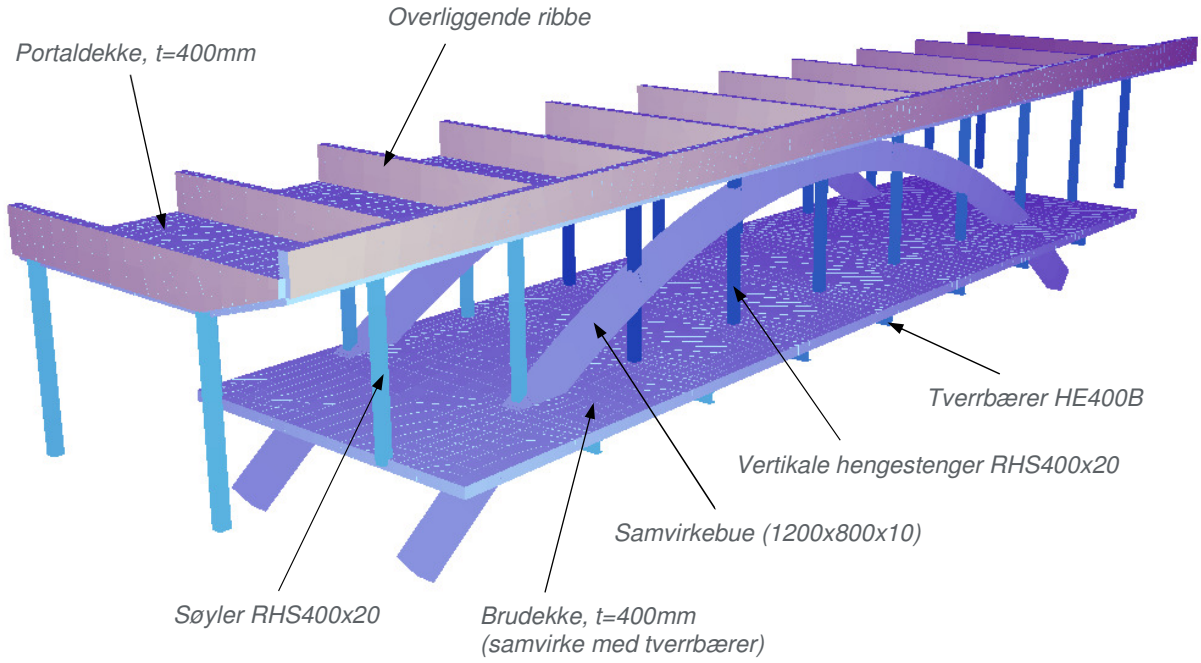
5.10.2.2 Generelt

Føringsbredde for vegbane mellom buer er 7,5 m og føringsbredde for gang- og sykkelveg er 3,0 m. Total brubredde er om lag 13,5 m.

Buene spenner totalt 43,5 m og laster føres inn via hengestenger og søyler plassert med senteravstand 5,7 m.

5.10.2.3 Konstruksjonsløsning

Brua er tenkt utformet som en buebru med mellomliggende brudekke. I tillegg til å bære brudekket, skal buene også bære en overliggende portalkonstruksjon. Konstruksjonen er illustrert i Figur 5-51.



Figur 5-51 Bru med overliggende portalkonstruksjon.

Buer

Buene er tenkt utført som samvirkebuer. Kraftoverføring mellom stål og betong er tenkt utført med skjærdybler. Disse vil i tillegg hindre lokal knekking av de relativt tynnveggede stålbuene. Stålbuene er oppsveist og har dimensjon 1200 x 800 x 10 mm.

Søyler og hengestenger

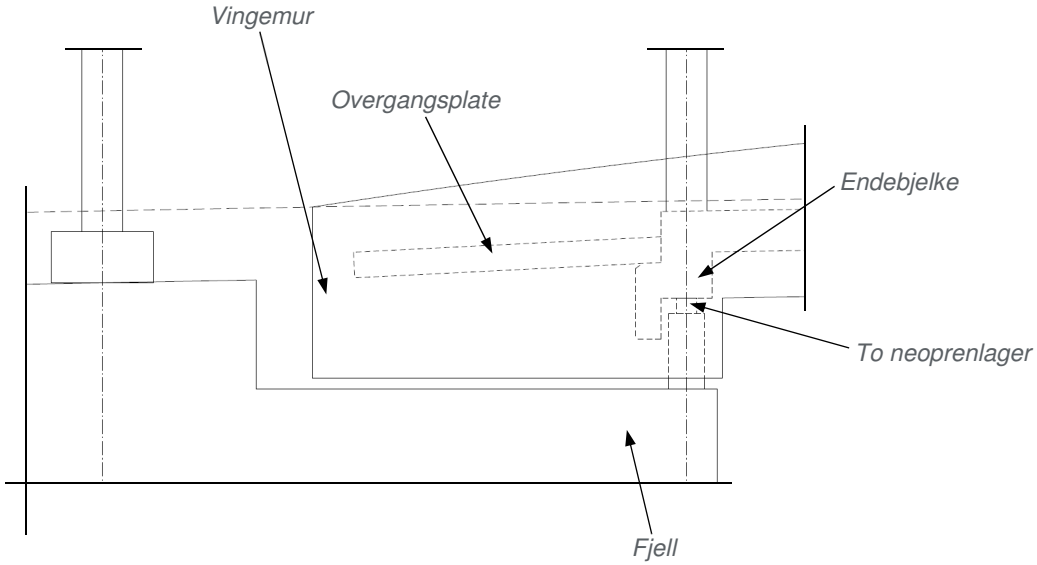
Vertikale søyler og hengestenger er planlagt utført i stål. Både strekk og trykkstaver er inkludert som RHS400x20 i foreløpige analyser. Disse har lave utnyttelser.

Brudekke

Brudekket er tenkt utført som et plasstøpt dekke med tykkelse 400 mm. I bruas tverretning bæres dekket som et samvirketverrsnitt mellom underliggende bjelker og betongdekket. I foreløpige analyser er det benyttet HE400B bjelker. I bruas lengderetning bærer betongdekket mellom tverrbærere. Kjørebaner er plassert mellom buene, mens gang og sykkelvei er etablert utenfor buene. Denne bæres av utkragede tverrbærere.

Lager og fuger

Brudekket er tenkt utført som fugefri med 4 m overgangsplater i begge ender. Brudekket og siste søylepar i hver ende av bru opplagres på to neoprenlager. Laster føres til de to lagrene via en endebjelke plassert sentrisk under søyler, se Figur 5-52.



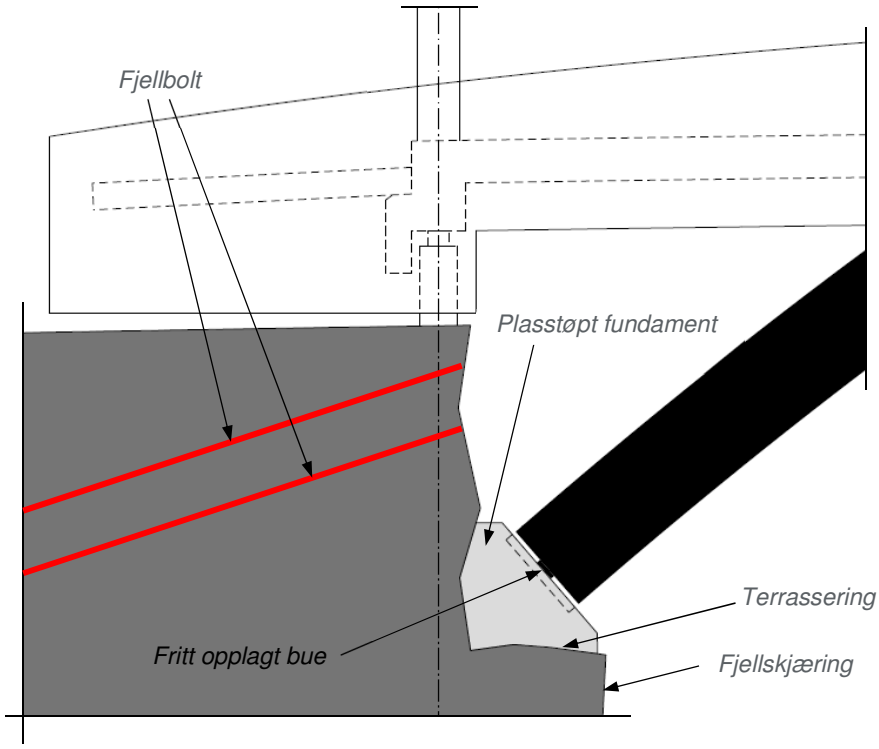
Figur 5-52 Lager og overgangsplate.

Portalkonstruksjon

Portalkonstruksjonen er tenkt utført som en plasstøpt ribbekonstruksjon. I bruas tverretning brukes overliggende ribber som bæring. Ribbene er plassert direkte over søyler. Mellom ribbene spenner dekket i bruas lengderetning. Planlagt tykkelse på dekket er 400 mm.

5.10.2.4 Fundamentering

Alle vertikal laster fra bru og portalkonstruksjon i bruspennet føres til fundament via buene. Buene fundamenteres direkte på fjell. Det er ikke behov for innspenning mellom fundament og bue. For å sikre overføring av laster til fjell planlegges det å terrassere fjellet før fundamenter støpes, se Figur 5-53.



Figur 5-53 Fundamentering av bue på terrassert fjell.

Søyler utenfor bruspennet er fundament direkte på fjell.

Horisontal stabilitet sikres ved at portalkonstruksjonen forankres til fjell med horisontale fjellbolter utenfor bruspennet.

5.10.3 Byggemetode

Valg av byggemetode kan være avhengig av entreprenørs ønske om optimalisering. Det er vurdert som mest hensiktsmessig at brukonstruksjonen er bygd som en delvis prefabrikkert konstruksjon. Målet med denne fremgangsmåten er å eliminere behov for tradisjonell forskalingsreis fra bunn av tunneltverrsnitt og opp til brudekket. Total høyde av en eventuell dekkereis vil være om lag 50 m, hvorav 13 m er under havnivå. Høyden på dekkreis kan reduseres men vil i så fall gi større restriksjoner til de gjenstående sprengningsarbeidene i området.

Bygging av brua er tenkt utført i følgende steg:

1. Sammenstilling av stålbuer, hengestenger og tverrbærere på midlertidig produksjonsområde ved siden av brustedet. Buene avstives midlertidig med fagverk. Midlertidige strekkbånd benyttes for å sikre buevirkning under bygging. Om krankapasiteten tillater det kan også forskaling for brudekket monteres på produksjonsområdet

2. Fundamentpunkter for buer utføres i plasstøpt betong. Fundamentene etableres på utsprengt hylle.

3. Stålbuer med hengestenger og tverrbærere heises inn og festes til plasstøpte fundamenter

4. Stålbuer støpes ut seksjonsvis

5. Brudekket forskales, armeres og støpes

6. Søyler for portalkonstruksjon monteres

7. Tradisjonell dekkereis for portalkonstruksjon etableres på brudekket

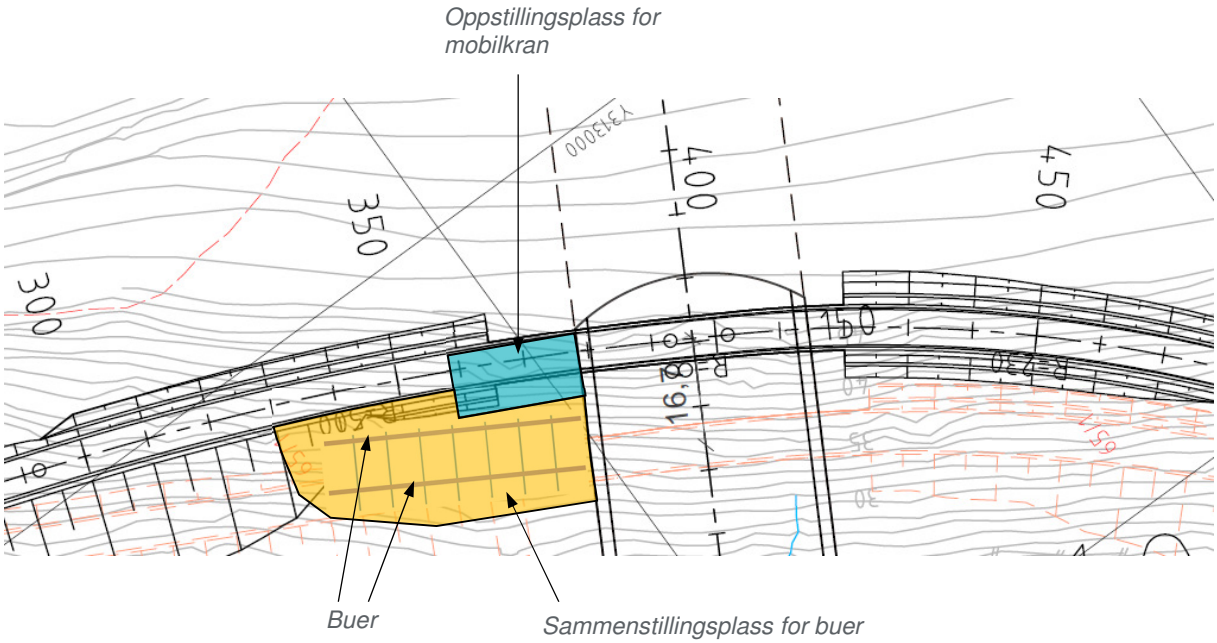
8. Portalkonstruksjon støpes

9. Midlertidig avstivning fjernes

5.10.4 Tilkomst i anleggsperioden

Den prefabrikkerte delen av brua er tenkt produsert på midlertidig fylling nær brustedet. Produksjonsområdet bør ligge lavere enn ferdig vei for å redusere nødvendig fylling.

En mulig sammenstillingsplass for buer og oppstillingsplass for mobilkran er indikert i Figur 5-54.



Figur 5-54 Oppstillingsplass for mobilkran og sammenstillingsplass for buer.

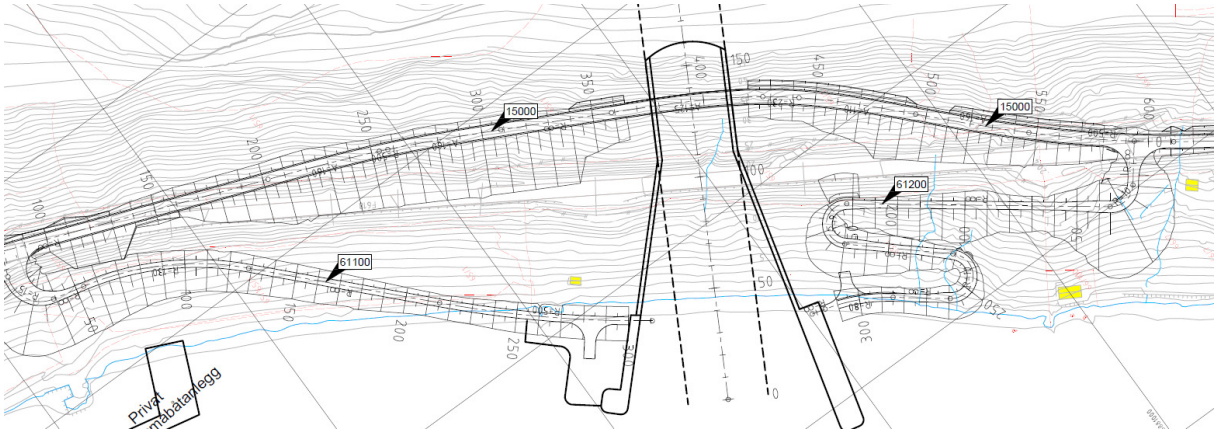
5.11 Veier

Etablering av skipstunnelen vil avskjære eksisterende veisystem på begge sider av tunnelen. Det er derfor viktig at en etablerer løsninger som sørger for en sikker tilkomst til eksisterende bebyggelse og som sørger for at gjennomgangstrafikken på fylkesveien kan opprettholdes kontinuerlig i anleggsperioden.

5.11.1 Grunnlag

Forprosjektet bygger videre på de løsninger som er vist på skisseprosjekt/forstudie fra november 2014. Figur 5-55 og Figur 5-56 viser løsningen som lå til grunn i november 2014.

Figur 5-55 Kjødepollen - løsning fra november 2014



Figur 5-56 Moldefjorden - løsning fra november 2014

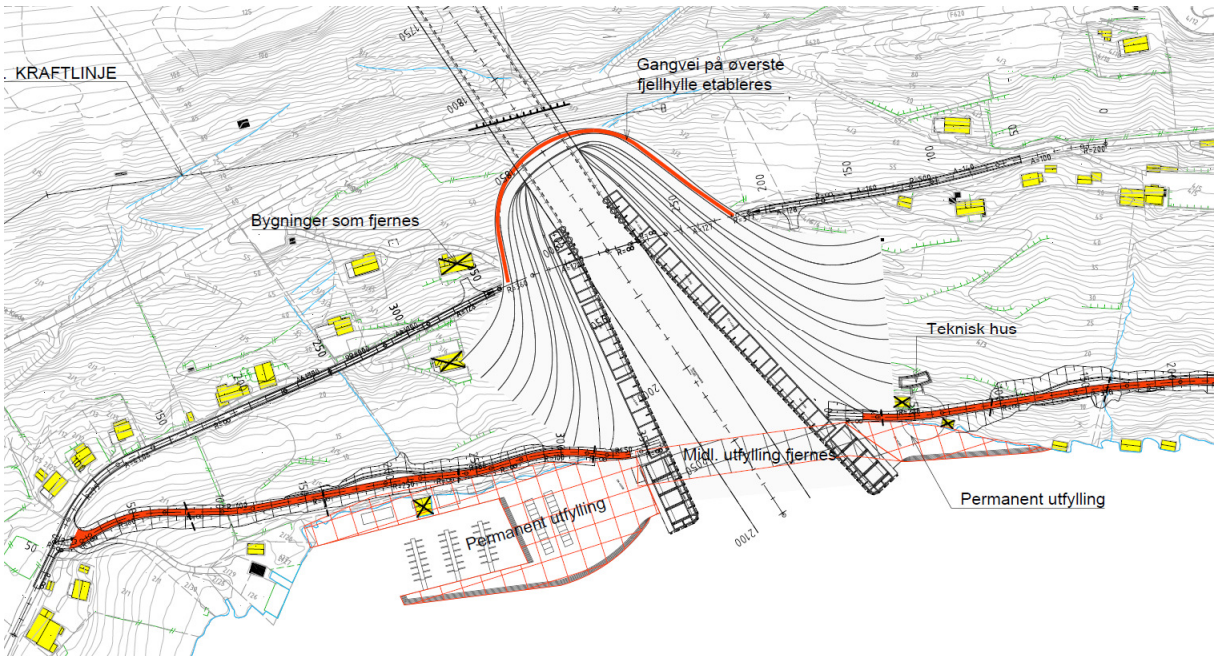
5.11.2 Veier ved Kjødepollen

Fylkesvei 620
Nordvest for påhugget i Kjødepollen ligger fylkesvei 620. Denne veien ligger forholdsvis høyt i terrenget (på kote 71,5 i krysningspunktet med tunnelen) og blir i utgangspunktet ikke direkte berørt av tiltaket. Det gjøres ingen tiltak på selve veien, med det skal etableres en støttemur mellom vei og påhugg. Dette kan medføre en midlertidig omlegging for en kortere periode.

Kommunalvei 60
I påhuggsområdet ligger det en gjennomgående kommunal vei som fungerer som adkomst til eiendommene som ligger langs veien. Vet etablering av skipstunnelen er det lagt til grunn at denne veien blir stengt ved entringskonstruksjonene. Der veien krysser tunnelløpet, fjernes veien og avsluttes på begge sider med en snuplass dimensjonert for buss og det etableres en gangforbindelse over portalen. For øvrig gjøres det ingen tiltak på veien.

Adkomst til entringskaier
Adkomsten i fra sydvest følger i prinsippet samme løsning som i skisseprosjekt/forstudie, men er optimalisert ved påkobling mot kommunal veg slik at det blir mulig å opprettholde adkomst ned til eksisterende kaianlegg. Vegen avsluttes på kote 3 ved entringskonstruksjon. Det må i tillegg etableres en møteplass ved pel 200 i henhold til krav i håndbok N100.

Adkomsten i fra nordøst er vesentlig endret i forprosjektet. Tidligere lå det inne en slyng-løsning som endte ved avstengt kommunal vei oppe ved påhugget. Løsningen som ligger til grunn i forprosjekt viser en adkomstvei som ligger i en nordøstlig linje med tilkobling mot kommunal veg om lag 0,7 km nordøst for entringskaien. Vegen avsluttes på kote 3 ved entringskonstruksjon. Det må i tillegg etableres møteplasser ved pel 150, 350 og 550 i henhold til krav i håndbok N100.

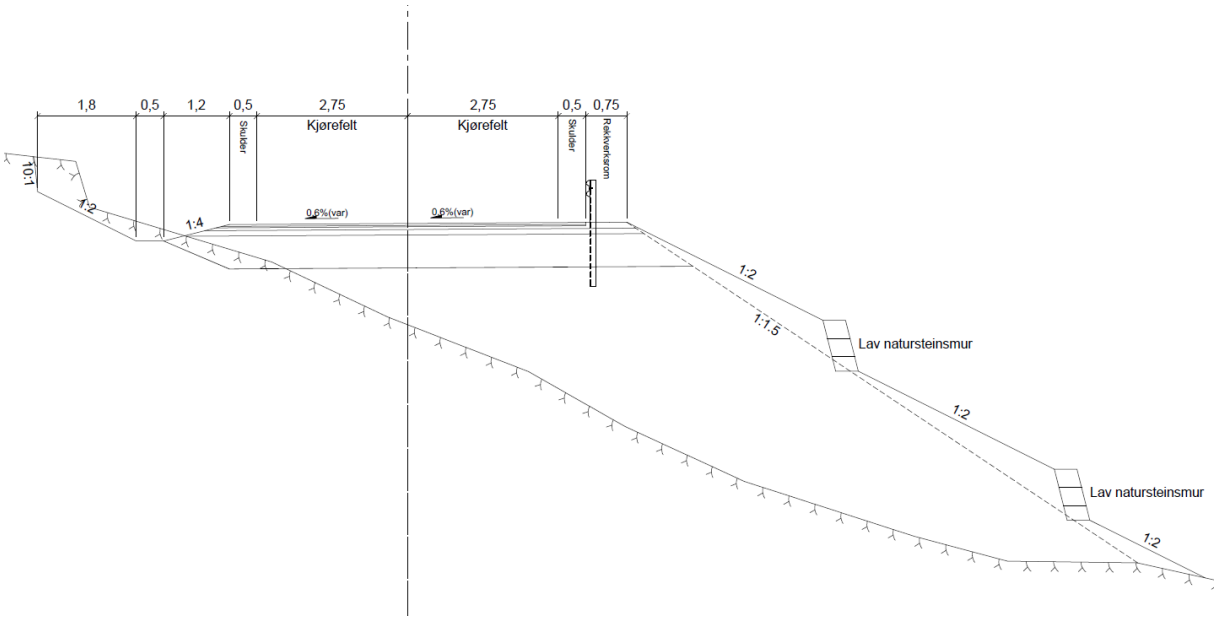


Figur 5-57 Veier ved Kjødepollen

5.11.3 Veier ved Moldefjorden

Fylkesvei 618
Fylkesveien krysser i dag påhuggsområdet på om lag kote 17,5. Det er krav om en minste fri seilingshøyde på 33 meter og fylkesveien må derfor heves tilsvarende. I skisseprosjekt/forstudie lå veien litt utenfor selve tunnelportalen som en separat brukonstruksjon. I løpet av optimaliseringsfasen ble dette konseptet endret til at portal og brukonstruksjon ble integrert som én enhet. Vegen er derfor trukket lenger inn mot portalen og hevet slik at den passer høydemessig med hvelvet for tunnelen.

Vegen er i tillegg søkt lagt inn i terrenget på sidene for i størst mulig grad å følge stigningen i det tilliggende terrenget. Kravet til vertikalkurvatur og stigning gjør at det blir vanskelig å unngå noen større fyllingsflater i hver ende av den omlagte fylkesveien. For å bryte opp disse fyllingsflatene er skråningen brutt opp med noen lave natursteinsmurer som vist i Figur 5-58.



Figur 5-58 Normalprofil for fv 618 ved Moldefjorden

Interimsvei for fylkesveg 618

For å kunne bygge ny fylkesvei og påhuggsområde ved Moldefjorden, må fylkesveien legges om i en periode. Dette blir en midlertidig vei som må ha tilnærmet fullgod vegstandard som en nybygd veg. Traseen for denne veiomleggingen følger samme senterlinje som for adkomst til entringskaier og vil etter endt anleggsperiode bli bygd om (redusert bredde) slik at den får status som adkomstvei til kai.

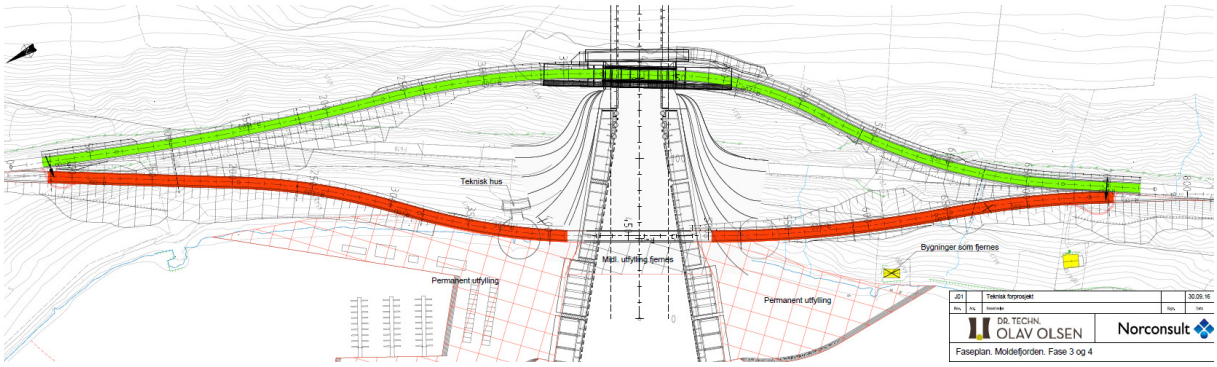
Veiomleggingen vil frigjøre store arealer som er nødvendig å kunne starte opp med anleggsarbeidene i området, samtidig som vegen både vil kunne fungere som en interimsvei for ordinær trafikk og anleggsadkomst for entreprenøren. Av sikkerhetsmessige grunner bør entreprenør søke å holde ordinær trafikk og anleggstrafikk adskilt, så langt som mulig, i form av separate fysisk avgrensede kjørefelt og planfrie kryss. Permanent ny fylkesvei 618 bør ferdigstilles så tidlig som mulig i anleggsperioden slik at de øvrige anleggsarbeidene kan pågå uten ordinær trafikk i anleggsområdet.

Adkomst til entringskonstruksjoner

Etter at ny fylkesvei er etablert oppe ved påhugget kan interimsveien bygges om til adkomstveier ned til entringskonstruksjonene.

Adkomsten i fra nord ligger i tilnærmet samme trase som tidligere skisseprosjekt/forstudie, men er rettet ut noe ved påkobling mot fylkesveien. Ved etablering av tilkobling mot fylkesveien, må vegarealet fra interimsveien snevers inn og gjøres om til et ordinært kryss. Vegen avsluttes på kote 3 ved entringskonstruksjonen. Det må i tillegg etableres møteplasser ved pel 250 i henhold til krav i håndbok N100.

Adkomst i fra sør er vesentlig endret i forprosjektet. Tidligere lå det inne en slyng-løsning som endte ved fylkesveien om lag 200 m sør påhuggsområdet. Løsningen som ligger til grunn i forprosjekt viser en adkomstvei som ligger med en mer rettlinjet tilkobling mot fylkesveien, med tilkobling om lag 300 m sør for entringskonstruksjonen. Ved etablering av tilkobling mot fylkesveien, må vegarealet fra interimsveien snevers inn og gjøres om til et ordinært kryss. Vegen avsluttes på kote 3 ved entringskonstruksjon. Det vil ikke være behov for å etablere møteplasser for denne adkomsten.



Figur 5-59 Veier ved Moldefjorden

5.11.4 Dimensjoneringsklasser for veiene

Fylkesvei 618
Følgende er lagt til grunn for dimensjonering av Fv618 (omlagt vei):

- Dimensjoneringsklasse, U-Hø1-vei i hht Utbedringsstandard i SVV Håndbok N100
- Maks stigning 8 %
- ÅDT på 400, hentet fra vegdatabank SVV 2015
- Vegbredde 6,5 m
- Fartsgrense 80 km/t i dag – reduseres til 60 km/t med ny løsning
- Kryssing av tunnelpåhugg med bru, med en seilingshøyde på minimum 33 m

Fylkesvei 620
Følgende er lagt til grunn for Fv620 (eksisterende vei – ingen tiltak):

- Dimensjoneringsklasse, Hø1-vei i hht SVV Håndbok N100
- Maks stigning 8 %
- ÅDT på 600 hentet fra vegdatabank SVV 2015
- Veibredde 6,5 m
- Fartsgrense 80 km/t

Kommunalvei 60
Følgende er lagt til grunn for Kv60 (eksisterende vei – stenges for gjennomkjøring):

- Dimensjoneringsklasse Sa3 iht. SVV Håndbok N100
- Geometri dimensjonert for buss/lastebil
- Maks stigning 8 %
- ÅDT < 200, antatt trafikkmengde
- Veibredde 4,0 m
- Fartsgrense 50 km/t

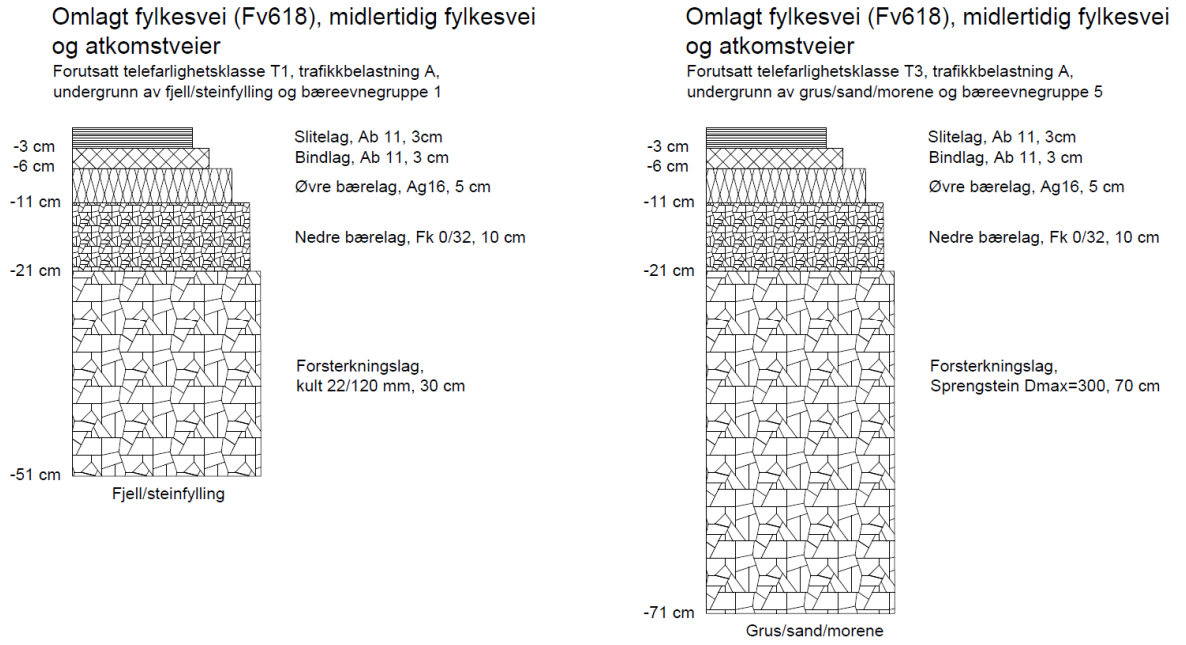
Private adkomstveier til entringskaier
Følgende er lagt til grunn for nye adkomstveier:

- Dimensjoneringsklasse tilnærmet lik A3 iht. SVV Håndbok N100
- Geometri dimensjonert for buss/lastebil
- Maks stigning 10 %
- ÅDT < 200, antatt trafikkmengde.
- Vegbredde 3,5 m
- Fartsgrense 50 km/t
- Møteplasser om lag hver 250 meter (med fri sikt mellom plassene)

5.11.5 Overbygning

Overbygningen er dimensjonert i henhold til vegvesenets håndbok N200. Alle veiene har lav ÅDT og det er forventet normal andel av tunge kjøretøy (ca. 12%) slik at trafikkbelastningen havner innenfor trafikkgruppe A. Forslag til overbygning er vist i Figur 5-60.

For midlertidig fylkesvei og fremtidige adkomstveier ned til entringskaier etableres overbygningen opp til bindlaget i første omgang og suppleres eventuelt med et slitelag dersom slitasjen i anleggsperioden tilsier at dette er påkrevd.



Figur 5-60 Overbygning for veier

5.11.6 Drenering og overvannshåndtering

For alle veiene som blir berørt av tiltaket legges det opp til et åpent drenssystem med stikkrenner. Dette er en løsning som krever minimalt med vedlikehold og gir relativt lave anleggskostnader ved etablering. Et åpent drenssystem har dessuten normalt bedre reservekapasitet og sikkerhet ved en eventuell flomsituasjon.

Kjødepollen
Her gjøres det tiltak ved etablering av adkomstveier til entringskaier. Stikkrenner etableres ved lavbrekk og ved naturlige bekkedrag og de legges i utgangspunktet med en diameter på 400 mm. Gjennomsnittlig avstand 60-70 meter.

Moldefjorden
For fylkesvei 618 legges det opp med stikkrenner med en diameter på 600 mm. Her er det tatt utgangspunkt i de stikkrenner som finnes langs dagens fylkesvei, hvor det i dag er mange forskjellige dimensjoner og svært varierende avstand. I snitt er det på dagens vei 40 meter mellom hver stikkrenne og med en gjennomsnittlig diameter på 400 mm. Nye stikkrenner legges med en gjennomsnittlig avstand på 70-80 meter.

Dimensjoner og avstander må verifiseres og detaljprosjekters i senere planfase.

6 Eksterne studier

6.1 Innledning

Det er utført tilleggsstudier av oppførsel av dimensjonerende skip ved seilas fram til og gjennom tunnelen. Disse studiene er utført av eksterne spesialist-firma. De tre tilleggsstudiene er oppsummert i Tabell 6-1, og er omtalt i de etterfølgende kapitler. I alle studiene er det benyttet to ulike skip, som antas å være i nærheten av de største fartøyene som er aktuelle brukere av tunnelen. For å gi sammenlignbare tilstander, er det benyttet de samme skipene i alle tre studier. Skipstypene er beskrevet i Tabell 6-2.

- Hurtigruteskipet er MS Midnatsol, og modellen som ble brukt av MARINTEK er produsert på grunnlag av tegninger fra dette skipet. Skipet må ansees å være godt utrustet og meget manøvrerbart med gode kraftreserver. Styringen oppnåes ved å vri Azipod-hodet på hver side, eller å variere turtallet. Manuell styring ved hjelp av to Azipod'er kan være utfordrende på grunn av sensitiviteten og fordi man skal manøvrere to enheter samtidig.
- Containerskipet er en generisk type som det er produsert mange varianter av. Det er enklere utstyrt, med en konvensjonell propell akter og ror. Selv om skipet i utgangspunktet har dårligere manøvreringsegenskaper enn Hurtigruteskipet, kan det være enklere å styre fordi det kan antas å være mer retningsstabilt.

Tabell 6-1 Oversikt over tilleggsstudier

TEMA	UTFØRT AV	KONTRAHERT AV	RESULTAT
Skipsseilas mellom Moldefjorden og Kjødepollen (begge veier) i fullskala brosimulator	FORCE Technology, Lyngby, Danmark	Kystverket	Visualisering av seilas og testing av menneske/maskin samvirke
Laboratorieforsøk med seilas av dimensjonerende skipstyper inne i tunnelen	MARINTEK, Trondheim	Kystverket i samarbeid med Norconsult	Testing av retningsstabilitet, effektforbruk og begrensninger i hastighet i tunnelen
Computational Fluid Dynamics (CFD) studie av skip/kanal-effekter; utført i numerisk modell	FORCE Technology, Lyngby, Danmark	Kystverket via teknisk forprosjekt Norconsult og Olav Olsen	Beregning av motstand og retningsstabilitet

Tabell 6-2 Skipstyper anvendt i alle studier

Parameter	MS Midnatsol	Containerskip
Modellskala (MARINTEK, FORCE CFD)	1 : 27.5	1 : 27.5
Lengde Lpp	135 m (i hht MARINTEK) 118.7 (i hht Force)	155 m
Bredde B	21.5 m	22.3 m
Dypgang T	5.1 m (i hht MARINTEK) 4.9 (i hht Force)	7.0 m
Neddykket tverrsnittsareal A	110 m^2	156 m^2
Blokkeringsfaktor	0.23 – 0.28	0.33 – 0.40
Framdrift og styring	2 stk Azipull thrustere akter	1 propell + ror
Sidethrustere	ikke brukt under testing	ikke brukt under testing

6.2 Full-skala brosimulator (FORCE)

Denne studien ble ikke koordinert av rådgivergruppen Norconsult/Olav Olsen, og sluttrapport er ikke vurdert i denne rapporten. Rådgivergruppen var til stede under deler av forsøkene, og bare hovedinntrykk presenteres her. Forsøkene foregår ved at testpersonen(e) står i et rom som er utformet som en skipsbro med instrumenter og styringsapparater, og det visuelle bildet oppdateres og projiseres på store skjermer. Flere fartøy kan operere innenfor det samme virtuelle rommet, slik at interaksjon mellom flere skip og deres førere kan skje samtidig. Seilas ble testet av nautisk personell med bakgrunn som skipsfører og los.

Figur 6-1 og Figur 6-2 viser to situasjoner fra forsøkene.

Forsøkene viste at det finnes utfordringer knyttet til entring av tunnelen, spesielt fra Kjødepollen, der det er en mulig konflikt ved det siste neset på venstre hånd. Entring fra Moldefjorden (nordgående) er enklere og mer oversiktlig, men problemer kan oppstå dersom en entring må avbrytes f.eks. på grunn av motgående trafikk.

Simulatortestingen ga et realistisk inntrykk av utfordringer knyttet til seilas fram til og entring av tunnelen, mens seilas inne i tunnelen var for forenklet til å gi et realistisk bilde. Seilas i tunnelen er likevel et tema som er beskrevet og utredet i de to andre studiene, omtalt nedenfor.

For øvrig vises til hovedrapporten fra FORCE Technology, se vedlegg J.

Figur 6-1 *Containerskip entrer tunnelen fra Kjødepollen (sørgående); observert fra etterfølgende skip (Hurtigrute)*

Figur 6-2 *Containerskip entrer tunnelen fra Kjødepollen (sørgående); observert fra broposisjon. Merk foregående skip i enden av tunnelen, og lys i taket som fungerer som kursindikator. Ledekonstruksjonen er utformet slik den var antatt på gjeldende tidspunkt, og sidevegger og portal er forenklet.*

6.3 Laboratorieforsøk med modellfartøy (MARINTEK)

Formålet med studien er uttrykt i MARINTEK's rapport [30]. Formålet er:

> *«.... å studere hvilke begrensninger som gjelder for seilas gjennom Stad skipstunnel med hensyn til:*
>
> *• Akseptable fartøystørrelser*
>
> *• Hastighetsbegrensninger ved moderat energibruk, inkludert effekt av med- og mot strøm*
>
> *• Retnings- og kurs-stabilitet for skip under seilas*
>
> *• Krengning, endring av dypgang (squat).*
>
> *• Bølgedannelse*
>
> *Dette gjøres ved hjelp av modellforsøk.»*

Under forsøkene er hvert fartøy autonomt, det vil si at det har framdrift ved hjelp av egen maskin, og styres ved hjelp av autopilot. I realiteten vil skipene bli styrt manuelt, men det ble vurdert at autopilot vil gi den beste modelleringen av en skipsfører som er om bord og styrer i sann tid. Autopilotens respons ble satt slik at den skal representere både de mekaniske forsinkelsene i skipet og førerens responstid på et detektert avvik. Figur 6-3 viser et bilde fra forsøkene.

Figur 6-3 *Bilde fra forsøk ved MARINTEK. Containerskipet ligger i startposisjon og vil nå seile/kjøre ca 45 m (1250 m i fullskala) mot venstre. Tunnelen er modellert som en kanal med en 5 m bred «fender-list» på hver side.*

Forsøksparameterne er vist i Tabell 6-3. Det var opprinnelig hensikten å teste seilas ved lavvann, middelvann og høyvann, men de første testene viste at seilas ved middelvann var uproblematisk, og så for de siste testene ble det undersøkt seilas i et tilfelle der tunnelen ble laget grunnere enn forutsatt (LAT-1.2).

Fart under seilas varierte under forsøkene. Man bestemte hvilket propell-turtall som var nødvendig for å oppnå 5 knop (2.5 m/s) fart utenfor tunnelen, og så ble det turtallet benyttet under alle forsøkene. Selv om turtallet er konstant, vil det kreves ulik effekt i forsøkene for å oppnå det turtallet.

Tabell 6-3 Forsøksparametere, MARINTEK

PARAMETER	ANTALL	VERDI / TYPE
Skipstyper	2	Hurtigrute og containerskip
Vanndyp	3	Middelvann = 13.2 m, LAT = 12.0 m, LAT-1.2 = 10.8 m
Strømhastighet	5	-2.0, -1.0, 0.0, 1.0, 2.0 knop (1 knop ≈ 0.5 m/s)
Fart under seilas	1	Variabel

Det er bare seilas i tunnelen som har vært testet ved MARINTEK. Seilas fram til og entring av tunnelen har ikke vært testet.

Rapporten fra MARINTEK inneholder konklusjoner og anbefalinger.

De viktigste konklusjonene er:

1. Hurtigruta vil kunne holde en hastighet på 3.5 – 4.0 knop gjennom tunnelen, uavhengig av strømforhold. Ved gunstige betingelser kan hastigheten komme opp i 5 knop.
2. Containerskipet vil kunne holde en jevn hastighet på 2.5 – 3 knop ved middelvann og ingen strøm. Det er mulig å komme opp i en hastighet på ca 3.5 knop, men det vil stille strenge krav til styring og retningsstabilitet.
3. Effektbehovet for hastighetene ovenfor er moderat og godt innenfor det som skipene kan yte.
4. Ved det angitte hastighetsintervallet er skipene lette å styre, og vil som hovedregel unngå sammenstøt med fendringen.
5. Forsøk på å øke hastigheten utover den angitte maksimalhastigheten førte til at skipet ble ukontrollerbart og at motstanden økte dramatisk.
6. Det er mulig å redusere dybden i kanalen med ca 1 – 1.5 m uten betydelige negative effekter, men en reduksjon av bredden gjør at skipet suges inn mot en av sidene.

6.4 CFD-studie av skip i kanal/Tunnel (FORCE)

CFD-studien av tunnelen har store likhetstrekk med MARINTEK's modellstudie. I CFD-modellen er det vist et utsnitt av kanalen uten innseilingsdelen der man lar vannet strømme gjennom. Figur 6-4 viser kanalen uten skipet på plass. I Figur 6-5 er det introdusert en skrogform i kanalen, og skipet holdes nå fast, og så lar man vannet strømme rundt skipet med en hastighet som tilsvarer skipets hastighet + strømhastigheten.

FORCE benytter samme skipstyper som MARINTEK (Tabell 6-2), med det unntak at det er små forskjeller i dypgang, og at MARINTEK muligens har rapportert total lengde (LOA) der hvor de har skrevet og ment lengde mellom perpendikulærer (LPP).

FORCE har utført tester for dybder 12.0 m (LAT) og 13.21 m (middelvann) fordi det etter avtale underveis ble ansett som mindre interessant å undersøke høyvanns-situasjonen. Det tilsvarer den vurderingen som ble gjort da MARINTEK ble bedt om å undersøke vannstanden LAT-1.2 m .

I utvalget av hastigheter har FORCE benyttet 2.0, 3.0, 4.0 og 5.0 knop, der 5 knop ansees å representere et tilfelle med 3 knop skipshastighet og 2 knop motstrøm.

I tillegg har FORCE introdusert en ny variabel der skipet plasseres med en kursretning som avviker 2.1˚ fra tunnelens retning, slik at skipet berører fendringen (sannsynligvis på hver side forut og akter).

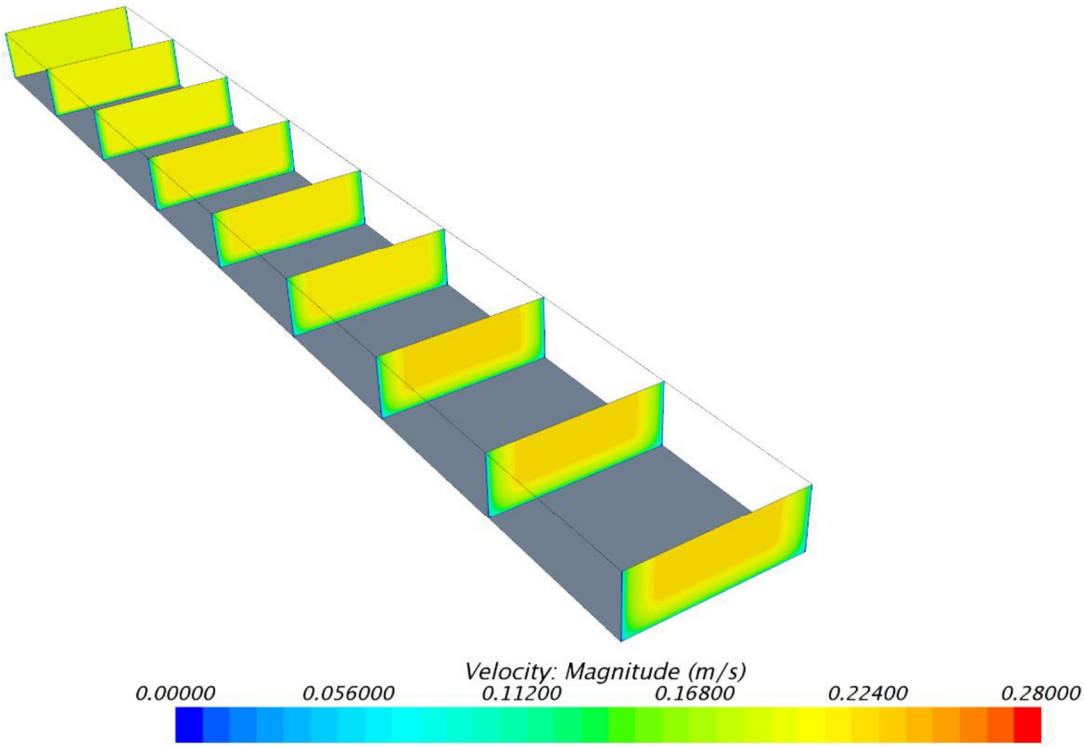
Rapporten oppgir tall og data for følgende størrelser, som vis i eksempel i Tabell 6-4.

- X, Y og N; fastholdingskraft og moment i x og y retning; moment omkring vertikalaksen
- T_{FP}, T_{AP}; nytt dypgående ved hhv baug og akter
- z_{FP}, z_{AP}; setning (squat) ved hhv baug og akter.

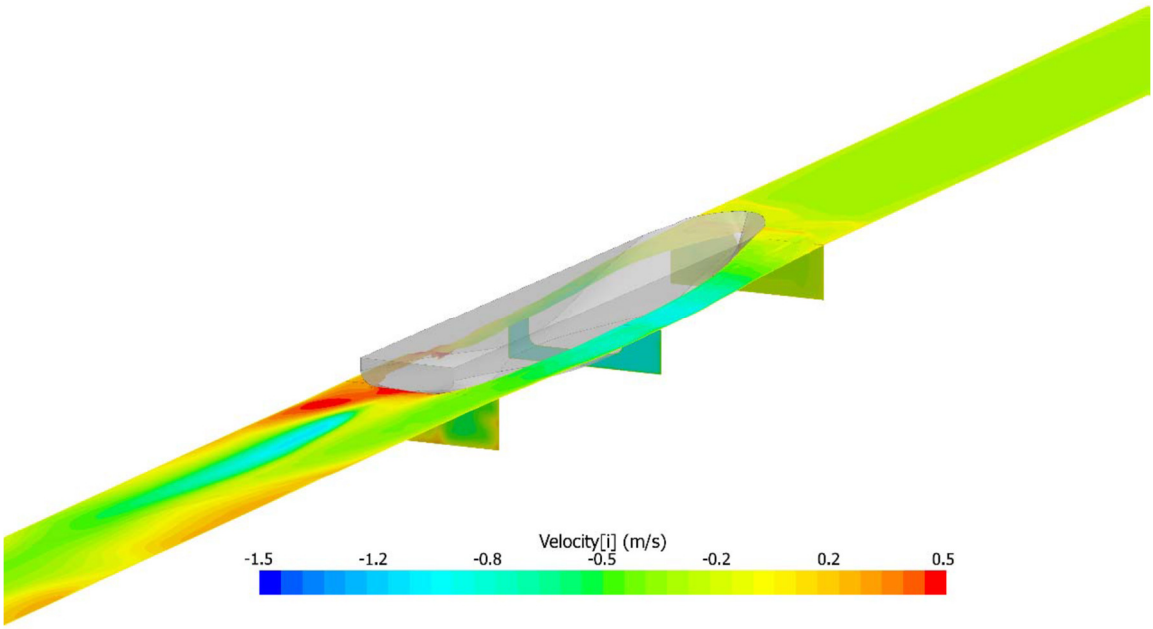
I tillegg er det gitt fargeplott som viser fordelingen av hastigheter rundt skipet, se eksempler i Figur 6-4 og Figur 6-5.

Tabell 6-4 *Eksempel på data gitt i rapport fra CFD-studie. Tabellen viser data for containerskip ved 12 m vanndybde (middelvann) og skipet plassert i tunnelens senterlinje. Skipets hastighet U og strømhastigheten er angitt i knop, der 1 knop ≈ 0.5 m/s. Urørt dypgående er 7.0 m. Negativ setning betyr at skipet løftes høyere opp. Fra FORCE-rapport [31], Tabell 2.2.*

U (kn)	2.00	3.00	4.00	3.00
Strøm (kn)	0.00	0.00	0.00	2.00
X [kN]	2859.21	2948.30	3068.45	3213.75
Y [kN]	234.07	313.64	100.50	-19.17
N [kN·m]	-786.39	334.67	-1814.20	1418.21
T_{FP} [m]	6.320	6.405	6.567	6.671
T_{AP} [m]	8.819	8.938	9.104	9.146
z_{FP} [m]	-0.680	-0.595	-0.433	-0.329
z_{AP} [m]	1.819	1.938	2.104	2.146



Figur 6-4 *Beregning av strømhastighetsfordeling i kanalen/tunnelen ved vanndyp 13.2 m og 2 knop strøm (1.0 m/s). Fra FORCE-rapport [31].*



Figur 6-5 *Illustrasjon av prinsippet for CFD-beregninger. Skrogformen holdes fast i kanalen fra Figur 6-4, og så lar man vannet strømme forbi i en hastighet som tilsvarer summen av skipets hastighet og strømhastigheten. Vi ser på dette bildet at skipet stuer opp vann foran seg, og at vannet presses rundt skipet og får der en økt hastighet. Den asymmetriske fordelingen ved akterenden skyldes propellens rotasjonsretning.*

6.5 Sammenligning av CFD-studie og laboratorieforsøk

De undersøkte tilfellene i CFD-studien fra Force og laboratorieforsøkene fra MARINTEK er så like at resultatene bør være direkte sammenlignbare. Den mest nærliggende sammenligning finner vi ved å se på tallene for rapportert setning (squat) i kanalen.

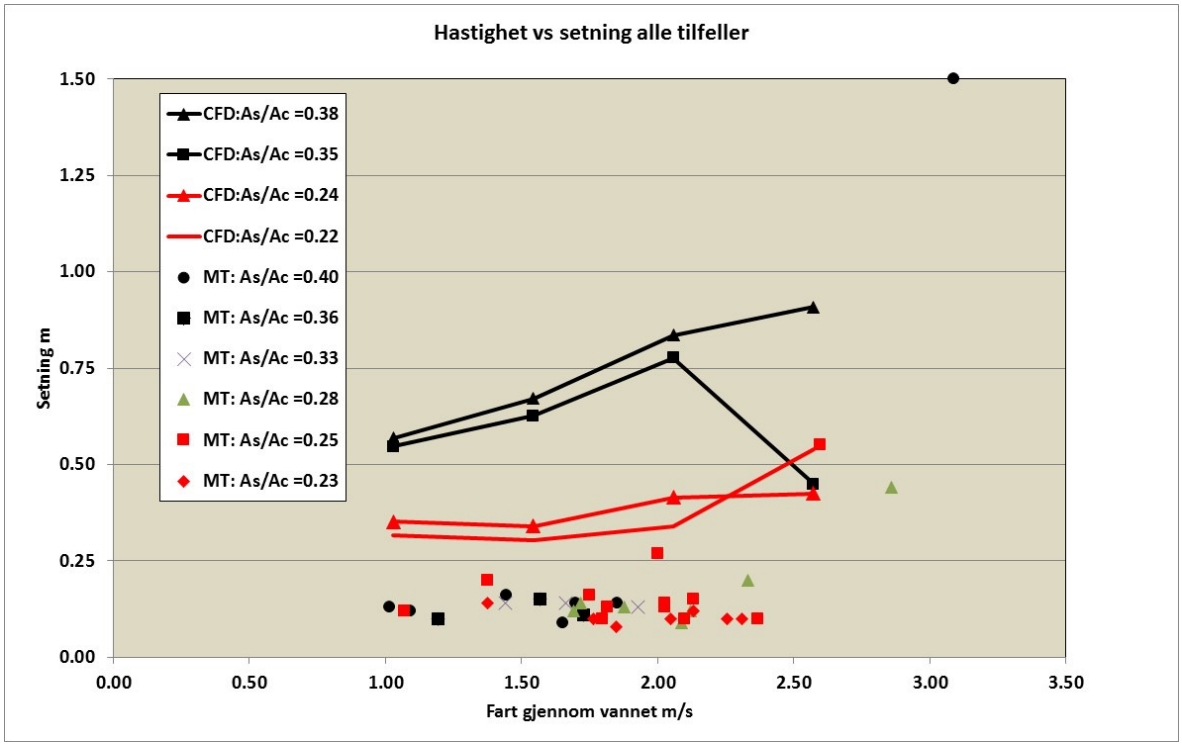
Det er kjent fra virkeligheten og fra tilsvarende forsøk at motstanden i kanalen skyldes at det vannet som fortrenges av skipet (når det beveger seg framover) nødvendigvis må flytte seg bakover rundt og under skipet. Dette fører til en økt motstand, og til at hastigheten på siden øker, og det fører igjen til et trykkfall og at vannstanden langs skipssiden synker.

Ved en kritisk hastighet er det ikke lenger mulig å øke hastigheten, og all økning i framdriftskraft går i stedet med til å presse skipe ned. Teoretiske studier antyder at den kritiske hastigheten for de to aktuelle skipstypene i Stad-tunnelen er 4 – 5 knop (2. 0 – 2.5 m/s).

Vi har samlet alle observasjoner av setning i en figur, som er vist i Figur 6-6. Denne figuren krever litt forklaring for å bli forstått.

Observasjoner fra CFD-studien er vist med heltrukken strek. Observasjonene er gruppert for ulike verdier av blokkeringsfaktoren C = A_s/A_c, som angir hvor stor del av kanaltverrsnittet som er opptatt av skipets tverrsnitt. *Svarte heltrukne streker* viser CFD-verdier for C = 0.38 og 0.35, som bør gi nokså like verdier. De r*øde strekene* viser CFD-verdier for tilsvarende lave verdier, C = 0.22 og 0.24. Setningen for CFD-verdiene er beregnet setning midtskips (middelverdi av for og akter).

Punkt-markeringene i det samme diagrammet viser verdier fra laboratoriestudiene (MARINTEK). Her er høye verdier av C (0.36 og 0.40) vist med svart markering, og lave verdier av C (0.23 og 0.25) er vist med rødt for å gjøre det sammenlignbart med verdiene fra CFD-studien. Mellomliggende MARINTEK-verdier er vist med kryss og med grønn markering.



Figur 6-6 Sammenligning av observasjoner av setning for laboratorieforsøk (MARINTEK) og CFD (Force). CFD-tallene omfatter bare tilfeller med skipet midt i tunnelen. Fart gjennom vannet er i alle tilfeller summen av skipets hastighet og strømhastigheten.

Figur 6-6 viser at det er en konstant og betydelig forskjell på estimatene for setning fra hhv Force og MARINTEK.

Tross noe spredning viser data fra laboratorieforsøkene ved MARINTEK en oppførsel som forventet, dvs små og ubetydelige setninger opp til ca 1.5 m/s (3 knop), og deretter en brå stigning fra ca 2 m/s, noe som antyder at kritisk hastighet er ca 2.0 – 2.5 m/s.

Tallene fra CFD-studien viser en litt annen tendens, med estimater på setning som ligger betydelig høyere, men som ikke viser en antydning til at man nærmer seg en kritisk hastighet. Dette bekreftes av eksempelet i Tabell 6-4, som viser at framdriftskraften (X (kN)) ikke viser noen tendens til dramatisk økning selv ved 5 knops fart.

CFD-tallene viser også en stor ulikhet mellom setning forut og akter. Tabell 6-4 viser eksempelvis at baugen vil heves og akterenden vil senkes i alle tilfeller, slik at forskjellen mellom for og akter er ca 2.5 m. Det vil gi en trimvinkel på ca 1˚.

I MARINTEK's data er den høyeste trimvinkel som er registrert 0.3˚, som inntraff i et ekstremt tilfelle med 5 knops fart og 1 knop motstrøm (vist i øvre høyre hjørne av Figur 6-6).

6.6 Oppsummering av eksterne studier

Seilas med brosimulator har vært et nyttig verktøy for å identifisere kritiske punkter og konfliktområder ved seilas inn i og ut av tunnelen. Simulatoren har vært spesielt nyttig for å rette oppmerksomheten mot konflikter mellom fartøy i ventemodus ved den ene tunnel-enden og fartøy på veg ut av tunnelen, og utfordringen ved å finne riktig kurslinje / kurskurve ved entring nordfra.

Både brosimulatoren og CFD-studiene har vist at den matematiske formuleringen av store skip i lange og trange kanaler har visse mangler som gjør at disse modellene ikke er i stand til å gi en nøyaktig beskrivelse av hvordan skipene vil oppføre seg i tunnelen.

Det har derfor vært nødvendig å utføre laboratorieforsøk for seilasen gjennom tunnelen for å være sikker på at den kan utføres sikkert og effektivt. Laboratorieforsøkene er utført slik at det er sannsynlig at alle betydelige effekter er inkludert – med unntak av den menneskelige faktor.

7 Landskaps- og terrengutforming

7.1 Ved Kjødepollen

Kjødepollen er et lite sted med karakteristisk fjordlandskap, spredt bebyggelse og mindre gårdsanlegg. Landskapet skråner jevnt fra de skogkledte fjellsidene via det åpne jordbrukslandskapet som møter fjorden.

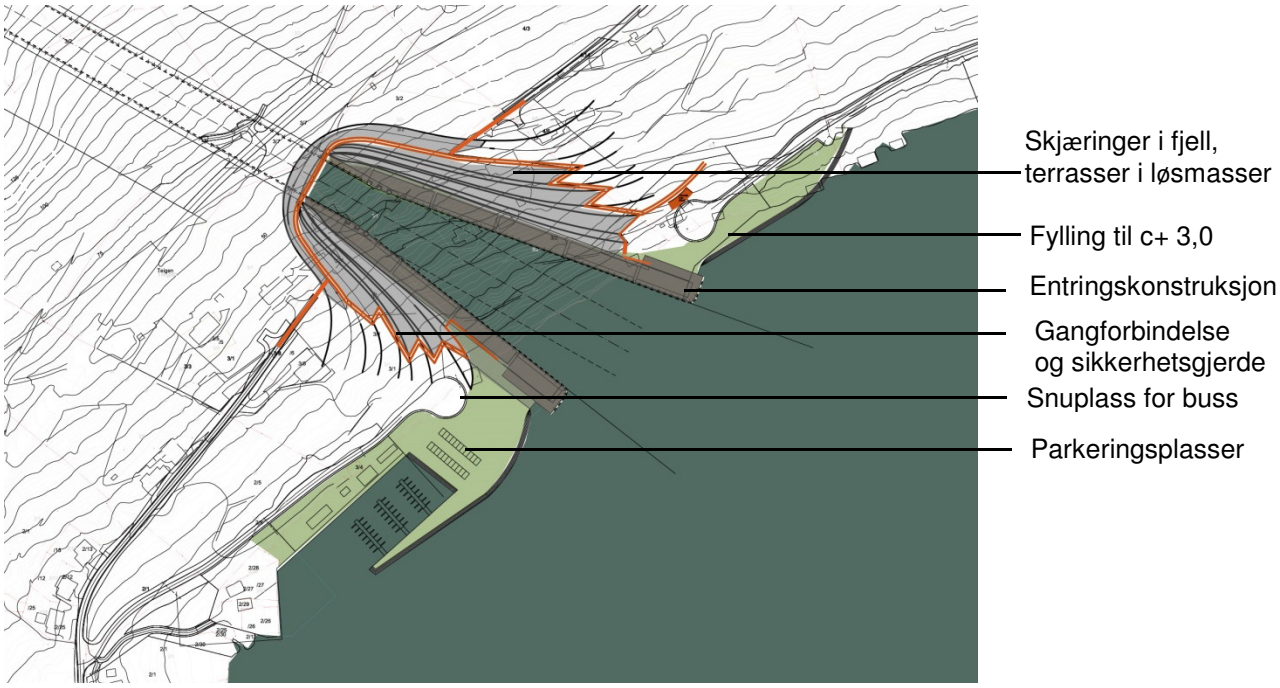
Figur 7-1 Foto: Kjødepollen sett fra fjorden

Kulturlandskapet domineres av de karakteristiske steinmurene, som danner tydelige linjer i den dyrka marka. De stablede steinmurene danner myke linjer som ikke ligger vannrett. De gir et vakkert visuelt inntrykk, slik de glir inn som naturlige elementet i landskapet, se Figur 7-1 og Figur 7-2.

Figur 7-2 Foto: Karakteristisk steinmur i Kjødepollen

Fyllinger i Kjødepollen

I overgangene mellom entringskonstruksjoner og strandlinja vil det være et omfattende areal som blir berørt av fyllinger i anleggsfasen. Vi har sett på sammenhengen mellom byggefasen og den ferdige situasjonen for å finne en løsning som både vil fungerer midlertidig og også bli en del av den nye situasjonen for stedet. I Kjødepollen vil det være naturlig å etablere en fylling i forlengelsen av dagens kai innerst i pollen. På den måten vil stedet ha muligheten til å utnytte riggarealet til fremtidig utvikling. Arealet vil også benyttes til parkering og snuplass for publikum.



Figur 7-3 Illustrasjonsplan: Kjødepollen

Figur 7-3 viser forholdet mellom fyllinger for riggområdet og arealer for fremtidig parkering, snuplass samt utvikling av kaiområdet for ulike formål. Den røde linja markerer hvordan den eksisterende lokalvegen får en erstatning i form av ny gangforbindelse over portalen. Visualisering av samme område er vist i Figur 7-4.

Figur 7-4 Visualisering: Kjødepollen

7.2 Ved Moldefjorden

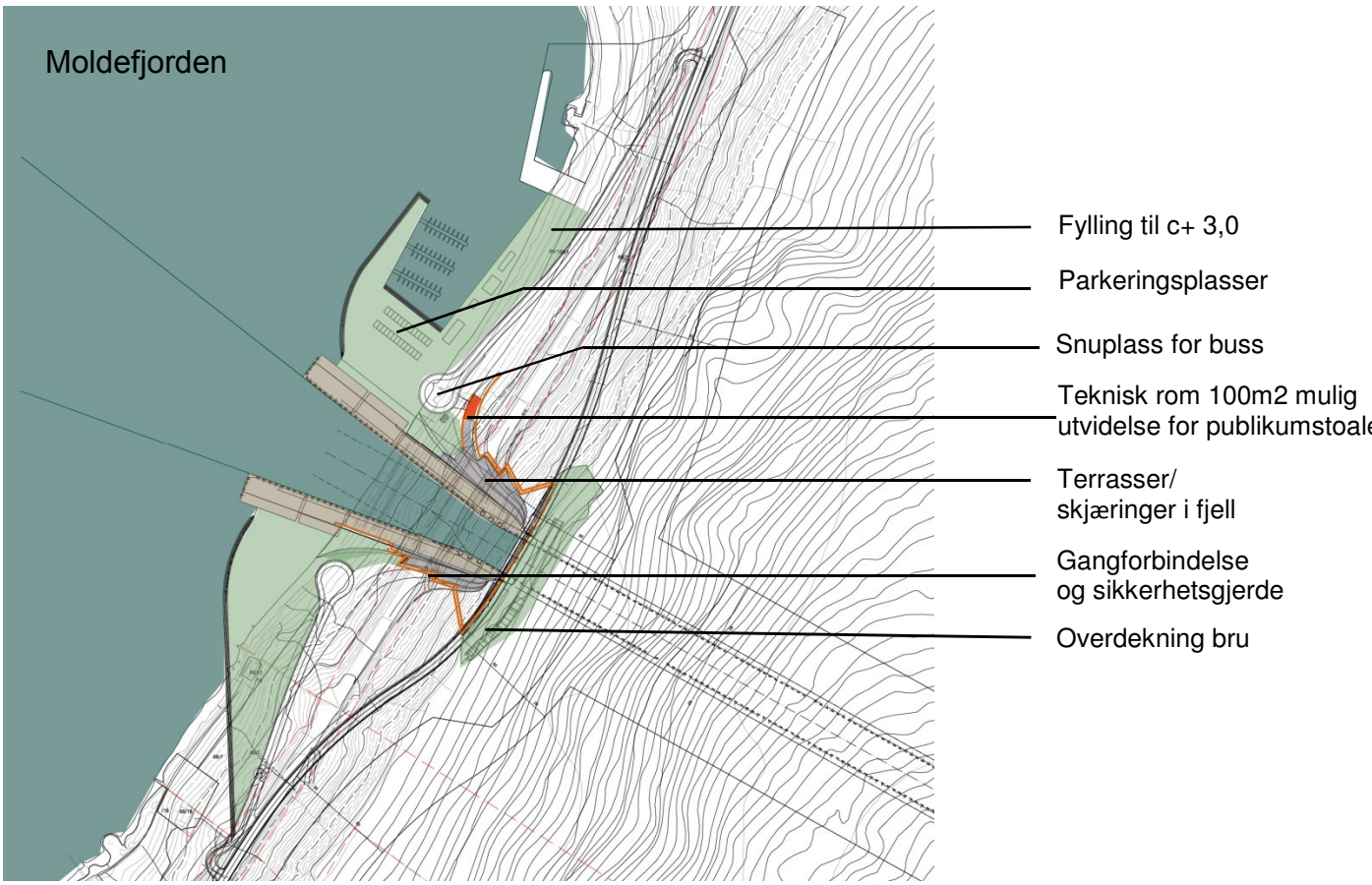
Ved Moldefjorden er landskapet brattere, og har derfor også mindre landbruksareal og mindre bebyggelse. Landskapet henvender seg vestover med flott utsikt mot Stad. Se foto i Figur 7-5 og Figur 7-6.

Figur 7-5 Foto: Moldefjorden sett mot portalpåhugget

Ingen bygninger blir direkte berørt av inngrepet, men i den øverste delen av påhugget må den eksisterende kjørevegen flyttes og etableres i en overliggende ny bru. Løsningen har mange felles trekk med Kjødepollen, men visuelt vil de fremstå som ganske ulike. Det bratte terrenget i møte med terrassene gir en mere tett og dramatisk situasjon.

Figur 7-6 Foto: Moldefjorden sett fra påhugget mot Stad

Portalens sentrale plassering i bukta gjør det naturlig å plassere fyllingene symmetrisk på hver side. Også her er det et poeng å se sammenheng mellom utfylling for riggområde og fremtidig bruk for publikum som snuplass for buss, parkering og oppholdsareal. Se Figur 7-7. På begge sidene av portalen er det tenkt å benytte det samme prinsipp for forming av nytt terreng og møte med eksisterende terreng ved terrassering. Etablering av veianlegget vil også benytte de samme prinsippene med stabling av stein der det er løsmasser og sprenging/wire-saging der det er fast fjell. Se Figur 7-8 og Figur 7-9 for visualisering av anlegget i Moldefjorden.



Figur 7-7 Illustrasjonsplan: Moldefjorden

Figur 7-8 Visualisering: Moldefjorden

Figur 7-9 Visualisering: Moldefjorden

8 Estetisk utforming

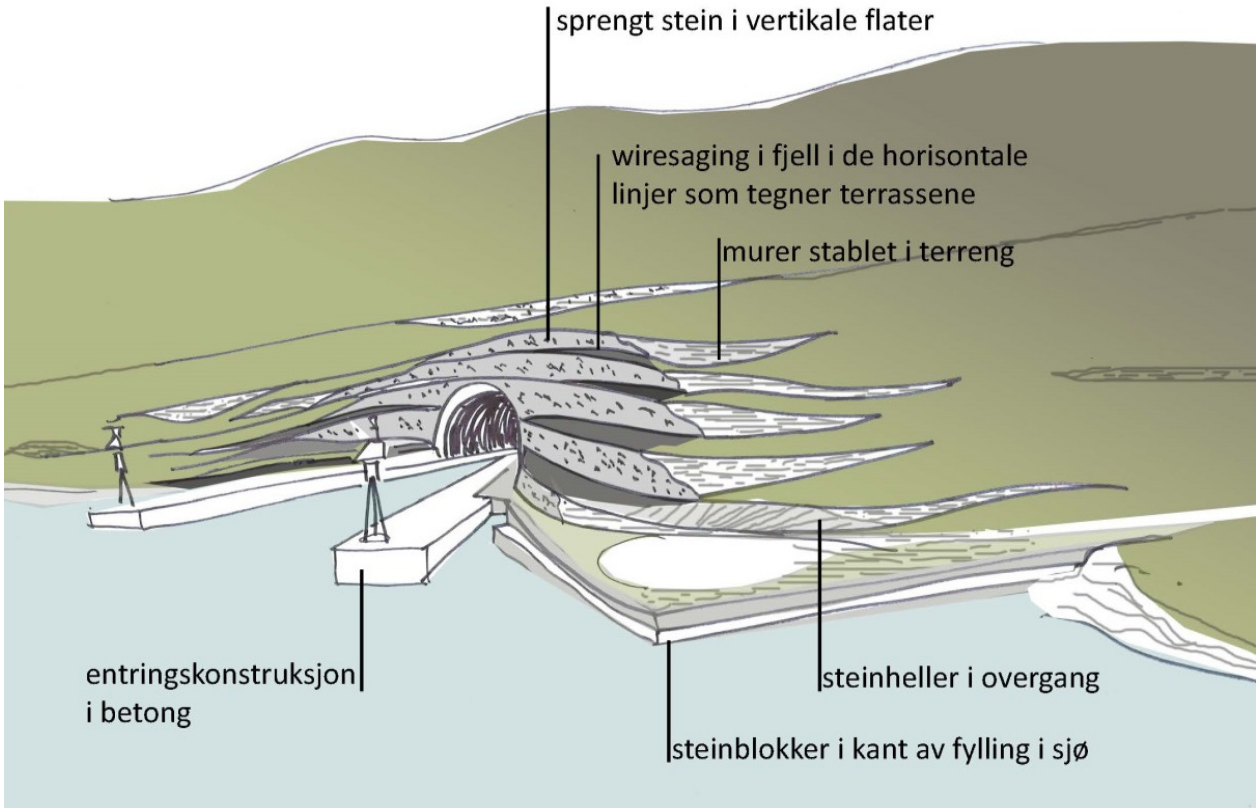
På begge sider har vi vurdert muligheten for å kombinere sprenging og wiresaging som metode for å formgi terrassene. De tilnærmet horisontale linjene er slakt skrånende og sett i plan danner de kurver. Disse wiresages. De vertikale flatene sprenges. På denne måten vil terrassene fremstå som presise. I møte med løsmasser i terreng, vil det etableres steinmurer. Egnet blokk fra både wiresaging og sprenging sorteres og benyttes til å bygge de de nye murene. På denne måten vil hele anlegget fremstå som direkte formet i stein fra stedet, der terrasser som hugges ut videreføres som stablede steinmurer i møtet med eksisterende terreng. En relevant referanse for kombinasjon av wiresaging og skjæring er vist i foto i Figur 8-1. Den nye steingeometrien er med på å knytte seg visuelt og tradisjonelt til det gamle kulturlandskapet, samtidig som at det vil være svært gunstig for både total- og detaljstabiliteten i skjæringene. Se også Figur 7-8 og Figur 7-9.

Figur 8-1 Referansefoto: Wiresaging Solstrand Hotell i Os

Figur 8-1 er et eksempel på kombinasjon av horisontal saging og vertikal hugging som gir en naturlig terrasse i fjellet, samtidig som det presise danner en visuell kontrast mot det grove.

8.1 Ved Kjødepollen

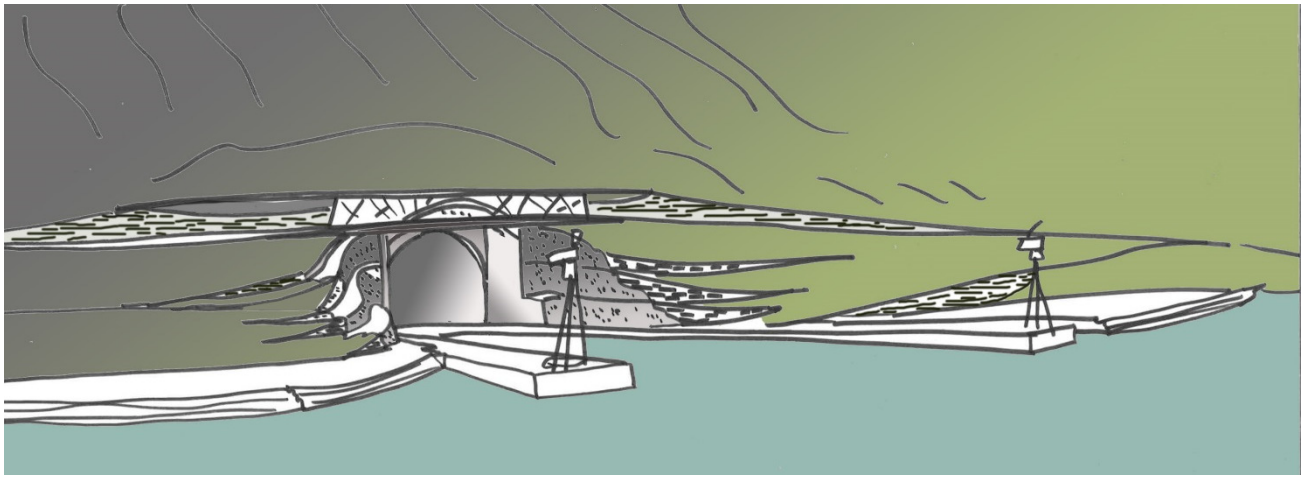
Et estetisk vakkert og variert inntrykk vil oppnås ved at Kjødepollens karakteristiske gamle steinmurer blir den del av den helhetlige formen. Det er åpenbart en utfordring at inngrepet er i skala som bryter med alt i den lille bygda. Samspillet mellom terrassene og skalaen i anlegget gir likevel noen interessante muligheter. Ved at de nye terrassene faller og glir inn jordbrukslandskapet vil man få til overganger mellom nytt og gammelt på en visuelt attraktiv måte. Se skisse i Figur 8-2, og Figur 7-4 for visualisering av terrasser i Kjødepollen.



Figur 8-2 Illustrasjonsskisse: Prinsipp for etablering av terrasser

8.2 Ved Moldefjorden

Ved Moldefjorden er det samspillet mellom vegbrua og portalen som utgjør det sterke visuelle inntrykket. Terrenget er vesentlig brattere enn i Kjødepollen. Det gjør at terrassene får et tettere og mere dramatisk forløp. Vegbrua over portalen er dessuten en viktig plass for interesserte som ønsker å studere båter som entrer tunnelen.



Figur 8-3 Illustrasjonsskisse: Bru over portalen i Moldefjorden med terrasser og overliggende rassikringstunnel

I denne situasjonen vil vegbru bli en del av konstruksjonen som fungerer som en rassikringstunnel, - illustrert i Figur 8-3 og Figur 8-4.

Figur 8-4 Visualisering: Bru over portalen i Moldefjorden med rassikringstunnel

En relevant referanse er vist i Figur 8-5 og Figur 8-6 fra E10 ved Akkarvika i Lofoten. Her er det en løsning som viser hvordan overdekning for rassikring kan etableres på en måte som gir et godt samspill og god opplevelse for de reisende. Eksempelet gir et godt inntrykk av hvordan en slik konstruksjon vil fremstå visuelt i Moldefjorden. Vi tenker oss tilsvarende løsning med betongsøyler og glassrekkverk, men det er tenkt et høyere rekkverk ved skipstunnelen for å sikre portalen.

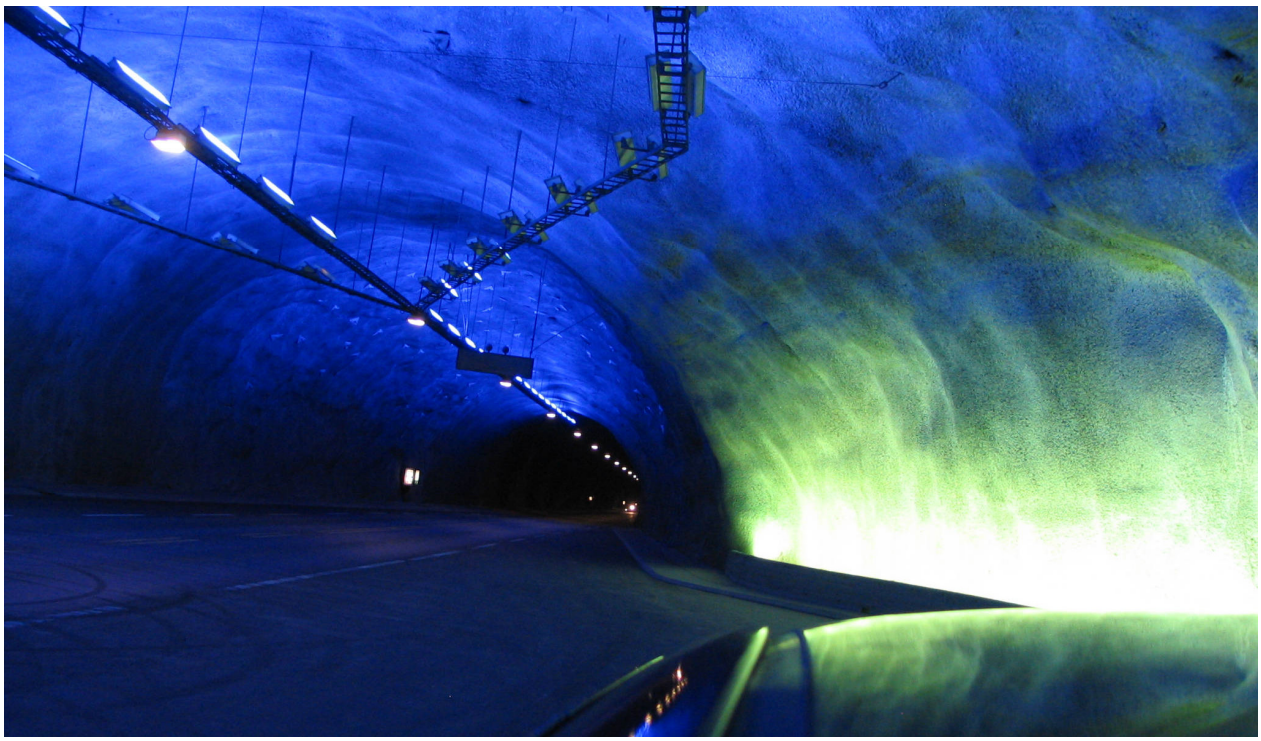
Figur 8-5 Referansefoto: Rassikringstunnelen på E10 i Akkarvika i Lofoten

Figur 8-6 Referansefoto: Rassikringstunnelen på E10 i Akkarvika i Lofoten

8.3 I tunnelen

Selve tunnelen vil være utformet med høye krav til sikkerhet for fartøyene som skal passerer igjennom. Det vil utvilsomt bli en spesiell opplevelse for turister om bord i passasjerskip, så vel som mindre båter i konvoi. Det er et poeng at denne opplevelsen blir behagelig og rolig. Vi har vurdert at forholdene tilsier at enkel effektbelysning i tillegg til ledelysene vil gi en god opplevelse. Det forutsettes at effektbelysningen ikke forstyrrer ledelys for navigasjon. Dette kan løses for eksempel ved at en bevegelsessensor utløser et lysprogram som starer idet båten passerer. Belysningen vil være viktig for at de reisende skal få en trygg og god opplevelse samtidig som den kan være både interessant og visuelt vakker. Eksempelvis vil det være mulig å lage en løsning som gir en opplevelse av nordlys. Armaturene vil være RGB, LED, slangearmaturer som tåler sjøvann, men som monteres over vannlinjen i undersiden av rømningvei. Se Figur 8-7 for visualisering av lys. Det forutsettes at belysningen kan dimmes opp og ned slik at den kan kalibreres riktig. Hele opplegget for effektbelysning kan etableres i ettertid og gir ingen avhengigheter i anleggsfasen. Figur 8-8 viser Lærdalstunnelen, en relevant referanse for effektbelysning.

Figur 8-7 Visualisering: Lys i skipstunnelen



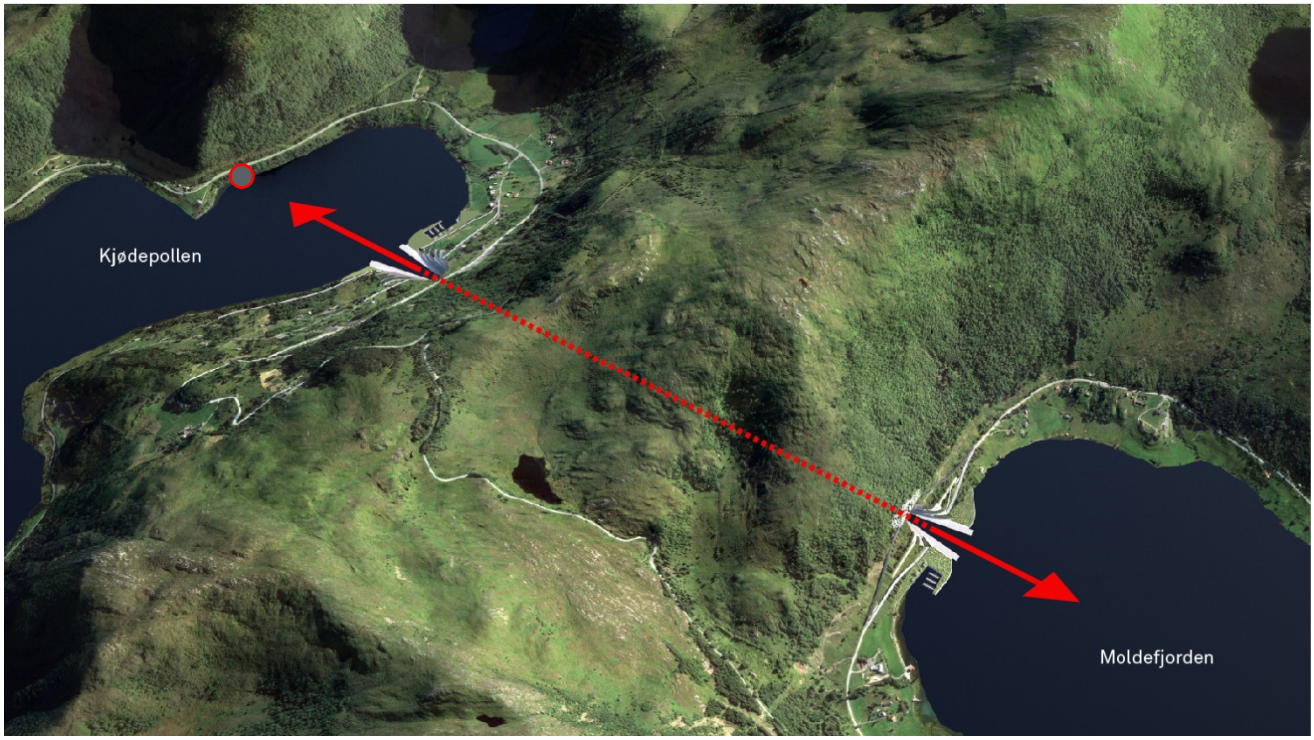
Figur 8-8 Referansefoto: Effektbelysning i Lærdalstunnelen gir en god opplevelse som motvirker det lange, monotone strekket

8.4 Universell utforming

Det er generelt et spørsmål om hvor store deler av anlegget som skal være tilgjengelig for publikum, og på hvilken måte. Det antas at det vil være en viss interesse for reisende å stoppe for ta denne unike tunellen nærmere i betraktning. Vi har vurdert at de fleste vil være tilfreds med å kunne kjøre ned til en parkeringsplass ved entringen på hver side. I tillegg vil det være aktuelt for noen å se på

portalen fra brua i Moldefjorden. Vi har derfor integrert en stopplomme på den ene siden av brua for et begrenset antall personbiler. Denne stopplommen vil i prinsippet gi universell tilgjengelighet for publikum, men også fungere som parkeringsplass og tilkomst til teknisk rom for tunnelen. Publikum vil ha mulighet til å se nærmere på anlegget ved at det tilrettelegges for en enkel tursti med trapper som følger utkanten av terrassene på hver side. I kanten av stien vil det etableres et sikkerhetsgjerde som vil hindre at publikum kommer inn på det området som må sikres rundt portalene, se Figur 10-1.

Det vil være interessant å betrakte tunnelen fra et punkt på den andre siden av fjorden i Kjødepollen, se Figur 8-9. Vi anbefaler at det tilrettelegges for et stoppested på punktet som gir utsikt tvers igjennom hele tunnelen, se Figur 8-10. Stopplommer bidrar til god universell tilgjengelighet for anlegget.



Figur 8-9 Visualisering: Markering av mulig stoppested for siktlinje gjennom tunnelen

Belysning

Vi mener at det er naturlig at det legges til rette for etablering av et belysningsanlegg utenfor tunnel på begge sider. Belysningen må være dempet og ikke gi forstyrrende blendinger for ledelys ved innseiling.

Ved å benytte armaturer som plasseres slik at aktuelle flater blir indirekte belyst, vil anlegget fremstå som tydelig uten at lyset dominerer. Aktuelle flater er for eksempel himling i brutunnel, muligens de laveste terrassene ved portalene og områder i forbindelse med snuplass og parkering.

Det kan med fordel benyttes lave pullerter ved snu- og parkeringsplassene.

Figur 8-10 Visualisering: Siktlinje gjennom tunnelen sett fra stoppested ved Kjødepollen

9 Sikkerhet og miljø

9.1 Sikkerhet, Helse og Arbeidsmiljø

Prosjekteringen har hatt fokus på å redusere risiko så langt som mulig gjennom arkitektoniske og tekniske valg slik at en skal få sikre og gode løsninger med hensyn på gjennomføring i bygge- og anleggsfasen og bruk i en driftsfase. Dette er fulgt opp ved å:

- Identifisere mulige uønskede hendelser både for bygge- og anleggsfasen og for driftsfasen
- Identifisere risikoreduserende tiltak, herunder å:
    - Fortløpende endre arkitektoniske og/eller tekniske løsninger så langt det har vært mulig for å minimere risikoen underveis i prosjekteringen
    - Foreslå tiltak for oppfølging i videre prosjektering og utførelse

Restrisikoen fra forprosjektfasen er oppsummert i Vedlegg D.

9.2 Miljøprogram

I prosjektet blir det utarbeidet et miljøprogram hvor de strategiske miljømålene fastsettes og forankres slik at miljøambisjonene kommer tydelig fram. Grunnlag fra tidligere faser blir innarbeidet sammen med funn som gjøres i pågående konsekvensutredningen av ikke-prissatte tema.

Miljøprogrammet er et internt, overordnet strategisk dokument som skal gjelde for hele prosjektperioden, det er prosjektets handlingsplan for miljø og skal oppdateres årlig eller ved overgangen til ny prosjektfase.

Miljøprogrammet synliggjør funn fra konsekvensutredning og i tillegg beskrives følgende punkter:

- hvilke miljøutfordringer prosjektet har
- hvilke mål som er satt
- hvilke roller og hvordan prosjektet er organisert for å ivareta miljøutfordringene
- tiltak, premisser og krav

Miljøprogrammet skal sammen med konsekvensutredningen danne grunnlag for valg av tiltak og legger grunnlaget for utarbeidelse eventuell konsesjonssøknad for miljøpåvirkning. I tillegg til at programmet er grunnlag for ytre miljø-planen (YM-planen) for anleggsfasen og for driftsfasen.

Av mange viktige miljøtema og utfordringer som er identifisert, må det i videre arbeid må bl.a. legges vekt på å jobbe med ytterligere tiltak som kan;

- Redusere konsekvenser av massehåndtering og –disponering, samt andre miljøkonsekvenser i anleggsfasen
- Minimere barriereeffektene i nærmiljøet
- Minimere effekter på marint- og terrestrisk miljø
- Tiltak som bidrar til måloppnåelse for klimapåvirkning
- Sikre korrekt håndtering av kulturminner og kulturmiljøer
- Ivaretakelse av naturressurser

10 Sikkerhet og beredskapsmessige forhold

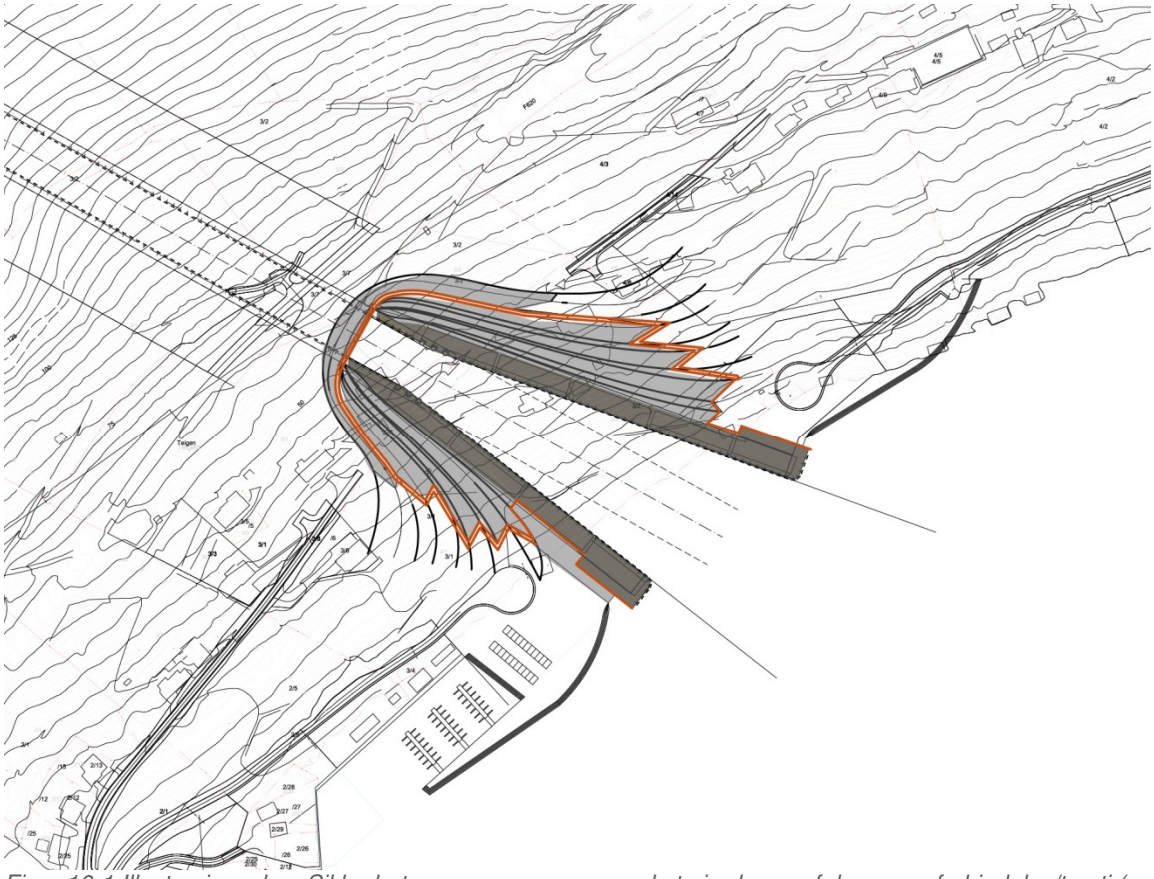
10.1 Sikkerhetsanordninger

Illustrasjonen i Figur 10-1 viser forslag til plassering av sikkerhetsgjerde ved Kjødepollen markert med oransje linje. Prinsippet vil være likt for Moldefjorden.

Det etableres sikkerhetsgjerder i overgangen mellom fjellskjæringer og løsmasser som følger terrassenes geometri. Dette er viktig for å sikre entringskonstruksjonene, samtidig som det vil fungere som rekkverk langs trapper og overganger som gir tilgjengelighet for både publikum og folk som bor i bygda.

Det etableres et gjerde som fungerer både som sikring/adgangskontroll rundt portalen og samtidig etableres som rekkverk for trapper i terreng. Ved Moldefjorden vil rekkverket på brua også fungere som en del av sikkerhetsgjerdet med integrert glass. Sikkerhetsgjerdet må også sørge for adgangskontroll til entringene. Detaljering og plassering av gjerdene må tilpasses stedet, og endelig geometri og avgrensing vil følge som en konsekvens av overgangen mellom fjellskjæring og løsmasser.

Se også Figur 7-3 og Figur 7-7.



Figur 10-1 Illustrasjonsplan: Sikkerhetssonen avgrenses med et gjerde som følger gangforbindelse/tursti (markert med oransje linje på planen)

10.2 Belysning

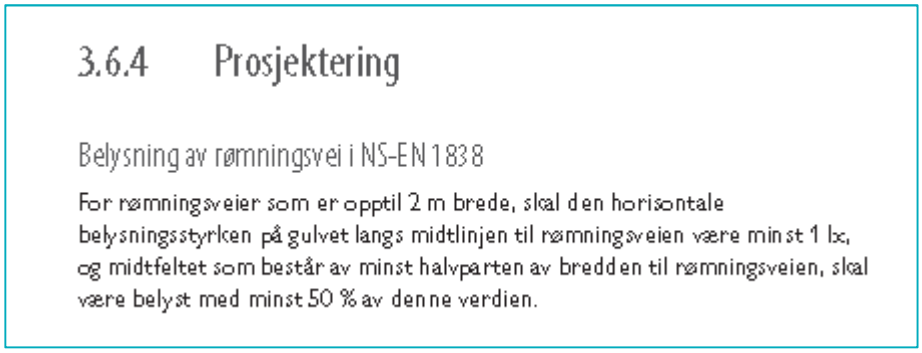
Belysning av gangvei/rømningsvei på ledekonstruksjoner, begge sider.

Det monteres kabelbru på ei linje på vegg- så langt ut fra kaifronten som mulig. Lysarmaturer monteres på denne kabelbru, på ca. 3,0m høyde over gangvei. Armaturene skal ha plan avdekning og avskjerming slik at kun gangveien, og evt. toppen av fenderverket belyses. Belysningsnivået skal tilfredsstille minimum 1,0 lux og ha en jevnhet på min 1:40

Eventuell styring av lys med tanke på ENØK og samtidig ivaretakelse av sikkerhet må tas med i risikovurderingen.

Generelt for all belysning er at det skal utformes slik at det er styrt mot aktuell funksjon og for øvrig gir minimalt lys mot sjø og fartøy.

Utdrag fra Lyskulturs publikasjon nr. 7 «Nødlys/ledelyssystemer» er vist i Figur 10-2.



3.6.4 Prosjektering

Belysning av rømningsvei i NS-EN 1838

For rømningsveier som er opptil 2 m brede, skal den horisontale belysningsstyrken på gulvet langs midtlinjen til rømningsveien være minst 1 lx, og midtfeltet som består av minst halvparten av bredden til rømningsveien, skal være belyst med minst 50 % av denne verdien.

Figur 10-2 Utdrag fra Lyskulturs publikasjon n.7 "Nødlys og ledelyssystemer"

Rømningsleidere montert i kaifront.

Det monteres belysning i kaifront for markering av rømningsleiderne.

Seilingslys i senter av tunneltak.

Det monteres seilingslys i tunneltaket for hver 50. meter langsetter senterlinjen. Lysene festes til gangbruen på en måte som muliggjør service for innsiden av gangbanen. Det må vurderes om lysintensiteten på seilingslysene i og i nærheten av tunnelåpningene justeres i forhold til faktiske lysforhold utenfor tunnelen.

Belysning av gangbane i toppen av tunnelen.

For drift og vedlikehold skal det monteres permanent lys i gangbane, med min krav 100lux ved hvert seilingslys, og ved hver installasjon (ITV, antenner, radar o.l.) på gangbanen. Skal normalt være avslått, benyttes kun ved vedlikeholdsarbeider.

Figur 10-3 viser et utdrag av Lyskulturs publikasjon 1c, luxtabell og planleggingskriterier for belysning av utendørs arbeidsplasser.

Tabell 7.8. – Off-shore gass- og oljeproduksjonsinstallasjoner

Ref.nr	Område, synsoppgave eller aktivitet	$\bar{E}_m$ lx	U_0	GR_L	R_a	Merknader
7.8.1	Belysning av sjøen (havflaten) under riggen	30	0,25	50	20	
7.8.2	Stiger, leidere, trapper og gangveier	100	0,25	45	20	På trinnene
7.8.3	Fortøynings- og transportområder	100	0,25	50	20	
7.8.4	Helikopterdekk	100	0,40	45	20	1. Direkte lys i retning av kon trolltårn og landende luftfart

Figur 10-3 Utdrag fra Lyskulturs publikasjon 1c

Belysning i og av tekniske rom og installasjoner

I alle tekniske rom skal det være ledelys, samt utgangsmarkeringslys.

Utover permanent belysning monteres stikkontakter på gangbane hver 25m for tilknytning til mobil belysning.

Nødskap inne i tunnelen og nødkiosk i dagsoner er innvendig belyst.

Seilingslys utenfor tunnel, innseiling.

Her har vi ikke oversikt på omfang og utstrekning, men det er tilrettelagt for føringsveger ut i dagsone, ut på begge sider, på begge ender av tunnelen.

Kunstnerisk belysning, utsmykning.

Det er kapasitet til dette, men omfang og utførelse er ikke kjent.

10.3 Ventilasjon

Det er nødvendig å sikre tilstrekkelig ventilasjon i skipstunnelen for å lufte ut avgasser som produseres av skipene mens de passerer gjennom tunnelen. Ventilasjonen spiller i tillegg en viktig rolle for hva temperaturen i tunnelen vil være vinterstid og dermed behov for frostsikring. Ved en evt. brann vil ventilasjon være avgjørende for hvordan røyk sprer seg, og dermed styrende både for rømning og mulighet for slokkeinnsats.

Ventilasjonen i skipstunnelen er i prosjektet forutsatt å skje ved naturlig trekk. I KS1 Delrapport 2.1 – Brann på Hurtigruten skrives bl.a. følgende: «Teoretiske betraktninger sannsynliggjør at vifter vil ha liten eller ingen virkning, og at ventilasjon i skipstunnelen vil måtte baseres på naturlig trekk».

Utgangspunktet for arbeidet med ventilasjon var derfor å beregne hvor mye, og hvordan, naturlige drivkrefter ville ventilere tunnelen. Med naturlige drivkrefter menes her krefter satt opp av differanse mellom summen av vindtrykk (dynamisk trykk) og «barometertrykk» (statisk trykk) ved de to portalene.

Etter diskusjoner i oppstartsfasen av prosjektet ble det valgt å sette opp meteorologiske målestasjoner ved de fremtidige portalene. Dette gir et sikrest mulig utgangspunkt for beregningene av ventilasjon.

Målestasjonene er bygget rundt 18 meter høye bardunerte Telenor ST-B master, og er vist i Figur 10-4. Mastene har (sett ovenfra og nedover) ultralyd vindsensor i toppen, solcellepanel, temperatursensor, samt tekniske skap med trykksensor, innsamlings- og kommunikasjonsenhet, og batteripakke. Målestasjonene kommuniserer via mobilnettet direkte mot en server hos Norconsult i Sandvika.

I byggesøknaden for mastene er det tatt høyde for at mastene kan stå i 3 til 5 år. Selv om forprosjektet har betydelig kortere varighet enn dette vil mastene kunne gi nyttig og utfyllende informasjon i lang tid, fram mot byggestart. Det vil være en stor fordel å følge opp målingene framover for å få sikrere meteorologiske statistikk, både ved at en får data fra alle årstider (forprosjektet vil ha data kun fra juli til september) og bedre statistisk signifikans ved å ha lengre perioder med data.

Luftbevegelsene i tunnelen er beregnet utfra målingene ved å benytte programmet «IDA tunnel» fra EQUA (http://www.equa.se/en/tunnel/ida-tunnel/overview). Tidsserier av vind, lufttrykk og temperatur er hentet inn som grensebetingelser for portalene i simuleringene. Videre er data for tunnelen lagt inn for tverrsnitt, lengde og antatt aerodynamisk ruhet for tunnelvegg.

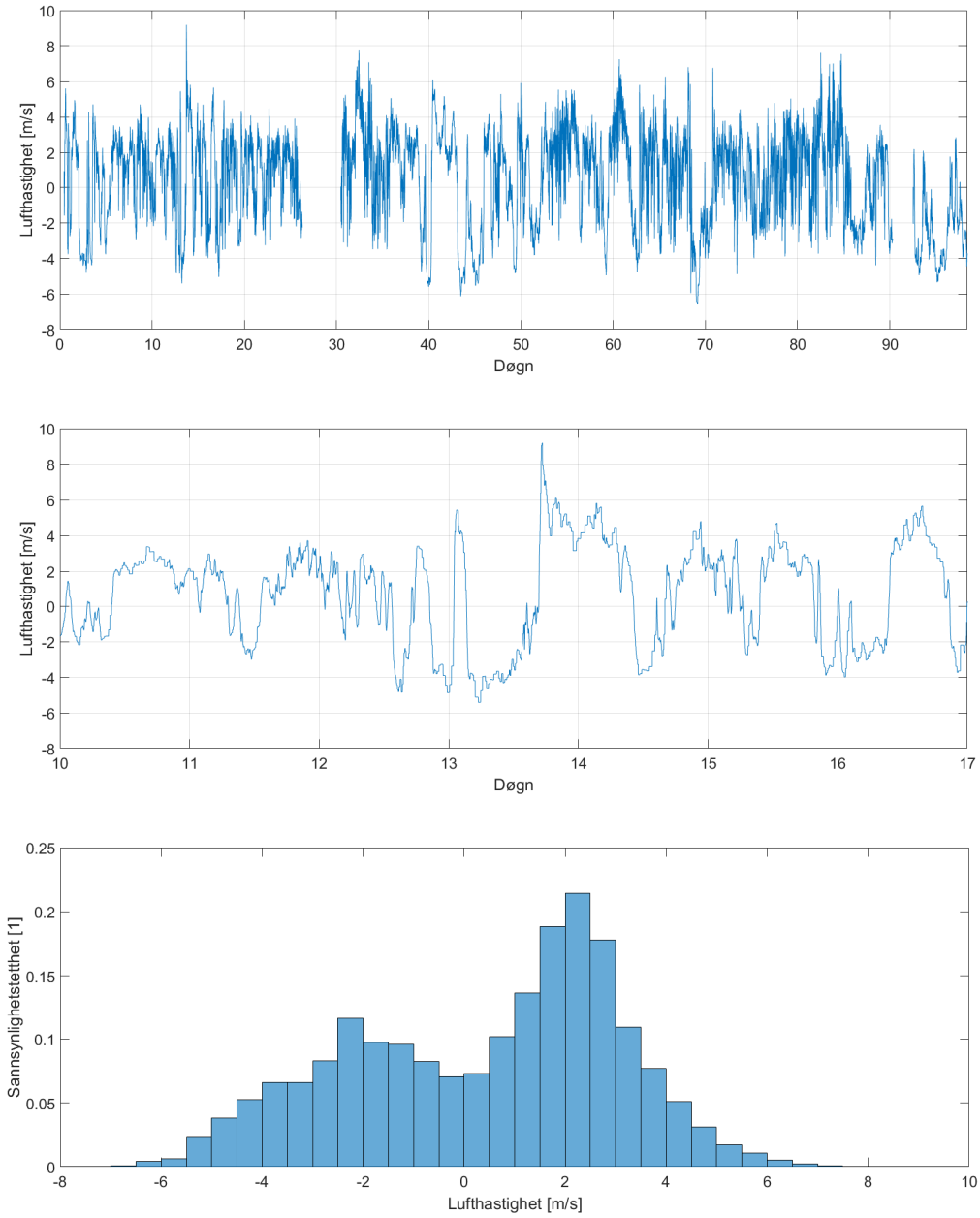
Figur 10-5 viser beregnet trekk i tunnelen. Forhold en kan legge merke til er at hastigheten sjelden er stabil rund null, dvs. det vil sjelden være ingen ventilasjon inne i tunnelen over lengre tid. Trekken skifter derimot ofte retning og vil passere gjennom null når trekkretningen snur

Basert på Statens vegvesens regelverk er grenseverdi for luftforurensning foreslått å være konsentrasjon på 1500 µg/m^3 NO2. Ut fra kommunikasjon med Hurtigruten og motordata er utslippsmengde ved passering gjennom tunnelen bestemt.

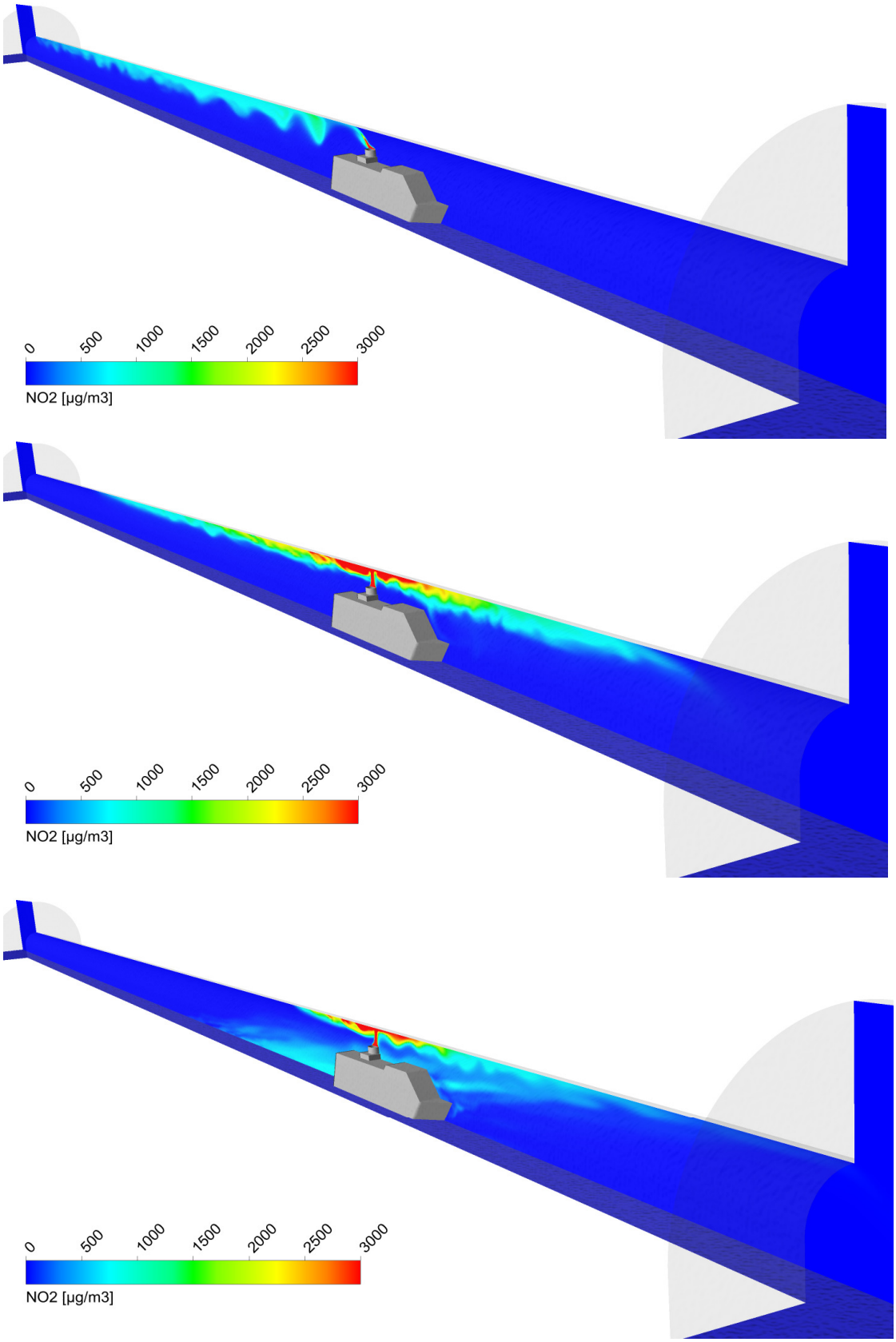
Det er utført CFD-simuleringer av utslippet idet Hurtigruten passerer gjennom tunnelen, for noen karakteristiske trekk og temperaturforhold. Simuleringene er vist i Figur 10-6. Det er funnet at det foreslåtte luftforurensningskravet overholdes ved naturlig ventilasjon.

Det er videre gjort en vurdering av nødvendig kapasitet og installasjon for mekanisk ventilasjon for å kontrollere en 100 MW brann inne i tunnelen (det vises for øvrig til Vedlegg F - Risikoanalyse for vurderingen av om det er behov for dette tiltaket eller ikke). Konklusjonen er at det er mulig å installere et slikt anlegg, men det er omfattende, og detaljerte løsninger og kostnader må undersøkes nærmere.

Figur 10-4 Målestasjoner ved portal på Eide (venstre) og Kjøde (høyre). Mastene er 18 meter høye og overfører løpende data for vind, lufttrykk og temperatur.



Figur 10-5: Beregnet ventilasjonshastighet i tunnelen (positiv hastighet er fra Eide mot Kjøde). Øverst: basert på data fra hele perioden. Midten: data fra én uke. Nederst: histogram som viser fordeling av ventilasjonshastigheter.



Figur 10-6: CFD-simuleringer av NO_2-konsentrasjon i tunnelen for tre ulike situasjoner. Ovenfra og nedover: uten trekk i tunnelen, med trekk lik skipshastighet, og trekk lik skipshastighet for varm uteluft.

10.4 Brannkonsept

Det primære beredskapskonseptet for tunnelen er at fartøyet skal prøve å seile ut av tunnelen i hendelse av brann dersom det er mulig. Evakuering inne i selve tunnelen vil derfor kun skje om fartøyet ikke klarer å seile ut av tunnelen. Ved en eventuell hendelse inne i tunnelen er konseptet at evakuering ikke skal være avhengig av eksterne ressurser (selvevakueringsprinsippet).

Rømning skjer via landganger/leidere o.l. til gangbaner som er plassert på begge sider av tunnelen. Det skal være mulig å evakuere i begge retningene langs gangbanen ut til portaler. Områdene utenfor portaler vil kunne tilrettelegges som beredskapsplasser og er tilgjengelig for nødetatene via atkomstveier.

Gangbane tilrettelegges for evakuering ved at det etableres rekkverk, håndløper og nødlys.

Tunnelen utføres uten mekanisk ventilasjon. Det etableres fortøyningsmulighet for større skip i forbindelse med entringskonstruksjoner ved hver portal for å tilrettelegge for evakuering av skip ved portaler. Det er ikke forutsatt behov for fortøyning av større skip inne i tunnelen.

Se Brannkonsept, Vedlegg E.

10.5 Risikovurdering av tunnel

I forbindelse med forprosjektet er personrisiko knyttet til gjennomseiling av tunnelen vurdert. Risikoanalyse inngår som vedlegg til forprosjektet (Vedlegg F).

Analysen vurderer risiko opp mot akseptkriteriet som ble definert i risikoanalysen som ble gjennomført i 2000. Analysen bygger videre på tidligere analyser utført av DNV i 2000, 2007 og 2010, samt ny beregning av brannfrekvens i 2016 fra DNV.

Personrisiko knyttet til brann i tunnel er innenfor definerte akseptkriterier på grunn av meget lav sannsynlighet for brann. Dette er basert på forutsetningen om dimensjonerende fartøys egenskaper tilknyttet brannsikkerhet fra tidligere analyser.

Tekniske og organisatoriske tiltak for skip som skal seile gjennom tunnelen, samt øvrige beredskapstiltak, må vurderes nærmere gjennom en beredskapsanalyse i forbindelse med videre arbeider.

For Hurtigrutens nyere fartøy vil redundant maskineri og slokkeanlegg i maskinrom kunne forutsettes, og er lagt til grunn for analysen. Disse tiltakene har betydning for risiko knyttet til seiling gjennom tunnel. Det bemerkes at risikoberegningene, som er lagt til grunn for risikoanalysen forutsetter redundant maskineri.

Dersom det i det videre arbeidet med tunnelen fremkommer at dimensjonerende skip har lavere sikkerhetsnivå enn det som frem til nå er lagt til grunn i tidligere analyser av risiko, så må det verifiseres om akseptkriteriet fremdeles er tilfredsstilt. Dersom det ikke er tilfelle må tiltak vurderes.

10.6 Trafikkregulering

Trafikken gjennom tunnelen vil bli basert på tidsstyrt envegskjøring i konvoi med en minimumsavstand mellom skipene, f.eks. 60min i hver retning og med 3 min. separasjon. Dette vil bli styrt av en VTS og fartøy må bestille passering minst en time før de skal passere for å avpasse hastighet sånn at det ankommer på riktig tid og unngår å måtte vente, eller de kan velge å gå rundt Stad hvis det er godvær og ventetid.

Bestilling av passeringstid må automatiseres i så stor grad som mulig og kunne bestilles med f.eks. en app på smarttelefon/nettbrett eller SMS.

Trafikken vil bli styrt vha. SRO-anlegget og lyssignaler og evt. grafiske skilt som viser skips ID og gjenstående tid før innseiling.

10.7 Overvåkning og varsling

For å overvåke trafikken foreslås det å installere:

- Videokamera.
  Ved tunnelportalen installeres det ett kraftig styrbart (PTZ) kamera som brukes til å følge med skip som ligger i venteområdet og/eller i entringssonen. Gjennom tunnelen monteres det PTZ kameraer et stykke opp på veggen for både å følge skipene og for å kunne se inn under gangbanen på motsatt side. Det må vurderes om disse kameraene bør ha en lyskaster med fjernstyrt av/på som følger kameraet.
  Videokameraene kobles opp mot et redundant Video Management System (VMS) hvor videostrømmene kan lagres i en forhåndsbestemt periode før de slettes automatisk. VMS'ene er også koblet opp mot SRO-systemet som automatisk kan styre kameraer mot detekterte hendelser o.l. VTS vil kunne se på ett eller flere kameraer i sanntid, eller på opptak.

- Radarer
  Gjennom tunnelen kan det monteres en spesiell type radarsystem som er tilpasset til bruk i vegtunneler ved at refleksjoner fra tunnelveggene maskeres bort for bare å vise bevegelige eller "nye" faste objekter. Statens vegvesen har allerede installert en del av disse og det planlegges også med radar i flere kommende store tunnelprosjekter. Radarene vil følge alle skipene gjennom tunnelen og i sanntid rapportere posisjonen til VTS. Radarsystemet kan kobles opp mot SRO-systemet for å kunne vite hva som er riktig seilingsretning og gi alarm ved skip i feil retning, for liten avstand mellom skipene, feil hastighet osv. Mindre flytende objekter som kommer drivende inn i tunnelen ville også kunne detekteres og automatisk gi alarm samtidig som kameraer kan rettes mot objektet.

11 Levetidsbetraktninger

11.1 Prinsipp

Tunnelen er definert å skulle prosjekteres for en levetid på 100 år.

I praksis vil faktisk levetid på et anlegg som dette være avhengig av en rekke faktorer som det ikke vil være mulig å forutsi med fullstendig sikkerhet. På den formelle siden nevnes at det i fremtiden vil kunne komme nye eller endrede krav til utforming, rømningsveier, sikkerhetsinstallasjoner, størrelser og dimensjoner på åpningen. Slike nye krav vil kunne føre til at anlegget blir utdatert eller vil kreve suppleringer eller ombygginger lenge før det har gått 100 år. Videre, vil det med hensyn til levetid for materialer, være en rekke installasjoner og materialer der faktisk levetid ikke kan fastslås med sikkerhet, da en del av disse faktisk ikke har eksistert lenge nok til at tilstrekkelig erfaring med forventet levetid eksisterer.

På den annen side, vil en definert levetid på 100 år – som oppfattes som et meget ambisiøst mål – indikere at det er en intensjon om å prosjektere og bygge meget robuste løsninger, med forventet lang levetid og lite vedlikeholdsbehov. Allikevel vil det, av hensyn til personsikkerhet, være nødvendig å ha rutiner som verifiserer tilstanden og sikkerheten i anlegget – og dersom det oppdages slitasje eller svakheter, må disse nødvendigvis utbedres underveis i anleggets livsløp. Det vil således være viktig å innarbeide rutiner som kan fange opp slike behov, samt å ha bygget løsninger som tillater nødvendig inspeksjon og muliggjør eventuelt vedlikeholdsarbeid.

Sammenlignet med andre samferdselstunneler, slik som høytrafikkerte vei- og jernbanetunneler, vil muligheten for å stenge skipstunnelen, i korte perioder, for inspeksjon og eventuelt vedlikehold, trolig være mulig, uten at det skaper uakseptable ulemper for trafikken. Med så store dimensjoner som denne tunnelen har, vil det være svært tidkrevende og kostbart, å bygge løsninger som minimaliserer behov for inspeksjon og vedlikehold, slik som tidvis ligger til grunn ved prosjektering av moderne høytrafikktunneler (eksempelvis den nye Follobanen). Dette er imidlertid noe som beslutningstakere må ta stilling til, men det presiseres at det er denne filosofien som er lagt til grunn for arbeidet med teknisk forprosjekt i denne rapporten.

11.2 Tunnel, skjæringer og bergsikring

Rassikring
Ved Moldefjord er det identifisert potensiell risiko for ras, fortrinnsvis steinsprang, fra den bratte dalsiden over påhugget, og delvis langs ny FV618. Prinsippet for rassikring er for dette basert på et overbygg i betong over vei ved brokryssingen av forskjæring foran tunnelen, og dynamiske fangnettgjerder som sikrer veitraseen og hindrer eventuelt nedfall ned til forskjæringen til tunnelen.

Betongoverbygget vil være kraftig dimensjonert og tilbakefylt med lette masser som vil virke støtdempende. Det forventes ingen spesielle utfordringer for levetiden til denne konstruksjonen, utover normal levetid og slitasje på selve betongen og armeringen.

Dynamiske fangnettgjerder inkluderer både statiske konstruksjoner, som stålbjelker, nett, wire og forankringer, samt elementer som skal tåle dynamisk belastning i form av elongasjon av nett og friksjonsbremser på wire. Inspeksjonsintervaller for sikringskonstruksjonen vil kunne variere, litt ut fra situasjonen og eierens ønsker, men vil kunne være i størrelsesorden 1 – 5 års intervaller. Selve materialene vil ha en levetid som garanteres fra leverandør, og varierer noe mellom de ulike leverandørene – men teknisk sett vil det kunne forventes at levetiden er minimum 10 år, men gjerne i størrelsesorden 10 – 50 år. Med dette utgangspunktet må det dermed forventes at de totale konstruksjonene må erstattes i sin helhet 2-4 ganger i løpet av anleggets totale levetid (100 år).

Ved eventuelle rashendelser der konstruksjonen belastes, vil det være behov for inspeksjon, og vedlikehold eller erstatning av enkelte deler av konstruksjonen (typisk friksjonsbremser).

Skjæringer i dagen

Bergskjæringer sikres og renskes slik at de tilfredsstiller sikkerheten/funksjonen ved ferdigstillelse av anlegget. Bergmassen vil imidlertid utvikle seg over tid, grunnet gradvis omlagring av spenninger, samt mekanisk og kjemisk forvitring. Normalt søkes det å utforme skjæringer slik at en viss grad av lokal instabilitet kan aksepteres, dvs. mindre nedfall, som stanser i gjerde/mur/voll/grøft og som ikke påvirker totalstabiliteten i skjæringen. Utformingen av anlegget i dette tekniske forprosjektet legger til grunn at skjæringer utformes slik at mindre nedfall ikke vil kunne ramme områder som trafikkeres av personell eller påvirker funksjonen til anlegget.

Utvikling av bergmassens stabilitet vil imidlertid også kunne medføre at større instabiliteter oppstår og utvikler seg, med behov for avbøtende tiltak i form av supplerende rensk eller sikring.

Normalt bør det i sluttrapport fra detaljprosjektering (utføres underveis i bygging, etter hvert som permanente bergflater avdekkes) angis anbefalt tid før første etterinspeksjon bør utføres. Intervalltiden mellom planlagte inspeksjoner vil avhenge av bruken av området under skjæringene, bergmassens kvalitet, type og omfang av sikring, samt eventuelle erfaringer fra tidligere inspeksjoner. Typisk tidspunkt for første inspeksjon etter ferdigstillelse vil normalt være i størrelsesorden 1 – 5 år, og deretter i størrelsesorden 2 – 15 år.

Tunnel

På samme måte som for skjæringer, vil bergmassen i tunnelen utvikle seg over tid, noe som kan resultere i at mindre fragmenter vil kunne løsne og falle ned. Men, i motsetning til skjæringer i dagen, vil det vanskelig kunne være akseptabelt med slike hendelser i en trafikkert tunnel. Med bakgrunn i dette er det foreslått fullstendig dekking av alle flater i hele tunnelen (ned til gangbanen/ledekonstruksjonen) med sprøytebetong med minimumstykkelse 8 cm. Med dette vil sannsynligheten for nedfall av mindre steiner være betydelig redusert, og nødvendig intervall for påfølgende inspeksjon og rensk vil reduseres.

Det vil likevel være behov for periodisk inspeksjon for å verifisere stabilitet, spesielt med hensyn til bom og lokal avskalling av sprøytebetong.

Tidspunkt for første inspeksjon, og intervall for påfølgende inspeksjoner, bør fastsettes på samme måte som for skjæringer i dagen. Av praktiske grunner kan det være greit å samkjøre tidspunkt for inspeksjoner i dagen og inne i tunnelen, men dette er noe som må vurderes detaljert i forbindelse med sluttrapportering etter bygging av tunnelen.

Sikringsmidler

Levetid for materialer brukt som sikringsmidler vil variere avhengig av type, leverandør og kvalitet, samt hvilken miljøpåvirkning de utsettes for. Kystklima, med tilgang til salt og fuktig havluft, forventes å være ugunstig med hensyn til korrosjon. Generelt anbefales at det velges beste tilgjengelige kvalitet på materialer. For sikringselementer av stål anbefales dobbel korrosjonsbeskyttelse (galvanisert og pulverlakkert). Bolter og ankere bør være fullt innstøpt. For betong/sprøytebetong anbefales miljøklasse M45.

Forventet levetid av sikringselementer i stål, gitt dobbelkorrosjonsbeskyttelse og vellykket innstøping, vil kunne ligge i størrelsesorden > 40 år. Det er ikke umulig at bolter av denne typen, i alle fall i store deler av anlegget, kan ha levetid opp mot 100 år, men dette er vanskelig å kunne garantere. Det anbefales i så fall at dette dokumenteres gjennom systematisk testing i hele anleggets levetid.

Det bør vurderes å etablere et prøvefelt ved anlegget, der det installeres sikringselementer (anker, bolter, bånd, nett og sprøytebetong), som kan fungere som testbolter, der destruktive tester kan utføres med gitte intervaller gjennom anleggets levetid. Et slikt testsystem vil kunne danne et grunnlag for vurdering av gjenværende levetid og når det eventuelt vil kunne være nødvendig med en fullstendig rehabilitering av sikringskonstruksjoner.

Relevante sikringselementer som kan inngå i et slikt testsystem er listet under:

- Bolter
- Steinsprangnett
- Anker
- Fiberarmert sprøytebetong
- Armerte sprøytebetongbuer
- Betongutstøpning

11.3 Betongkonstruksjoner og fendring

For alle betongkonstruksjoner er det lagt til grunn en dimensjonerende levetid på 100 år. Levetiden kan enkelt forlenges uten store ekstrakostnader, men den må stå i forhold til levetiden for de andre materialene/konstruksjonene i prosjektet. I detaljerings- og produksjonsfasen anbefales det å legge Norsk Betongforening sin publikasjon nr. 35 til grunn, «Bestandighet av betongkonstruksjoner i marint miljø».

Både entrings- og ledekonstruksjonen kan sammenlignes med en kaikonstruksjon som vil være lite i bruk. På en vanlig kai blir det etterhvert slitasje på selve kaidekket og det vil oppstå skader på kaiutstyr (kaifrontlist, pullere, rekkverk og fendring). Konstruksjonene i Stadtunnelen vurderes å bli mindre utsatt for skader, unntaket kan være fendringen. Ved detaljering av fenderløsning anbefales det derfor å vektlegge muligheten for en rask og enkel utskifting av defekte elementer.

Forventet levetid på fendringen bør vektlegges ved valg av leverandør. Inne i tunnelen vil fravær av solstråling være gunstig med tanke på holdbarheten. Enkelte fenderleverandører vil kunne garantere en levetid på minst 20 år, mens reell levetid kan gå opp mot det dobbelte.

Ved en årlig inspeksjon av tunnelen må det ses etter sprekker og riss i betongkonstruksjonene, og fendringen må vies spesiell oppmerksomhet. Når tunnelen tas i bruk anbefales det å observere/kartlegge hvordan og hvor fartøy støter mot konstruksjonene. Er det punkter som utmerker seg anbefales det ekstra inspeksjon her. En slik kartlegging kan også gi nyttig informasjon til de som skal overvåke/styre trafikken gjennom tunnelen.

11.4 Brukonstruksjon i Moldefjorden

Brukonstruksjonen prosjekteres i henhold til Håndbok N400. Normal dimensjonerende brukstid etter denne standarden er 100 år. Levetidskravet på 100 år anses derfor som oppfylt så lenge materialkvaliteter og løsninger velges i henhold til gjeldende standarder og håndbøker for brukonstruksjoner. I henhold til håndbok R411 skal Enkel inspeksjon gjøres årlig og Hovedinspeksjon gjennomføres hvert femte år.

Betongkvalitet og overdekning velges i henhold til N400. Dette er ventet å gi tilstrekkelig levetid uten at omfattende vedlikehold kreves. I tillegg vil overbygget beskytte selve brukonstruksjonen fra ytre påkjenninger. Over bygget vil være fuktsikret med membran og vil således ha liten fukttilgang.

Stål benyttes som konstruksjonsmateriale i underliggende tverrbærere, samvirkebuer og hengestenger. Disse overflatebehandles i henholdt til gjeldende standarder, men periodisk vedlikehold av overflatebehandling må påregnes i bruas levetid. Tilstandsvurdering av overflatebehandling inngår i periodisk inspeksjon av bruer og fornying skjer bare ved behov.

Brukonstruksjonen utføres som fugefri. Dette gir redusert vedlikeholdsbehov siden fuger ofte er elementer som krever hyppigere vedlikehold enn konstruksjonen generelt.

Det er foreslått enkle neoprenlager ved begge landkar. Disse har relativt små belastninger og er prosjektert for å kunne skiftes ut. Tilstandsvurdering av lager inngår i periodisk inspeksjon av bruer og lagrene skiftes bare ved behov. Opplagring av samvirkebuer gjøres ved hjelp an enkle platelager. Både platelager og innstøpningsgods i fundamenter utføres i rustfri kvalitet.

11.5 Elektro- og teletekniske installasjoner

For elektro- og teleinstallasjoner er forventet levetid for de forskjellige komponentene:

- Elektronisk utstyr som ITV-kameraer, radar, nødtelefonsystem, SRO-anlegget, nettverksutstyr, radiorepeatere o.l. - 15 år
- Servere og UPS (batterier) - 8 år
- Lyskilder og drivere - 10 år
- Kabling og føringsveier - 30 år

I mange tilfeller blir utstyret skiftet ut tidligere enn dette pga. generelle teknologiendringer og bedre ytelser.

12 Fremdrift

12.1 Forutsetninger

Bygging av skipstunnelen innebærer et omfattende anleggsarbeid, med graving, sprengning og massetransport, samt installasjon av bergsikring og etablering av permanente konstruksjoner og installasjoner. Logistikken, rekkefølge og byggemetoder kan løses på et stort antall måter, og detaljeringen av dette må i siste rekke overlates til entreprenør, som vil detaljere og optimalisere dette ut fra sitt utstyrsvalg og foretrukne metoder. For å kunne estimere kostnader og byggetid, er det i forprosjektet skissert én gjennomførbar og fornuftig metodikk. Forutsetninger og metoder for anleggstekniske og byggetekniske løsninger er beskrevet i kapittel 5.

Sprengning av berg, transport og deponering av masser vil utgjøre en betydelig del av anleggsarbeidet. Prinsippene for rekkefølge av sprengningstekniske løsninger er skissert spesifikt i kapittel 5.2.1.2.

Videre vil arbeidet kreve en håndtering og etablering av midlertidig og permanent omlegging av veier, i både Moldefjorden og Kjødepollen. Prinsippene for dette er skissert i foreslåtte faseplaner.

Forutsetningene for prosjektet inkluderer at anlegget skal optimaliseres for lavest mulig byggekostnad, og ikke nødvendigvis kortest byggetid. Dette innebærer at løsninger som eventuelt kunne kortet ned byggetiden, slik som tverrslag til tunnelen, ikke er aktuelle tiltak dersom det ikke samtidig vil medføre lavere byggekostnad – noe det som regel ikke gjør om en ser bort fra investeringskostnadene ved kortere byggetid. Kortest mulig byggetid er allikevel til en viss grad gunstig, da løpende kostnader til rigg og drift vil være avhengig av den totale byggetiden. Det er laget en fremdriftsplan som viser en byggetid på 4 år, se vedlegg B.

12.2 Byggetid

Som diskutert i tidligere kapitler er det lagt til grunn at sprengning av tunnelen baseres på parallell drift fra begge sider av tunnelen. Videre vil sprengningsarbeider utføres i flere paller og lokaliteter samtidig, slik at anlegget vil ha samtidige sprengnings- og sikringsarbeider pågående på flere ulike nivåer innover i tunnelen. En slik oppdeling av arbeidene har to viktige formål:

1) Arbeidet vil ha mange ulike stuffer hvor sprengnings og sikringsarbeid kan pågå parallelt – noe som vil være gunstig for optimal og effektiv utnyttelse av kapasitet, samt at inndriftsraten vil kunne holdes så høy som mulig.

2) Det vil være ønskelig å ferdigstille sprengningsarbeidene i forskjæring og portalområder så tidlig som mulig, slik at bygging av entrings-/ledekonstruksjoner, samt veibro, kan påbegynnes.

I vedlagt fremdriftsplan er det lagt til grunn at arbeidene starter med å etablere anleggsvei til påhugg i hver ende av tunnelen. Steinmassene fra de første sprengningsarbeidene er nødvendig for å kunne etablere anleggsveier, riggområder og anleggskai, for å kunne eskalere omfang av arbeidsoperasjonene og så tidlig som mulig oppnå full effektivitet i produksjon og masseflytting. På Moldefjordsiden er arbeidene spesielt viktige for å kunne etablere en midlertidig omkjøringsmulighet for eksisterende fylkesvei, samt å kunne ferdigstille ny permanent trase, inkludert bro, for fylkesveien.

Ved oppstart må midlertidig omlegging av fylkesveien ved Moldefjorden prioriteres, noe som er en forutsetning for å kunne opprettholde fremkommeligheten når sprengningsarbeidene i forskjæringen starter opp.

Det bemerkes at tidlig oppstart av etablering av broløsning, for permanent ny fylkesvei, gis prioritet. Dette arbeidet vil trolig til en viss grad påvirke fremdriften på sprengningsarbeidene, noe som vil være ugunstig for fremdrift/produksjonsrate. Det ansees allikevel nødvendig å komme i gang med dette arbeidet, for å kunne ferdigstille den permanent nye veitraseen så tidlig som mulig, slik at midlertidig omkjøringsvei nede ved fjorden kan brytes så tidlig som mulig.

Forskjæring/påhugg:
Når anleggsveger er etablert frem til toppstollene på hver side av tunnelen, forutsettes det behov for 25 dager til sprengning og bergsikring for etablering av adkomst og forskjæring til det første påhugget.

Det forutsettes at de øvrige sprengnings- og sikringsarbeidene for ferdigstillelse av de fullstendige forskjæringene, ned til kote -13, vil pågå parallelt med sprengningsarbeidene i tunnelen. Det er satt av totalt 477 dager til dette arbeidet.

Tunnel
Takskiven er forutsatt sprengt ut med vanlig tunnelsprengningsmetode, med liggere (horisontale borehull). Tverrsnittet er stort, så det forventes at dette vil bli delt i minst to deler, der en stoll vil ligge litt foran, og resten av tverrsnittet tas ut med sidestross. Det forutsettes at permanent sikring av tunnelhengen utføres fortløpende. På grunn av tunnelens store spenn, vil det i denne tunnelen være behov for et betydelig større sikringsomfang enn i en vanlig veg/jernbanetunnel. Dette økte sikringsomfanget vil igjen medføre en lavere inndrift og resultere i færre salver pr uke. Totalt settes det av 180 dager til utsprengning og sikring av takskiven, som tilsvarer en gjennomsnittlig inndrift på snaut 30 m pr. uke på hver stuff.

I denne byggetidsberegningen forutsettes det at mesteparten av takskiven er drevet ferdig før etterfølgende pall blir sprengt ut. Det legges inn en liten overlapp på om lag en måned. I den perioden forutsettes det at første del av pallen (sekvens 3, Figur 5-6) bores og sprenges ut før de to sidestrossene starter. Sidestrossene forutsettes blir liggende noe bak og sprenges i etterkant. Det forutsettes at disse bores med ligger-hull, utført med samme borerigg som har utført boring for takskiven. Det er lagt til grunn 140 dager for utsprengning av den første pallen under takskive.

De øvrige pallene forventes å kunne sprenges ut med vanlig palldrift med bruk av stenderboring (vertikale borehull). Det er lagt til grunn 130 dager for utsprengning for hver av disse pallene. Det legges opp til at etterfølgende pall starter opp når ca. halve foregående pall er ferdig utsprengt.

Transport ut av anlegget:
For hoveddelen av sprengningsarbeidene i tunnel og forskjæringer er det satt av 502 dager. Med det totale sprengningsvolum gir dette en gjennomsnittlig dagsproduksjon av stein på ca. 7 400 fm^3. Hvis det forenklet sett antas at dagsproduksjonen vil være like stor på hver side av tunnelen, medfører dette at gjennomsnittlig kapasitet for håndtering av stein må ligge på ca. 3 700 fm^3 ved hvert arbeidssted.

For å kunne opprettholde optimal og effektiv drift på anlegget er det er viktig at kapasitet på massehåndtering er stor nok til ikke å være en begrensende faktor. Den faktiske produksjonsraten vil variere gjennom byggetiden, typisk vil den være lavest i starten, høyest halvveis i byggetiden, og avta mot slutten, noe som medfører at maksimal produksjonsrate vil være vesentlig høyere enn den gjennomsnittlige. Det mest effektive med hensyn til kostnad og fremdrift er om masser kan skipes ut direkte på lekter til endelig bestemmelsessted. Midlertidig deponering bør søkes å minimeres, da dette vil medføre ekstra tid og kostnad for omlasting. Selv om det legges opp til en stor kapasitet for transport av masser, vil det allikevel være nødvendig å ha tilgjengelig tilstrekkelige arealer for å midlertidig deponering, for å ta høyde for variasjoner i produksjonsrater og usikkerheter i transportsystemet, eksempelvis værforhold.

Bru i Moldefjorden
Valg av byggemetode kan være avhengig av entreprenørs ønske om optimalisering. Det er vurdert som mest hensiktsmessig at brukonstruksjonen er bygd som en delvis prefabrikkert konstruksjon. Målet med denne fremgangsmåten er å eliminere behov for tradisjonell forskalingsreis fra bunn av tunneltverrsnitt og opp til brudekket. Total høyde av en eventuell dekkereis vil være om lag 50 m, hvorav 13 m er under havnivå. Høyden på dekkreis kan reduseres men vil i så fall gi større restriksjoner til de gjenstående sprengningsarbeidene i området.

Bygging av brua er tenkt utført i følgende steg:

1. Sammenstilling av stålbuer, hengestenger og tverrbærere på midlertidig produksjonsområde ved siden av brustedet. Buene avstives midlertidig med fagverk. Midlertidige strekkbånd benyttes for å sikre buevirkning under bygging. Om krankapasiteten tillater det kan også forskaling for brudekket monteres på produksjonsområdet
2. Fundamentpunkter for buer utføres i plasstøpt betong. Varighet er anslått til 140 dager. Fundamentene etableres på utsprengt hylle etter at sprengning og sikringsarbeider ved påhugg er ferdig.
3. Stålbuer med hengestenger og tverrbærere heises inn og festes til plasstøpte fundamenter
4. Stålbuer støpes ut seksjonsvis
5. Brudekket forskales, armeres og støpes
6. Søyler for portalkonstruksjon monteres
7. Tradisjonell dekkereis for portalkonstruksjon etableres på brudekket
8. Portalkonstruksjon (tak over bru) støpes
9. Midlertidig avstivning fjernes

Bygging av bru er anslått til å ta 240 dager etter at fundamenter er ferdigstilt.

Ledekonstruksjoner
Med lengde ca. 2 x 1 750 m på ledekonstruksjonen inne i tunnelen er det vurdert som uhensiktsmessig å plasstøpe konstruksjonen i hele lengden, både med tanke på kostnader og tid.

Det er valgt en løsning med bruk av betongelementer for å redusere byggetid. Elementene kan i prinsippet være komplette med påmontert rekkverk, fendring og leidere.

Prefabrikkerte søyler monteres på plass-støpte fundamenter i tørrlagt tunnel, men elementmontasjen kan utføres enten med bruk av mobilkraner i tørr tunnel eller med bruk av «sjøgående mobilkran» etter at vannet er sluppet inn i tunnelen. Bygging av ledekonstruksjoner er anslått til 438 dager inkludert prefabrikasjon av betongelementer.

Endelig valg av elementstørrelser og monteringsmetode er ikke låst. I utførelseskonkurransen kan tilbyderne her gjøre egne valg for å optimalisere byggetid.

Gangbane i tunneltak
For montering og drifting av tekniske installasjoner i senterlinjen i tunnelen skal det etableres en gangbane i hele tunnelens lengde. Opphengspunktene for gangbanen samt taljebane for montering etableres etter at takskiven er sprengt ut. Montering av gangbane elementer utføres etter at tunnelen er sprengt. Varighet av montering er anslått til 216 dager.

Entringskonstruksjoner
Entringskonstruksjonene er utført som friksjonskasser utført i betong på et glidelag av pukk og er inndelt inn i Indre entringskonstruksjoner opplagt på fjellhylle og Ytre entringskonstruksjoner med friksjonskasser opplagt på betongpir.

Betongkasser til ytre og indre entringskonstruksjoner støpes på plassen. Kassene kan alternativt prefabrikkeres og løftes på plass av et kranfartøy hvis entreprenør ønsker det.

Fremdrift for bygging av entringer vil avhenge av planene til den valgte entreprenør. Deler av Indre entringer i terskelområdet kan ikke bygges før terskel sprenges. Ytre entringer kan bygges før terskel

er sprengt. Tidspunkt er avhengig av hvor lenge entreprenør velger å bruke entringene som en del av riggområdet i anleggsfasen.

Varighet for bygging av entringskonstruksjoner er anslått til 524 dager med opphold på 86 dager for sprengning og borttransportering av terskel.

12.3 Faseplaner

Nedenfor beskrives hvordan byggearbeidene kan inndeles i faser. Det vises også til vedlagte tegninger i vedlegg A.

12.3.1 Ved Moldefjorden

Fase 1:

- Bygge adkomst/avkjøring til riggområdet ned mot sjøfronten
- Bygge omkjøringsvei på nordsiden av skipstunnel for å frigjøre areal for bygging av anleggsvei og ny fylkesvei på østsiden av eksisterende fylkesvei.

Fase 2:

- Bygge omlagt fylkesvei ned i sjøkanten i linje med adkomstveg til entringskonstruksjonene. Det bygges en 15 m lang kulvert.
- Bygge anleggsvei nord for skipstunnel i trasé for ny fylkesvei, med «avkjøring» ned til påhugg for skipstunnel i nivå med topp tunnel.
- Begynne på påhugg og driving tunnel. Massetransport krysser fylkesvei i kryss i nord i denne fasen.
- Begynne utfylling av riggområde og etablere utskipningskai.

Fase 3:

- Trafikk på omlagt fylkesvei
- Driving av tunnel
- Bygge ny fylkesveg inkludert bru og tak.
- Massetransport ut av tunnel kjøres over kulvert.
- Utskipning på lekter

Fase 4:

- Trafikk på ny fylkesvei
- Sluttføre prosjektet

12.3.2 Ved Kjødepollen:

Fase 1:

- Eksisterende fylkesvei forblir uendret forbi skipstunnelen. Det bygges støttemur mot fylkesvei ovenfor framtidig påhugg.
- Fjerning av bygninger
- På sjøsiden av fylkesveien stenges lokalveg som blir benyttet som anleggsvei
- Det bygges adkomst/avkjøring til riggområdet ned mot sjøfronten

Fase 2:

- Begynne på påhugg og driving tunnel.
- Begynne utfylling av riggområde og etablere utskipningskai
- Driving tunnel

- Utskipning på lekter
- Bygge portalplate på hylle over påhugg og etablere gangvei over påhugg
- Installere ledekonstruksjoner i tørrlagt tunnel
- Bygge indre deler av entringskonstruksjoner i tørrlagt tunnel og ytre entringskonstruksjoner utenfor terskel.
- Fjerne terskel etter at ledekonstruksjoner er montert og bygge entringskonstruksjoner i terskelområdet.
- Sluttføre prosjektet

13 Anbefalte videre undersøkelser

Rassikring
Begge påhuggsområdene ligger innenfor soner som omtales i aktsomhetskart utarbeidet av NGI/NVE. Det bemerkes at aktsomhetskart er utarbeidet teoretisk, kun på bakgrunn av gjennomsnittlig helningsvinkel på terrenget, og at det for disse kartene ikke ligger til grunn noen vurdering av de faktiske forholdene på stedet. I forprosjektet er det lagt til grunn fangnettgjerde ved Moldefjorden. Det blir medtatt mengder for dette ved kostnadsestimatet, men endelig mengde, dimensjon, plassering, samt eventuelt nødvendighet av arbeidssikring før arbeidene med forskjæring kan påbegynnes, anbefales studert nærmere i detaljprosjekteringen.

Data for snødybde og vindretning indikerer at problemer med snøskred er lite aktuelt i dette området. For jordskred, og til dels sørpeskred, er det imidlertid ikke konkludert fullstendig, og det anbefales videre undersøkelser i detaljprosjekteringen, for å vurdere spesielle tiltak for drenering og avskjæring over påhugg og forskjæring til tunnelen.

Det er nevnt mulig behov for en fanggrøft ved Kjødepollen, i terrenget over den eksisterende veiskjæringen. Norconsult ser ikke et umiddelbart behov for et slikt tiltak, med det anbefales å studere disse forholdene nærmere i detaljprosjekteringen.

Bergforhold og sikringsprognose
Det er i flere faser foretatt studier av grunnforhold og forhold knyttet til driving og sikring av skipstunnel, basert på kartlegging i dagen og noen grunnundersøkelser i form av; kjerneboringer, permeabilitetsmålinger, refraksjonsseismikk og bergspenningsmålinger.

Norconsult er av den oppfatning at de utførte grunnundersøkelsene gir et representativt bilde av grunnforholdene, tilpasset gjeldende planfase. Flere undersøkelser vil kunne bidra til redusert usikkerhet omkring grunnforholdene og dermed estimering av sikringsmengder – men det vurderes som om de tilgjengelige dataene gir et godt beslutningsgrunnlag.

For videre detaljprosjektering bør det åpnes for mulighet for å iverksette ytterligere undersøkelser, dersom dette vurderes hensiktsmessig – enten for å bedre grunnlaget for estimering av foreliggende løsninger, eller som grunnlag for eventuelle andre eller justerte anleggstekniske løsninger.

Konstruksjoner og fendring
Modellforsøk av gjennomseiling MT2016 F-125 datert 2016-09-29 gir i kapittel 7.3 anbefalinger for videre studier. Utfallet av disse vil gi bidrag til fastsettelse av skipshastigheter ved entring og i tunnel. Samtidig må ønskede skipshastigheter vurderes i forhold til risiko ved støt mot entringer og ledekonstruksjoner i forhold til passasjerers sikkerhet og komfort. I den forbindelse må det også studeres krengning av fartøy ved støt. Dette er særlig viktig ved overgang fra entring til tunnel der det må det tas hensyn til krengning ved utforming av skjæringer og tunneltverrsnitt for å unngå kollisjon med brovinge og fjell.

Før detaljprosjekt må det lages en kravspesifikasjon som danner grunnlag for utforming av fendersystem. Viktige parametere er dimensjonerende hastighetskomponenter normalt på fendere ved støt og akseptable akselerasjoner ved støt. Fenderes stivhet må innenfor de gitte kriterier ivareta støt fra skip av ulik størrelse.

Spesifikasjonen for fendring må også ivareta alle typer skip som skal trafikkere tunnelen. Fendersystemet kan bestå av enkeltfendere men hvis det planlegges å slepe lektere gjennom tunnelen vil det aktualisere et kontinuerlig fendersystem og også være bestemmende for nedre elevasjon av fendring.

Måling av vind og temperatur
I byggesøknaden for vindmastene er det tatt høyde for at mastene kan stå i 3 til 5 år. Selv om forprosjektet har betydelig kortere varighet enn dette vil mastene kunne gi nyttig og utfyllende informasjon i lang tid, fram mot byggestart.

Det vil derfor være en stor fordel å følge opp målingene framover for å få sikrere meteorologisk statistikk, både ved at en får data fra alle årstider (forprosjektet vil ha data kun fra juli til september) og bedre statistisk signifikans ved å ha lengre perioder med data.

Av spesiell interesse vil det være å følge temperaturene ved stasjonene gjennom vinteren. Med hensyn til frostinntrengning i tunnelen er det stor usikkerhet i temperaturdataene som er benyttet så langt. Vintertemperaturene ved de meteorologiske stasjonene ved Kråkenes og Fiskåbygd varierer svært mye, og det er usikkert hvem av disse som er mest representative for portalene. Som en konservativ antagelse er temperaturen fra Fiskåbygd benyttet for begge portaler så langt. Frostberegningene er dessuten gjort med vind og lufttrykk hentet fra de tilgjengelige sommermålingene ved portalstasjonene.

I tillegg til analyser av ventilasjon og frost vil måledata fra høst og vinter kunne si mer om vinden i portalområdene i uværsperioder.

Det kan være aktuelt at det bør tilkobles oppvarming i vindmåleren. Sensoren er forberedt for dette, men dette vil kunne kreve et bytte av solcellepaneler og/eller batteripakke.

14 Kostnadsoverslag

Det er utarbeidet er kostnadsoverslag iht. Statens vegvesens kostnadskalkyleprogram Anslag. Dette programmet bruker trippelestimat som innebærer at en sammensatt kostnadsgruppe antar en lav verdi (som oppnås i en av ti tilfeller), en høy verdi (som oppnås i en av ti tilfeller) og en forventet verdi av et spesielt element. Ut fra dette beregner programmet en forventet verdi for elementet med usikkerhetsspredning.

Kostnadsoverslaget omhandler forutsetninger, beregningsinput, resultater, usikkerheter og evaluering.

Kravet til nøyaktighet for denne kalkylen er +/- 15 % og resultatet ligger innenfor denne usikkerhetsspredningen.

P50 kostnad: 2391 mill. NOK med prisnivå for 2016.

P85 kostnad: 2661 mill. NOK med prisnivå for 2016.

De mest usikre postene er:

Sprengning/masseflytting (tunnel)	21,7 %
Vann/frostsikring	13,9 %
Prosjektorganisasjonene	13,9 %
Marked	6,7 %

Rapport fra anslagssamling er gitt i Vedlegg C.

15 Referanser

[1] NGI, «Stad Skipstunnel. Kjerneboringer - Kjernelogg og tolkning. Rapport: 20001179-3. Dato: 2000-09-25,» 2000.

[2] NGI, «Stad Skipstunnel. Ingeniørgeologisk undersøking. Rapport: 20001179-1. Rev: 2. Dato: 2000-10-31,» 2000.

[3] NGI, «Stad Skipstunnel. Stabilitetsanalyse og sikringsprognose for utvidet profil. Rapport: 20001179-4. Dato: 2007-08-17,» 2007.

[4] Multiconsult, «Ingeniørgeologiske vurderinger etter utførte supplerende undersøkelser vinteren 2016. Notat: 616193-RIGberg-NOT-002. Dato: 2016-04-04,» 2016.

[5] Multiconsult, «Numeriske analyser på tidlige data. Notat: 616193-RIGberg-NOT-01. Dato: 2016-04-04,» 2016.

[6] Multiconsult, «Moldefjorden. Refraksjonsseismiske grunnundersøkelser. Notat: 616193-RIG-RAP-004. Dato: 2016-04-15,» 2016.

[7] Multiconsult, «Logging av borkjerne fra bergtrykksmåling fra hydraulisk splitteforsøk i 2015. Notat: 616193-RIGberg-RAP-001. Dato: 2016-04-04,» 2016.

[8] GeoPhysix, «Stad skipstunnel. Moldefjorden og Kjødepollen. Refraksjonsseismiske undersøkelser. Rapport: 16041. Dato 2016-03-11,» 2016.

[9] SINTEF, «Stadlandet Skipstunnel. Prøvingsrapport. Bestemmelse av bergmekaniske egenskaper og borbarhet til borkjerner fra et borehull (122 -225 m) ved tenkt tunnelløp for Stadlandet Skipstunnel. Rapport 16012BM. Dato: 2016-04-11,» 2016.

[10] Multiconsult, «Vurdering av skredfare. Notat: 616193-RIGberg-NOT-003. Dato: 2016-03-30,» 2016.

[11] Standard Norge, *NS-EN 1990:2002+NA:2016, Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.*

[12] S. Norge, NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008, Eurocode: Laster på konstruksjon - Del 1-1: Almenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelast i bygninger.

[13] Kystverket, *Farledsnormalen,* 2014.

[14] Vegdirektoratet, *Håndbok N400, Bruprosjektering,* 2015.

[15] Norsk Marinteknisk Forskningsinstitutt AS, *Stad skipstunnel, Modellforsøk av gjennomseiling, ver 0.1,* 2016.

[16] NORDFORSK, *Assessment of ship performance in a seaway,* 1987.

[17] Standard Norge, *NS-EN 1991-1-7:2006+NA:2008, Eurokode 1: LAster på konstruksjoner, Del 1-7:Almenne laster; Ulykkeslaster.*

[18] Standard Norge, *NS-EN-1997-1, Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering - Del 1: Allmenne regler.*

[19] Vegdirektoratet, *Håndbok V220, Geoteknikk i vegbygging,* 2014.

[20] Fine Software, [Internett]. Available: www.finesoftware.eu/.

[21] Vegdirektoratet, *Håndbok R762, Prosesskode 2, Standard beskrivelse for bruer og kaier,* 2015.

[22] Standard Norge, *NS-EN 1992-1-1:2004+Na:2008, Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del -1-1:Allmenne regler og regler for bygninger.*

[23] Standard Norge, *NS-EN 1992-2:2005+NA:2010, Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 2: Bruer.*

[24] Standard Norge, *NS-EN 206:2013+NA:2014, Betong - Spesifikasjon, egenskaper, framstilling og samsvar.*

[25] Standard Norge, *NS 3576-3:2012, Armeringsstål - Mål og egenskaper - Del 3: Kamstål B500NC.*

[26] Standard Norge, *NS-EN 10025-3:2004, Vermvalsede produkter av konstruksjonsstål - Del 3: Tekniske leveringsbetingelser for normaliserte/normaliserende valsede sveisbare finkornstål.*

[27] Standard Norge, *NS-EN 13670:2009+NA:2010, Utførelse av betongkonstruksjoner.*

[28] Standard Norge, *NS-EN 1991-2:2003+NA:2010, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 2: Trafikklast på bruer.*

[29] Vegdirektoratet, *Håndbok N100, Veg- og gateutforming,* 2014.

[30] S. Ø. Hermundstad O, *Stad skipstunnel - Modellforsøk av gjennomseiling, MARINTEK rapport MT2016 F-125, november 2016.*

[31] O. J. F. m. fl, *CFD studie af bank og squat-effekter, FORCE-rapport 116-25182-2B, november 2016.*