

Nytt løp ved Oslofjorden ved bruk av TBM som drivemetode

Marcus Fritzøe Lawton

Tekniske geofag

Innlevert: juni 2014

Hovedveileder: Eivind Grøv, IGB

Medveileder: Kjetil Moen, Multiconsult AS

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for geologi og bergteknikk



MASTEROPPGAVEN

Kandidatens navn: Marcus Fritzøe Lawton

Oppgavens tittel: Nytt løp ved Oslofjorden ved bruk av TBM som drivemetode

English title: Excavation of a second tube for the Oslofjord tunnel using TBM

Utfyllende tekst: Statens vegvesen skal utvide kapasiteten ved eksisterende Oslofjordtunnel med å bygge et parallelt løp til eksisterende tunnel. I prosjektoppgaven høsten 2013 ble det gjort en gjennomgang av supplerende undersøkelser ved Oslofjordtunnelen og en sammenstilling med tidligere undersøkelser til en geologisk modell for krysnings-området. Dette danner grunnlaget for foreliggende MSc-oppgave.

Denne oppgaven skal gjøre en vurdering av TBM som mulig drivemetode og se på fordeler det kan gi ved bygging av undersjøiske tunneller. Oppgaven skal omfatte:

Vurdering og diskusjon av gjennomførbarhet ved bruk av TBM der kandidaten evaluerer erfaringer fra tidligere drevet løp og sammenligner dette med mulighetene og begrensningene TBM driving gir for bygging av et nytt tunnellop. Det skal videre utføres en analyse for driving gjennom ”frysesonen” der stabilitet ved konvensjonell boring&spregning og alternativt TBM blir sammenlignet. Det skal etableres estimat av tid og kostnad for driving og sikring av ny tunnel ved bruk av TBM ved å benytte ulike prognosemodeller. Oppgaven skal også gi en vurdering og diskusjon om bruk av TBM ved undersjøiske tunneler og om dette er teknisk fordelaktig og belyse de tekniske begrensningene som i dag finnes ved ulike typer TBM'er som er på markedet.

Opgaven leveres på norsk.

Ansvarlig faglærer og hovedveileder for oppgaven er prof. II Eivind Grøv, Institutt for geologi og bergteknikk. Oppgaven utføres i samarbeide med Multiconsult og eksternt veileder vil være selskapets siv.ing. Kjetil Moen.

Opgaven skal leveres i 4 trykte eksemplarer samt pdf-versjon.

Studieretning: Teknisk geologi

Hovedprofil: Ingeniørgeologi/bergteknikk

Tidsrom: 14.01.2014-10.06.2014

Eivind Grøv
Faglærer

Sammendrag

Det planlagte nye løpet ved Oslofjordtunnelen blir prosjektert for driving med boring og sprengning. Samtidig finnes det mye data fra drivingen av dagens løp som gir et godt grunnlag for å lage en sammenligning av driving med TBM og boring og sprengning.

En gjennomgang av grunnlagsdata samt undersøkelser gjort i forbindelse med planlegging av nytt løp viser at omtrent 80 % av bergmassen langs tunnelen ligger i bergmasseklasse A/B, noe som ikke nødvendigvis er de gunstigste forholdene for TBM driving. Samtidig er det flere svakhetssoner langs traseen der TBM kan vise seg å ha en fordel.

Flere TBMer som finnes på markedet i dag kan være aktuelle for driving av et nytt løp. Basert på datagrunnlaget i denne oppgaven vil en ACT TBM være det mest aktuelle. Dette er en prototype utviklet av Robbins som har en rekke fordeler i forhold til bruk i norske forhold.

Analyse av Hurumsonen viser at en vil kunne drive gjennom med TBM, men at det råder større usikkerhet ved dette alternativet en konvensjonell driving. Dette er en mer fleksibel løsning og en har bedre tilgang til bergmassen dersom noe går galt. Samtidig viser erfaringer at så lenge en TBM er godt forberedt på de relevante forholdene vil dette kunne vise seg å være en bedre løsning.

Prognosemodeller for tid og kostnad viser at for Oslofjordtunnelen vil konvensjonell drift være noe billigere, samtidig som tidsforbruket vil være tilnærmet likt. En ser allikevel at for den undersjøiske delen er forskjellene mindre, noe som indikerer at for lengre undersjøiske tunneler kan TBM være en økonomisk løsning.

Opgaven viser at et nytt løp ved Oslofjordtunnelen ikke nødvendigvis vil ha store besparelser ved driving med TBM. Samtidig kan TBM oppnå gode inndrifter dersom forholdene ligger til rette for dette. Spesielt ved lange undersjøiske tunneler kan dette være fordelaktig. En ser og at der tung sikring gjennom svakhetssoner er nødvendig kan en TBM med betongsegmenter vise seg å være en raskere og mer økonomisk løsning enn full utstøpning. En burde derfor gjøre en grundig sammenligning ved fremtidige undersjøiske prosjekter da det godt kan tenkes at TBM vil være det gunstigste alternativet.

Abstract

The planned new tube at the Oslofjord tunnel is designed for excavation by drilling and blasting. There is a lot of data from the excavation of the current tunnel, which provides a good basis for comparing the two excavation methods, TBM and drilling and blasting.

A review of basic data and sub-surface surveys done during the planning of the new tube, shows that about 80% of the rock mass along the tunnel alignment is located in rock mass class A / B, which is not necessarily the most favourable conditions for TBM excavation. Even so, there are several weakness zones along the route where the TBM can prove to be an advantage.

Several different TBM machines that are available today can be used for the excavating a new tube. Based on the research in this paper, an All Conditions Tunneling TBM would be the most appropriate. This is a prototype developed by Robbins which has a number of advantages for use in Norwegian conditions.

Analysis of the Hurum zone shows that one could excavate through with a TBM, but that this option provides greater uncertainty than conventional D & B. This is a more flexible solution and has better access to the rock mass if something goes wrong. At the same time experience shows that as long as a TBM is well prepared for the ground conditions that can occur, this could prove to be a better solution.

Forecasting Models for time and cost shows that for the Oslofjord tunnel conventional excavation may be cheaper, while excavation time required will be approximately equal. Still, for the subsea section of the tunnel the difference is smaller, which indicates that for long subsea tunnels TBM might be an economical solution.

This thesis shows that a new tube by the Oslofjord tunnel, TBM might not give the best results. Nevertheless, TBMs can achieve good excavation rates if the conditions are right. Especially for long subsea tunnels TBM can prove to be advantageous. One can also see that where heavy support through weakness zones is required, a TBM with concrete segments prove to be a faster and more economical solution than concrete casting. One should therefore make a thorough comparison of the two methods for future subsea projects and it may well be that TBM will be the most favorable option.

Forord

Denne masteroppgaven er skrevet i emne TGB4930 - Ingeniørgeologi og bergmekanikk, ved instituttet for geologi og bergteknikk på Norges Teknisk- og Naturvitenskapelige Universitet (NTNU). Arbeidet med oppgaven har foregått vårsemesteret 2014.

Jeg vil rette en stor takk til min hovedveileder Eivind Grøv som har vært behjelpelig med informasjon og spørsmål knyttet til oppgaven og gitt gode råd. Jeg vil og takke ekstern veileder Kjetil Moen for god hjelp til å skaffe grunnlagsmateriale til oppgaven.

Marcus Fritzøe Lawton

Trondheim, 17.06.2014

Innhold

Problembeskrivelse	i
Sammendrag	iii
Abstract	v
Forord	vii
Innhold	xi
Tabeller	xiv
Figurliste	xvii
1 Innledning	1
1.1 Bakgrunn	1
1.2 Mål for oppgaven	1
1.3 Grunnlagsmateriale og tilnærming	2
1.4 Begrensninger	3
1.5 Oslofjordtunnelens historie	3
2 Grunnlagsdata for Oslofjordtunnelen	5
2.1 Beskrivelse av Oslofjordtunnelen	5
2.2 Geologiske hovedtrekk	6
2.3 Grunnundersøkelser	8
2.3.1 Kjerneboringer	9
2.3.2 Refraksjonsseismikk	11
2.3.3 Svelltester	12
2.3.4 Vanntapsmålinger	13
2.3.5 Bergartsegenskaper	13
2.3.6 Geologisk kartlegging under driving	14

3	Gjennomgang og inndeling av bergmassens vanskelighetsgrad	15
3.1	Presentasjon av bergmassen langs tunneltraseén	15
3.1.1	Hurumsiden	16
3.1.2	Undersjøisk del	18
3.1.3	Drøbaksiden	21
3.2	De vanskeligste sonene	22
3.2.1	Hurumsonen	22
3.2.2	Drøbaksonen	24
3.3	Vanskelighetsgrad og sikringsklasse	25
4	Driving ved boring og sprengning	27
4.1	Prinsipp ved konvensjonell drift	27
4.2	Nytt løp ved Oslofjordtunnelen med konvensjonell drift	29
4.3	Prognosemodell for borverktøy og sprengning	30
5	Driving ved fullprofilsboring	31
5.1	Prinsipp ved fullprofilsboring	31
5.2	Ulike typer TBM maskiner	32
5.3	Bergsikring med TBM	33
5.4	Vanntetting av tunnel	36
5.5	Valg av type TBM til Oslofjordtunnelen	37
5.6	NTNUs prognosemodell for fullprofilboring	41
5.6.1	Inndrift	41
5.6.2	Parametere	42
5.6.3	Kostnader	44
5.7	Q_{TBM} prognosemodell	45
6	Driving gjennom ”Frysesonen”	47
6.1	Problemer som kan oppstå ved sonen	47
6.2	Utvalgte studier av TBM gjennom problemsoner	49
6.2.1	Svakhetssoner ved Hallandsåsen	49
6.2.2	Rørparaply ved Niagara Tunnel Project	51
6.2.3	Bruk av injeksjon og sonderboing på Veligonda prosjektet	52
6.3	Konvensjonell driving gjennom sonen	53
6.4	Forslag til driving gjennom sonen	54
7	Tid og kostnadsestimat	55
7.1	Bestemmelse av parametre til bruk i prognosemodell	55
7.1.1	Drivtekniske parametere	55
7.2	Beregninger for konvensjonell drift	57
7.2.1	Tidsestimat	59
7.2.2	Kostnader	60
7.3	Beregninger for TBM drift	61
7.3.1	Tidsestimat TBM	62
7.3.2	Kostnadsestimat TBM	65
7.4	Diskusjon rundt faktorer som kan påvirke resultatet	66

8	Diskusjon	67
8.1	Muligheter for driving av nytt løp i Oslofjordtunnelen med TBM	67
8.1.1	Inndrift	67
8.1.2	Kostnader	69
8.1.3	Stabilitet ved driving gjennom ”frysesonen”	70
8.1.4	Diskusjon rundt drivemetode for Oslofjordtunnelen	71
8.2	Kan fullprofilsboring gi fordeler ved driving av undersjøiske tunneler? . .	72
9	Konklusjon	73
	Bibliografi	75
	Vedlegg A: Kartdata	79
A.1	Kart over Oslofjordtunnelen	79
A.2	Kart over Hurumsonen	80
A.3	Kart over Drøbaksonen	81
A.4	Utsnitt fra berggrunnskart M1:50.000 over Drøbak og Hurumlandet	82
	Vedlegg B: Tabeller	83
B.1	Tabeller og parametre for TBM prognosemodell	83
B.2	Materialdata	85
	Vedlegg C: NTNU Prognosemodell	86
C.1	Inngangsparametre og resultat	87
	Vedlegg D: Tid og kostnad konvensjonell drift	88
D.1	Inngangsparametre B & D	89
D.2	Tid og kostnad Oslofjordtunnelen	90
D.3	Tid og kostnad Hurumsiden	91
D.4	Tid og kostnad fra tverrslag	92
D.5	Tid og kostnad Drøbaksiden	93
	Vedlegg E: Tid og kostnad TBM drift	94
E.1	Inngangsparametre TBM	95
E.2	Tid og kostnad Oslofjordtunnelen	96
E.3	Tid og kostnad Hurumside	97
E.4	Tid og kostnad undersjøisk del	98
E.5	Tid og kostnad Drøbaksiden	99

Tabeller

1.1	Grunnlagsmateriale	3
2.1	Bergartsfordeling borhull Storskjær/Hurumlandet (Statens Vegvesen, 1995)	9
2.2	Bergartsfordeling i kjerneboringer (Basert på Multiconsult 2013 og Multiconsult 2014)	10
2.3	Resultater fra frivellingstester (Statens Vegvesen, 1995)	12
2.4	Borbarhetsindekser (fra Bruland 1998a)	13
2.5	Borbarhetsindekser (fra Jernbaneverket 2008)	13
2.6	Fordeling av Q-verdier langs tunneltraseen basert på Statens Vegvesen (1999)	14
3.1	Oversikt over de mest markant sonene langs tunneltraseén på Hurumsiden	17
3.2	Fordeling av Q-verdier langs tunneltraseén på Hurumsiden	17
3.3	Oversikt over de mest markant sonene langs den undersjøiske delen av tunnelen	19
3.4	Fordeling av Q-verdier langs undersjøisk del av tunneltraseén	20
3.5	Oversikt over de mest markant sonene langs Drøbaksiden av tunnelen	21
3.6	Fordeling av Q-verdier langs tunneltraseén på Drøbaksiden	22
3.7	Sammenhengen mellom bergmasseklasser (Q-systemet) og sikringsklasser - permanent sikring (Statens Vegvesen, 2010)	25
3.8	Fordeling av Q-verdier og sikringsklasse langs trasé for hele tunnelen	26
5.1	Fjell- og maskinparametre	41
5.2	Oversikt over oppsprekkingsklassene med avstand mellom svakhetsflatene (Bruland, 2013).	43
5.3	Inndeling i kostnadsposter (Bruland, 2013).	45
7.1	Sprengbarhet for norske bergarter (UNIT, NTH-Anleggsdrift, 1995a)	56
7.2	Sikringsomfang for ulike sikringsklasser	58
7.3	Sikringmengde for det nye løpet	59
7.4	Utdrag fra tidsestimatet for de ulike stoffene	60

7.5	Byggetid for hver stoff	60
7.6	Kostnad for hver del tunnel	61
7.7	Prognose NTNU modell	63
7.8	Prognose Q_{TBM}	65
7.9	Tidsforbruk ved TBM som drivemetode angitt i uker	65
7.10	Kostnad ved TBM som drivemetode angitt i mill. kr	66
B.1	Kutterantall som funksjon av kutterstørrelse og TBM-diameter (Bruland, 2013).	83
B.2	installert effekt borhode (Bruland, 2013).	83
B.3	Registrert oppsprekingsgrad for ulike bergarter (Bruland, 2013).	84

Figurer

2.1	Profil nytt løp i Oslofjordtunnelen	5
2.2	Geologisk kart over Oslofjordtunnelen	6
2.3	Sprekkeroser for Hurumsiden og Drøbaksiden av Oslofjorden (Broch, 1994)	7
2.4	Plassering av kjerneboringer	9
2.5	RQD langs borhull K-04 (Basert på Multiconsult 2013)	10
2.6	Grad av oppsprekning langs borhull B-02 (Basert på Multiconsult 2014)	10
2.7	Utført refraksjonsseismikk	11
2.8	Hastighetsfordeling i fjellet, der mørk farge er langs og lys på tvers av tunneltraseen (Geoteam, 1986).	11
2.9	Hastighetsfordeling i svakhetssonene på langs og tvers av tunneltraseen. (Basert på data fra GeoPhysix 2014)	12
2.10	Sammenstilling mellom Q-verdier og utført injeksjon langs tunneltrasé (basert på Statens Vegvesen 1999)	14
3.1	Inndeling av traseen samt oversikt over soner som blir gjennomgått	15
3.2	Utdrag fra Geologi og sikringsoppfølging 14020 - 14730 (Statens Vegvesen, 1999)	16
3.3	Geologi og sikringsoppfølging 16600 - 17000 (Statens Vegvesen, 1999)	18
3.4	Profil av hurumsonen, basert på GeoPhysix (2014) og Multiconsult (2014)	22
3.5	Fjellkvalitet ved passering av Hurumsonen, fra borhull B-02	23
3.6	Profil av drøbaksonen, basert på GeoPhysix (2014) og figur 2.5	24
4.1	Prinsippskisse for boring av ladehull	27
4.2	Prinsippskisse for sprengning	28
4.3	Prinsippskisse for mekanisert rensk	28
4.4	Prinsippskisse for injeksjon	29
4.5	T 9.5 tunnelprofil	30
5.1	Prinsippskisse for løsbryting av borkaks ved fullprofilboring (Bruland, 2013)	31
5.2	Forskjellige type TBM maskiner (Maidl et al., 2008)	32

5.3	Normalisert tunnelfremdrift som funksjon av sikringsmengde for ulike TBMer (Maidl et al., 2008)	33
5.4	Installering av sikring fra åpen TBM (modifisert fra Farrokh et al. 2011) .	34
5.5	Bruk av stålnett og stålbuer i Gotthard base tunnelen (TunnelTalk, 2008) .	35
5.6	Illustrasjon av ulike enkelt og dobbelt skall foringsløsninger for vanntetting av tunnel (Dammyr et al., 2013)	36
5.7	Tverrsnitt av TBM drevet T9.5 tunnel, basert på (Grøv et al., 2013)	37
5.8	Injeksjon fra dobbeltskjold TBM (Willis, 2012)	39
5.9	Illustrasjon av "All Conditions Tunneler" TBM (Willis, 2012)	40
5.10	Inntrengingskurve (Bruland, 2013)	41
5.11	Matekraft og omdreiningstall som funksjon av kutterdiameter og TBM-diameter (Bruland, 2013).	44
5.12	Anslag av m som funksjon av Q, basert på (Palmstrøm et al., 2002)	46
6.1	Spenningsfordeling rundt en sirkulær tunnelåpning (Myrvang, 2001) . . .	48
6.2	Fare ved å kjøre en TBM fast i en svakhetssone (Grandori et al., 1995) . .	48
6.3	Mulig boremønster foran TBM (Burger and Dudouit, 2009)	49
6.4	Frysing i Möllebäck sonen (Dudouit and Sturk, 2011)	50
6.5	Installasjon av rørparaply ved store overmasser (Gschnitzer and Goliasch, 2009)	51
6.6	Veligonda DS - TBM (Log, 2011)	52
6.7	Stabilisering av rasmasser fra TBM (Grandori et al., 1995)	54
7.1	Geologisk profil, Oslofjordtunnelen	55
7.2	Oversikt over påhugg og tverrslag ved konvensjonell drift.	58
7.3	Inndeling i soner, inndriftsmodell TBM	62
7.4	Alternativ inndeling i soner, inndriftsmodell TBM	62
7.5	Q_{TBM} verdier gjennom Hurumsonen, basert på kjerneboring B-02	63
7.6	Brutto inndrift for Drøbaksonen som funksjon av Q_{TBM} verdi for ulike sonelengder	64
8.1	Sammenligning av inndrift for TBM og konvensjonell drift (Barton, 2013)	68
8.2	Sammenligning av pris for driving og sikring, inkl. rigg for TBM og konvensjonell drift	69
8.3	Sammenligning av meterpris for ulike seksjoner av tunnelen, for TBM og konvensjonell drift	69
C.1	Inngangsparametre og resultat fra NTNU prognosemodell	87
D.1	Inngangsparametre til tid og kostnadsestimat for nytt løp i Oslofjordtunnelen med konvensjonell drift	89
D.2	Tid og kostnadsestimat for nytt løp i Oslofjordtunnelen med konvensjonell drift	90
D.3	Tid og kostnadsestimat for driving fra Verpen med konvensjonell drift . .	91
D.4	Tid og kostnadsestimat for driving fra tverrslaget med konvensjonell drift	92
D.5	Tid og kostnadsestimat for driving fra Måna med konvensjonell drift . . .	93

E.1	Inngangsparametre til tid og kostnadsestimat for TBM driving av nytt løp i Oslofjordtunnelen	95
E.2	Tid og kostnadsestimat for nytt løp i Oslofjordtunnelen	96
E.3	Tid og kostnadsestimat for driving med TBM på Hurumsiden	97
E.4	Tid og kostnadsestimat for driving med TBM under Oslofjorden	98
E.5	Tid og kostnadsestimat for driving med TBM på Drøbakside	99

Kapittel 1

Innledning

1.1 Bakgrunn

TBM driving av tunneler i Norge har siden midten av 90-tallet stått stille. Nå ser det imidlertid ut til at aktiviteten tar seg opp. I fjor ble TBM driving av en 19.5 km lang tunnel ved Røssåga kraftverk satt i gang. Samtidig er det besluttet at Follobanen skal drives med TBM og senest i år ble det besluttet at ny jernbanetunnel gjennom Ulrikken i Bergen skal drives på denne måten. Det ser altså ut til at TBM er på vei tilbake til Norge.

I disse dager utredes det også fergefri kyststamvei, noe som vil by på mange lange og utfordrende fjordkryssinger. Da Oslofjordtunnelen nå skal oppgraderes med et nytt løp har Multiconsult gjort en rekke supplerende undersøkelser, samtidig som det mye data fra planlegging og driving av eksisterende løp. Med Oslofjordtunnelen sin historie gir dette ett godt utgangspunkt for sammenligning av to drivemetoder, for å se om TBM kan være aktuelt for framtidige fjordkryssinger.

1.2 Mål for oppgaven

Høsten 2013 skrev undertegnede prosjektoppgave i samarbeid med Multiconsult. I oppgaven ble både gamle og nye undersøkelsesdata sammenstilt og brukt til å lage en geologisk modell langs tunneltraseén. Det ble også gjort en vurdering av undersøkelsene utført i forbindelse med Hurumsonen og diskutert usikkerheten i resultatene som forelå.

I denne oppgaven gjøres det en vurdering av TBM som mulig drivemethode for et eventuelt nytt løp på Oslofjordtunnelen. Hensikten med oppgaven er å se om TBM driving kan gi enkelte fordeler over konvensjonell driving ved bygging av undersjøiske tunneler. Det finnes i dag mye data fra drivingen av eksisterende løp. Dette vil sammen med den geologiske modellen laget i tidligere oppgave gi grunnlag til en sammenligning av de to drivemetodene. Oppgaven omfatter følgende:

En grundig gjennomgang av bergmassen langs Oslofjordtunnelen der problemsoner blir belyst og de to største sonene blir diskutert. Dette blir så brukt til å dele bergmassen inn i sikringsklasser basert på Q-verdier.

Det blir så gjort en vurdering og diskusjon av ulike TBMer, sammen med fordeler og ulemper de gir. Basert på dette og gjennomgangen av bergmassen gjøres det en vurdering av hva slags TBM som vil være mest aktuell for et prosjekt som Oslofjordtunnelen.

Det gjøres så en analyse for drivingen gjennom ”frysesonen” der stabiliteten ved konvensjonell boring & sprengning blir sammenlignet med TBM driving. Her vil spenningsforholdene som kan oppstå bli belyst og problemer som kan oppstå diskutert.

Som et videre utgangspunkt for en sammenligning av de to ulike drivemetodene gjøres det et estimat av tid og kostnad for driving og sikring av ny tunnel ved bruk av TBM og konvensjonell driving. Dette gjøres ved bruk av ulike prognosemodeller.

Resultatene fra diskusjonene i oppgaven brukes så til å gjøre en vurdering og diskusjon om bruk av TBM ved Oslofjordtunnelen samt andre undersjøiske tunneler, og om dette er teknisk fordelaktig.

1.3 Grunnlagsmateriale og tilnærming

Mye av grunnlaget til oppgaven er data fra byggetrinn 1 av Oslofjordforbindelsen. Dette inkluderer rapporter, tegninger samt geologi og sikringsoppfølging for mesteparten av tunnelen. Ny data fra grunnundersøkelsene Multiconsult gjorde høsten/vinteren 2013/14 blir gjennomgått og brukt som grunnlag for tolkninger. Grunnlagsmaterialet er listet opp i tabell 1.1.

Mye av grunnlagsmaterialet er sammenstilt i programmet ArcGIS for å få se sammenhengen mellom ulike undersøkelser og danne et mer helhetlig bilde. Enkelte kart fra dette arbeidet finnes i vedlegg A. Det er og gjort en nøye gjennomgang av geologi og sikringsoppfølgingen fra byggetrinn 1 der alle Q-verdier og injeksjonsmengder er plottet i excel som et grunnlag for Q-estimering langs tunnelen.

Informasjon om TBM driving er hentet fra litteratursøk. Det er lagt vekt på å finne litteratur fra prosjekter som kan sammenlignes med dette, slik at det blir så relevant som mulig. Da det finnes få referanser på TBM prosjekter i Norge vil det i hovedsak være fra utenlandske prosjekter.

For estimering av tid og kostnad benyttes programmene tunsim og Fullprof utviklet på NTNU. For sikringsdata, som ikke er dekket av disse programmene, er tall hentet fra Statens Vegvesen sine ekvivalenttider.

Datert	Tittel	Forfatter
Aug. 1979	Foreløpig geologisk rapport	Vegdirektoratet
10.01.1985	Refraksjonsseismiske målinger 1985	Geoteam
20.10.1986	Refraksjonsseismiske målinger for undersjøisk tunnel	Geoteam
02.05.1995	Seismisk tomografi	Geomap
16.06.1995	Grunnundersøkelser i fjell Storskjær - Hurumlandet	Statens vegvesen
20.12.2000	Plan og profiltegninger	Statens vegvesen
	Geologisk kartlegging under driving	Statens vegvesen
Sept. 2001	Sluttrapport	Statens vegvesen
2001	Berggrunnskart Drøbak M1:50 000	NGU
27.01.2004	Rapport frå ekspertgruppe	Ekspertpanel
Mai. 2004	Utbedringer Oslofjordtunnelen	Statens vegvesen
16.09.2013	Kjernelogging, Oslofjordtunnelen	Multiconsult
20.12.2013	Rapport, Refraksjonsseismikk	GeoPhysics
06.03.2014	Datarapport kjernelogging	Multiconsult

Tabell 1.1: Grunnlagsmateriale

1.4 Begrensninger

Masteroppgaven har flere begrensninger. I hovedsak er dette knyttet til relevant data i forhold til TBM driving. Da prosjektet er planlagt for konvensjonell drift er det ikke gjort en grundig kartlegging av bergmassen med hensyn på dette. Det vil si at viktige parametre som oppsprekningsgrad og borbarhet kun er basert på erfaringstall.

Det eksisterer og begrenset med data for tunnelstrekningene som ikke er undersjøiske. Her blir det meste av tolkningen basert på Geologi og Sikringsoppfølging fra byggetrinn 1, som har vist seg å være ganske mangelfull over større områder. Dette kan derfor gi et litt uriktig bilde av bergmassen.

Videre vil fokuset i oppgaven ligge på de ingeniørgeologiske aspektene ved driving av en tunnel. Det er derfor ikke gjort noen større analyse av logistikk rundt anleggsvirksomhet annet en enkelte kommentarer. Dette medfører et litt mangelfullt bilde rundt tid og kostnad, noe som absolutt burde bli sett nærmere på ved en mer grundig sammenligning.

1.5 Oslofjordtunnelens historie

Oslofjordtunnelen ble åpnet i juni 2000. Den strekker seg fra Måna i øst til Verpen i vest og gir en alternativ veiforbindelse utenom Oslo mellom E6 i Akershus og E18 i Buskerud. Den har en lengde på 7306 m og en ÅDT på ca. 7200.

Det ble i Stortingsproposisjon 87 (1995-96) vedtatt at tunnelen skulle bygges ut i takt med trafikkutviklingen. Tunnelen ble derfor planlagt i to byggetrinn der det første var den eksisterende tunnelen, og byggetrinn to skal utvide med ett nytt løp under fjorden.

Etter tunnelforskriften fra 2007 skal alle tunneler med en lengde på over 500 meter ha rømningsvei ut i dagen for hver 250 m. Dagens tunnel har kun en rømningsvei ut i dagen på Hurumsiden. Siden åpningen har det også vært en rekke uønskede hendelser i tunnelen, noe som har ført til at den har vært stengt godt over 400 ganger de siste tre årene. Som en følge av dette er det blitt bestemt at det skal bygges et nytt løp på tunnelen slik at det er muligheter for å holde forbindelsen åpen selv om ett løp må stenge. Det vil også bli bygget tverrforbindelser mellom løpene for hver 250 meter for å tilfredsstille kravet fra tunnelforskriften.

Under driving av tunnelen ble det gjort en rekke forundersøkelser, blant annet styrte kjerneboringer. Disse ble lagt i senter av tunnelen. Dette førte til at en markant løsmassesone i hengen ble forbigått og ble først oppdaget fra sonderboring under driving. Sonen ble krysset ved hjelp av frysing, noe som er en meget kostbar prosedyre. En ser nå på mulighetene for å justere foreslått trasè både horisontalt og vertikalt, slik at en kan unngå denne løsmassesonen.

I forbindelse med prosjektering av nytt løp blir det derfor gjort en rekke forundersøkelser for å kartlegge denne sonen best mulig. Det er blant annet blitt utført seismisk tomografi, borhullsradar, refraksjonsseismikk og kjerneboringer. Alt dette skal bidra til å få et bedre bilde av de geologiske forholdene i området og få et best mulig bilde av forløpet til sonen.

Det har også vært stabilitetsproblemer i tunnelen etter åpning. Den 28. desember 2003 gikk det et ras gjennom taket på tunnelen. I forbindelse med stabilitetssikring i etterkant ble det oppdaget flere ras bak veggelement/takhvelv som ble vurdert av ingeniørgeologer til å være grunnet undersikring. Dette viser at det er en varierende bergkvalitet og viser viktigheten av supplerende undersøkelser i tillegg til det som ble gjort.

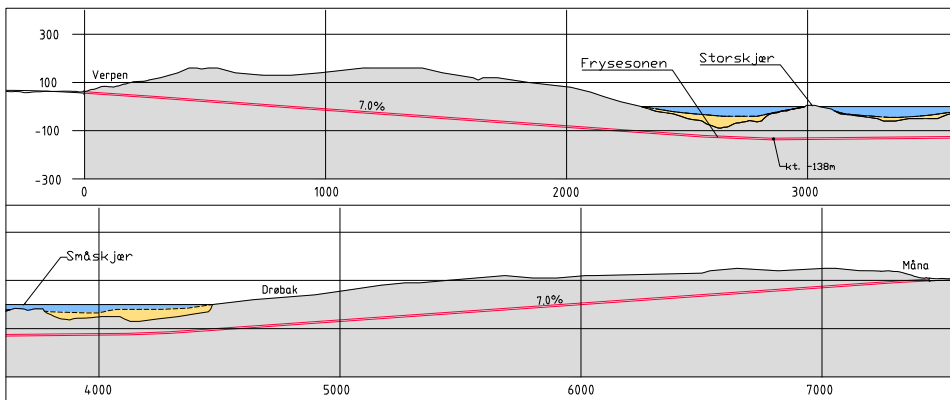
Kapittel 2

Grunnlagsdata for Oslofjordtunnelen

Dette kapittelet tar for seg grunnlaget til oppgaven der tunnelen blir beskrevet, grunnforholdene gjennomgått sammen med en presentasjon av resultater fra grunnundersøkelser.

2.1 Beskrivelse av Oslofjordtunnelen

Oslofjordtunnelen har i dag en lengde på 7306 m der dypeste punkt befinner seg på kote -134. Tunnelen har ett løp med tre kjørefelt i stigningene og to ellers. Største stigning er på 7 %. Tunneler med ÅDT over 12 000 eller lengde over 10 km skal etter Statens vegvesens håndbok 21 dimensjoneres i henhold til tunnelklasse E. Det betyr at det skal være to løp der hvert av løpene skal ha to kjørebaner. Med dette som utgangspunkt vil det nye løpet i Oslofjordtunnelen få en bredde på 9.5 m. Figur 2.1 viser antagelig profil til det nye løpet.

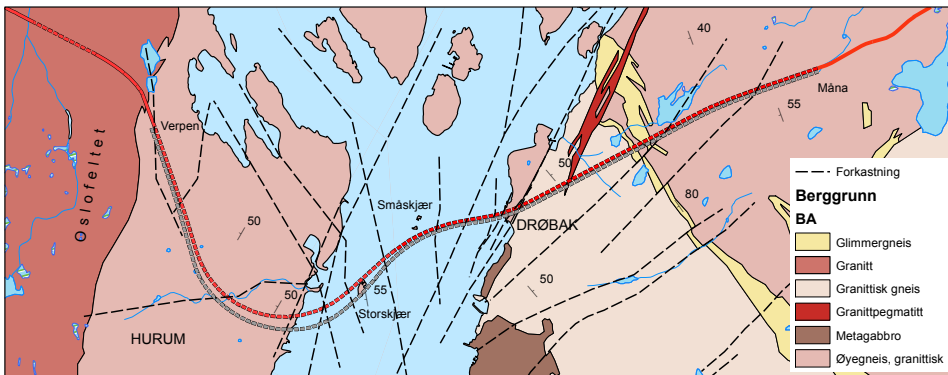


Figur 2.1: Profil nytt løp i Oslofjordtunnelen

Det er planlagt at det nye løpet skal ligge tilnærmet parallelt med eksisterende løp og ha en avstand på omtrent 20 m. Der tunnelen passerer hurumsonen er det ønskelig å optimalisere plasseringen av det nye løpet slik at en kan unngå en markant svakhetsone som skapte problemer under drifingen av eksisterende løp. Basert på undersøkelsene Multiconsult har gjort i området vil løpet her bli plassert med en horisontal avstand på ca. 110 m sør-øst for eksisterende løp og på et nivå ca. 4 m lavere (Moen, 2013). Dette vil også føre til at det nye løpet vil bli noe lengre enn eksisterende.

2.2 Geologiske hovedtrekk

Området hører til det prekambriske grunnfjellet og består i hovedsak av granittiske gneiser, til dels amfibolittiske og glimmerrike. I vest ligger det yngre Oslofeltet med drammensgranitt. Dannelsen av Oslofeltet skjedde ved en innsynkning (grabendannelse). Dette gav oppsprekning og forkastningsbevegelser som i dag finnes igjen som en rekke sprekkesoner og knusningssoner under Oslofjorden. Oslofjordtunnelen går i sin helhet gjennom grunnfjellet. Langs forkastningen er bergartene gjennomskåret av flere bånd med varierende mineralsammensetning. Mange av sonene inneholder leirmineral med svelleegenskaper som til dels kan karakteriseres som svært aktivt. Mye forvitring er også knyttet til svakhetssonene og kan antas å være det svakeste leddet i berggrunnen. Figur 2.2 viser geologien rundt tunnelen.

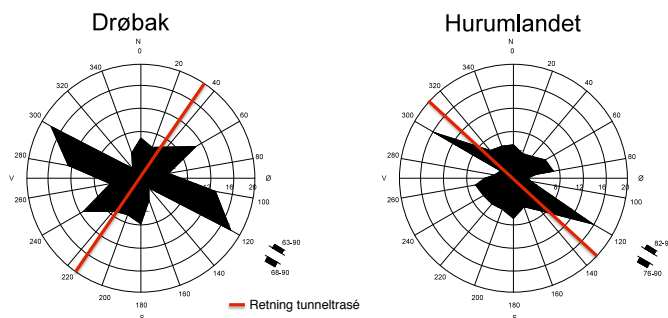


Figur 2.2: Geologisk kart over Oslofjordtunnelen

Ved den vestre delen av forbindelsen består geologien av ulike typer gneis, gjennomsett med amfibolittganger (strøk: N350°, fall: 45°V). Den østre delen av tunnelen har også amfibolittganger men er mer preget av pegmatittganger i et usystematisk mønster (Statens Vegvesen, 2001). Sprekkeroser (figur 2.3) viser to markante sprekkesett på begge sider av fjorden, begge med strøk ca. N120°Ø og fall 60-90° mot NØ og SV (Broch, 1994).

Langs tunneltraseen krysses det i hovedsak tre markante forkastningssoner. De ligger henholdsvis mellom land på hurumsiden og Storskjær, mellom Storskjær og Småskjær samt i strandsonen på Drøbak side. Sonen på hurumsiden er senere blitt kjent som "frysesonen"

da man under drivingen fikk store problemer med høyt vanntrykk og løsmasser og måtte derfor bruke frysing for å drive gjennom. Sonen mellom Storskjær og Småskjær ble møtt på som en hardpakket leirsone uten vannføring. Fjellet på hver side av leirsonen var sterkt oppknust i en lengde på ca. 8 m på hver side men skapte ingen vesentlige stabilitetsproblemer. Sonen på Drøbaksiden var ingen definert sone, kun et oppknust og leirinfisert fjell som var til dels meget vannførende. Vegvesenets sluttrapport for Oslofjordforbindelsen (Statens Vegvesen, 2001) definerer dette som to distinkte soner. Begge sonene krevde omfattende injeksjon og selv etter sikringsstøp var begge områdene fortsatt sterkt vannførende.



Figur 2.3: Sprekkeroser for Hurumsiden og Drøbaksiden av Oslofjorden (Broch, 1994)

Bergartene langs traseen kan deles inn i fire hovedtyper. Beskrivelse av bergartene er hentet fra Graversen (1984). I tillegg finnes det amfibolitt som en underordnet bergartstype i gneisene og permiske ganger.

Glimmergneis: Glimmergneisen er den eldste bergartsgruppen i området. Den er stort sett uniform og typisk grå, fin til mellomkornet, i hovedsak psammittisk med en granittisk sammensetning. Hovedmineralene er kvarts (40 %), mikroklin (30 %) og plagioklas (20 %). Biotitt er det dominerende mafiske mineralet. Kyanitt, og mer sjeldent sillimanitt, forekommer også.

Øyegneis: Øyegneisen har et grovkornet og mer massivt utsendende enn glimmergneisen og den granittiske gneisen. Den er vanligvis relativt motstandsdyktig mot erosjon og former derfor lettere høyere grunn enn omkringliggende bergarter. Øyegneisen er en grå, svakt foliert migmatittisk gneis som blir dominert av store øyne av mikroklin. Bergarten har en granittisk sammensetning med hovedmineralene kvarts (ca. 25 %), mikroklin, plagioklas, hornblende, biotitt og granat.

Granittisk til tonalittisk gneis: Denne bergarten forekommer hyppig på østsiden av Oslofjorden. Bergarten er etter NGU (2007) beskrevet som middels- til grovkornete, gråhvit til mørkegrå. Tonalittiske varianter består i hovedsak av kvarts (25-30 %), plagioklas og kalifeltspat med inntil 20 % biotitt som er det dominerende mafiske mineralet. I de lysegrå til gråhvite, granittiske bergartene er biotittinnholdet lavere (vanligvis < 5 %) og kvartsinholdet høyere (ca. 35-40 %). Granat forekommer også som et vanlig underordnet mineral. Foliasjonen i bergarten er parallell og grensen mellom de ulike bergartene er parallell med foliasjonen.

Amfibolitt: Finnes i varierende mengde i bergartene beskrevet over. Etter Graversen (1984) finnes mange ulike typer med en del variasjoner i tekstur og mineralogi. Bergarten inneholder lite kvarts, helt ned mot 10 % i noen tilfeller (Graversen, 1984). Amfibolittene tolkes til å være omdannede gangbergarter, og i noen tilfeller er det enda spor av opprinnelig dolerittisk struktur. De forekommer stort sett som deformerte linser og lag med vanlig tykkelse opptil noen meter, men det fins også 20-30 meter brede kropper med større utstrekning. Særlig langs grensen mot omkringliggende bergarter er amfibolittene omdannet til biotittskifer og kraftig foliert.

2.3 Grunnundersøkelser

Grunnundersøkelsene for Oslofjordtunnelen er blitt utført over flere år. Før byggetrinn 1 ble det over et stort tidsrom utført en rekke geologiske forundersøkelser:

- 1952 - Geologisk kartlegging
- 1979 - Akustiske målinger
- 1979-1986 - Fjellkotekart
- 1979-1986 - Refraksjonsseismikk
- 1985-1989 - Flyfototolkning
- 1985-1989 - Geologisk kartlegging
- 1995 - Kjerneboring
- 1995 - Seismisk tomografi

Under drifvingen av tunnelen i tidsrommet 1997-1999 ble det utført sonderboring og kjerneboring foran stoff samt geologisk kartlegging i tunnel. Etter et ras som brøt gjennom betonghvelvet den 28.12.2003 ble det i tillegg foretatt en kartlegging / inspeksjon av hele tunnelen.

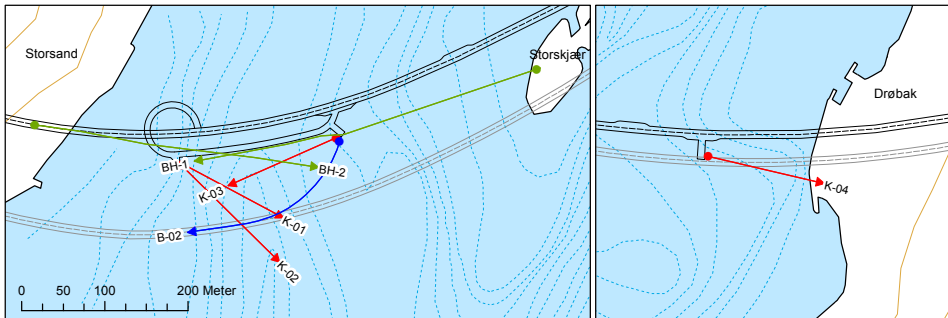
Under utredning av byggetrinn 2 har Multiconsult foretatt flere supplerende undersøkelser som i hovedsak har konsentrert seg rundt den tidligere nevnte "frysesonen". Hensikten med disse undersøkelsene har vært å lokalisere optimal plassering for nytt tunnellop sør for eksisterende løp. Følgende undersøkelser er foretatt (Moen, 2013):

- 2012 - Akustiske målinger (hele sjødelen av Oslofjordtunnelen)
- 2013 - Kjerneboringer (Hurumsone-området og Drøbaksonen)
- 2013 - Seismisk tomografi (Hurumsonen)
- 2013 - Undersøkelse med borhullsradar (Hurumsonen)
- 2013 - Refraksjonsseismikk (Hele tunneltraseen)
- 2014 - Styrt kjerneboring (Hurumsonen)

Dette kapittelet tar for seg de mest vesentlige undersøkelsene i forhold til oppgaven og presenterer resultatene av disse.

2.3.1 Kjerneboringer

Det er utført kjerneboringer ved to deler av tunnelen, der majoriteten er utført i forbindelse med "frysesonen" på Hurumsiden. Disse er boret for å kartlegge bergoverdekning, samt beliggenheten til spylerenne som skapte problemer under drivingen av dagens løp. Det er også gjort en kjerneboring på Drøbaksiden av fjorden der en hadde store vannlekasjer under byggetrinn 1. Figur 2.4 viser hvor kjerneboringene er utført. Det ble sommeren 2013 også boret tre hull til bruk av seismisk tomografi. Disse er ikke diskutert videre i denne oppgaven da de ansees som mindre relevante.



Figur 2.4: Plassering av kjerneboringer

Kjerneboringene som er merket grønt på figur 2.4 ble boret under byggetrinn 1. Begge boringene ble på ca. 400 m med utgangspunkt henholdsvis på Storskjær og på Hurumlandet. Kjernene viste liten forskjell i bergartsfordelingen, som vist i tabell 2.1. Berggrunnen består her av en båndet, svakt skifrig øyegneis, der bånd av mørk amfibolitt og lys pegmatitt opptrer relativt hyppig. Breksje er konsentrert omkring og i svakhetssonene.

Tabell 2.1: Bergartsfordeling borhull Storskjær/Hurumlandet (Statens Vegvesen, 1995)

	BH-1:	BH-2:
Gneis (for det meste øyegneis):	75 %	81 %
Amfibolitt:	11 %	13 %
Breksjert gneis:	13 %	4 %
Andre (pegmatitt og gangbergarter):	1 %	2 %

Utenom svakhetssonene er graden av oppsprekning mellom 4.4 og 5.3 brudd/lm. Bruddintensiteten er vesentlig større i svakhetssonene med mer enn 10 brudd/lm (RQD i gjennomsnitt ca. 1). Kjerne-loggen viser og endel sprekkebelegg i form av leire og kloritt. Dannelsen av leire er mest markert i gneis, mens kloritt dominerer som omdanningsprodukt i amfibolitt (Statens Vegvesen, 1995).

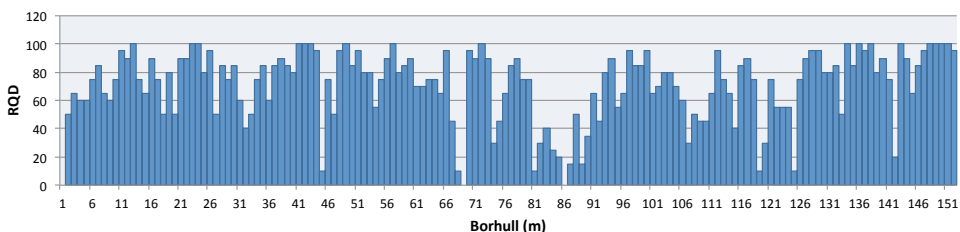
Kjerneboringene merket i rødt på figur 2.4 er boret under byggetrinn 2. Hensikten med disse kjerneboringene har i hovedsak vært å kartlegge "frysesonen" med tanke på plassering av nytt tunnellop. I ettertid er det også blitt gjort en styrt kjerneboring (merket i blått) 10 m over planlagt heng i passeringen av svakhetssonen. Dette for å verifisere at det er

minimum 10 meter overdekning mellom tunnelheng og spylerenne (Multiconsult, 2014). Kjernene viser gjennomgående dårlig kvalitet i svakhetssonene med mye tett oppsprukket, til dels oppknuust berg. Samtidig er bergkvalitetet relativt god utenfor svakhetssonene med RQD verdier mellom 80 og 100. Tabell 2.2 viser bergartsfordelingen i de ulike hullene.

Tabell 2.2: Bergartsfordeling i kjerneboringer (Basert på Multiconsult 2013 og Multiconsult 2014)

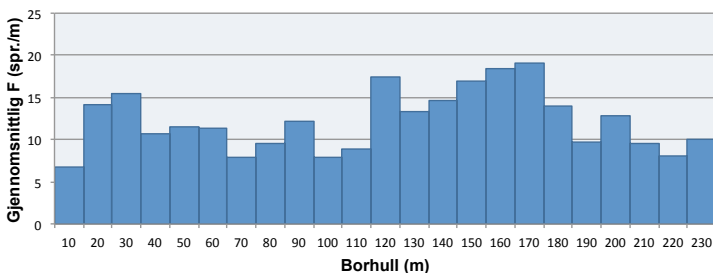
Borhull:	K-01:	K-03:	K-04:	B-02
Gneis:	18 %	55 %	77 %	29.5 %
Amfibolitt:	25 %	15 %	16 %	18.8 %
Breksjert gneis:	57 %	29 %	-	50.5 %
Andre (pegmatitt og gangbergarter):	-	1 %	5 %	1.2 %

Vi kan se fra tabell 2.2 at det er en relativt jevn fordeling av Amfibolitt som varierer mellom 15-25 %. Ellers er det en blanding av ulike gneiser og breksje som dominerer. Den styrte kjerneboringen viser ekstremt dårlig bergkvalitet over en ca. 5m strekning der den passerer ”Hurumsonen”, men materialet tyder på at det ikke har truffet på spylerranna. Borehull K-04, som er boret i et annet område enn de øvrige borhullene, viser vesentlig flere pegmatittganger. Figur 2.5 viser RQD langs borhullet.



Figur 2.5: RQD langs borhull K-04 (Basert på Multiconsult 2013)

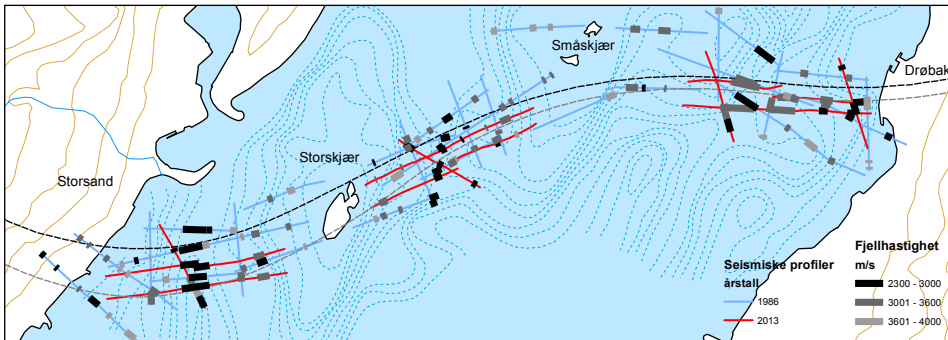
Figur 2.6 viser den gjennomsnittlige graden av oppsprekning for hver 10 m av borhull B-02. Da denne boringen følger den planlagte tunneltraseen til en viss grad gir det en god indikasjon på forholdene en vil møte under driving gjennom sonen. Vi ser at oppsprekningen ligger mellom 7 og 11 spr./lm før svakhetssonen og mellom 15 og 19 spr./lm i sonen.



Figur 2.6: Grad av oppsprekning langs borhull B-02 (Basert på Multiconsult 2014)

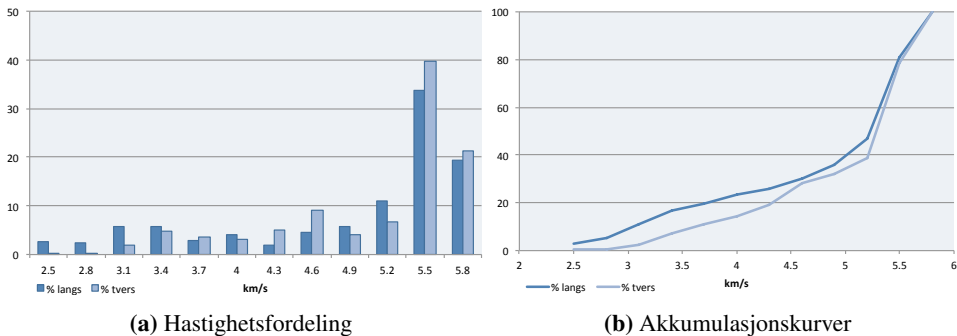
2.3.2 Refraksjonsseismikk

Det er blitt utført refraksjonsseismiske undersøkelser for hele den undersjøiske delen før både byggetrinn 1 og 2. Undersøkelsene viser svakhetssonene som ble påtruffet under drivingen av tunnelen samtidig som de gir en god indikasjon på bergoverdekningen over tunnelen. Figur 2.7 viser de seismiske profilene som er skutt sammen med registrerte fjellhastigheter under 4000 m/s.



Figur 2.7: Utført refraksjonsseismikk

I den refraksjonsseismiske rapporten fra 1986 (Geoteam, 1986), er hastighetsfordelingen for fjellet over tunnelen beskrevet. Dette er vist i figur 2.8. Akkumulasjonskurven i figur 2.8b viser at i de øvre delene av fjellet kan omtrent 20 % av fjellkvaliteten klassifiseres som meget dårlig / dårlig.



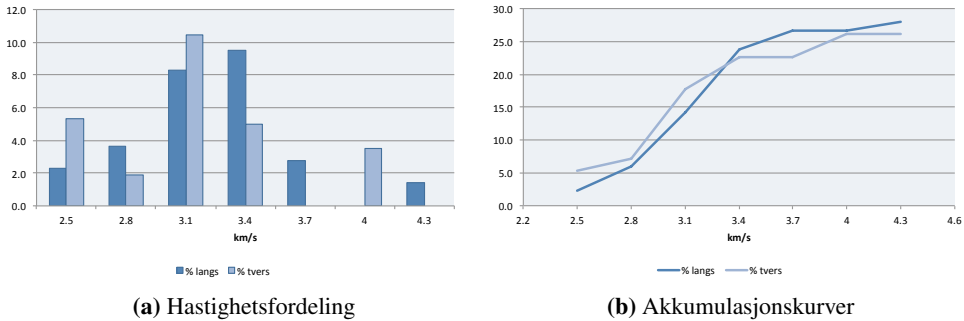
(a) Hastighetsfordeling

(b) Akkumulasjonskurver

Figur 2.8: Hastighetsfordeling i fjellet, der mørk farge er langs og lys på tvers av tunneltraseen (Geoteam, 1986).

Formålet med de refraksjonsseismiske undersøkelsene utført i forbindelse med byggetrinn 2 har vært å komplettere tidligere geofysiske undersøkelser med kartlegging av sedimenttykkelse og fjellkvalitet langs traseen for planlagt tunnel. Det ble målt 16 utlegg på 235 m på sjøbunnen over Drøbaksundet med en samlet lengde på 3360 m (GeoPhysix, 2014). Plasseringen til profilene er noe mer konsentrert i områdene rundt de store svakhetssonene tunnelen passerer. Ca. 7.5 % av den samlede profil lengden viser svakhetssoner med has-

tigheter lavere enn 3000 m/s, altså meget dårlig fjellkvalitet. Målingene viser og at ca. 27 % av målt lengde er svakhetssoner med seismisk hasighet lavere enn 4300 m/s. Figur 2.9 viser hastighetsfordelingen i svakhetsssonene.



Figur 2.9: Hastighetsfordeling i svakhetsssonene på langs og tvers av tunneltraseen. (Basert på data fra GeoPhysix 2014)

2.3.3 Svellingstester

Under kjerneloggingen av kjernene boret fra Storskjær og Hurumlandet ble det også utført en kvalitativ analyse på svelleleire. Kjernene viste en del sprekkebelegg i form av leire og kloritt. Dannelsen av leire var mest markert i gneis, mens kloritt dominerte som omdanningsprodukt i amfibolitt. I alt 9 prøver ble tatt ut for analysen. To forskjellige analysemetoder ble benyttet, der bestemmelsen av malakittgrønt var mest pålitelig. Der det var tilstrekkelig med prøvemateriale ble det utført frisvellingstester (Statens Vegvesen, 1995). Tabell 2.3 viser resultatene fra frisvellingstesten.

Tabell 2.3: Resultater fra frisvellingstester (Statens Vegvesen, 1995)

Borhull 1		Borhull 2	
Borelengde m	Frisvelling	Borelengde m	Frisvelling
185	208 % (meget aktivt)	162	145 % (middels aktivt)
301	145 % (middels aktivt)	300	161 % (meget aktivt)
305	130 % (middels aktivt)		
382	117.5 % (lite aktivt)		

Undersøkelsen viser at leirbelegg med svellende egenskaper opptrer. I tillegg opptrer hyppig kloritt, samt andre leirtyper i form av glatte belegg. Ru typer belegg som gjerne har stabiliserende virkning, er registrert kalkspat, zeolitt, svovelkis, kvarts, epidot, manganspeil og rust. Svellende og andre glatte belegg opptrer hyppigst i soner med generelt oppsprukket berg, mens ru belegg nesten utelukkende opptrer i lite eller moderat oppsprukket berg (Statens Vegvesen, 1995).

2.3.4 Vanntapsmålinger

Vanntapsmålinger er blitt utført på de fleste kjerneboringen som er tatt i forbindelse med prosjektet. De fleste testene viser Lugeonverdier (l/min,m) lavere enn 1, som altså klassifiserer meget tett berg. De eneste borhullene som viser vanntap av et vist omfang er borhull K-02 og B-02. Disse er boret gjennom svakhetssonen på hurumsiden, kjent som ”frysesonen”. Her er det målt Lugeonverdier i overkant av 1.6. Dette er fortsatt relativt lave verdier og kan klassifiseres som en tett bergmasse.

2.3.5 Bergartsegenskaper

Det finnes ikke tilgjengelig data for styrke og anisotropi som er spesifikke for bergartsgruppene som krysses av tunneltraséen til Oslofjordtunnelen. I denne oppgaven vil derfor resultater fra omkringliggende prosjekter bli lagt til grunn.

Katalog over borbarhetsindekser, NTH-rapport nr. 13 B-98 (Bruland, 1998a) har noe data fra området. Bergarter og lokaliteter er ikke beskrevet presist nok til at verdiene med sikkerhet kan brukes, men de gir en indikasjon på hva en kan møte. Tabell 2.4 viser en oversikt over nærliggende lokaliteter hentet fra NTH-publikasjonen.

Tabell 2.4: Borbarhetsindekser (fra Bruland 1998a)

Bergart	Lokalitet	Kvartsinnhold %	DRI	BWI	CLI
Gneis	Vinterbro	30	41	51	6
Gneis	Vinterbro	27	28	58	11
Granittisk gneis	Gjersjøen	41	30	73	-
Granittisk gneis	Gjersjøen	30	43	51	6
Granittisk gneis	Gjersjøen	31	35	65	7
Granittisk gneis	Vinterbro	24	48	41	8
Granittisk gneis	Vinterbro	26	47	41	8
Snitt:		30	39	54	8

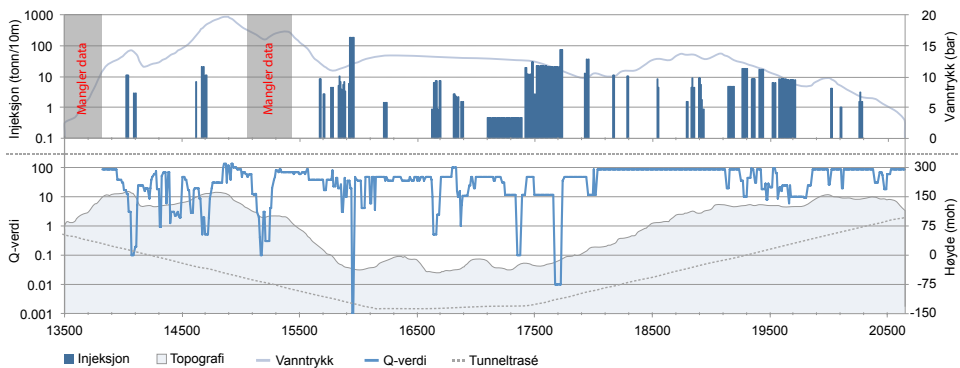
I forbindelse vurderingen av drivemetode for tunnelene på follobanen er det også gjort enkelte tester på bergartene langs traséen. Jernbaneverket (2008) beskriver resultatene fra testing på utborede kjerner fra undersøkelser utført i 2008. Resultatene er vist i tabell 2.5.

Tabell 2.5: Borbarhetsindekser (fra Jernbaneverket 2008)

Bergart	Trykkfasthet (UCS), MPa	Borbarhetsindeks (DRI)	Kutterlivsindeks (CLI)
Tonalittisk gneis	207	73	6
Kvarts-feltspatrik gneis	110	27	14.5
Biotittrik gneis	155	-	-
Granittisk gneis	237	-	-
Amfibolitt	271	28	30.7

2.3.6 Geologisk kartlegging under driving

Under byggetrinn 1 av forbindelsen er det utført geologisk kartlegging for hele tunneltraseen. Her er det fortløpende notert ned sprekker, sikringsmengder og Q-verdier. Basert på disse dataene har forfatter laget et plott med noterte Q-verdier langs hele tunneltraseen. Der de noterte Q-verdier har vært mangelfulle er Q-verdiene blitt estimert basert på en tolkning av nedtegnet geologi samt beskrivelser gitt i notatet Kvåle et al. (2004). Selv om ikke alle dataene er helt nøyaktige gir plottet en god oversikt over de dårligste sonene langs tunnelen. Q-verdiene er så sammenstilt med mengde injeksjon per 10 meter som ble utført under driving. Disse dataene er hentet fra geologi og sikringsoppfølgingen utført under byggetrinn 1 (Statens Vegvesen, 1999).



Figur 2.10: Sammenstilling mellom Q-verdier og utført injeksjon langs tunneltrasé (basert på Statens Vegvesen 1999)

Figur 2.10 viser sammenstillingen mellom Q-verdier og injeksjon. Vi kan se at injeksjon stor sett samsvarer med lave Q-verdier. Dette gir et godt estimat av hvor stor del av et eventuelt nytt løp vil trenge injeksjon. Dataene viser oss at 1710 m, eller ca. 24 % av det eksisterende løpet krevde injeksjon. På figuren er det også tegnet inn et estimat av potensielt vanntrykk basert på overdekningen over tunnelen. Det kan tolkes en viss korrelasjon mellom vanntrykk og mengde injeksjon men ingen klar sammenheng.

Tabell 2.6: Fordeling av Q-verdier langs tunneltraseen basert på Statens Vegvesen (1999)

Q-verdi:	40-400	10-40	4-10	1-4	0.1-1	0.01-0.1	0.001-0.01
Lengde (m):	3950	2050	220	290	250	60	20
%:	58	30	3.2	4.2	3.7	0.9	0.3

Tabell 2.6 viser fordelingen av Q-verdier fordelt over antall meter og i prosent av tunnelens lengde. Man kan se at en svært liten andel av tunnelen er av svært dårlig fjellkvalitet. Ca. 20 m har Q-verdier lavere en 0.01. Dette er området der en møtte på spylerenne i Hurumsonen. Basert på undersøkelsene som er utført under planleggingen av det nye løpet vil en antagelig ikke møte like dårlige fjellkvalitet her. Det skal og nevnes at Q-verdiene i geologi og sikringsoppfølgingen kun er notert sporadisk og vil derfor ikke gi et komplett oversikt over bergforholdene.

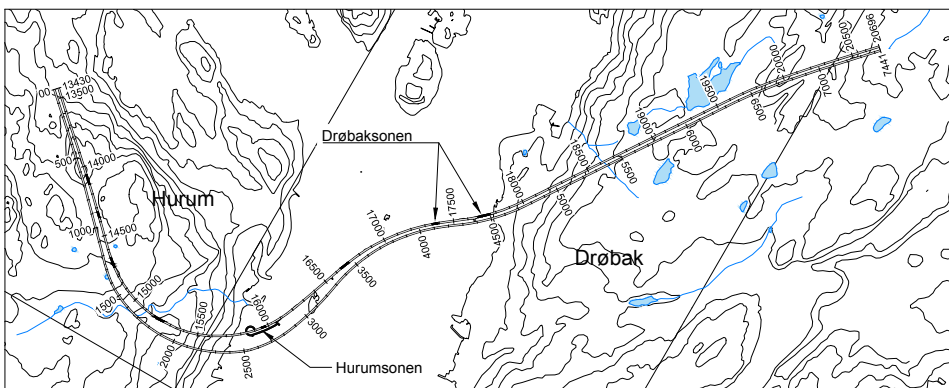
Kapittel 3

Gjennomgang og inndeling av bergmassens vanskelighetsgrad

I dette kapitlet blir resultatene fra grunnundersøkelsene gjennomgått og diskutert. Dette brukes videre til å dele bergmassen inn i vanskelighetsklasser og tilhørende sikringsklasse. Det blir også gjort en vurdering av de vanskeligste områdene langs tunneltraseén.

3.1 Presentasjon av bergmassen langs tunneltraseén

Tunneltraseén blir i denne seksjonen delt inn i tre ulike deler da omfanget av undersøkelser er ujevnt fordelt for undersjøisk del og resten. De relevante undersøkelsene for hvert området blir gjennomgått og diskutert. Figur 3.1 viser inndelingen samt plasseringen til de ulike sonene. Profilnummereringen langs tunnelen er for eksisterende løp de originale som hører til parsellen, mens for det nye løpet begynner de på 0 ved påhugg Verpen.



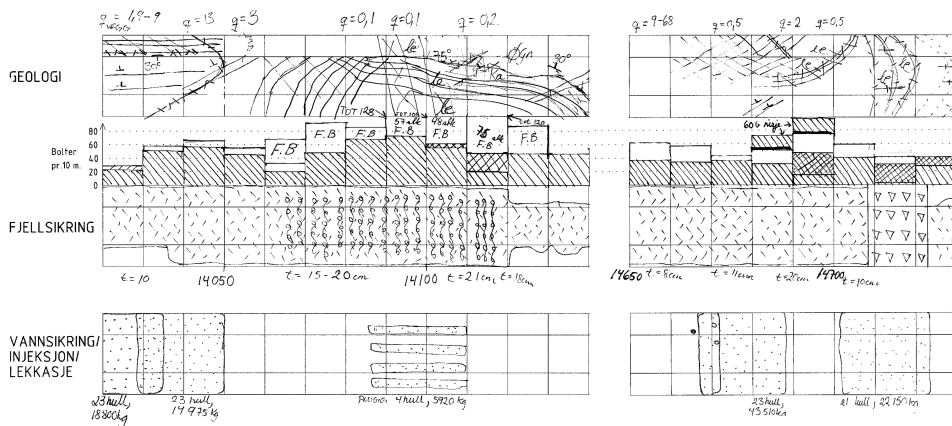
Figur 3.1: Inndeling av traseen samt oversikt over soner som blir gjennomgått

3.1.1 Hurumsiden

På Hurumsiden av fjorden ble det utført få grunnundersøkelser før driving av eksisterende løp. Det meste av data benyttet i denne seksjonen kommer derfor fra observasjoner i dagen samt erfaringer fra drivingen av tunnelen. Traseén går her i sin helhet gjennom en ensartet feltspatrik øyegneis. De fleste svakhetssoner i området er generelt indikert av daler, der de mest utviklede sonene finnes i de dypeste dalene. Flere av svakhetssonen blir krysset av tunnelen. Hovedsprekkeretningen har strøk rundt N120°Ø, samt det finnes tre andre sprekkesett. Sprekkene er som oftest steiltstående (Norconsult, 2005).

Fra figur 2.10 ser vi at flere av sonene har Q-verdier ned mot 0.1. Enkelte av disse sonene har også en markant vannføring. Sluttrapporten for Oslofjordforbindelsen (Statens Vegvesen, 2001) beskriver strekningen mellom profil 14000 til 14750 som et parti med flere leirinfiserte soner som skapte behov for ekstra sikring. Ved profil 14706 måtte det støpes ut på grunn av en 20 m bred leirsone som var delvis vannførende.

Figur 3.2 viser et utdrag fra geologi og sikringsoppfølgingen under byggetrinn 1 (Statens Vegvesen, 1999) der to av de mest markante sonene blir passert. En ser at flere svakhetssoner blir passert i dette området og det er tett mellom sprekkene. Ved profil 14090 er det registrert en markant knusningszone med lave Q-verdier.



Figur 3.2: Utdrag fra Geologi og sikringsoppfølging 14020 - 14730 (Statens Vegvesen, 1999)

Med unntak av svakhetssonene er fjellet beskrevet som godt og en oppnådde høyere inn-drifter enn forventet ved driving. Med utgangspunkt i figur 2.10 passeres 4 svakhetssoner med lavere Q-verdi enn 4. To av disse sonene har meget lave Q verdier og kan klassifiseres som svært dårlige. Ved partiet nærmest fjorden er det registrert tett med amfibolittganger og mindre svakhetssoner. Samtidig viser sikringsoppfølgingen at lite sikring ble benyt-tet noe som tyder på generelt god bergmasse. De mest markante sonene er gjennomgått i tabell 3.1. Beskrivelsene er stort sett basert på notater i Statens Vegvesen (1999), samt beskrivelser gjort i forbindelse med raset i 2003.

3.1 Presentasjon av bergmassen langs tunneltraseén

Tabell 3.1: Oversikt over de mest markant sonene langs tunneltraseén på Hurumsiden

Profil nr.	Karakter
14000 - 14150	<ul style="list-style-type: none"> - Tett oppsprukket der flere av sprekkene inneholder leire. Utført mye injeksjon som kan tyde på omfattende vannlekkasje. - 14060 - 14130: Passering av knusningssone. Relativt tung sikring brukt, forbolting og fjellbånd. - Laveste registrerte Q: 0.1 - Høyeste registrerte Q: 25 - Q snitt over partiet: 1.9
14300 - 14500	<ul style="list-style-type: none"> - Mange sprekker der flere inneholder leire. Enkelte amfibolittganger. - Krysning av svakhetszone ved profil 14320, Q verdi 0.9 i sonen. - Laveste registrert Q: 0.9 - høyeste registrerte Q: 53 - Q snitt over partiet: 10
14660 - 14730	<ul style="list-style-type: none"> - Tett oppsprukket berg og mye leire. Beskrives som en delvis vannførende leirsone av Statens Vegvesen (2001). - 15 m Betongstøp utført fra 14706. - Laveste registrerte Q: 0.5 - Høyeste registrerte Q: 2 - Q snitt over partiet: 0.9
15167 - 15250	<ul style="list-style-type: none"> - Område med mye dårlig fjellmasse. Beskrives som mer løsmasse enn fjell av Kvåle et al. (2004). - Mye finstoff som leir og sand. - Kvåle et al. (2004) anbefaler til dels tung sikring, som armerte, sprøyta buer på strekningen. - Ingen Q-verdi satt men kan antas å være ned mot 0.1.
15480 - 15750	<ul style="list-style-type: none"> - Parti men mange amfibolittganger som treffer omtrent vinkelrett på traseen. Fall på 40-50°V. - Enkelte svakhetssoner som er fylt med leire. - Relativt lite sikring med kun sprøytebetong og endeforankrede bolter. Noe injeksjon. - Laveste registrerte Q: 17 - Høyeste registrert Q: 90

Da det ikke finne noe mer data for denne delen av tunnelen vil det bli antatt at fjellkvaliteten i det nye løpet er tilsvarende det som ble møtt og notert i geologi og sikringsoppfølgingen. For partier der ikke noe annet er beskrevet antas det Q-verdier over 10. Inndelingen etter Q-verdi er gjengitt i tabell 3.2.

Tabell 3.2: Fordeling av Q-verdier langs tunneltraseén på Hurumsiden

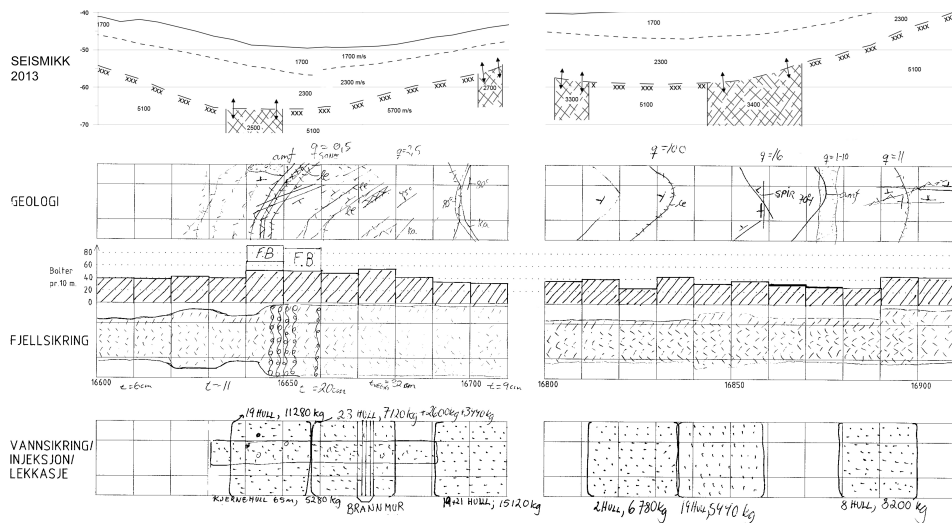
Q-verdi:	10-100	4-10	1-4	0.4-1	0.1-0.4	Sum
Lengde (m):	1877	90	210	70	110	2357

3.1.2 Undersjøisk del

For den undersjøiske delen av tunnelen er det gjort vesentlig flere undersøkelser, både før byggetrinn 1, samt i forbindelse med byggetrinn 2. Av undersøkelsene som er foretatt, er som tidligere nevnt mange fokusert rundt ”frysesonen”. Data fra byggetrinn 1 viser ekstremt dårlig fjellkvalitet i dette området. I denne oppgaven vil det bli tatt utgangspunkt i data som er hentet inn der det nye løpe vil passere denne sonen.

Det er i hovedsak tre forkastningssoner som krysses av traseén. Kjerneboringer gjort i forbindelse med ”frysesonen” viser at bergmassen er tett oppsprukket, til dels løsmasse, men det er lite som tyder på at en vil få de samme problemene som en fikk under byggetrinn 1 (Moen, 2013). Borehullsloggen fra borehull B-02, figur 2.6, viser et parti på ca. 70 m meter som er tett oppsprukket. Dette stemmer godt med det som tidligere er observert fra seismikk. En kan og se fra den geologiske oppfølgingen i figur 2.10 at området vest for sonen ba på mye sprekker og en del injeksjon ble utført her.

Sonen mellom Storskjær og Småskjær gav ingen vesentlige stabilitetsproblemer under driving av eksisterende løp. Fra geologi og sikringsoppfølgingen, figur 3.3, ser vi at det var to partier på til sammen ca. 150 m der det ble utført injeksjon og en har målt relativt lave Q-verdier. Om vi sammenligner med seismikken er begge sonene synlige. Den vestre sonen er registrert som 15 meter bred med en hastighet på 2500 m/s. Den østre kommer frem som en 26 meter lavhastighetssone på 3400 m/s (GeoPhysix, 2014).



Figur 3.3: Geologi og sikringsoppfølging 16600 - 17000 (Statens Vegvesen, 1999)

Basert på tidligere erfaringer, samt seismikken som er blitt utført, er det lite som tyder på at det vil by på store problemer under krysningen av de to sonene mellom Storskjær og Småskjær. Statens Vegvesen (2001) beskriver ingen vesentlige stabilitetsproblemer og lite vannføring i sonen.

Sonen på Drøbaksiden av fjorden blir som tidligere nevnt beskrevet som ingen definert sone, kun et oppknyt og leirinfisert fjell som er tildels meget vannførende. Ved profil 17320 møtte en på mye vann og leire, noe som gjorde området ustabil. Av Statens Vegvesen (1999) beskrives sonen som en forkastning med svært dårlig bergkvalitet. Her ble det utført et 30 m sikringsstøp. Mellom profil 17690 - 17715 ble det og truffet en meget vannførende sone. Her ble det utført omfattende injeksjon, samt et 27 m sikringsstøp da det ikke ble tett. I dette området er det også blitt utført en kjerneboring i forbindelse med byggetrinn 2. Figur 2.5 viser et område på ca. 10 m der RQD ligger under 50 %. Sonene beskrevet over er listet i tabell 3.3.

Tabell 3.3: Oversikt over de mest markant sonene langs den undersjøiske delen av tunnelen

Profil nr.	Karakter
15800 - 15900	- Tett oppsprukket der flere av sprekkene inneholder leire. Utført en del injeksjon. - Laveste registrerte Q: 3 Høyeste registrerte Q: 45 Q snitt over partiet: 19
15950 - 15970	- "Frysesonen", kun løsmasser over et 7-9 m parti. - Q-verdi registrert som 20 og 50, henholdsvis vest og øst for sonen. - Laveste registrert Q: 0.001
16640 - 16710	- Knusningssone med hardpakket leire og lite vannføring. - Ble brukt forbolter og fjellbånd over et parti på ca. 20 m. - Laveste registrerte Q: 0.5 Høyeste registrerte Q: 2.5 Q snitt over partiet: 2
16840 - 16900	- Område med en del sprekker og en svakhetssone. - Utført injeksjon men ikke veldig omfattende sikring. - Laveste registrerte Q: 1 Høyeste registrerte Q: 16 Q snitt over partiet: 9.8
17350 - 17390	- Forkastning med svært dårlig bergkvalitet, mye vann og leire. - Ble tungt sikret med både forbolting og full utstøpning. - Ingen Q-verdi registrert med kan antas å ligge mellom 0.1 - 1
17510 - 17550	- Beskrives som et ustabil parti med mye vann - Flere sprekker fylt med leire. - Til dels tungt sikret med mye bolter og forbolting. - Laveste registrerte Q: 14
17670 - 17750	- Meget vannførende sone med leirfylte sprekker - Krevde omfattende injeksjon samt tung sikring som forbolting, fjellbånd og sikringsstøp. - Q registrert som 0.01 over hele sonen.
17765 - 17780	- Flere leirslepper med svelleleire krysser tunneltraséen. - Området utsatt for ras etter åpning av eksisterende løp - Blitt sikret i ettertid med bolter, armeringsnett, fjellbånd og sprøytebetong.

Fra de refraksjonsseismiske undersøkelsene kan en finne en omtrentlig fordeling av fjellkvalitet langs traseen. Nick Barton har utviklet en empirisk sammenheng mellom bergmassekvalitet uttrykt ved Q-verdi og seismisk hastighet. Denne tar hensyn til bergartens trykkstyrke og gir et estimat av Q-verdi basert på seismisk hastighet. For høyere hastigheter har denne formelen vist seg å stemme godt men for $V_p < 3000$ m/s er sammenhengen mer usikker (NGI, 2010). I 2010 fant NGI en korrelasjon mellom seismisk hastighet og Q-verdi på Rogfast prosjektet. Korrelasjonen er basert på data fra Rogfast samt andre prosjekter i samme område. Dette betyr at korrelasjonen nødvendigvis ikke stemmer helt for målingene gjort ved Oslofjordtunnelen. I denne oppgaven vil NGI sin korrelasjon allikevel bli brukt som utgangspunkt. Da intervallene for seismisk hastighet er fastsatt fra seismikk-rapportene, er Q-verdien plassert i det intervallet som samsvarte best med intervallene til NGI (2010).

I tabell 3.4 nedenfor er de seismiske hastighetene koblet mot Q-verdi, basert på korrelasjonen til NGI (2010). Hastigheter fra de to refraksjonsseismiske rapportene (Geoteam (1986), GeoPhysics (2014)) er så sammenstilt med Q-verdiene notert under driving. Gjennomsnittsverdien av dette er så beregnet og vil bli brukt videre i denne oppgaven. Lengden som er oppgitt i tabellen er et resultat av prosentandel som er målt i tunnelens lengderetning multiplisert med lengde langs tunneltraséen.

Tabell 3.4: Fordeling av Q-verdier langs undersjøisk del av tunneltraséen

Seismisk hastighet (m/s)	Q-verdi	Seismikk 1986 (%)	Seismikk 2013 (%)	Notert under driving (%)	Snitt (%)	Snitt (m)
> 5800	10-100	19.3	-	85.8	50.6	1093
5200-5800	4-10	44.8	-	2.9	23.0	497
4600-5200	1-4	10.2	-	3.9	6.8	147
4000-4600	0.4-1	6.1	1.4	1.5	2.9	62
3400-4000	0.1-0.4	8.7	12.3	2.0	7.4	159
3100-3400	0.04-0.1	5.8	8.3	0	4.5	98
2800-3100	0.01-0.04	2.4	3.7	2.9	2.9	63
2500-2800	0.004-0.01	2.7	2.3	1.0	1.9	41
Lengde langs tunneltrasé		Ukjent	2760m	2040m		2160m

De refraksjonsseismiske undersøkelsene utført i 2013 er konsentrert rundt de mest markante sonene, noe en kan regne med påvirker resultatet til en viss grad. Samtidig er det i geologi og sikringsoppfølgingen notert Q-verdier hyppigere der det er dårlig berg, mens "halvgodt" berg har blitt dårlig representert. Vi ser dette har gitt en meget stor andel godt berg i tabellen. Tanken er at resultatene fra de seismiske undersøkelsene vil korrigere noe for dette. I resultatene er det også antatt at Hurumsonen ikke vil være av like dårlig kvalitet der den blir passert av det nye løpet og Q-verdien er derfor justert noe opp for dette området.

3.1.3 Drøbaksiden

Fra det geologiske kartet (figur 2.2) passerer tunnelen gjennom flere ulike bergarter i dette partiet. Selv om det i hovedsak kun er ulike gneisbergarter kan kvartsinnholdet variere som igjen vil påvirke inndriften ved fullprofilboring. Sprekkerosen for Drøbak (figur 2.3), viser at oppsprekningen har strøk ca. vinkelrett på tunneltraséen med fall på ca. 63-90° mot både NØ og SV. Tunnelen passerer mellom profil 4550-5450 under en del bebyggelse som er delvis fundamentert på løsmasse. Dette gir økte krav til tettheten av tunnelen som igjen gir økt bruk av injeksjon.

Drøbaksiden av tunnelen er ikke spesielt beskrevet i Statens Vegvesen (2001). Fra Statens Vegvesen (1999) ser vi at det generelt er relativt god fjellkvalitet og ingen markante soner som har bydd på store problemer. Samtidig er det partier der det er utført en del injeksjon. Kvåle et al. (2004) beskriver området ved profil 18018 - 24 som et til dels oppsprukket fjell med leirsleppe. Partier mellom 18068 - 18078 er og blitt beskrevet som et meget leirinfisert område. Sammenstilt med det geologiske kartet ser en at det sammenfaller med en forkastning i bergartsgrensen mellom øyegneis og granittisk til tonalittisk gneis. Tabell 3.5 beskriver sonene som kommer frem fra Statens Vegvesen (1999).

Tabell 3.5: Oversikt over de mest markant sonene langs Drøbaksiden av tunnelen

Profil nr.	Karakter
17990 - 18024	- Til dels oppsprukket fjell med leirsleppe i tunnelveggen. - Gjennomsettende sprekesett med strøk N250° og fall 80°V. - Utført en del injeksjon. - Registrert Q: 12.
18068 - 18078	- Leirinfisert område, utsatt for ras etter åpning av byggetrinn 1. - Anbefalt sikra med 4 m bolter, c/c=1.5 m og 6-7 cm sprøytebetong av Kvåle et al. (2004).
19250 - 19420	- Parti der en del svakhetssoner krysser traséen. - Laveste registrerte Q: 10. Høyeste registrerte Q: 95
19460 - 19800	- Område med mange pegmatittganger, samt enkelte knusningssoner som krysser traséen. - For pegmatittgangene, strøk: N170 - 180°SØ, fall: 50 - 70°V - Utført injeksjon men ikke veldig omfattende sikring. - Laveste registrerte Q: 6 Høyeste registrerte Q: 63 Q snitt over partiet: 20
20350 - 20690	- Område opp til påhugg preget av pegmatittganger. - Sikret kun med lett bolting og delvis sprøytebetong i heng. - Q-verdier varierer mellom 19 - 60.

For inndeling av Q-verdier er det også her blitt benyttet data fra geologi og sikringsoppfølgingen. Det er også tatt hensyn til kommentarer gjort i forbindelse med rasbefaring i 2004 Kvåle et al. (2004) der deler av tunneltraséen ble anbefalt bedre sikret. Fordelingen er beskrevet i tabell 3.6.

Tabell 3.6: Fordeling av Q-verdier langs tunneltraséen på Drøbakssiden

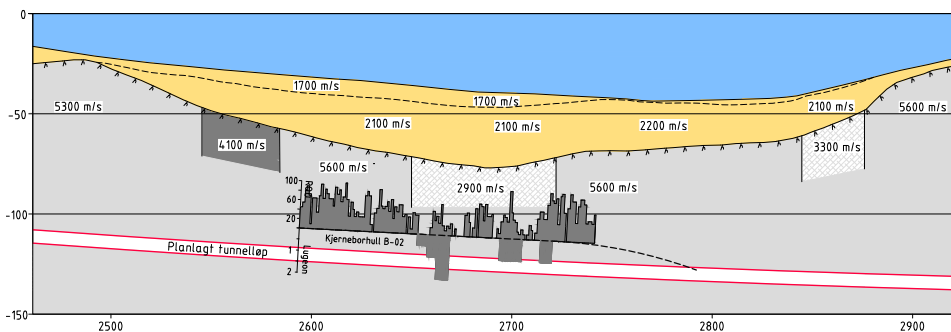
Q-verdi:	10-100	4-10	1-4	Sum
Lengde (m):	2800	114	10	2924

3.2 De vanskeligste sonene

3.2.1 Hurumsonen

Hurumsonen bydde på de største problemene under drivingen av eksisterende løp. Sonen er antatt å være en spylerenne erodert ned under sist istid og senere fylt med løsmasser opp til sjøbunnen (Backer and Blindheim, 1999). Dette baseres på at når sonen ble møtt under byggetrinn 1 fant en glaci-fluviale avsetninger der størrelsen varierte fra blokk til leir med både skarpe og avundede kanter, samt både lokalt og transportert materiale (Statens Vegvesen, 2001). Sonen hadde også forbindelse med fjorden og sonderboringer foran stuff viste opp mot 12 bar vanntrykk.

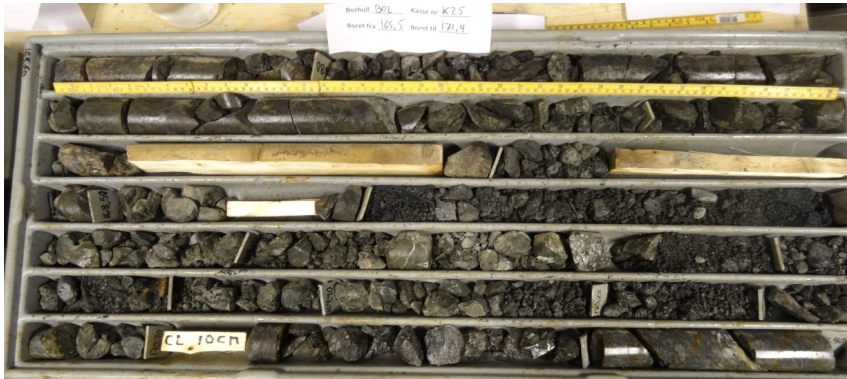
For å passere sonen ble det derfor drevet en by-pass tunnel som ble plassert ca. 20 m lavere og 18 m til siden. Her traff en kun knust materiale i sonen og klarte å drive gjennom kun med normal sikring som bolter og sprøytebetong. Undersøkelser gjort i forbindelse med byggetrinn 2 viser lignende forhold der det nye løpet skal passere.



Figur 3.4: Profil av hurumsonen, basert på GeoPhisix (2014) og Multiconsult (2014)

Figur 3.4 viser seismisk skutt langs den planlagte traséen til det nye løpet. Vi ser et parti på ca. 70 m midt i profilet som markerer Hurumsonen. Undersøkelsene viser en seismisk hastighet ned mot 2900 m/s. Dette er noe høyere enn målinger gjort i området over der dagens løp passerer sonen, som viser seismisk hastighet ned mot 2600 m/s. Samtidig gir det en indikasjon på meget dårlig fjellkvalitet.

Kjerneborhull B-02 som ble lagt ca. 10 m over det planlagte tunneløpet viser kraftig oppsprukket berg i partiet under den registrerte lavhastighetssonen. Dette bekrefter at sonen fortsetter mot dyptet. Vi kan også se fra figur 3.4 at det er registrert lave RQD verdier gjennom sonen. Figur 3.5 nedenfor viser en del av kjerneboringen fra midt i sonen. Man ser at det er sterkt oppknust materiale men ikke glacifluvialt materiale som en møtte i spylerenna. Vanntapsmålinger fra majoriteten av borhullet viser ingen vanntap. Eneste seksjon hvor det er observert moderate innlekasjer (lugeonverdier mellom 1-10) er et parti på 6 m vest i sonen (Multiconsult, 2014).



Figur 3.5: Fjellkvalitet ved passering av Hurumsonen, fra borhull B-02

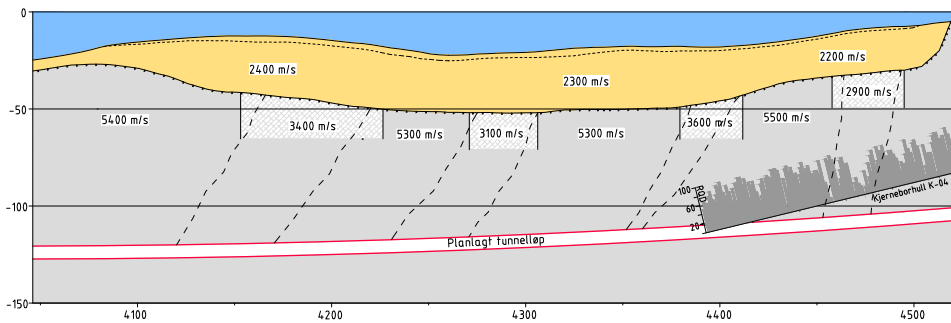
Basert på data gjennomgått i denne oppgaven samt kjernelogg fra borhull B-02 kan en forvente følgende forhold ved driving gjennom sonen:

- Bergoverdekning på ca. 45 m.
- Løsmasseoverdekning på ca. 37 m.
- En blanding av breksjet gneis og granittisk gneis, samt noen amfibolittganger.
- Q-verdi ned mot 0.006 basert på data fra borhull B-02.
- Moderate innlekasjer (lugeon=1.6) over ett parti på ca. 6 m.
- Flere leirsoner med mulighet for svelleleire.
- Forventet sonebredde på ca. 70 m

Kjerneboringen viser vekslende kvalitet gjennom sonen. Vi ser også på kjerneloggen at vannlekasjene skjer der det er bedre fjellkvalitet. Dette har sammenheng med at i områder med meget dårlig fjellkvalitet vil ofte leirinnholdet gjøre bergmassen tett og mindre vannførende. Ved høyere Q-verdier kan bergmassen være oppsprukket men leirinnholdet er ofte lavere og dermed øker den hydrauliske konduktiviteten (Holmøy, 2008). En kan derfor regne med at ved driving gjennom sonen vil det veksle mellom meget dårlig leirinfisert berg og partier med mindre leire men vannlekkasjer.

3.2.2 Drøbaksonen

Drøbaksonen er som tidligere nevnt et lengre parti med mye dårlig fjellkvalitet. Området består av mye leirinfisert berg der en tildels opplevde store innlekkasjer under drivingen av byggetrinn 1. I forbindelse byggetrinn 2 er det blitt gjort enkelte grunnundersøkelser som seismikk og en kjerneboring over sonen. I figur 3.6 er profil av sonen fremstilt på grunnlag av seismiske registreringer og kjerneboringen.



Figur 3.6: Profil av drøbaksonen, basert på GeoPhysisx (2014) og figur 2.5

Kjerneboringen K-04 som går gjennom en mektig svakhetszone helt øst i Drøbaksonen. Vi kan se fra figur 2.5 at det generelt er en god bergmasse rundt svakhetssonen men at vi får meget lave RQD verdier midt i sonen. Samtidig viser kjerneboringen ingen vanntap noe som kan indikere et høyt leirinnhold i sonen. Vi ser fra profilet i figur 3.6 at flere lavhastighetssoner med hastigheter mellom 2900 - 3600 m/s passerer over et parti på ca. 350 m. Dette korrelerer godt med data fra geologi og sikrings oppfølgingen. Forløpet til sonene er tegnet inn med utgangspunkt i hvor en møtte på svakhetssoner under tidligere driving. Følgende forhold kan forventes ved driving gjennom sonen:

- Minste bergoverdekning på ca. 60 m.
- Gjennomsnittlig løsmasseoverdekning på ca. 30 m.
- Stort sett ulike gneisbergarter, samt noen amfibolitt og pegmatittganger.
- Q-verdi ned mot 0.01 basert på data fra kjernelogg fra borhull K-04 og geologisk oppfølging (Statens Vegvesen, 1999).
- Mye vannlekkasje, totalt 631.479 kg injeksjon ble benyttet over strekningen under byggetrinn 1.
- Flere leirsoner med mulighet for svelleleire.
- Bredde på parti ca. 350 m
- To svakhetssoner med svært dårlig fjell, henholdsvis en sone på 30 m helt til venstre i profilet og en på 50 m helt til høyre i profilet.

Av de 4 svakhetssonene hadde 2 av dem meget meget dårlig kvalitet der de ble passert. Resten av partiet kan en anta at i hovedsak vil ha problematikk knyttet til mye innlekkasje og en del potensielt svellende leire.

3.3 Vanskelighetsgrad og sikringsklasse

I denne oppgaven er Q-verdi benyttet for inndeling av bergmassens vanskelighetsgrad. Inndelingen er som nevnt basert i hovedsak på geologi og sikringsoppfølging fra tidligere løp samt refraksjoneseismiske undersøkelser utført i forbindelse med byggetrinn 2. Statens vegvesens sikringsklasser (tabell 3.7) er så benyttet for å definere sikringsomfanget. Sikringsklassene gjelder for konvensjonell drift.

Tabell 3.7: Sammenhengen mellom bergmasseklasser (Q-systemet) og sikringsklasser - permanent sikring (Statens Vegvesen, 2010)

Bergmasse klasse	Bergforhold Q-verdi ⁽¹⁾	Sikringsklasse Permanent sikring
A/B	Lite oppsprukket bergmasse. Midlere sprekkeavstand > 1m. Q = 10 - 100	Sikringsklasse I - Spredt bolting - Sprøytebetong B35 E700 tykkelse 80 mm, ned til 2 m over såle
C	Moderat oppsprukket bergmasse. Midlere sprekkeavstand 0.3 - 1 m. Q = 4 - 10	Sikringsklasse II - Systematisk bolting (c/c 2 m), endeforankrete, forspente, gyste - Sprøytebetong B35 E700, tykkelse 80 mm, sprøytes ned til såle
D	Tett oppsprukket bergmasse eller lagdelt skifrig bergmasse. Midlere sprekkeavstand < 0.3 m. Q = 1 - 4	Sikringsklasse III - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 100 mm eller mer - Systematisk bolting (c/c 1.5 m), endeforankrete, endeforankrete som gyses i ettertid, eller gyste
E	Svært dårlig bergmasse. Q = 0.1 - 1	Sikringsklasse IV - Forbolting ved Q < 0.2, ø25 mm, maks. c/c 300 mm - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150 mm. - Systematisk bolting, c/c 1.5 m, gyste - Armerte sprøytebetongbuer ved Q < 0.2, buedimensjon E30/6 ø20 mm, c/c 2 - 3 m, buene boltes systematisk, c. 1.5 m, lengde 3 - 4 m. ⁽²⁾ - Sålestøp vurderes
F	Ekstremt dårlig bergmasse. Q = 0.01 - 0.1	Sikringsklasse V - Forbolting, c/c 200 - 300 mm, ø32 mm eller stag (selvborende). - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150 - 250 mm. - Systematisk bolting, c/c 1.0 - 1.5 m, gyste. - Armerte sprøytebetongbuer, buedimensjon D60/6+4, ø20 mm, c/c 1.5 - 2 m, buene boltes systematisk, c. 1.0 m, lengde 3 - 6 m. ⁽²⁾ - Armert sålestøp, pilhøyde min. 10% av tunnelbredden.
G	Eksepsjonelt dårlig bergmasse, stort sett løsmasse, Q < 0.01	Sikringsklasse VI - Driving og permanent sikring dimensjoneres spesielt.

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

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

Ved TBM drift av tunnelen kan en anta noe lavere sikringsmengder enn for konvensjonell drift. Dette vil bli diskutert senere i oppgaven. Med utgangspunkt i data som er blitt gjennomgått får vi en fordeling av Q-verdi og sikringsklasser som vist i figur 3.8. Det skal påpekes at kun 2160 m av tunnelstrekningen er dekket av seismikk. De resterende

Q-verdiene er i hovedsak basert på notater fra drivingen av eksisterende løp. Disse er som tidligere nevnt noe mangelfulle og kan ikke antas å gi et helt nøyaktig bilde av det endelige sikringsomfanget. Samtidig gir det et grunnlag for en sammenligning av to ulike drivemetoder og verdiene i tabell 3.8 vil være utgangspunkt for videre beregninger i oppgaven.

Tabell 3.8: Fordeling av Q-verdier og sikringsklasse langs trasé for hele tunnelen

Q-verdi	Sikringsklasse	Lengde (m)	Andel (%)
10-100	I	5770	77.5
4-10	II	701	9.4
1-4	III	367	4.9
0.4-1	IV	132	1.8
0.1-0.4		269	3.6
0.04-0.1	V	98	1.3
0.01-0.04		63	0.8
0.004-0.01	VI	41	0.6
		7441 m	100 %

Kapittel 4

Driving ved boring og sprengning

Dette kapitlet gir en kort innføring i konvensjonell driving av tunnel. Da oppgaven skal sammenligne konvensjonell drift med fullprofilboring vil det også ble en gjennomgang av NTNU sin prognosemodell for boring og sprengning som vil bli benyttet i denne oppgaven som en basis for sammenligningen.

4.1 Prinsipp ved konvensjonell drift

Tradisjonelt har boring og sprengning vært den dominerende metoden for driving av tunneler i Norge. Dette er også metoden som ble benyttet under drivingen av det eksisterende løpet. Konvensjonell drift er en meget fleksible metode der en kan tilpasse seg en rekke ulike fjellkvaliteter med det samme utstyret. Metoden er en syklisk prosess der boring, ladning, sprengning, uttransport av masser og sikring blir repetert til tunnelen er ferdig. Hastigheten en oppnår er avhengig av hva slags fjellkvalitet en har.

Boring og ladning

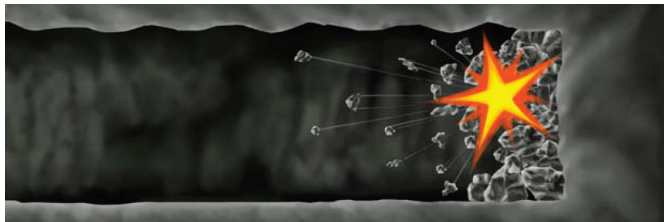
Grunnlaget for å kunne drive seg inn i fjellet med sprengning er å bore hull der salvene skal plasseres på stoff. Dette gjøres systematisk slik at en skal få maksimal utnyttelse av ladningen. Parametre som fjellets borbarhet virker her inn på hvor effektivt en kan preparere stoff for lading. Hullene blir så ladet med eksplosiver og koblet sammen med en tenner. Når alt utstyr er fjernet fra fareområdet ved stoff blir salven avfyrt. Figur 4.1 viser prinsippet ved boring av ladehull.



Figur 4.1: Prinsippskisse for boring av ladehull

Sprengning og utlasting

Da en ønsker å redusere rystelsene sprengningen påfører omkringliggende berg mest mulig blir hver salvene detonert med noen tusendels sekunders mellomrom. Salvene er tilpasset fjellkvaliteten og avstanden til bebyggelse i nærområdet. Når sprengstoffet detoneres, inntreffer det en impuls da reaksjonsgassene ekspanderer mot borhullsveggen, som blir etterfulgt av mer statisk virkende gasstrykk. Dette gir opphav til en støtbølge som brer seg radielt utover fra borhullet. Strekkspenninger blir indusert i tangentiell retning slik at riss dannes i radiell retning rundt borhullet. En får en bevegelse mot fri flate og bergmassen brytes løs. Flere geologiske forhold er funnet som har betydning for sprengbarheten. Dette er først og fremst bergartens impedans, motstandsevnen mot nedknusing, dempningsvevnen til bergmassen, bergartens strekkstyrke, anisotropiforholdene og oppsprekningsgraden (Nilsen and Broch, 2011).



Figur 4.2: Prinsippkisse for sprengning

Utlasting av salven skjer etter sprengning. Massene blir lastet ut av tunnelen i en dumper for så å bli transportert til deponiet i et mer egnet kjøretøy dersom deponiet ikke ligger ved anlegget.

Rensk og sikring

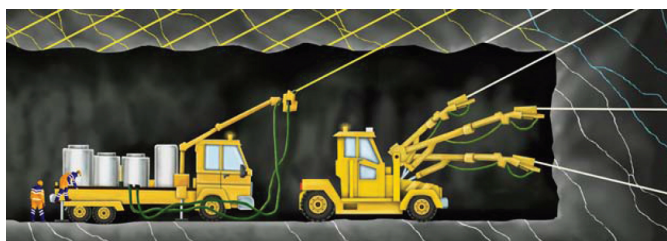
Når massene er lastet ut blir fjellet rensket og sikret. Farlige blokker og løst fjell blir pigget vekk med en hydraulisk hammer. Etter salven er lastet ut og rensk er utført får byggherren en halv time til disposisjon på stuff for å gjøre en kartlegging av de bergtekniske forholdene. Dette er kontraktsfestet som "Byggherrens halvtime" for en del kontrakter i Norge. Her blir bergarten klassifisert og det blir nedtegnet et detaljert kart over sprekker med tilhørende strøk og fall. Dette danner et grunnlag for sikringsbehovet. Det blir også foretatt kontroll av rensk og konturboring. Deretter sikres tunnelen med sprøytebetong og bolter, samt tyngre sikring dersom forholdene tilsier det.



Figur 4.3: Prinsippkisse for mekanisert rensk

Sonderboring og injeksjon

En viktig del ved drivingen av undersjøiske tunneler er systematisk sonderboring foran stoff for å kontrollere fjellforholdene. Disse har gjerne en lengde på 25-30 meter og bores typisk slik at de får et overlapp på 5 m. Dette gjøres for å unngå å møte på uforutsette grunnforhold, og gir en god pekepinn på om injeksjon vil være nødvendig eller ikke. I dag er det og blitt mer vanlig å bruke MWD (Measurement While Drilling) og DPI (Drill Parameter Interpretation) for å forutse bergmassen foran stoff. Dette gir mulighet til å måle ulike bergparametre kontinuerlig, og selv om sonderboring fortsatt er foretrukket, finnes det mye potensiale i disse metodene (Nilsen and Palmstrøm, 2013).



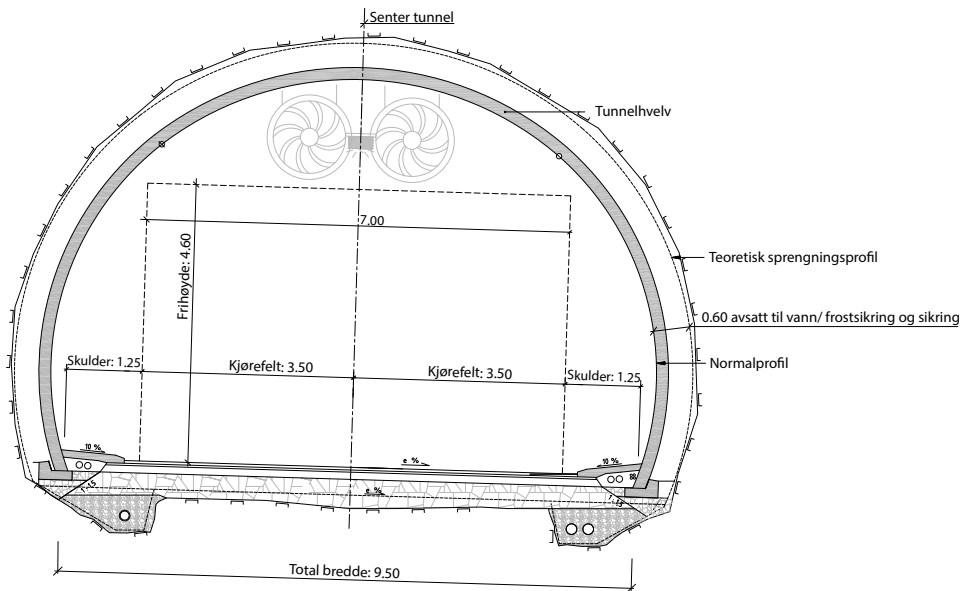
Figur 4.4: Prinsippsskisse for injeksjon

Injeksjon blir i de aller fleste tilfeller utført for å tette tunnelen mot vannlekasjer, selv om det og kan brukes som ren stabilitetssikring. Dette kan være aktuelt for å stabilisere massene ved krysning av markerte knusningssoner. I de fleste tunneler vil det vanligvis bare være aktuelt å injisere ved spesielt store og konsentrerte vanninnbrudd. I undersjøiske tunneler og tunneler i byområder der vannlekasjene enten er store eller kan føre til skader på byggverk vil bruken av injeksjon vanligvis være relativt høy. I god bergmasse kan et skift klare å drive ca. 5 m tunnel på en salve. Som en kan forvente vil behovet for injeksjon, samt forbolting og annen tyngre sikring ha stor innflytelse på inndriften der dette utføres.

4.2 Nytt løp ved Oslofjordtunnelen med konvensjonell drift

Dagens løp ved Oslofjordtunnelen ble drevet med konvensjonell drift. Antagelser i denne oppgaven vil derfor være mye basert på tidligere erfaringer. Ett nytt løp ville fått et T9.5 profil basert på krav til tunnelklasse E. Det betyr en bredde på 9.5 meter, der det er en meter veiskulder på hver side av kjørebanelen. En skisse av et T9.5 profil er vist i figur 4.5 på neste side.

Ved bruk av konvensjonell drift har en mulighet til å arbeide fra 4 stuffer, der hver stoff kan være utstyrt med separate borerigger og utstyr slik at de kan drives samtidig. Det eksisterer i dag et tverrslag som møter tunnelen ved profil 15410. Dette kunne blitt benyttet igjen for det nye løpet. Ved videre beregninger vil dette bli brukt som utgangspunkt, der tverrslaget er antatt å møte nytt løp omtrent ved profil 2000. En kan regne med at en må drive ca. 100 m ekstra tunnel ved dette alternativet.



Figur 4.5: T 9.5 tunnelprofil

4.3 Prognosemodell for borverktøy og sprengning

Modellen som blir benyttet i denne oppgaven er en videreutvikling gjort ved Institutt for anleggsdrift av en prognosemodell som i sin tid ble laget ved Statskraftverkene, Rasjonaliseringskontoret. Hensikten med modellen er å systematisere innsamling og bruk av data fra arbeidsstudier. I denne oppgaven vil beregningsprogrammet Tunsim, som er basert på modellen, bli benyttet.

Modellen beregner kostnader og inndrift med utgangspunkt i salvesyklusen i konvensjonell drift. Syklusene blir delt inn i fire hovedoperasjoner:

1. Boring, lading og sprengning
2. Ventilasjon
3. Lasting og uttransportering av masser
4. Rensk og sikring

Hver av disse delene blir igjen delt inn i ulike poster der en beregner tidsforbruk. Modellen brukes så til å beregne ukeinndriften (m/uke), beregnet for sprengbarhet og borbarhet (DRI), som funksjon av tunnelversnitt, laste-/transportkombinasjon og borhulldiameter.

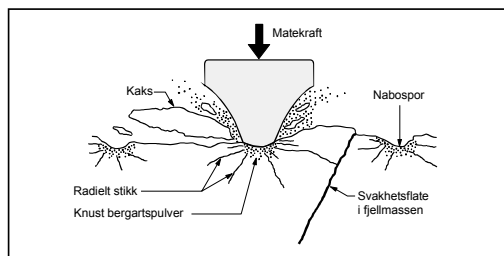
En skiller ukeinndrift mellom normalinndrift og midlere inndrift. Normalinndrift vil si den inndrift en kan oppnå uten å ta hensyn til avbrudd for ekstra sikringsarbeider, nisjesprengning osv. Dette blir tatt hensyn til i den midlere inndriften. Denne bestemmes ved å bruke normalinndrift som grunnlag og redusere denne med en faktor avhengig av forholdene på stedet.

Driving ved fullprofilsboring

Dette kapitlet diskuterer de ulike typene TBM maskiner og hvilke type som vil være mest gunstig å bruke i dette prosjektet. Hensikten er å gjøre et valg av TBM slik at resten av oppgaven vil bli skrevet med utgangspunkt i en bestemt type TBM med de begrensningene og mulighetene det gir. Kapitlet gir en gjennomgang av de to prognosemodellene som vil bli benyttet i oppgaven.

5.1 Prinsipp ved fullprofilsboring

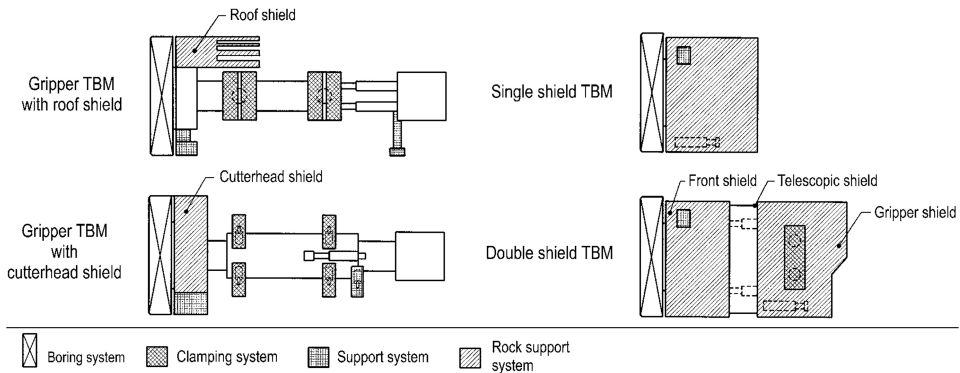
Ved konvensjonell driving bores det ut 2 - 10 % av fjellet for plassering av sprengstoff. Deretter gjør sprengstoffet resten av jobben med løsbryting og knusing av fjellet. Fullprofilsboring av tunneler baserer seg på at hele tverrsnittet bores ut. Dette gjør også at inndrift og kostnader er mye mer følsomme ovenfor fjellforholdene enn ved konvensjonell drift. Boringen blir utført av en tunnelboremaskin, TBM. I tillegg må maskinen utstyres med en bakrigg som tar seg av opplasting av den utborede massen. Fullprofilsboring fungerer ved at borhodet presses med stor kraft mot fjellet, samtidig som det roterer, slik at bergarten gradvis blir nedknust i kontaktsonen mellom kuttereggen og fjellet. Det blir så dannet riss ut til sidene, og fjellet skaller av mellom kuttersporene som grov borkaks som vist i figur 5.1 (Bruland, 2013).



Figur 5.1: Prinsippsskisse for løsbryting av borkaks ved fullprofilsboring (Bruland, 2013)

5.2 Ulike typer TBM maskiner

Avhengig av hva slags grunnforhold en venter å treffe på finnes det i hovedsak to typer TBM maskiner. Åpne, eller ”gripper-TBM”, brukes i hovedsak i hardt berg der forholdene rundt stoff er selvberende og det ikke er nødvendig med ekstra støtte. I tilfeller med ustabil fjell brukes en lukket type, (skjold TBM). Begge type maskiner kan igjen deles inn etter hva slags egenskaper maskinen har (Maidl et al., 2008). Figur 5.2 viser de ulike typene.



Figur 5.2: Forskjellige type TBM maskiner (Maidl et al., 2008)

Gripe-TBM fungerer ved at maskinen festes mot tunnelveggen med hydrauliske grippersko som dytter radielt mot tunnelveggen. Maskinen kan dermed skyve seg fremover og få drivkraft til kutterhodet. Denne typen TBM har hun et kort fremre skjold, og ellers har fri tilgang til bergmassen. Dette gjør at en i større grad kan bruke konvensjonelle sikringsmetoder i forhold til bruk av skjoldete TBM'er. Alle tidligere TBM tunneler i Norge har vært drevet med åpne maskiner (Nilsen and Log, 2013) .

Enkelt skjolds TBMer brukes primært i hardt berg med kort ”stand-up” tid og i oppsprukket fjell. Som midlertidig sikring har denne typen TBM et skjold bak kutterhodet som dekker hele maskinen. Dermed kan en installere den permanente sikringen under beskyttelse fra skjoldet. I dag er det normalt å bruke armerte betongsegmenter som sikring ved bruk av skjold TBM. Dette kan både brukes som permanent sikring eller som en midlertidig sikring, der en senere påfører en nytt lag med plasstøpt betong (Maidl et al., 2008). I kontrast til Gripper TBM, dytter skjoldmaskinen seg fremover ved direkte hjelp av de installerte betongsegmentene.

Dobbelt skjold TBM har de samme bruksområdene som en enkelt skjold TBM, der den gir støtte ved driving gjennom oppknust berg med lav ”stand-up” tid. Maskinen består av to skjold koblet sammen med teleskopiske jekker. Det bakre skjoldet fungerer på samme måte som gripperskoen på en åpen TBM, mens skoldet foran beskytter maskin og mann-skap. Dette gir muligheter som å installere betongsegmenter samtidig som maskinen driver framover og en kan oppnå en med kontinuerlig drift. Samtidig kan maskinen bruke den in-

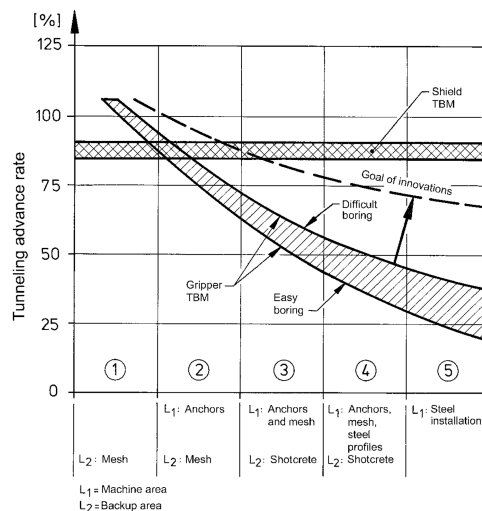
stallerte betongsegmentforingen til å dytte fremover dersom det er dårlig bergmasse og gripperene ikke får tak. Dobbeltskjold TBM kan brukes både med og uten betongsegmenter (Herrenknecht, 2014). En ulempe ved bruk av dobbelt skjold TBM i oppsprukket berg med høy styrke, er måten teleskopskjoldet fungerer på. Det kan komme materiale fra bergmassen som legger seg opp på teleskopskjoldet og dermed kommer i mellom dette og det bakre skjoldet (Maidl et al., 2008).

I tillegg til maskinene nevnt over finnes og lukkede TBM systemer. Disse går under navn som mixshield eller EPB skjold TBM. Maskinene er spesielt egnet ved driving under vannnivå da de gir mulighet til å stenge av stuff for så å etablere mottrykk etter EPB prinsippet Grøv et al. (2013). Dermed kan en takle heterogene forhold og høye vanntrykk på en kontrollert måte. Flere leverandører tilbyr og en kombinasjon av løsningene nevnt over slik at en kan spesialtilpasse TBMen til den aktuelle tunnelen.

5.3 Bergsikring med TBM

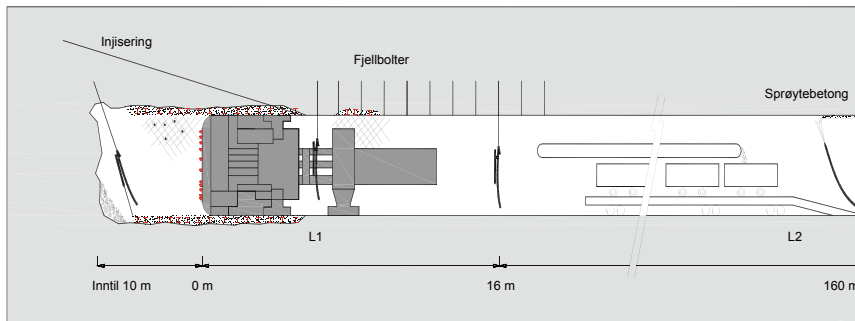
Ved driving av tunneler er det viktig å hindre kollaps ved å sikre sikrestabiliteten til berget. Dette burde gjøres på riktig tidspunkt både for å beskytte arbeidere og maskiner men og hindre at tunnelen raser. Kun ved meget godt berg er det mulig å drive uten bruk av sikring.

Ved TBM bruk gjør installasjonen av sikring et stort utslag på TBM ytelsen. Ved bruk av åpne TBMer er systematisk installasjon av sikring en nødvendighet i dårlig berg. Ettersom bergkvaliteten synker, trengs mer tid til installasjon av sikring og fremdriften synker. Figur 5.3 illustrerer sikringen innflytelse på fremdriften avhengig av hvilke type TBM en bruker (Farrokh et al., 2011).



Figur 5.3: Normalisert tunnelfremdrift som funksjon av sikringsmengde for ulike TBMer (Maidl et al., 2008)

Som en kan se fra figuren kan en gripper TBM oppnå høyere fremdrifter så lenge det kun er behov for enkel sikring. Ved kraftig oppsprukket berggrunn, der det blir behov for tyngre sikring, øker sannsynligheten for økte byggetider og påfølgende økte byggekostnader. Grunnen til at en oppnår så mye bedre fremdrifter med skjold TBM er at disse stort sett sikrer med betongsegmenter langs hele traseen. Segmentene installeres under beskyttelse fra skjoldet og kan derfor monteres mer eller mindre kontinuerlig uavhengig av sikringsklasse (Farrokh et al., 2011).



Figur 5.4: Installering av sikring fra åpen TBM (modifisert fra Farrokh et al. 2011)

Figur 5.4 viser de ulike områdene på en åpen TBM hvor det blir installert bergsikring. I område L1 blir det vanligvis installert bergbolter, stålnett, stålbjelker, utført sonder- og kjerneboringer, samt forinjeksjon. I område L2 er det vanlig å påføre sprøytebetong og eventuelle ekstra bergbolter (Gjelsnes, 2013). Noen av de vanligste sikringsmetodene er kort gjennomgått nedenfor.

Fjellbolter

De fleste typer bergbolter kan brukes med åpne TBMer, men tunnelens diameter setter en begrensning på boltens lengde. Bolter brukes i hovedsak til å feste enkelte blokker, forhindre bergsprak og skape en ringbærende kapasitet sammen med sprøytebetong. For at bolter skal gi best effekt burde de bli installert direkte etter åpning av hulrommet. Spesielt ved dårlige bergforhold trenger bolter å bli installert kortest mulig tid etter utgraving. Å få laget en bærende ring med bolter like etter utgraving fra TBM kan være vanskelig i praksis, og tilnærmet umulig dersom skjold TBM brukes.

Sprøytebetong

Bruk av sprøytebetong i det såkalte L1 området (se figur 5.4) har vist seg lite gunstig. Det fører fort til tilsøling og skade på maskinen samt at gripperskoene fort kan skade nylig lagt sprøytebetong. Normal blir derfor sprøytebetongen påført i område L2. Her kan det brukes systematisk, men da det fort blir et godt stykke bak kutterhode kreves det en viss "stand-up" tid på berget. Ved spesielt vanskelige bergforhold er det også mulig å påføre sprøytebetong som lokal sikring foran og over kutterhodet (Maidl et al., 2008).

Stålnett og stålbuer

Stålnett og buer er en sikring som er lite brukt i Norge men vanlig i store deler av Europa. Stålnettet består av et nett med armeringsjern og sikrer mot nedfall av mindre materiale. Nettet festet vanligvis mellom stålbuer som et separeringsmateriale, som vist i figur 5.5, og festes ved hjelp av bolter. Nettet kan også brukes som ekstra armering til sprøytebetong.



Figur 5.5: Bruk av stålnett og stålbuer i Gotthard base tunnelen (TunnelTalk, 2008)

Stålbuer kan installeres som både halve og hele ringer rundt tunnelprofilen. Buene kan installeres enten som en stiv eller som fendrende sikring avhengig av fjellforholdene. Installasjonen skjer stort sett i L1 området, under beskyttelse fra kutterhode skjoldet. Når buene installeres er det viktig at avstanden mellom dem er stor nok slik at gripperskoene får plass mot fjelloverflaten og ikke kan ødelegge sikringen (Farrokh et al., 2011).

Betongsegment i sålen

I følge Maidl et al. (2008) ville TBM utgravninger uten bruk av betongsegmenter i sålen i dag vært utenkelig. Betongen gir både en midlertidig og endelig sikring av sålen, samt bidrar til redusere kostnader ved å øke effektiviteten under driving. Den gir en god og solid base for materialetransport samtidig som den bidrar til bedre drenering av tunnelen. Ved bruk av stålbuer gir og betongsegmentene et godt feste til disse.

Betongsegmentforing

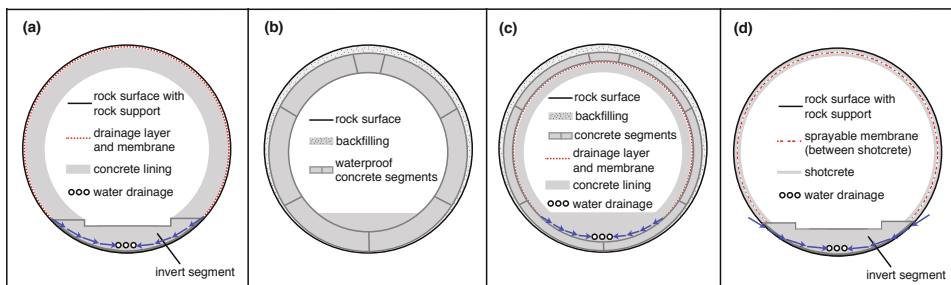
Betongsegmenter er den vanligste formen for sikring dersom en bruker skjold TBM. Segmentene består av armert betong og transporteres inn i tunnelen ferdigstøpt. De installeres vanligvis under beskyttelse fra det bakre skjoldet på TBMen og oppnår derfor umiddelbart full lastbærende styrke. Hulrom mellom segmentringen og berget blir så injisert til det er tett. Betongsegmentene kan brukes både som enkel og dobbel foring, avhengig av hva slags grunnforhold en møter på. En sammenligning gjort i Sveits viser at i mange tilfeller har dobbelt foring vist seg 5-10% billigere grunnet enklere segmenter, raskere installasjonstid og det trenger mindre gysing (Maidl et al., 2008). Løsningen med dobbelt foring er vanligvis drenert mens enkelt foring normalt er udrenert.

Injisering

Injisering av mikrosementer foran kutterhodet er en mye brukt teknikk for tetting av fjellet og øke stabiliteten. Selv om det i hovedsak blir brukt for tetting mot vannlekkasjer, kan det og øke fastheten til massene ved krysning av markante knusningssoner. Injisering blir utført fra utstyr montert bak kutterhodet. Det blir boret hull før man presser injeksjonsmasse under høyt trykk inn i hullet slik at det fyller sprekker og danner en skjerm rundt tunnelen.

5.4 Vanntetting av tunnel

Normalt er tetthetskravet for norske undersjøiske tunneler maksimum 300 liter/min pr. 100 m. Dette er i hovedsak styrt av en økonomisk avveining mellom kostnad for tetting av berget mot kostnad for utpumping av vann. I alle norske tunneler i dag er injeksjon hovedsikringen for å redusere innlekkasje. Dette blir vanligvis utført som forinjeksjon 25 m foran stoff for ca. hver 10 m (Nilsen and Palmstrøm, 2013). Den resterende lekkasjen blir så tatt hånd om av en slags vanntett paraply over kjørebanelen. Denne består vanligvis av polyetylen (PE) paneler dekket med sprøytebetong for brannbeskyttelse. Denne typen vannsikring har en begrenset levetid og Statens Vegvesen ser derfor i dag på alternative løsninger (Dammyr et al., 2013).



Figur 5.6: Illustrasjon av ulike enkelt og dobbelt skall foringsløsninger for vanntetting av tunnel (Dammyr et al., 2013)

I land som Tyskland, Østerrike og Sveits er ofte den endelige fjell og vannsikringen et mer rigid system der utbredt bruk av betong danner en vanntett foring på tunnelen. Figur 5.6 illustrerer ulike konsepter for vanntetting i TBM tunneler. Illustrasjon (a) og (d) viser løsninger som er egnet ved bruk av gripper TBM. Begge er drenerte løsninger der henholdsvis (a) bruker plasstøp betong mens (d) bruker en blanding av sprøytebetong og en påsprøytet vanntett membran. Den siste løsningen er enda under utvikling og testing.

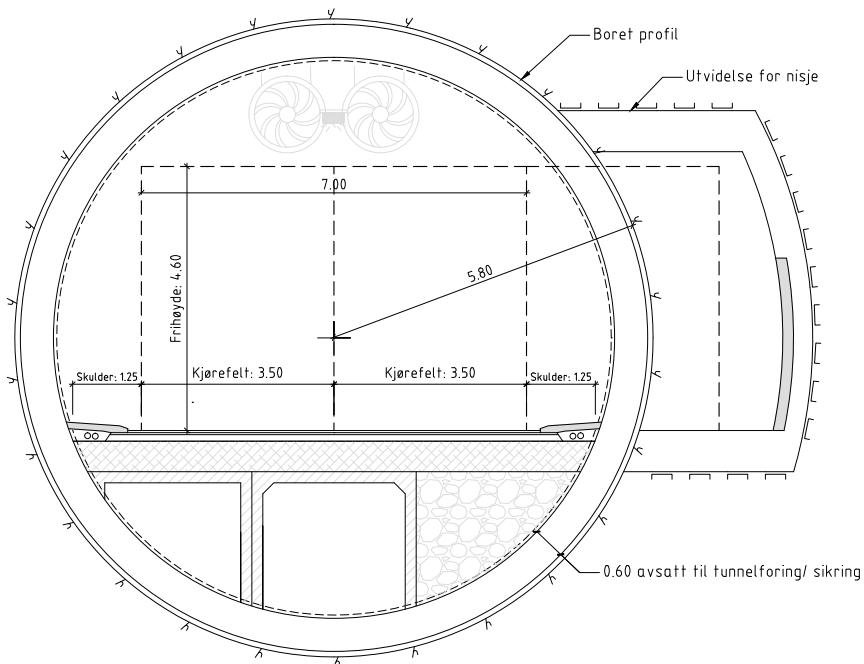
Illustrasjon (b) og (c) er normale løsninger ved bruk av skjold TBM. Løsning (b) er en enkeltskall løsning. Dette gir en udrenert tunnel dersom segmentene blir designet til å motstå vanntrykket. Løsning (c) viser en dobbelt foring løsning. Her er vanligvis det ytre laget drenert og en vanntett duk ligger mellom lagene for vanntetting. Fordelen med denne løsningen er at den ikke trenger å designes for å holde tilbake vanntrykket og blir derfor ofte billigere (Dammyr et al., 2013).

5.5 Valg av type TBM til Oslofjordtunnelen

Valget av TBM til Oslofjordtunnelen er avhengig av både geologiske, samt geometriske faktorer. Det nye løpet er dimensjonert til tunnelklasse E, som betyr et T9.5 m profil. Med utgangspunkt i Statens Vegvesen (2010) betyr dette at tunnelprofilen må være dimensjonert for følgende:

- To kjørefelt og veiskulder på hver side, med en samlet bredde på 9.5 m.
- Frihøyde for hver kjørebane på 4.8 m.
- Plass til veifundament.
- Mulighet for alternativt profil ved nisjer.

Basert på de dimensjonerende faktorene nevnt over viser figur 5.7 et forslag til hvordan profilen kan se ut. Her er det tegnet inn utvidelse for nisjer, eventuelt forbikjøringsfelt. Dette måtte en i tilfelle ha drevet med konvensjonell driving. For alternativet beskrevet her kreves det en TBM med en ytre diameter på ca. 11.6 m.



Figur 5.7: Tverrsnitt av TBM drevet T9.5 tunnel, basert på (Grøv et al., 2013)

Det blir tatt utgangspunkt i at tunnelen kan sikres ut i fra norsk metode for tunnelbygging. Det vil si at en bruker bergets evne til å danne en bærende struktur, og sikrer ekstra dersom det er nødvendig. En vil derfor kun installere betongelementer i svakhetssoner der bergmassekvaliteten er for dårlig til å bli sikret med tradisjonell bergsikring som bolter og sprøytebetong. Dette betyr at en drenert løsning for vannsikring vil være mest aktuell. En løsning med en vanntett membran, som beskrevet i figur 5.6 (d), ville antagelig kunne

gitt enkelte fordeler som lengre levetid og påføring direkte fra TBM. Samtidig er denne løsningen fortsatt under utvikling og testing og det vil derfor bli antatt en tradisjonell løsning med frittstående betongelementer og PE paneler. Der bergmassen blir sikret med betongsegmentføring antas det at en udrenert løsning med et enkelt skall, som vist i figur 5.6 (b). Dette begrunnes med at erfaringer fra driving av eksisterende løp viste til dels stor vannlekkasje selv etter injeksjon og måtte betongstøpes.

Valget av type TBM som blir brukt har stor innvirkning på flere faktorer under tunnel-drivingen. Hovedvalget ligger på om en skal bruke en gripper-TBM eller skjold TBM. Som beskrevet tidligere i kapitlet vil dette påvirke både inndrifter samt hva slags type sikring som brukes. For å ta et valg må en se på hva slags type utfordringer en vil møte på i tunnelen. De viktigste geologiske utfordringene er listet nedenfor:

- Statisk vanntrykk opp mot 14 bar.
- Partier med mye vannlekkasje og leirinfisert berg.
- Svakhetssonen på hurumsiden som har en bredde på opp i mot 70 m. Deler av sonen har meget dårlig fjellkvalitet med Q-verdier ned mot 0.006.
- Stort sett gneis bergarter, med innslag av amfibolitt og pegmatitt ganger.
- Injeksjon er forventet nødvendig i omtrent 24 % av tunnelen, basert på erfaringer fra tidligere løp.
- Variasjon i bergmasse kvalitet over korte avstander, spesielt ved krysning av svakhetssoner.
- Totalt 9 soner med dårlig bergmasse ($Q < 1$) med en total lengde på 603 m, eller 8 % av tunnelens lengde.
- 7 av 9 soner har en estimert Q-verdi mellom 0.1 og 1, totalt 401 m.
- 2 av 9 soner har en estimert Q-verdi under 0.1, totalt 202 m.
- Erfaringer fra byggetrinn 1 viser at det er svelleire i flere av svakhetssonene (målt 208 % = meget aktiv)

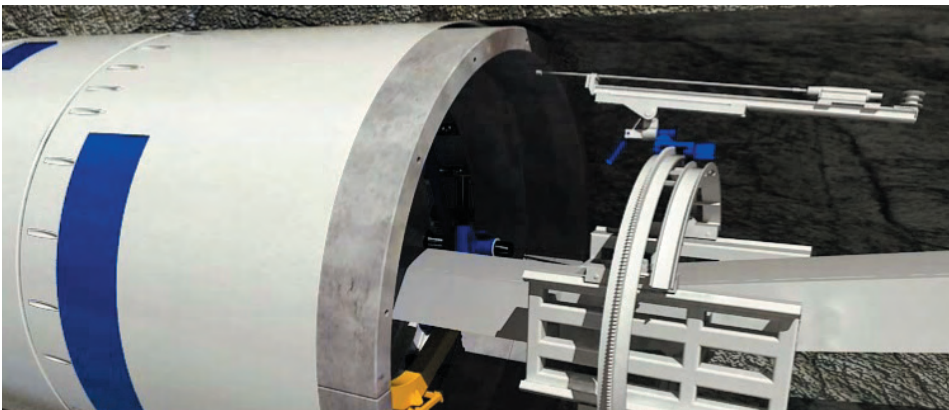
Dette betyr at maskinen må takle et vidt spekter av ulike bergkvaliteter. Det vil og være en fordel om den kan blokkere store vannlekkasjer inn i tunnelen. Ut i fra det en vet om bergmassen langs Oslofjordtunnelen burde TBM-maskinen ha følgende muligheter:

- I. Kunne sonderbore foran stuff. Dette er essensielt ved driving av undersjøiske tunneler og vist seg avgjørende under driving av dagens Oslofjordtunnel. Her er det viktig at både innsiden og hele utsiden av profilet dekkes.
- II. Injeksjon foran stuff. Flere soner langs tunneltraséen har vist seg å være meget vannførende og vil måtte injiseres. Dette gjelder både for undersjøisk del, samt landdelen der en vil hindre senking av grunnvannet.
- III. Kunne brukes med tradisjonell norsk bergsikring, det vil si muligheter til å få fremdrift uten betongsegmenter å dytte mot da dette vil være tilfellet for store deler av tunnelen.

- IV. Mulighet til å stenge av stuff ved driving gjennom svakhetssoner (EPB prinsippet). Dette kan forhindre løsmasser og vann i å flomme inn i tunnelen der det er meget dårlig berg. Det kan tenkes at dette vil være nødvendig ved driving gjennom Hurumsonen.
- V. Siden bestemmelse av sikringsomfanget bygger stort sett på inspeksjon av berget etter driving, må maskinen ha et inspeksjonsområde der en geolog kan notere de lokale forholdene.

I dag er det boret i overkant av 250 km tunnel med TBM i Norge (Hansen, 2002) der det i hovedsak er blitt benyttet åpne TBMer. Gripper eller åpen TBM gir gode muligheter for både sonderboring og injeksjon foran stuff, samt kan installere tradisjonell sikring kort tid etter utgraving. Tidligere erfaringer fra Oslofjordtunnelen viser stort sett god bergkvalitet med unntak av noen få soner. I svakhetssoner med knust fjell eller løsmasser kan deler av massene rase ut og etterlate seg hulrom. Dette kan gi gripperene problemer med å få feste dersom hulrommet ikke blir fylt med betong eller sandsekker (Barton, 2013).

Basert på kriteriene nevnt over vil en mixshield TBM, lignende den som ble brukt på Hallandsås prosjektet, være mest aktuell. Denne typen TBM har mulighet til å bli brukt i åpen modus der fjellet tillater det, samt kan lukkes og brukes med mottrykk mot stuff dersom det er fare for store vannlekasjer eller meget dårlig fjellmasse. Denne type maskin kan og bli godt utstyrt for sonderboring og forinjeksjon. Samtidig mangler den grippermuligheten en er avhengig av for fremdrift uten tunnelsegmenter.

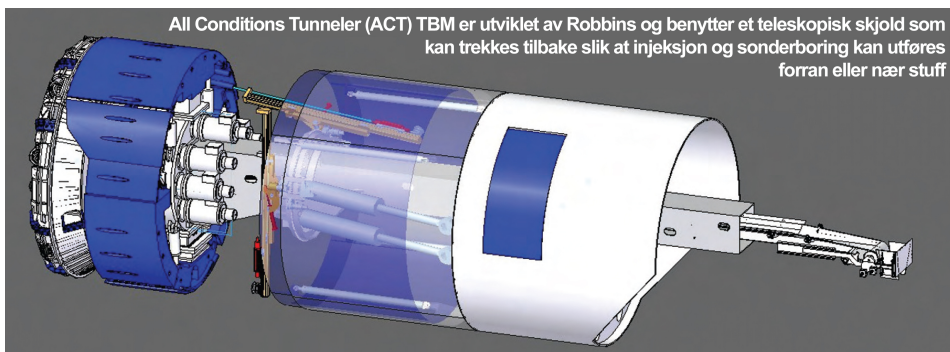


Figur 5.8: Injeksjon fra dobbeltskjold TBM (Willis, 2012)

En dobbeltskjold TBM har gripper plassert på bakre skjold. Grøv et al. (2013) foreslår en krysning mellom en dobbeltskjold og mixshield TBM for drivingen av Rogfast, en tunnel som har flere av de samme problemstillingene som Oslofjordtunnelen. Denne vil kunne brukes som en gripper TBM med tradisjonell sikring der bergmassen er av god kvalitet og så "lukkes" og brukes med betongsegmenter som sikring i svakhetssoner. Dette ville sikret en trygg tunneldriving og en ville vært forberedt på dårlige soner slik en møtte under driving av dagens løp.

Selv om maskinen beskrevet over ville passet godt til formålet er det ikke sikkert teknologien er der i dag. Willis (2012) skriver at dobbeltskjold TBMer har ikke muligheten til å kontrollere vannlekkasje da de ikke kan stenge av stuff slik en mix shield TBM kan. Grunnet skjoldet har den også en begrenset vinkel til sonderboring og injeksjon, som vist i figur 5.8. Robbins har utviklet en TBM som tar tak i disse problemene. "All Conditions Tunneller (ACT)" kombinerer fordelene til både gripper og dobbeltskjold TBM. Den har muligheten til raskt å trekke skjoldet tilbake slik at bergmassen blir tilgjengelig for sonderboring og injeksjon.

For Oslofjordprosjektet antas det i denne oppgaven at en ACT TBM som beskrevet over vil være det beste alternativet. Denne gir mulighet til sikring både med tradisjonell bergsikring og vannrette betongsegmenter i svakhetssoner med mye vannlekkasje. Den har og gode muligheter til injeksjon slik at berget kan stabiliseres før en driver inn i svakhetssoner. En kunne kanskje til fordel hatt mulighetene til en mixshield TBM, slik at en kunne stenge av stuff dersom en møtte på store vannlekkasjer, slik som skjedde ved frysosonen. Samtidig tyder undersøkelser på vesentlig mindre vannlekkasje der det nye løpet skal passere sonen og en kan anta at grundig injisering forran stuff vi gi god nok standup tid til at TBM vil klare seg gjennom sonen. Figur 5.9 viser en illustrasjon av den anbefalte TBMen.



Figur 5.9: Illustrasjon av "All Conditions Tunneler" TBM (Willis, 2012)

5.6 NTNUs prognosemodell for fullprofilboring

Modellen er utviklet av NTNU/SINTEF, og baserer seg på empiriske data fra tunneldrift i Norge. Modellen estimerer inndrift og kostnader for TBM drift på grunnlag av ulike inngangsparametre. Dette delkapitlet ta for seg de viktigste beregningene som brukes i modellen. Alt informasjon er hentet fra Bruland (2013) og Bruland (1998b).

5.6.1 Inndrift

Ved driving av tunneler er inndrift en meget viktig faktor. Den gir et estimat på hvor lang tid det vil ta å drive en tunnel og dermed mye av konkurransegrunnlaget ved sammenligning av ulike drivemetoder. Inndriften ved TBM boring er avhengig av flere faktorer, både knyttet til fjellets og maskinens egenskaper. Modellen deler det inn på følgende vis:

Tabell 5.1: Fjell- og maskinparametre

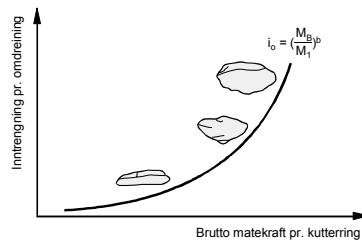
Fjellmassens egenskaper	Maskinparametre
- Oppsprekking; frekvens og orientering	- Matekraft
- Borsynkindeks, DRI	- Borhodets omdreiningstall
- Porøsitet	- Midlere kuttersporavstand
	- Kutterstørrelse og -form
	- Installert effekt

Netto inndrift

Grunnlaget for inndriftsmodellen er forholdet mellom inntrengning og matekraft. Her ser en på kutterens inntrenging, benevnt i i_0 , i bergmassen. Denne kan beregnes ut i fra kutterdiameter, midlere sporavstand samt ekvivalent matekraft (M_{ekv}).

$$i_0 = \left(\frac{M_{ekv}}{M_1} \right)^b \quad (5.1)$$

Ved å samla data fra ulike TBM prosjekter har en kunnet lage en inntrengingskurve som viser sammenhengen mellom inntrenging og matekraft pr. kutterring, vist i figur 5.10. Figuren viser hvordan boringen blir mer effektiv jo høyere matekraft som blir benyttet. M_1 beskriver den nødvendige kraften som må til for å oppnå en inntrenging på 1 mm per omdreining. Koeffisienten b , beskriver effekten av endring i påført kraft. Når en har



Figur 5.10: Inntrengingskurve (Bruland, 2013)

fastsatt inntrengningen til maskinen kan en finne netto inndrift. Netto inndrift er definert som meter tunnel boret pr. time borhodet roterer med mating mot stoffen. Dette kan gjengis med formel 5.2 nedenfor. Dette er altså et tall på momentan inndrift, eller inndrift per tid over en lengre periode eksklusive driftstopp.

$$I = i_0 \times RPM \times \left(\frac{60}{1000} \right) \quad (5.2)$$

Brutto inndrift

Ved kostnadsberegninger ønsker en ofte å se på den totale tiden som vil gå med på å drive tunnelen, altså brutto inndrift. Brutto inndrift er oppgitt i m/uke og brukes for å angi inndrift i en lengre periode. Dette beregnes på bakgrunn av netto inndrift, maskinutnyttelse og ukentlig driftstid.

Maskinutnyttelse er definert som netto boretid i prosent av total driftstid. I driftstid inngår:

- Boring, T_b
- Taksift, T_t
- Kuttersift og -inspeksjon, T_c
- Reparasjon og service TBM, T_{tbm}
- Reparasjon og service bakrigg, T_{bak}
- Andre arbeider, T_a

Arbeidsaktivitetene blir målt i timer pr. boret kilometer. Når en har bestemt de ulike parametrene kan en så beregne maskinutnyttelsen, u_n ved:

$$u_n = \frac{100 \cdot T_b}{T_b + T_t + T_c + T_{tbm} + T_{bak} + T_a} \% \quad (5.3)$$

Ukentlig driftstid, T_{eh} , tar hensyn til at uforutsette og kritiske hendelser som skjer, og har derfor noe ekstra tid tilgjengelig. Den oppgir altså en effektiv arbeidstid som er noe lavere enn den faktiske ukentlige arbeidstiden. Når en har disse faktorene kan en få brutto inndrift, eller ukeinndrift ved:

$$I_u = u_n \cdot T_{eh} \cdot I / 100 \quad (5.4)$$

5.6.2 Parametere

I denne oppgaven vil fokuset være på inngangsparametrene til modellen. Nedenfor er derfor en gjennomgang av de viktigste parametrene som vil bli brukt.

Oppsprekningsgrad

Fjellets oppsprekking er en av de viktigste parametrene ved fullprofilboring. Ved TBM drift i hardt berg har bergets oppsprekking vist seg å være den geologiske faktoren som har størst innflytelse på netto inndrift og derfor også kostnadene (Bruland, 1998b). Oppsprekkingen er definert som stikk eller sprekker med liten eller ingen skjærfasthet langs

svakhetsflatene. I systematisk oppsprukket fjell deler modellen inn graden av oppsprekking i ulike klasser, som vist i tabell 5.2.

Tabell 5.2: Oversikt over oppsprekkingsklassene med avstand mellom svakhetsflatene (Bruland, 2013).

Oppsprekkingsklasse (Sprekker = Sp / Stikk = St)	Midlere avstand mellom svakhetsflater (cm)
0	-
0-I	160
I-	80
I	40
II	20
III	10
IV	5

Sprekker blir av Bruland (2013) definert som kontinuerlige sprekker som kan følges rundt hele tunnelprofilen. De kan være åpne eller fylt med leire eller svake/glatte mineraler. Stikk omfatter ikke-gjennomsettende sprekker som bare delvis kan følges rundt profilen, gjenfylte sprekker med liten skjærfasthet og lagdelingsstikk. Oppsprekkingen uttrykkes ved oppsprekningsfaktoren, k_s , som igjen er avhengig av oppsprekningsgraden (type og frekvens), samt romvinkelen mellom tunnelakse og svakhetsflater, α . Romvinkelen er definert som:

$$\alpha = \arcsin(\sin \alpha_f \cdot \sin(\alpha_t - \alpha_s)) \quad (5.5)$$

α_s = støyvinkel for svakhetsflater

α_f = fallvinkel for svakhetsflater

α_t = retningsvinkel for tunnelen

Bergartens borbarhet

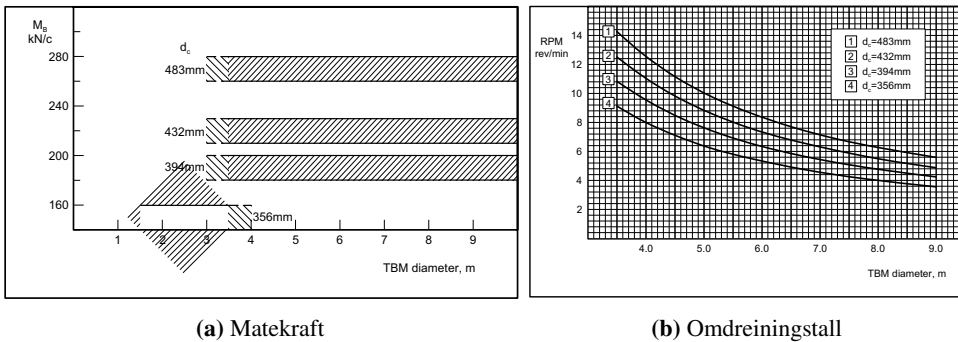
Bergartens borbarhet uttrykkes ved borsynkindeks DRI og kutterlevetidsindeks CLI. Dette er parametre fra tester utviklet ved Ingeniørgeologisk Laboratorium ved NTNU i forbindelse med utvikling av prognosemodellen. Borsynkindeksen, DRI, gir uttrykk borets penetreringsevne i berget. Parameteren blir bestemt ved å måle hulldybden en får etter 200 omdreininger av et miniatyrbor på et prøvestykke, samt en måling av sprøheten til bergarten. En kan si at sprøheten er et mål på hvor mye energi som må til for å knuse steinen (Bruland, 1998b). Kutterlevetidsindeksen, CLI, gir en indikasjon på levetiden til en kutter ved boring i bergarten. Testmetodene vil ikke bli videre diskutert i denne oppgaven men er beskrevet i SINTEF sin DRI, BWI, CLI Standard.

Porøsitet

Normalt har harde bergarter en porøsitet på under 2 %. Fra Bruland (1998b) viser felldata at porøsiteten til bergarter har en klar innflytelse på hvor høy inndrift en oppnår. Det kan forklares med at porene fungerer som utløsende og forsterkende for sprekkdannelse ved driving. Modellen inkluderer derfor en egen korreksjonsfaktor for porøsitet.

Matekraft og Omdreiningstall

Matekraft er en essensiell parameter for beregning av inndrift. Ved økt kraft vil kutteren trenge dypere inn i berget og dermed overføre energien fra kutterhodet til fjellet mer effektivt. I denne oppgaven vil verdien bli estimert på grunnlag av figur 5.11a som viser maksimal brutto gjennomsnittlig matekraft pr. kutterringsring, som funksjon av vanlig kutterringsstørrelse og TBM-diameter.



Figur 5.11: Matekraft og omdreiningstall som funksjon av kutterdiameter og TBM-diameter (Bruland, 2013).

Figur 5.11b viser omdreiningstall for kutterhodet som funksjon av TBM-diameter og kutterdiameter. Da en ønsker å begrense rullehastigheten til periferkutterne er omdreiningstallet omvendt proporsjonalt med borhodediameteren. Lignende figurer for bestemmelse av kutterantall og installert effekt for borhode finnes som vedlegg.

5.6.3 Kostnader

En viktig del av prognosemodellen er muligheten til å beregne kostnader ved tunnelen. Modellen har innebygd flere faste poster som inngår i fullprofilboring, som er prissatt basert på erfaringsdata. Tabell 5.3 viser hvilke poster er inkludert i modellen. En viktig faktor som ikke er inkludert er behovet, tidsforbruket og kostnad på sikring. Dette er en faktor som kan ha stor innvirkning på både et kostnad og tidsestimat. Dette vil derfor bli kalkulert separat i denne oppgaven.

Tabell 5.3: Inndeling i kostnadsposter (Bruland, 2013).

Hovedpost	Underpost
1. Rigging	
2. Boring	2.1 TBM 2.2 Borverktøy
3. Bakrigg	
4. Utkjøring	4.1 Transport 4.2 Kjørebane, skinnegang, transportbånd 4.3 Tipp
5. Øvrige kostnader	5.1 Ventilasjon 5.2 Elektriske anlegg 5.3 Vann
6. Lønn	

5.7 Q_{TBM} prognosemodell

Q_{TBM} er en prognosemodell introdusert av Nick Barton i en artikkel i *Tunnels & Tunneling*, September 1999. Modellen bruker geologiske og geotekniske faktorer, i tillegg til matekraft som eneste maskintekniske parameter, til å beregne netto og brutto inndrift (Palmstrøm et al., 2002). Grunnlaget for beregningen er en "forbedret" Q -verdi, relevant for TBM.

$$Q_{TBM} = \frac{RQD_0}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \times \frac{SIGMA}{F^{10}/20^9} \times \frac{20}{CLI} \times \frac{q}{20} \times \frac{\sigma_\theta}{5} \quad (5.6)$$

De tre første leddene er i hovedsak de samme som for Q -verdien, der RQD_0 er RQD langs tunnelaksen. De resterende parametrene er:

SIGMA Bergmassens fasthet uttrykt som $5\gamma Q_c^{1/3}$ der $Q_c = \sigma_c/100 \times Q_0$ og Q_0 er orientert Q .

F Matekraft pr. kutter, tonn

q kvartsinnhold, %

CLI kutterlevetidsindeks

σ_θ gjennomsnittlig biaxial-spenninger langs stoff, MPa

Matekraften, F , er den viktigste maskinparameteren for å beregne inndrift. I modellen er den normalisert mot 20 tonn, og gir en kraftig effekt på Q_{TBM} og derfor netto inndrift. Barton angi og at matekraften vanligvis blir redusert av maskinoperatør ved Q lavere enn 1 (Palmstrøm et al., 2002), noe som må tas hensyn til ved bruk av modellen.

Netto inndrift

Netto inndrift blir beregnet som en funksjon av parameteren Q_{TBM} er blir definer slik:

$$PR \approx 5(Q_{TBM})^{-0.2} \quad (5.7)$$

Formelen er en empirisk formel, basert på sammenligning med TBM erfaringsdata. En ser at høyere Q_{TBM} verdi gir lavere inndrift (PR). Ved lavere Q_{TBM} stiger inndriften, noe som vanligvis stemmer ned til en viss Q. Deretter vil problemer knyttet til dårligere berg redusere inndriften igjen. Dette er korrigert for i brutto inndrift.

Brutto inndrift

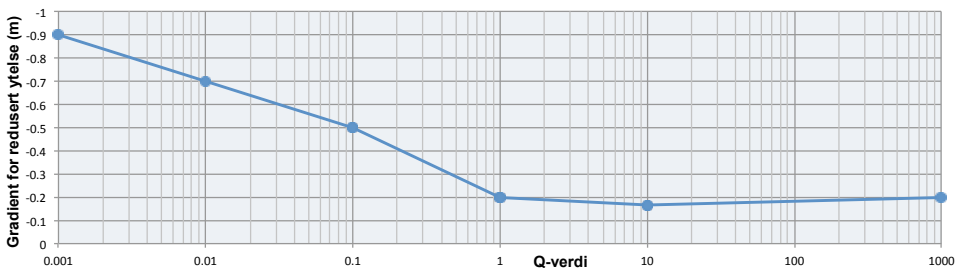
Brutto inndrift er definert som:

$$AR = PR \times U \tag{5.8}$$

der U er utnyttelsesgrad, %, og er definert som T^m . T er total tid, uavhengig av arbeidstid. m er en parameter for redusert ytelse med økende tid. Denne er ment å inkludere tapt tid til f.eks harde bergarter, mektige knusningssoner, osv. Dette vil igjen føre til økt, som igjen kan gi forsinkelser grunnet maskinreparasjoner, transportproblemer og lignende. Ifølge Palmstrøm et al. (2002) sies AR å uttrykke den samlede ytelsen til maskin og bergmasse, samt faktorer som :

- nivå av forundersøkelser
- maskin-design
- stabilitet-sikrings-design
- prosjektledelse

Samtidig påpekes det at m er en følsom parameter og er basert på definisjonen meget vanskelig å tallfeste. I denne oppgaven vil Bartons anslag av m basert på Q-verdi bli benyttet.



Figur 5.12: Anslag av m som funksjon av Q, basert på (Palmstrøm et al., 2002)

Driving gjennom ”Frysesonen”

Frysesonen, eller Hurumsonen som er blitt benyttet i denne oppgaven, er som nevnt det området langs tunnelen det er knyttet mest usikkerhet til. Her er det gjort grundige undersøkelser for at en skal kunne forsikre seg om at en ikke møter den samme spylereennen ved driving av ett nytt løp. Dette kapitlet går gjennom stabilitetsproblemer som kan oppstå basert på den dataen presentert i forrige kapittel. Videre blir enkelte andre prosjekter med lignende problemer presenter og løsninger til driving gjennom sonen blir diskutert.

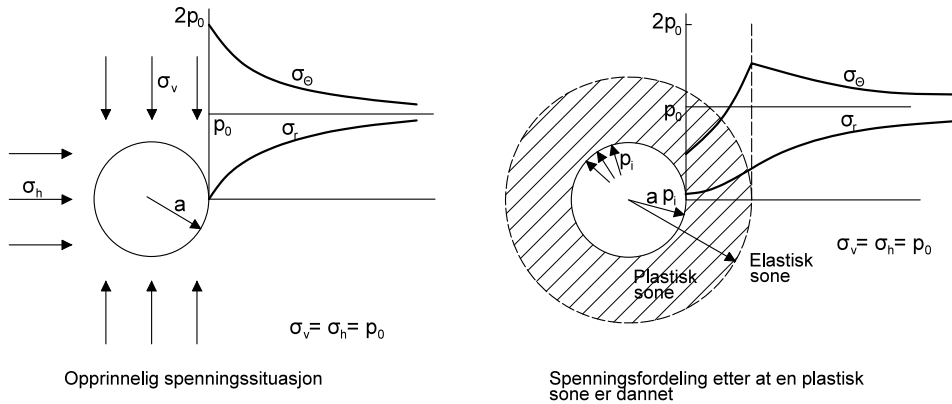
6.1 Problemer som kan oppstå ved sonen

I Norge har en mye erfaring med driving av undersjøiske tunneler og krysningen av svakhetssoner er ofte der problemer oppstår. Basert på Nilsen (2009) kan problemene kort oppsummeres å være knyttet til:

- Sleppematerialet i svakhetssonene har ofte en høyt innhold av meget aktiv svellende leire som kan utøve svelletrykk mot massene i sonen.
- Potensialet for utfall av masser opp mot sjøbunnen dersom overdekningen er lav.
- Ubegrenset tilgang på vann som kan gi store vannlekkasjer, samt utvasking av masser.

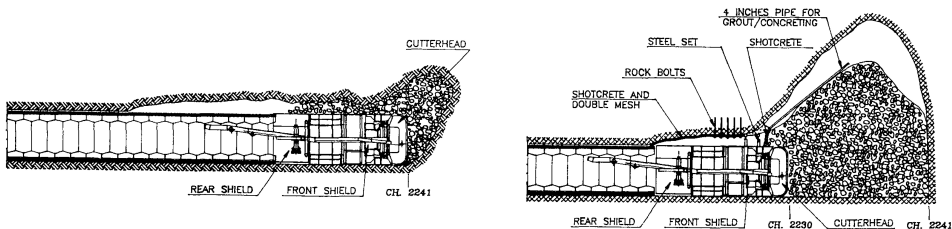
Om en setter dette i sammenheng med den aktuelle sonen vil antagelig de to første punktene være mest aktuelle. Forundersøkelsene viser som nevnt lite vanntap, med en maksimal lugeon verdi på 1.66 l/min/m. Dette betyr at sonen er relativt tett, trolig grunnet høyt leirinnhold. Dersom sonen inneholder svelleleire kan dette gi stabilitetsproblemer, ofte etter åpning av tunnelen. Når denne kommer i kontakt med vann vil den ekspandere og en har sett tilfeller, blandt annet i Oslofjordtunnelen, der dette fører til ras. Svelleleire kan og utøve trykk på sikringen og tidligere erfaringer har vist at uarmerte utstøpninger og sprøytebetong er påført skade ved svelletrykk over 0.2 MPa Statens Vegvesen (2004a). Det er derfor viktig at sikring dimensjoneres for svelletrykk.

I svakhetssoner med lave Q verdier og bredde på 2 meter eller mer, er bergmassens deformasjon elastisk-plastisk eller rent plastisk. Dersom tunnelen ikke ligger for dypt, som i dette tilfellet, kan en betrakte den vertikale og horisontale spenningssituasjonen som noenlunde lik. Dette gir en plastisk sone rundt tunnelprofilen, med fare for vanlig skjærbrudd i omliggende knust bergmasse. Figur 6.1 illustrerer spenningsfordelingen som kan oppstå i en svakhetssone.



Figur 6.1: Spenningsfordeling rundt en sirkulær tunnelåpning (Myrvang, 2001)

Vi ser fra figuren at tangensialspenningen reduseres kraftig, noe som gir en dårlig innspent bergmasse. Dersom det i tillegg er poretrykk i bruddsonen vil dette bidra til å redusere skjærfastheten og man kan få en rassituasjon. Rase kan utvikles til et buformet eller kjegleformet hulrom oppover i bruddsonen (Statens Vegvesen, 2004a). Som nevnt er en stor fare i undersjøiske tunneler at dersom raset forplanter seg oppover i sonen er det viktig at overdekningen er stor nok. I verste fall kan det utvikle seg til en direkte åpning mot havet noe som ville gitt en oversvømt tunnel. For "frysesonen" råder det usikkerhet om hvor dypt den meget vannførende spylerenne ligger i området der det nye tunneløpet skal passere. En kan anta fra kjerneboring B-02 at en har minimum 10 m overdekning men et større ras på stoff vil kunne gi store problemer. Ved TBM driving er det og en fare knyttet til å drive inn i dårlig bergmasse. Figur 6.2 illustrerer hvordan et ras kan utvikle seg dersom en trekker maskinen tilbake ut av sonen.



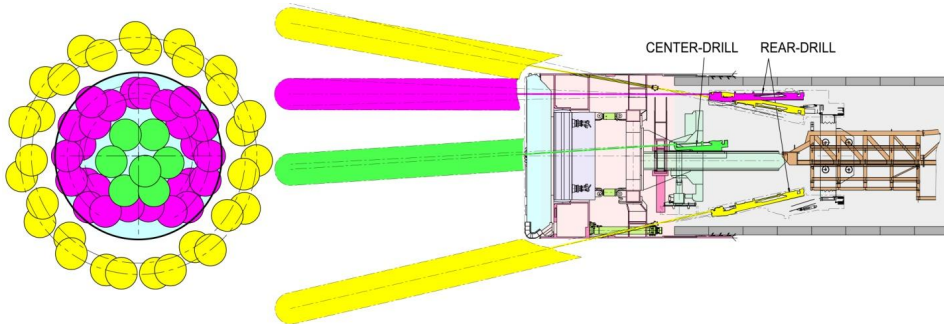
Figur 6.2: Fare ved å kjøre en TBM fast i en svakhetssone (Grandori et al., 1995)

6.2 Utvalgte studier av TBM gjennom problemsoner

6.2.1 Svakhetssoner ved Hallandsåsen

Hallandsåstunnelen er del av en større ombygning av jernbanen mellom Gøteborg og Malmö i Sverige. Tunnelen har to løp med en lengde på 8.7 km per løp. 5.5 km av hver tunnel ble drevet med TBM. Prosjektet ble originalt startet i 1992, men først i September 2013, 21 år etter de første meterne ble drevet, fikk en gjennombrudd på det siste løpet. Flere problemer med bergmassen førte til at prosjektet ble 17 år forsinket. Entreprenøren valgte i 1992 å drive tunnelen med en åpen TBM. Bergmassen var heterogen, stekt oppsprukket og hadde store vannbærende soner. Etter bare 18 meter ferdig tunnel stoppet drivingen. Prosjektet stod så stille frem til 1996, da en fortsatte med konvensjonell driving. Grunnet miljøproblemer ble prosjektet igjen stoppet i 1997. Først i 2001 ble prosjektet gjenopptatt, denne gangen med en mix-shield TBM, som fullførte tunnelen (Schubert, 2013).

Bergmassen består i hovedsak av prekambriske gneiser med innskutte ganger av amfibolitt. Tunnelen er lokalisert i en stor tektonisk sone, dominert av NV-SØ sprekker og forkastningssystemer. Tre store svakhetssoner på flere hundre meter blir krysset av tunnelen, som alle er påvirket av forvitring ned til tunnelnivå. Den vanskeligste sonen, Mölleback sonen, er 300 m bred og inneholder en sterkt forvitret del full av silt og leirmateriale, samt et sterkt oppsprukket område med mindre forvitring men mye vann under høyt trykk (opp mot 15 bar).



Figur 6.3: Mulig boremønster foran TBM (Burger and Dudouit, 2009)

Hovedproblemet en møtte under driving av tunnelen var kontroll av vanninnstrømningen. Den høye tettheten av sprekker sammen med en stor andel sprekkebelegg gjorde det meget vanskelig å trenge gjennom bergmassen med injeksjon og dermed tette berget. En ble derfor nøtt til å bruke store mengder systematisk injeksjon med ekstremt god penetrerings-evne for å hindre lekkasje. Maskinen var utstyrt med tre permanente borerigger på en 360° bevegelig ring. Flere hull i både skjoldet og kutterskjoldet gav mulighet til et tett bore-mønster både rundt og foran maskinen. Figur 6.4 viser mulig boremønster for TBMen. For enkelte deler av tunnelen ble berget systematisk forinjisert med 35 m lange skjermmer med overlapp for hver 10 m.

Gjennom svakhetssonene var det og knyttet problemer til utfall av forvitret bergmasse. Dette gav store områder med ustabil tak/vegger. Normalt vil den beste måten å kontrollere dette være å sprøyte området med sprøytebetong. Ved TBM drift er dette derimot ikke mulig ved stuff og en er derfor avhengig av å behandle problemet bak kutterhodet. Forinjeksjon ble benyttet flere steder for å stabilisere dårlig bergmasse og redusere faren for ras. Ved å kontrollere vannet i områder med fare for ras fikk en betydelig redusert faren.

For den mest problematiske sonen, Möllebäck sonen, ble frysing brukt for stabilisering. Målet var å skape en frossen ring der -2°C isoterme lå 2 m utenfor TBM profilet. Frysing ble utført ved å drive en 600 m lang adkomsttunnel frem til sonen, fra eksisterende tunnel. Dermed var sonen allerede fryst innen TBMen nådde frem. På den måten kunne en drive gjennom den 233 m lange sonen uten større forsinkelser i løpet av 3 uker. Selve operasjonen betegnes som et stor suksess (Sturk et al., 2011).



Figur 6.4: Frysing i Möllebäck sonen (Dudouit and Sturk, 2011)

I forhold til driving gjennom "Frysesonen" vil antagelig gode muligheter for injisering være nødvendig. Erfaringene fra Hallandsås prosjektet viser at injeksjon har vært et viktig virkemiddel for å redusere vannlekkasjer, samtidig som det har stabilisert grunnen. Samtidig hadde prosjektet mye strengere lekkasjekrav enn det som vil gjelde for Oslofjordtunnelen. For Hallandsås ble det og installert vanntette betongsegmenter for å tette tunnelen, og injeksjon ble i hovedsak brukt for å opprettholde TBM fremdrift. Det viser allikevel at en kan kostnadseffektivt benytte injeksjon i forkant av en TBM.

Fra prosjektet kan en og lære at frysing er fullt mulig å gjøre effektivt ved et TBM prosjekt. Oslofjordtunnelen har allerede et løp som passerer den gamle frysesonen og en kunne utført en fryseoperasjon herfra. Med god planlegging kunne sonen vært fryst ned til TBMen skulle passere slik at en opprettholdt inndriften. Samtidig viser erfaringer fra dagens løp at det er en kostbar prosess og undersøkelser tyder på at vannmengdene vil være mye mindre en de en hadde i Möllebäck sonen.

6.2.2 Rørparaply ved Niagara Tunnel Project

Niagara tunnelen er en 10.2 km lang boret tunnel under byen Niagara Falls. Tunnelen er boret av en åpen TBM med en diameter på 14.4 m. Det meste av prosjektet ligger i en skiferbergart, med flere overliggende lag med leirstein og siltstein måtte først drives gjennom. Dette gav meget varierende grunnforhold under drivingen og enkelte kollaps av tunneltaket over kutterhodet. Gschnitzer and Goliasch (2009) beskriver ustabiliteten som følgende:

- Gravitasjonsbrudd, grunnet vertikale sprekker og dårlig innspenning.
- Store blokker på opp til 20 tonn som løsner og faller over kutterhodet.
- Overmasser på 3 meter og mer over hengen, samt opp til 1 m i gulvet.

Grunnet de dårlige forholdene ble tunneldrivingen midlertidig stoppet da det ble ansett som utrygt for videre boring. TBM maskinen ble så modifisert for å kunne ta i bruk nye sikringsmetoder, slik at de aktuelle forholdene kunne takles.



Figur 6.5: Installasjon av rørparaply ved store overmasser (Gschnitzer and Goliasch, 2009)

I områder med dårlig innspent og oppsprukket bergmasse tok en i bruk et speiling system for å sikre bergmassen over kutterhodet og TBM skjoldet. Dette bestod av en slags rørparaply med 20 til 40, 9 m lange injeseringsrør, som så ble sikret med bolter, sprøytebetong og stålbuer. Mellom hver rørparaply var det et overlapp på 3.2 til 4.5 m. For å få plass til installasjon av paraplyen var det nødvendig å fjerne opp mot 1 m masse over maskinen, noe som betød at TBMen måtte tilpasses for arbeid i området rett bak kutterhodet. Figur 6.5 viser installasjon av rørparaplyen. (Gschnitzer and Goliasch, 2009).

Metoden med rørparaply er benyttet med hell ved konvensjonell driving i Norge. På det pågående prosjektet Holm - Nykirke, ble det for drivingen gjennom en svakhetssone med lav overdekning boret inn 15 m lange rør som så ble injisert (Drageset, 2013). Ved "Frysesonen" kan denne metoden antagelig bli benyttet for å øke stabiliteten gjennom sonen. Prosjektet ved Niagara Falls viser at det er mulig fra TBM men det krever at maskinen er bygget for det.

6.2.3 Bruk av injeksjon og sonderboing på Veligonda prosjektet

Irrigasjonsprosjekt Veligonda prosjektet i staten Andhra Pradesh i India er et eksempel på hvordan injeksjon kan forbedre driveforholdene gjennom svakhetssoner. Prosjektet består av to parallelle TBM-tunneler drevet med et par hundre meters avstand. Begge tunnelene er boret med dobbelt skjold maskiner, men ble startet med noen måneders mellomrom. Etter 3.4 km boring i den første tunnelen ble TBMen overrasket av en vannførende sone og maskinen ble delvis begravet i løst materiale. Her ble den stående i mer enn et år før den ble gravd ut ved hjelp av en bypass tunnel (Log, 2011).

Ved driving av tunnel nr. 2 var derfor denne sonen kjent. Det ble bestemt at en skulle utføre systematisk sonderboring når en nærmet seg den samme sonen. En kunne så basert på tolkning av sonderboringshullene bestemme injeksjonsskjermens størrelse og lengde. I området der den første TBM maskinen stod fast ble det implementert en fast injeksjonsmetodikk som var delt opp i primær- og sekundærinjeksjon. Den sekundære injeksjonen ble plassert slik at hullene fungerte som kontrollhull for den primære skjermen. Hullene ble boret med lengder mellom 15-25 m og med overlapp på 3-6 m (Log, 2011).



Figur 6.6: Veligonda DS - TBM (Log, 2011)

Sonen ble truffet som ventet, forinjisert og en kunne drive gjennom uproblematisk. Hver skjerm var på totalt 23 hull. I norsk målestokk kan dette i følge Log (2011) ansees som relativt lite, men det viser samtidig effekten forbehandling av berget kan ha. Den samme maskinen ble noen måneder senere stående fast i en annen svakhetszone grunnet utilstrekkelig sonderboring. Sonen var vannførende og bestod stort sett av leire og noe knusningsmateriale. Totalt fikk begge maskinen en nedetid på over 18 måneder.

Veligonda prosjektet viser viktigheten av gode forundersøkelser under driving mot svakhetssoner. En kan anta at dersom bedre forundersøkelser var gjort der den andre TBMen ble stående fast og forinjeksjon ble utført, ville en kunne drevet problemfritt videre. Samtidig vil ikke alltid en injeksjonsskjerm være nok. Vi ser fra Hallandsås prosjektet at store vannmengdene gjorde at en måtte fryse for å kunne drive sikkert gjennom sonen. Lignende erfaringer har en fra det første løpet på Oslofjordtunnelen der store mengder injeksjon viste lite eller ingen forbedring (Statens Vegvesen, 2001).

6.3 Konvensjonell driving gjennom sonen

Som kjent ble sonen fryst under driving av dagen Oslofjordtunnel. Hovedgrunnen til at frysing ble benyttet var det høye vanntrykket sammen med oppknuet bergmasse. For det nye løpet tyder alt på at vanntrykkproblemene ikke vil være de samme. Dette muliggjør flere alternativer for driving gjennom sonen. Statens Vegvesen viser til at for soner med $Q < 0.01$ skal sikringen dimensjoneres spesielt, som altså blir tilfellet her. Det blir derfor tatt en kort gjennomgang av aktuell stabilitetssikring foran stoff da dette vil være mest aktuelt for stabilitet under driving. For permanent sikring vil en anta at sone må støpes ut da dette var tilfellet ved flere av svakhetssonene i dagens tunnel.

Forbolter

Forbolter har best effekt i dårlig berg med Q -verdier > 0.02 og vil derfor antagelig ikke være aktuelle for de dårligste partiene. De blir allikevel beskrevet da det er en mye brukt metode i dårlig berg og kan antagelig benyttes for store deler av sonen. Hensikten med boltene er å redusere normalspenningen i hengen tilsvarende vekten av potensiell rasmasse uten forbolter (Statens Vegvesen, 2004a). best mulig grad bevare det teoretiske tverrsnittet til en får etablert permanent sikring. Boltene har normalt en lengde på 6 m og monteres slik at de får et overlapp på ca. 3 m.

Rørskjermer

Fra Statens Vegvesen (2004a) brukes det i utlandet rørskjermer i kombinasjon med injeksjon for bergmasseklasse G, som tilsvarer $Q < 0.01$. Dette er tilsvarende rørparaplyen nevnt tidligere i kapitlet. Denne metoden gir en betydelig forsterkningseffekt i soner der berget tilnærmet er løsmasse. Om en ser på resultatene fra undersøkelsene gjort i forbindelse med sonen ser vi at dette er tilfellet for en liten del av sonen men at det ikke dreier seg om mer enn et par meter.

Injeksjon

Injeksjon er som nevnt i hovedsak et middel for å hindre innlekkasjer. Samtidig vil det ha en effekt som virker stabiliserende på grunnen da det vil ha en forbedrende effekt på parameteren J_w , samt andre parametre som RQD i Q -verdien. Metoden for injeksjon er tilsvarende som ved TBM driving.

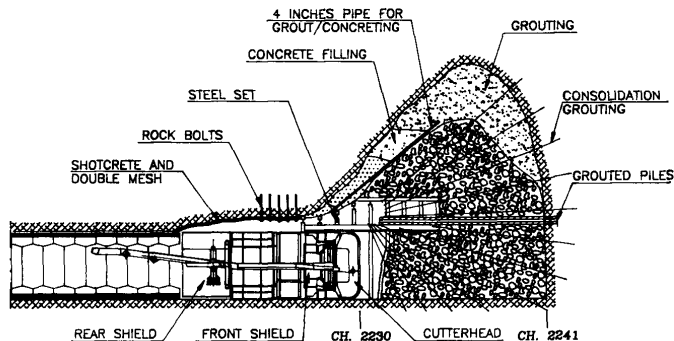
Frysing

Frysestabilisering ble benyttet under driving av dagens løp. Dette egner seg i soner bestående av løsmasse eller bergmasse med løsmassekarakter. Dette er en dyr og meget tidkrevende løsning. I Hallandsåstunnelen tok frysingen 6-12 måneder (Schubert, 2013).

6.4 Forslag til driving gjennom sonen

Som en ser finnes mange av de samme sikringstiltakene for både TBM og konvensjonell drift. Forskjellen ligger i hovedsak i tilgjengeligheten til bergoverflaten. Fra TBM må en som i Niagara tunnelen grave ut et område over maskinen for å installere sikring. Dette betyr og at maskinen må være utstyrt for den type arbeid på forhånd. Forbolting vil og antagelig ha en dårlig effekt fra TBM da de vil måtte bli installert et stykke bak stuff og en vil dermed trenge meget langt bolter. Her viser konvensjonell driving seg som en mer fleksibel metode. Dersom en har mistet, eller er i ferd med å miste kontroll på stabiliteten på stuff kan en og ved konvensjonell driving støpe igjen stuff og lage en betongplugg. Dette ble for eksempel gjort på atlanterhavstunnelen (Nilsen, 2010).

For en TBM vil kutterhode antagelig gi en viss beskyttelse mot ras. Dersom en bruker en mix-shield TBM som på Hallandsås prosjektet har en og mulighet til å stenge av stuff ved store vannlekkasjer. Problemet vil derfor oppstå om det raser over maskinen slik at den setter seg fast. Grandori et al. (1995) beskriver en metode benyttet på Evinos-Mornos tunnelen i Hellas der tunnelen kollapset i en bergmasse bestående av store blokker med sandstein i et lite kohesivt leirmateriale. Dette gav et 10 m hulrom over TBMen. For å drive videre ble TBMen trukket tilbake før massene ble injisert og stabilisert med ulike former for sikring. Etter omtrent 50 dager kunne en drive seg gjennom sonen uten flere problemer. Figur 6.7 viser operasjonen for å stabilisere massene.



Figur 6.7: Stabilisering av rasmasser fra TBM (Grandori et al., 1995)

Erfaringer viser altså at en har flere tiltak som kan brukes ved TBM driving gjennom en svakhetssone. For Hurumsonen vil antagelig det viktigste være gode rutiner på sonderboring for kontroll av bergmassen foran TBM, samt omfattende injisering i og rundt sonen. TBMen burde antagelig være utstyrt med muligheter for installasjon av rørparaply dersom forholdene tilsier at injeksjon ikke er nok. Samtidig er det ikke ventet store vanntrykk i sonen og en kan derfor regne med at en mix-shield TBM ikke vil være nødvendig. Som permanent sikring vil betongsegmenter kunne skape både en vann tett og stabil ring rundt profilet. Betongsegmentene burde være armert og dimensjonert for å stå imot svelletrykk.

Kapittel 7

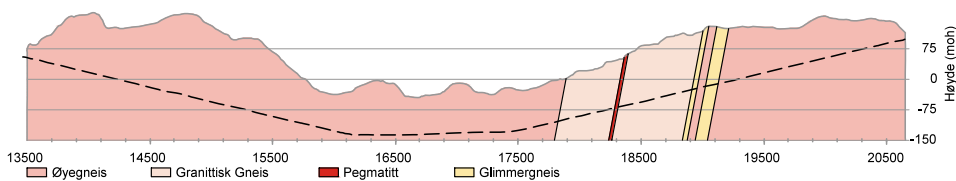
Tid og kostnadsestimat

7.1 Bestemmelse av parametre til bruk i prognosemodell

Dette delkapitlet tar for seg og diskuterer parameteren som blir brukt i beregning av inndrift og kostnad. Parametre er i hovedsak bestemt på grunnlag av data gjennomgått i tidligere kapitler, samt prognosemodellen til NTNU .

7.1.1 Drivtekniske parametere

Berggrunnen langs Oslofjordtunnelen består i hovedsak av Øyegneis og granittisk gneis. Da det ikke er gjort noen test for parametre på bergartene langs dette prosjektet, vil det bli antatt at egenskapene tilnærmet de samme og vil derfor bli betraktet som en bergart. Figur 7.1 viser geologisk profil over tunnelen.



Figur 7.1: Geologisk profil, Oslofjordtunnelen

Sprekkeklasse og romvinkel

For å bestemme sprekkelaske vil resultater fra kjerneboringene, sammen med tidligere observerte verdier for gneis, bli lagt til grunn. Selv om de fleste boringene er utført gjennom svakhetssoner, og vil derfor ikke være representative for resten av bergmassen, ble både borhull BH-1 og BH-2 boret gjennom store deler intakt berg. Disse viser en oppsprekking på mellom 4.4 og 5.3 brudd/lm, altså gjennomsnittlig 20 cm mellom hver svakhetsflate. Etter tabell 5.2 tilsvarer dette sprekkelaske II. Om en sammenligner dette med tidligere observerte verdier ligger dette helt i øvre sjikt for hva som er vanlig for gneis.

Da kjerneboringen ligger i området rundt Hurumsonen er det mulig dette er generelt mer oppsprukket enn resten av tunnelen. Det blir derfor her antatt en noe mer optimistisk verdi, basert på tabell i vedlegg B.1. Sprekkeklasse I-II vil derfor bli benyttet videre.

Sprekkeretning har og innflytelse på inndrift ved TBM boring. På Drøbaksiden danner hovedsprekkretningen en vinkel på tilnærmet 90° med tunneltraséen og et fall på $65-90^\circ$. På Hurumsiden er denne vinkelen $10-15^\circ$ og fallet er $80-90^\circ$. Etter ligning 5.5 får vi derfor romvinkler, $\alpha = 13^\circ$ på Drøbaksiden og $\alpha = 84^\circ$ på Hurumsiden.

Borbarhet: DRI, CLI, BWI

Borbarhetsparametrene har innflytelse på kostnader og fremdriftshastighet for både konvensjonell drift og fullprofilboring. For Oslofjordtunnelen er det ikke utført noen direkte tester av borbarhetsparametre. Som beskrevet tidligere finnes det borbarhetsparametre for lignende bergarter i området rundt. Det gjøres derfor her en antagelse om at en gjennomsnittlig verdi av disse vil gi en indikasjon på hva slag forhold en kan vente å treffe. Følgende parametre, hentet fra tabell 2.4, vil derfor bli benyttet i modellen:

DRI	BWI	CLI
39	54	8

Sprengbarhet - SPR

Sprengbarheten til berget er avhengig av en rekke geologiske faktorer. Uten prøvestykke og tester er det vanskelig å gi noe eksakt nummer på sprengbarhet for bergartene ved Oslofjordtunnelen. Samtidig finnes det en del erfaringsdata fra norske bergmasser. Tabell 7.1 viser en oppsummering av erfaringstall for norske bergarter. Bergartene langs tunneltrasséen er i hovedsak gneisbergarter, så de vil bli antatt å ha en middels sprengbarhet i denne oppgaven.

Tabell 7.1: Sprengbarhet for norske bergarter (UNIT, NTH-Anleggsdrift, 1995a)

God sprengbarhet SPR = 0.38	Grovkornede homogene granitter, syenitter og kvartsdioritter. For eksempel "svensk" granitt.
Middels sprengbarhet SPR = 0.47	For eksempel gneis.
Dårlig sprengbarhet SPR = 0.56	Metamorfe bergarter med skifrig struktur, oftest høyt glimmerinnhold og liten trykkstyrke. For eksempel krystalline skifre.

Kvartsinnhold og porøsitet

Kvartsinnholdet er sammen med borbarhetsindeksene en viktig geologisk parameter, spesielt ved fullprofilboring. Kvarts er et meget hardt mineral, noe som fører til at det sliper

kuttere og dermed påvirker kutterlevetiden i stor grad. For denne parameteren vil det også bli brukt en gjennomsnittsverdi for omkringliggende bergarter. Basert på tabell 2.4 blir denne parameteren satt til 30 %. Verdien for porøsitet vil bli basert på Sintef sine typiske verdier for naturstein, se vedlegg B.2. Gneis har en relativt lav porøsitet, med typiske verdier i intervallet 0.2 - 1.7. Med utgangspunkt i dette vil en gjennomsnittlig verdi på 1 % bli benyttet.

7.2 Beregninger for konvensjonell drift

For å få et best mulig sammenligningsgrunnlag er inndrift og kostnad for konvensjonell drift beregnet for det nye løpet i Oslofjordtunnelen. Sprengningspriser og inndrift u/sikring er blitt beregnet ved hjelp av prognosemodellen tunsim, der parametre diskutert tidligere i kapitlet er blitt benyttet. Sikringsomfanget er blitt basert på inndelingen av Q-verdier som er gjort i denne oppgaven. For å lage tidsestimat for sikring er det benyttet ekvivalenttider fra Statens Vegvesen (Statens Vegvesen, 2013). Dette er egentlig et system for regulering av byggetid forårsaket av økt mengde arbeidssikring ved stuff i forhold til kontraktens mengder. Tidene er kun veiledende og kan variere stort avhengig av hvem som utfører arbeidet. I denne oppgaven bli de benyttet da forfatter ikke har tilgang på annen data. De samme tallene vil bli benyttet for både konvensjonell og TBM drift og det antas derfor at det gir grunnlag for en sammenligning. Prising tar utgangspunkt i kostnadsoverslag og utført kostnad for eksisterende løp, justert for konsumprisindeksen.

Tunneldata

Tunnelen blir som tidligere nevnt drevet for et T9.5 tunnelprofil. Basert på figur 4.5 vil det gi et teoretisk sprengningsprofil på 70m². Den totale lengden på tunnelen er 7441m. Det vil også bli sprengt tverrforbindelser og nisjer langs tunnelen. Disse blir ikke tatt med i beregningene da dette gjelder for begge drivealternativene og er derfor ikke relevant for sammenligningen som skal gjøres.

Driving av tunnel

Som nevnt tidligere eksisterer det et tverrslag fra drivingen av dagens tunnel på Hurumsiden. Dette muliggjør drift fra i alt 4 stuffer uten noe særlig ekstra kostnad. Samtidig ansees det av forfatter som unødvendig å drive i to retninger fra tverrslaget. I startfasen vil dette føre til driftstans for motsatt stuff under sprengning, samtidig som det trolig ikke vil redusere den totale driftstiden da det kun er 2000m til vestre påhugg. Det blir derfor antatt drift fra 3 stuffer. Deponi for massene vil ikke bli tatt hensyn til i denne oppgaven. Figur 7.2 viser påhugg, samt det eksisterende tverrslaget som det blir antatt drift fra.

Det vil bli antatt drift alle ukedagene i tillegg til halv dag på lørdag. Videre antas det 2 ti-timers skift på hver stoff. Dette tilsvarer i alt 110 tilgjengelige arbeidstimer per stoff per uke.



Figur 7.2: Oversikt over påhugg og tverrslag ved konvensjonell drift.

Tunnelinndeling

Figur 7.2 viser hvordan tunnelen kan bli drevet fra hver stoff. På bakgrunn av dette vil det bli satt opp tid og kostnadsestimat i forhold til hvert påhugg eller tunnelseksjon. Dette gir mulighet til å gjøre en analyse for hver delseksjon og dermed se hvor en vil oppnå de største ulikhetene mellom de to drivemetodene. Fra kapittel 3 er allerede tunnelen delt inn i seksjoner som er tilnærmet de samme som inndelingen vist i figuren over. For sikringsomfanget i hver del blir det antatt at distansen med hver sikringsklasse forblir lik med unntak av klasse I som vil få en endring lik avstanden fra tverrslaget til den undersjøiske delen.

Sikring

I kapittel 3 ble bergmassen gjennomgått og delt inn i Q-verdier. Dette danner grunnlaget for estimering av sikringsomfanget til tunnelen. Da det er antatt drift fra tre ulike angrepspunkt vil hver av deltunnelen bli behandlet hver for seg. Tabulerte verdier for hver seksjon i kapittel 3 og Statens Vegvesens sikringsklasser, (tabell 3.7) gir følgende sikringsomfang i hver sikringsklasse:

Tabell 7.2: Sikringsomfang for ulike sikringsklasser

Sikrings-klasse	Bolter (stk)/m	Sprøytebetong (m ³)/m	Forbolting (stk)/m	Sprøytebetong-buer (stk)/m	Sålestøp m ³ /m
I	3	1.36			
II	5	1.70			
III	9.5	2.13			
IV	9.5	3.20	17	0.5	
V	21	5.33	25	0.67	1.1
VI	Dimensjoneres spesielt				

I de tilfellene der Statens Vegvesen foreslår sikring innen et intervall av verdier er den laveste verdien valgt. Dette gir en noe overdimensjonert sikring. For forbolting er det antatt 6m bolter og en bolterekke for hver salve. Dette gir 2.5 m mellom hver rekke slik at de

overlapper. Forbolting og sprøytebetongbuer skal kun brukes fra $Q = 0.2$ og lavere. Det blir derfor antatt at bare 20% av sikringsklasse IV har forbolter/buer. For sikringsklasse IV og laver blir det og antatt reduserte salvelengder basert på retningslinjene i Statens Vegvesen (2004a). For hele tunnelen får vi et sikringsomfang som vist i tabell 7.3.

Tabell 7.3: Sikringmengde for det nye løpet

Sikrings-klasse	Bolter (stk)	Sprøytebetong (m ³)	Forbolting (stk)	Sprøytebetong-buer (stk)	Sålestøp m ³
I	17310	7847			
II	3505	1192			
III	3487	782			
IV	3810	1283	1358	201	
V	3381	858	4089	108	177
VI	Dimensjoneres spesielt				
Sum:	31492	11962	5447	309	177

For sikringsklasse VI skal det ifølge sikringsskjema til Statens Vegvesen bli vurdert spesielt i hvert tilfelle hva slags sikring som er nødvendig. For denne tunnelen gjelder det gjennom "Hurumsonen". Her viser kjerneboringer Q-verdier ned mot 0.006. Det blir antatt at reduserte salver på 1.5 m sammen med forbolting og sikringsstøp på stuff vil være god nok sikring. Dette begrunnes med at bypasstunnelen gjennom samme sone ble drevet uten tyngre sikring og kjerneboringer ikke har påvist noe spylerenne.

7.2.1 Tidsestimat

Sikring i svakhetssoner går normalt ikke inn i tidsforbruket i en salvesyklus. I denne oppgaven vil tidsforbruk blir fordelt etter bergklasse/sikringsklasse. Dermed vil økt tidsbruk grunnet reduserte salver og økt boltemengde blir inkludert. Her brukes som nevnt ekvivalenttidene til Statens Vegvesen. En kan diskutere om all sikring vil bli installert på stuff. Det kan tenkes at en del ville blitt installert i etterkant, spesielt i god bergmasse, og det dermed ikke ville utgjort noe tillegg for tidsestimatet. Det samme gjelder for sprøytebetong som kan påføres ved å utnytte tid det ikke drives og dermed ikke vil være tidsbestemmende i god bergmasse (UNIT, NTH-Anleggsdrift, 1995b). I svakhetssoner der det er nødvendig å legge på sprøytebetong for hver salve, vil det derimot være tidsbestemmende. Mye sikring vil og bli installert på stuff da en er avhengig av arbeidsikring og det er vanlig praksis at mye av arbeidssikringen blir benyttet som permanent sikring.

Tabell 7.4 viser utdrag fra tidsestimeringen. Fullstendig estimat for hver deltunnel samt hele tunnelen ligger i vedlegg D. Tabellen er basert på inndeling av tunnelen som er nevnt tidligere. Det antas at det vil drives 2000m inn fra påhugg ved Verpen frem til tverrslaget. Fra tverrslaget er den undersjøiske delen av tunnelen 2517 m. Siste del er antatt drevet fra påhugg Måna. De første 357 meterne som blir drevet fra tverrslaget er blitt klassifisert i sikringsklasse I. Vi ser fra utdraget at sikring langs den undersjøiske delen, fra tverrslaget, tar vesentlig mer tid grunnet tyngre sikring.

Tabell 7.4: Utdrag fra tidsestimatet for de ulike stoffene

Påhugg	Total tid fra påhugg (uker)				
	Bolter	Forbolter	Sprøytebetong	Sprøytebetong buer	Injeksjon
Verpen	6.6	0.9	4.9	0.8	1.7
tverrslag	11.0	10.0	7.4	5.9	16.1
Måna	6.9	-	6.1	-	7.3

Total byggetid

Total byggetid inkluderer driving av tunnel, sikring og tilrigging. Driving av tverrslag er ikke inkludert i dette estimatet da et gammelt tverrslag vil bli benyttet og det derfor kun vil være snakk om i underkant av 100 m ny tunnel. Tunnelen vil som tidligere nevnt bli drevet fra 3 stuffer. Det antas at de vanskeligste forholdene vil bli truffet på den undersjøiske delen. Tabell viser total byggetid for de ulike stoffene. Inndrift er beregnet med tunsim.

Tabell 7.5: Byggetid for hver stoff

Aktivitet	Tid fra påhugg (uker)			
	Verpen	tverrslag	Måna	Total
Driving	28.2	35.5	41.2	105
Sikring	19.8	59.8	24.2	122.8
Sum:	48.1	95.3	65.5	208.8
Ukeinndrift	41.6 m/uke	26.4 m/uke	44.7 m/uke	35.6 m/uke

Som en kan se fra tabell 7.5 viser estimatet vesentlig dårligere inndrifter ved driving fra tverrslaget. For å få et estimat på tid til ferdigstilling av tunnel vil det være naturlig å ta en gjennomsnittlig verdi for tverrslag og Måna deltunnelene. Det blir derfor antatt at tunnelen kan stå klar uten installasjoner etter 80,4 uker, eller omtrent 1 år og 9 måneder dersom en regner med 45 arbeidsuker i året.

7.2.2 Kostnader

Kostnadene for driving av tunnel blir hentet fra NTNU sin prognosemodell, gjennom programmet tunsim. Modellen tar hensyn til sprengningskostnader, samt kostnader knyttet til transport og andre hensyn som må tas under driving. Sikring blir derimot ikke estimert og et kostnadsoverslag for sikring er derfor satt opp separat. Priser er som nevnt hentet fra dagens Oslofjordtunnel og justert etter konsumprisindeksen. Enkelte priser er og tatt fra Nilsen et al. (2000), der kilden over var mangelfull. Det fullstendige kostnadsoverslaget finnes i vedlegg. Resultatene er gjengitt i tabell 7.6 nedenfor. I de totale kostnadene er det og inkludert 20 % rigg og 20 % uforutsett. Om vi summerer prisene i tabellen ser vi at den totale kostnaden for nytt løp blir 287 054 000 kr, med en pris pr. lengdemeter på 37 637 kr/lm.

Tabell 7.6: Kostnad for hver del tunnel

Aktivitet	Kostnad (2013-kr)			
	Verpen	tverrslag	Måna	Total
Driving	27 330 000	34 395 000	39 956 000	101 681 000
Sikring	16 529 577	53 112 100	23 158 970	92 800 647
Uforutsett	10 526 299	21 001 657	15 147 703	46 675 659
Pris tunnel inkl. rigg (kr)	63 158 000	126 010 000	90 886 000	280 054 000
Pris pr. lm tunnel (kr/lm)	31 579	50 064	31 083	37 637

7.3 Beregninger for TBM drift

Beregningene for TBM drift vil i hovedsak bli gjort i programmet Fullprof. Dette benytter NTNU modellen til å kalkulere både inndrift, samt kostnader. Det ligger både standard parametre og priser i modellen. Parametre som hører til bergmassen og TBM maskinen er justert i forhold til dette prosjektet. Priser på sikring er ikke inkludert og vil derfor bli beregnet separat. Det antas påhugg ved Verpen og driving med en TBM. Det vil bli antatt en ukentlig arbeidstid på 144 timer, med 50 effektive uker pr. år. Dette vil være mulig da TBM-boring her følgende fordeler i følge Jernbaneverket (2008):

- Det kan sammenligne mer med en industriell virksomhet
- Arbeidsstedet ligger slik at det ikke er bebyggelse i nærheten som forstyrres av anleggsvirksomheten
- Det utføres ikke sprengningsarbeider, med unntak av tverrforbindelser.
- Boringen pågår relativt dypt i berggrunnen og det antas at drivingen kan pågå uten restriksjoner under bebygd område.

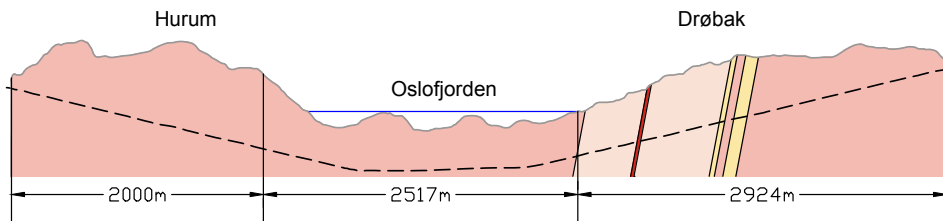
En skiftplan med 144 timer pr uke vil kreve 4 arbeidslag som arbeider i 12 dager og har 16 dager fri, slik at arbeidet kan pågå 7 dager i uken.

Maskindata

Programmet Fullprof benytter en rekke parametre knyttet til TBM maskinen for å beregne inndrifter. Det tas utgangspunkt i TBM profilet presentert tidligere i oppgaven. Maskinen vil altså ha en ytre diameter på 11.6 m. Det antas så en kutterdiameter på 483 mm på bakgrunn av at dette er benyttet i lignende bergarter tidligere (Nilsen and Log, 2013). Antall kuttere er beregnet av programvaren til 68 stk. Omdreiningstallet er satt til 5 RPM og det er antatt en steglengde på 1.8 m.

Tunneldata

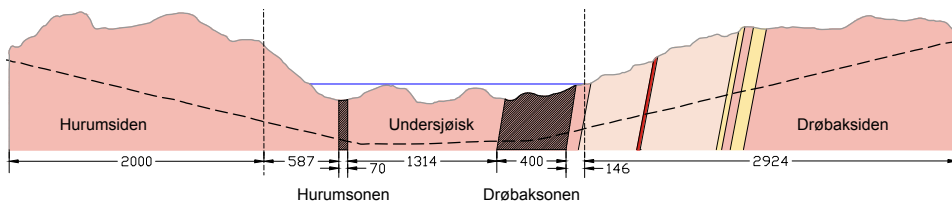
Det er gjort analyse for to mulig oppdelinger av tunnelen. Først er det sett på en lignende inndeling av bergmassen som ble benyttet ved prognosen til konvensjonell drift. Her er bergmassen delt inn i tre soner på bakgrunn av tunnelretning og om det er undersjøisk eller ikke. Figur 7.3 viser inndelingen.



Figur 7.3: Inndeling i soner, inndriftsmodell TBM

For den undersjøiske delen av tunnelen er det antatt en noe tettere oppsprukket bergmasse enn for resten, på bakgrunn av kjerneboringer tidligere omtalt. Hovedforkastningene etter dannelsen av Oslofeltet ligger og under fjorden, og det antas at dette gir en generelt mer oppsprukket bergmasse. Hurumsiden av tunnelen har og i hovedsak en annen retning på oppsprekningen i bergmassen. Dette har stor påvirkning på inndriften og er derfor tatt med i modellen. Det er også lagt inn to ekstra sprekkesett på bakgrunn av sprekkerosene i figur 2.3. Disse blir behandlet som stikk i modellen og er gitt oppsprekningsklasse I basert på erfaringstall.

For den alternative analysen er det lagt vekt på "Hurumsonen" og "Drøbaksonen" for å se om en kan få estimert inndrift der disse blir tatt hensyn til. NTNU modellen har ikke mulighet for å legge inn svakhetssoner i bergmassen. For å kunne gjøre en beregning av inndrift gjennom de to største svakhetssonene er modellen Q_{TBM} benyttet. For den resterende bergmassen vil samme modell som ovenfor bli brukt. Figur 7.4 viser den alternative inndelingen. Her er prosjektet delt inn i 5 soner.



Figur 7.4: Alternativ inndeling i soner, inndriftsmodell TBM

7.3.1 Tidsestimat TBM

Tidsestimatene for TBM driving er gjort både for hele tunnelen uten hensyn til svakhetssonen, og for hele tunnelen, der inndrifter i de to dårligste sonen er regnet med. I denne oppgaven blir det antatt at sikring vil bli installert bak stuff og derfor ikke vil påvirke inndriften på samme måte som ved konvensjonell driving. Samtidig må injeksjon og sonderboring nødvendigvis bli utført foran stuff og er derfor inkludert i det totale regnestykket. Her antas det samme mengde som for konvensjonell driving. For drivingen gjennom svakhetssonene antas det at sikring vil ha innvirkning på inndriften men at denne tiden er inkludert i Q_{TBM} modellen.

NTNU prognosemodell

Programmet Fullprof beregner drivetid for hele tunnelen men tar ikke hensyn til ekstra tid som går med til aktiviteter utenom selve drivingen. Dette inkluderer tilrigging, oppstartstunnel, montering, sikring og demontering. I denne oppgaven vil kun sikring bli tatt hensyn til for å få en mest mulig riktig sammenligning med konvensjonell drift. Beregningene i tabell 7.7 på neste side er fra programmet Fullprof og viser inndrifter og parametre basert på bergklasseinndelingene presentert over.

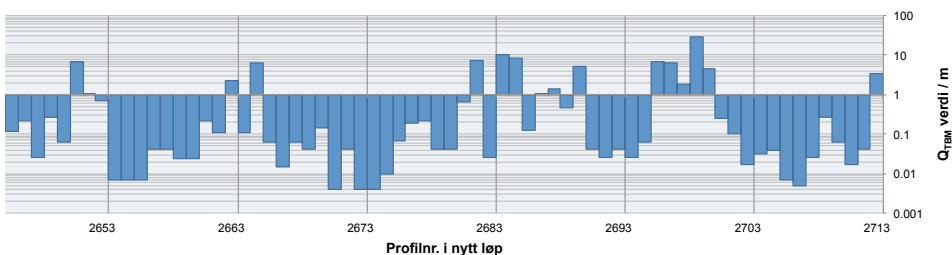
Vi ser at Drøbaksiden av tunnelen gir de dårligste inndriftene. Dette kan antas av være grunnet en mindre gunstig sprekketretning sammen med en mindre oppsprukket bergmassen enn hva som er tilfellet for den undersjøiske delen. Samtidig er ikke svakhetssoner tatt hensyn til av denne modellen og en kan regne med reduserte inndrifter gjennom disse. Om en kun tar hensyn til NTNU sin modell vil den totale drivetiden bli 61 uker.

Tabell 7.7: Prognose NTNU modell

Deltunnel:	Hurum	Undersjøisk	Drøbak
Matekraft:	260 kN	260 kN	260 kN
Netto inndrift:	1.92 m/h	2.12 m/h	1.79 m/h
Totalutnyttelse:	46 %	45.1 %	46.7 %
Ukeinndrift ved 144h / uke:	121.6 m	131.1 m	114.9 m
Total drivetid:	16.4 uker	19.2 uker	25.4 uker

Q_{TBM} prognosemodell

Som nevnt tidligere vil Q_{TBM} modellen kun bli benyttet til å beregne inndrift gjennom de to vanskeligste sonene. For Hurumsonen vil Q_{TBM} verdier kalkulert på bakgrunn av kjerneboring B-02 bli benyttet til å sette en Q_{TBM} verdi for sonen. Figur 7.5 viser variasjonen gjennom sonen. Her er en matekraft på 20 tonn benyttet i beregningene da den ofte er redusert i dårligere berg.



Figur 7.5: Q_{TBM} verdier gjennom Hurumsonen, basert på kjerneboring B-02

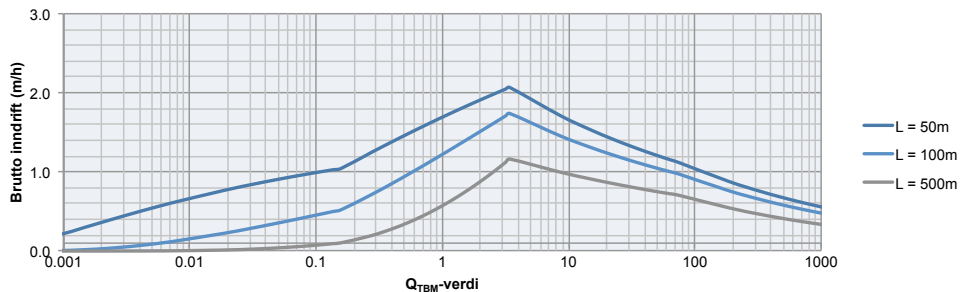
Figuren viser at Q_{TBM} -verdien stort sett er lavere enn 1 og for store deler av sonen også under 0.1. Det blir antatt at de lavere verdien vil ha størst innvirkning på inndrift og Q_{TBM} blir derfor satt lik 0.01. Enkelte partier faller under denne verdien og det kan diskuteres

om disse vil være mest avgjørende for inndriften. Barton (2013) argumenterer med at selv leirfylte sprekker på en meter har forårsaket forsinkelser på opptil 5 måneder tidligere. Samtidig vil ikke hele sonen by på like store problemer og en kan anta at forinjeksjon vil øke Q -verdien i sonen. For total tid for sonen, T , vil følgende ligning bli benyttet:

$$T = (L/PR)^{1/(1+m)} \quad (7.1)$$

der L er lengden på svakhetssonen og PR er kalkulert inntrengning. Gradienten for redusert ytelse, m , bli satt på bakgrunn av tabell 5.12.

For Drøbaksonen vil en lignende fremgangsmåte bli benyttet. Som beskrevet tidligere er ikke dette en enkelt svakhetszone, men heller et parti med dårlig berg, mye leire og vann, samt enkelte mer markerte svakhetssoner. Fra kapittel 3 har sonen en laveste Q -verdi på ca. 0.01. Samtidig er dette kun en liten del av sonen og om vi ser på gjennomsnittet for hele partiet vil verdien bli vesentlig høyere. Om en antar at kjerneboring k-04 er representativ for sonen og så beregner en gjennomsnittlig Q -verdi fra denne får man en verdi på rundt 7, eller $Q_{TBM} = 45$. Basert på tidligere erfaringer vil antagelig de største problemene være knyttet til mye vann og leirfylte sprekker. En kan derfor regne med mye injeksjon noe som vil øke drivetiden betydelig. Figur 7.6 viser inndrifter modellen beregner avhengig av hvordan en definerer sonen. Figuren under er basert på en redusert matekraft på 20 tonn.



Figur 7.6: Brutto inndrift for Drøbaksonen som funksjon av Q_{TBM} verdi for ulike sonelengder

Som vi ser av figuren er brutto inndrift sterkt avhengig av lengde, som igjen henger sammen med tidsforbruk. Som nevnt er dette grunnet økt sannsynlighet for å støte på problemer ved drivingen med økende lengde. Vi ser for eksempel at for en enkelt svakhetszone på f.eks 50 meter, med Q -verdi på 0.01 ($Q_{TBM}=0.007$), er inndriften høyere enn ved tilsvarende Q over en lengre sone. Med dette som utgangspunkt antar forfatter at en gjennomsnittlig Q -verdi over et lengre parti vil ta hensyn til enkelte svakhetssoner med lavere Q gjennom parameteren m og at gjennomsnitte derfor er representativt.

For beregningene i denne oppgaven vil kun hele sonen bli vurdert i tidsestimatet. Her blir det og antatt at tid til injeksjon og sikring er inkludert i brutto inndrift og vil derfor ikke bli inkludert i videre tidsestimat for sonene. Tabell 7.8 viser inngangsparametre og beregnede verdier som vil bli benyttet videre.

Tabell 7.8: Prognose Q_{TBM}

Område	Hurumsonen	Drøbaksonen
Matekraft	200 kN	200 kN
Q - verdi	0.012	7
Q_{TBM} - verdi	0.01	45
Netto inndrift	12.56 (m/h)	2.33 (m/h)
Utnyttelsesgrad	2.6 %	34.2 %
Ukeinndrift ved 144h / uke:	47 m	114.7 m
Total drivetid	1.5 uker	3.5 uker

Totalt tidsforbruk

Den totale tiden som går med på å drive tunnelen med TBM får en ved å se summere tiden det tar å drive hver seksjon. Tiden for sikring vil i hovedsak bli satt lik 0 da en kan regne med at det blir installert bak stuff og derfor ikke påvirker inndriften. En kan derimot regne med at arbeider foran stuff vil påvirke inndrift. Her vil det antas samme borsynk som for konvensjonell driving. Basert på Log (2011) kan en TBM med diameter på 10 m bli installert med opp til 6-8 borhammere. Det antas derfor 6 borhammere noe som vil øke effektiviteten ved boring av injeksjonsskjermer og tiden er derfor redusert i forhold til dette. For Oslofjordseksjonen er de to svakhetssonene trukket fra da de er beregnet separat. Tidsestimat ved drivingen er gjengitt i tabell 7.9.

Tabell 7.9: Tidsforbruk ved TBM som drivemetode angitt i uker

Aktivitet	Hurumsiden	Oslofjorden	Drøbaksiden	Samlet
Drivetid seksjoner	16.4	15.6	25.4	57.4
Drivetid svakhetssoner	0	5	0	5
Sonderboring/injeksjon	2.5	10.8	6.8	20.1
Totalt tidsforbruk (uker)	18.9	31.4	32.2	82.4
Ukeinndrift (m/uke)	106	80.3	90.9	90.3

7.3.2 Kostnadsestimat TBM

Kostnader knyttet til selve drivingen av tunnelen er hentet fra NTNU sin prognosemodell i form av Fullprof. Q_{TBM} modellen har ingen kostnader bygget inn og vil derfor ikke kunne benyttes. Priser på sikring antas å være tilsvarende de for konvensjonell drift. Som nevnt er en "All Conditions Tunneler" lagt til grunn ved driving av tunnelen. Denne har muligheten til å benyttes med betongsegment dersom det er nødvendig. Det er derfor antatt at for sikringsklasse V-VI, samt 20 % av klasse VI vil det bli benyttet betongsegmentføring. Denne er antatt å danne en lastbærende konstruksjon og derfor eliminere behovet for annen sikring. Unntaket vil være forinjeksjon som er nødvendig for å stabilisere bergmassen under driving. Priser på betongsegmentføring er hentet fra Jernbaneverket (2008) sitt kostnadsestimat på follobanen for TBM driving.

For sikringsmengder vil omtrent de samme tallene som ved konvensjonell drift bli brukt. Samtidig viser studier at for et område midt på Q-skalaen vil TBM ha redusert behov for sikring. Løset (1992) gjør en sammenligning med registrerte Q-verdier i en tunnel som først ble boret av TBM for så å bli utvidet ved konvensjonell boring. Han konkluderer at sprengning reduserte Q-verdien med 1.5 - 3.0 ganger i intervallet $Q = 4 - 30$ for denne tunnelen. Om en antar at det samme gjelder for Oslofjordtunnelen kan en si at Q-verdiene i dette intervallet vil ligge 1.5 - 3 ganger høyere ved TBM drift. I kostnadsestimatet er derfor alle Q - verdiene i dette intervallet økt med en faktor på 3, noe som igjen gir redusert behov for sikring. Rigg er ikke inkludert som en egen post i kostnadsestimatet da beregningene i Fullprof inkluderer dette. Tabell 7.10 viser utdrag fra kostnadsestimatet. Det fullstendige kostnadsestimatet finnes i vedlegg E.

Tabell 7.10: Kostnad ved TBM som drivemetode angitt i mill. kr

Aktivitet	Hurumsiden	Oslofjorden	Drøbaksiden	Samlet
Driving (mill kr)	45.9	57.8	67.1	170.8
Sikring	16.6	47.6	22.5	86.7
Uforutsett (20%)	12.5	21	17.9	51.5
Total kostnad (mill kr)	75.1	126.5	107.5	309.1
Pris pr. lm (kr/lm)	37 550	50 258	36 770	41 542

7.4 Diskusjon rundt faktorer som kan påvirke resultatet

Beregningen i dette kapitlet er gjort på bakgrunn av mye erfaringstall, samt enkelte parametre som gjelder for den aktuelle tunnelen. Prognosemodellene baserer seg på et generelt bilde av bergmassen, der hver sone blir behandlet som en homogen bergmasse, med like forhold. Her kan svakhetssoner, endring i bergartssammensetning og andre uforutsette forhold innad i sonen fort påvirke inndriften. Det er derfor viktig å påpeke at analysen gjort i denne oppgaven ikke nødvendigvis gir et helt korrekt anslag av inndrifter ved Oslofjordtunnelen, men heller et sammenligningsgrunnlag for to ulike drivemetoder i forhold som ligner de ved Oslofjordtunnelen. For en god prognose ved TBM drift er det viktig med en grundig kartlegging av bergmassen slik at inngangsparametrene til modellene tilsvarende i størst mulig grad den virkelige bergmassen.

Det er også stor usikkerhet rundt tallene knyttet til injeksjon og sonderboring. I denne oppgaven er det antatt boringen må stoppe opp og en vil tape den tiden det tar å lage en injeksjonsskjerm. I følge Log (2011) handler injeksjon og sonderboring fra TBM mye om god planlegging. En TBM vil for eksempel ha en del nedetid til vedlikehold og kutterbytter. Om en koordinerer dette godt med forinjeksjon og sonderboring trenger det nødvendigvis ikke å medføre en sterk reduksjon av inndriften. Dette er selvfølgelig avhengig av kompetansen til arbeiderne, størrelsen på injeksjonsskjermen samt herdetiden på injeksjonsmassen.

Diskusjon

8.1 Muligheter for driving av nytt løp i Oslofjordtunnelen med TBM

Denne oppgaven har gått gjennom geologien langs dagens Oslofjordtunnel. Områder som bydde på problemer under drivingen er blitt belyst og problemer knyttet til passeringen av Hurumsonen er diskutert. Erfaringene fra drivingen av det første løpet gir en unik innsikt i bergmassen under planleggingen av ett nytt løp. Det gir og en tilgjengelighet for grunnundersøkelser som er uvanlig ved normale undersjøiske tunneler. Dette burde i teorien gi et godt grunnlag for å avgjøre hvilke metode som vil best for denne tunnelen.

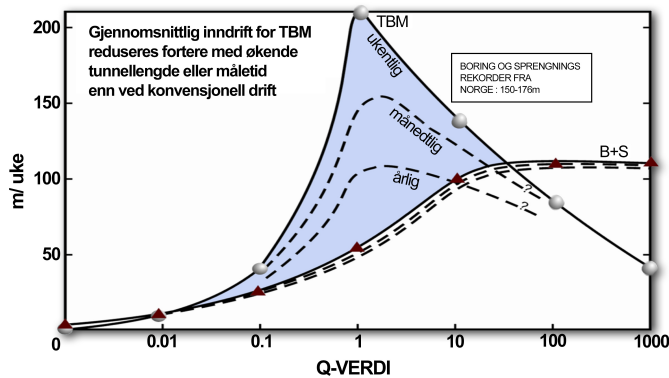
8.1.1 Inndrift

Vi ser at i underkant av 80 % av tunnelen ligger i bergklasse A/B, som vil si generelt lite behov for sikring. Dette er berg med lite oppsprekking og som har gode forhold for driving. Om en i tillegg tar hensyn til Løset (1992) sin sammenligning av Q-verdier før og etter sprengning, ligger hele 83.8 % av bergmassen havner i denne kategorien. Samtidig passerer tunnelen gjennom en stor forkastningssone fra dannelsen av Oslofeltet. Dette har ført til en rekke sprekke og knusningssoner langs traseen der de dårligste sonene kan klassifiseres svært dårlige. Det er altså en rekke ulike faktorer langs tunneltraseen som vil påvirke inndrift og kostnad på prosjektet.

Om vi ser tilbake på prognosene gjort i denne oppgaven ser vi at TBM oppnår generelt høyere inndrifter enn konvensjonell driving. Ved fullprofilboring kan en fra prognosen oppnå en gjennomsnittlig inndrift på ca. 90 m/uke. Dette er nesten tre ganger det en får fra prognosen for konvensjonell driving, med inndrift på ca. 36 m/uke. Samtidig viser data fra drivingen av det første løpet en gjennomsnittlig inndrift på 47 m/uke (Nilsen, 2009). Det kan være flere feilkilder som gir de ulike resultatene, som diskutert i kapittel 7. Avviket viser uansett hvor mye inngangsparametrene har å si for resultatet. For denne oppgaven vil ikke avviket være avgjørende da analyse for både konvensjonell og TBM drift er basert på

det samme grunnlaget og tallene vil derfor være sammenlignbare.

Dersom en ser på Barton (2013) sin sammenligning av ulike Q-verdier mot ukentlig inndrift, vist i figur 8.1, ser man at for høye Q-verdier vil ofte boring og sprengning gi best inndrift. Dette har sammenheng med at TBM boring er avhengig av en viss mengde sprekker for å få effektiv drift. For meget godt berg kan altså konvensjonell drift vise seg mer effektiv. Fra figuren vil det være i intervallet $Q = 0.1-10$ at TBM vil være mest konkurransedyktig i forhold til tid. For Oslofjordtunnelen gjelder dette kun 13.5 % av bergmassen. Basert på dette tallet virker ikke TBM som et gunstig alternativ i forhold til tidsforbruk.



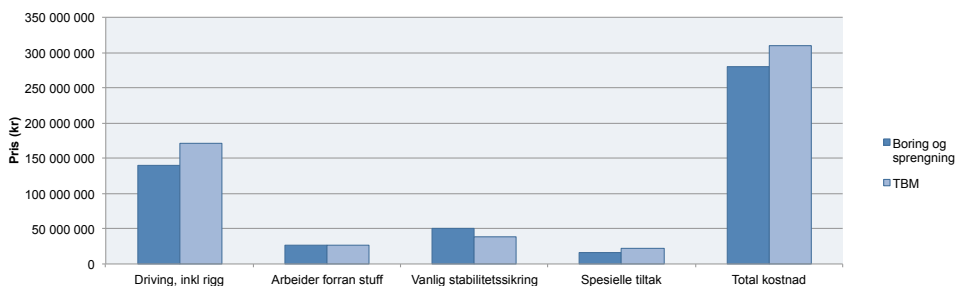
Figur 8.1: Sammenligning av inndrift for TBM og konvensjonell drift (Barton, 2013)

Om en ser på de individuelle tidene til hver aktivitet ser en at det er for sikring TBM vinner mest tid. Her er det i tidsestimatet antatt at all sikring for TBM vil bli påført bak stuff og derfor ikke hindre inndrift. Dette vil nok være en sannhet med modifikasjoner. I godt berg vil det nok ikke være noe problem da TBM boring skaper lite vibrasjoner i berget og derfor ikke har det samme behovet for arbeidssikring som ved konvensjonell drift. I dårlig berg vil en oppleve en lignende fordel så lenge injeksjon holder som stabilitetssikring foran stuff.

Dårlige soner skaper samtidig den største usikkerheten ved TBM driving. Her er det mulighet for å bruke mye tid dersom injiseringen ikke er god nok. Dersom maskinen kjører seg fast i en svakhetsone taper en fort tid en har spart. Ved Gotthard Base tunnelen ble en TBM stående fast i 5 måneder i en svakhetsone (Ehrbar, 2013). En ser og lignende eksempler i andre tunneler, som på Veligonda prosjektet der to TBMer ble sittende fast grunnet for dårlige forundersøkelser. Dette understreker og viktigheten av gode rutiner og riktig utstyrt TBM for å takle de aktuelle forholdene. For Oslofjordtunnelen tilsier forholdene at en ved gode rutiner for sondeboring og injeksjon kan oppnå gode inndrifter, langt over de en får ved konvensjonell drift. En kan antagelig fullføre en tunnel på tilnærmet samme tid ved boring og sprengning, dersom en driver fra 3 stuffer. Dette vil samtidig medføre mer kjøring av masser til deponi, som igjen vil bety at en ikke får konsentrert anleggsvirksomheten på den ene siden av fjorden. Det kan altså diskuteres om en totalt sett vil vinne mye tid ved å bruke TBM, basert på prognosene vil det stå ganske likt.

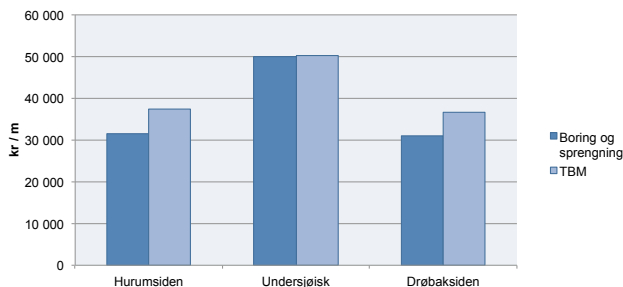
8.1.2 Kostnader

Kostnadsestimatet for de to alternativene viser at TBM boring av et nytt løp vil være dyrere, men ikke markant dyrere. Her er det ikke tatt hensyn til hva slags TBM en vil benytte og en kan regne med at innkjøpspris vil variere avhengig av dette. Fra kostnadsestimatet får en og inntrykk av at driving med konvensjonell boring vil være vesentlig billigere. Dette er et litt uriktig bilde da pris for rigg er inkludert i driveprisen for TBM i programmet Fullprof, mens den er lagt til som en egen post ved konvensjonell driving. Prisen for sikring er marginalt høyere ved konvensjonell drift enn fullprofilboring. Figur 8.2 viser en sammenligning av prisene som er beregnet i denne oppgaven. Her er rigg inkludert i prisen for driving for begge alternativene.



Figur 8.2: Sammenligning av pris for driving og sikring, inkl. rigg for TBM og konvensjonell drift

En kan i utgangspunktet vente en lavere mengde sikring fra TBM. Allikevel kan en regne med tilnærmet samme sikringsmengde i meget godt berg da noe spredt bolting vil forekomme uansett. For Q-verdier mellom 4 til 30, der TBM som nevnt antagelig vil ha de største fordelene, ligger kun en liten del av tunnelen. For de dårlige sonene viser det seg derimot at TBM kan være det billigste alternativet. Fra kostnadsestimatene ser en at den undersjøiske tunnelseksjonen, der det kreves tyngst sikring, gir den største gevinsten i forhold til pris. Her er det antatt at bolter, buer og støp blir byttet ut med betongsegmenter i de dårligste sonene., For dette estimatet, der betongsegment prisen er basert på priser fra follobanen (Jernbaneverket, 2008), viser de seg billigere enn tung sikring ved konvensjonell drift. Figur 8.3 viser hvordan prisene varierer avhengig av tunnelseksjon.



Figur 8.3: Sammenligning av meterpris for ulike seksjoner av tunnelen, for TBM og konvensjonell drift

Det er også enkelte tilleggskostnader en kan ta hensyn til, som ikke er inkludert i estimatet gjort i denne oppgaven. For masser er utkjøring kun inkludert ut av tunnelen. Her vil det komme en tilleggspris for kjøring til deponi. Det er heller ikke tatt hensyn til innredning av tunnel. Om en sammenligner de to profilene en får avhengig av drivemetode vil profilet boret med TBM ha et stort område under veibanen som antagelig må bygges opp med betongelementer, eventuelt fylles med boremasser dersom de egner seg til det. Dette kan potensielt være en vesentlig utgift i forhold til et sprengt profil. Salg av masser fra tunnelen er og noe en eventuelt kan ta med i beregninger. Massene fra fullprofilboring vil være mye mer oppkjust enn sprengningsmasser, noe en kan anta kan gi dem en annen verdi. Totalt sett kan en basert på den utførte analysen si at de to drivealternativene ligger kostnadsmessig ganske likt men at konvensjonell drift trolig vil være noe billigere grunnet dyr innkjøpspris for TBM.

8.1.3 Stabilitet ved driving gjennom ”frysesonen”

Under driving er den største usikkerheten knyttet til passering av svakhetssoner. Det er flere dårlige soner langs tunneltraseen som vil kreve tung sikring. Basert på erfaringene fra lignende utfordringer gjennomgått i kapittel 6 ser vi at TBM i mange tilfeller takler det uten problemer så lenge en er forberedt på sonen og kan iverksette de rette tiltakene. Samtidig viser erfaringer at selv tilsynelatende enkle soner kan fort by på store forsinkelser (Barton, 2013).

Hurumsonen er som sagt et parti på ca. 70 meter med generelt oppsprukket og dårlig bergmasse, leire samt finkjust materiale. Allikevel er det bare noen få meter av partiet som viser ekstremt dårlig fjellkvalitet. Ved driving gjennom sonen med TBM vil det være viktig å få injisert godt foran stuff, slik at en bedrer den effektive Q-verdien i sonen ved å redusere vannlekasje og stabilisere massene. Dersom sonen viser seg å være som kjerneprøver tyder på kan en trekke linjer til Hallandsås tunnelen. Selv om hovedproblemet her var vannlekasje klarte en å drive gjennom flere sterkt forvitrede soner etter kraftig injeksjon.

Selv om studiene i denne oppgaven viser at ved TBM drift gjennom svakhetssoner er stort sett dårlige forundersøkelser og forberedelser før svakhetssoner det som gir problemer, vil en TBM alltid være en mindre fleksibel løsning enn boring og sprengning. Ved konvensjonell drift har en gode muligheter til fort å stenge av stuff dersom det begynner å rase og så støpe igjen før en driver videre. En har også enklere tilgang på stabiliserende tiltak foran stuff som forbolter og rørparaplyer. Dette kan gi en stor fordel dersom sonen viser seg å være meget dårlig.

Selv om injeksjon vil være det viktigste stabiliserende tiltaket foran stuff ved driving fra TBM har en i prinsippet de samme mulighetene som ved konvensjonell drift. Niagara prosjektet viser at rørparaplyer kan installeres fra TBM dersom maskinen er bygget for det. Det vil antagelig gå med en del mer tid da hengen må graves ut for å gjøre plass til rørene. Dersom en velger å bruke en mix-shield TBM har en og mulighet til å stenge av stuff dersom det er høye vanntrykk. Hallandsåsprosjektet viser at det er en løsning som ikke nødvendigvis fungerer optimalt i hardt berg. Etter kun 50 m tunnel i lukket modus fikk

en store problemer med løsningen og det ble etterhvert kun sett på som en nødløsning til ekstreme situasjoner (Schubert, 2013) Problemene skyldtes at kjefteknuseren på maskinen hadde problemer med å knuse steinmassene godt nok. Dagens mix-shield maskiner er så vidt forfatteren har forstått kun enkelt-skjold maskiner. Disse er avhengige av betongsegmenter for å få skyvekraft, noe som ville føre til en pris langt høyere en for konvensjonell drift.

Under forutsetning av at forholdene er som forventet vil antagelig TBM kunne drive fortere gjennom Hurumsonen. Dersom den viser seg å være dårligere enn forventet har en muligheter til å stabilisere sonen med både rørparaply og frysing men det vil være en mye mer tidkrevende prosess enn ved konvensjonell drift. Det vil altså være større usikkerhet knyttet til TBM driving gjennom sonen men basert på foreliggende resultater vil en riktig utstyrt TBM antagelig være en god løsning.

8.1.4 Diskusjon rundt drivemetode for Oslofjordtunnelen

Pris og inndrift vil være de viktigste faktorene ved valg av drivemetode. Som diskutert tidligere vil det i et tid og kostnadsperspektiv trolig være mest fornuftig å benytte boring og sprengning. Det er trolig andre faktorer en og kunne tatt med i beregningene. To eksempler på dette er:

- Ved fullprofilboring vil en for eksempel ikke ha de samme rystelsene som ved boring og sprengning. Ved sprengning vil det måtte gjøres besiktigelse av alle hus innen en 100 m av tunnelen, både før og etter driving. Da det er snakk om et nytt parallelt løp til en allerede åpnet tunnel vil en og måtte stenge eksisterende løp i en kort periode for inspeksjon etter hver salve (Statens Vegvesen, 2014).
- Som nevnt tidligere vil TBM boring innebære drift fra kun en side. Her kan en spare kostnader ved at en trenger kun tilligging av brakker, kontorer, lager osv. på den ene siden av tunnelen.

Begge to er viktige punkter for TBM boring men er nødvendigvis ikke så enkle å sette tall på. Et nytt løp ved Oslofjordtunnelen er og på flere måter godt egent for boring og sprengning. Det eksisterer allerede et tverrslag som gjør at en kan drive fra 3 eller 4 stuffer uten ekstra sprengningskostnad. Basert på grunnlagsmaterialet i denne oppgaven ligger og mye av tunnelen i godt berg, forhold der gevinsten fra TBM boring kan betraktes som relativt liten. Svakhetssoner som Hurumsonen er områder en antageligvis med fordel kunne brukt TBM. Dersom maskinen var utstyrt med gode muligheter for sonderboring og injeksjon ville en kunne spare tid på bruken av betongsegmenter som sikring gjennom svakhetssonene, over tradisjonell norsk sikring som sprøytebetongbuer og betongstøp. Svakhetssonene utgjør allikevel kun en liten del av bergmassen og med drift fra flere stuffer vil besparelsen være liten.

Det er og viktig å påpeke at en burde gjort en mer detaljert kartlegging for å få en helt reell sammenligning for Oslofjordtunnelen. Mye av denne oppgaven er basert på data fra geologi og sikringoppfølgingen fra byggetrinn 1. Statens Vegvesen (2004b) peker på at Q-metoden ikke ble brukt systematisk eller med tilstrekkelig grundighet under drivingen.

Dette har gitt en for optimistisk vurdering av bergmassen flere steder. Videre skrives det at notatene er bra fra områder med kjente problemer men for resten av tunnelen er oppfølgingen svært mangelfull. Det er heller ikke utført noe test for viktige parametre, så inndriftsmodellene er stort sett basert på erfaringstall. Det er derfor i forfatteren sin forståelse at med utgangspunkt i det grunnlaget som er gjennomgått i denne oppgaven vil konvensjonell driving være det mest fornuftige, for en reell vurdering av Oslofjordtunnelen burde det vært hentet inn mer data.

8.2 Kan fullprofilboring gi fordeler ved driving av undersjøiske tunneler?

Dersom en skal summere opp erfaringer fra denne oppgaven i forhold til undersjøiske tunneler kan det samles i enkelte punkter. Flere aspekter ved fullprofilboring gjør det fordelaktig over konvensjonell drift så lenge forholdene ligger til rette for det. Fordelene er både av direkte og indirekte karakter. Følgende punkter oppsummerer de viktigste fordelene en kan oppnå ved å drive undersjøiske tunneler med TBM:

- Ved gunstig fjell kan fullprofilboring gi økt inndrift. Ved lange fjordkryssinger uten mulighet for tverrslag kan dette gi store besparelser av tid.
- En kan sikre svakhetssoner direkte med prefabrikkerte betongsegmenter og dermed eliminere behovet for kostbare betongstøp.
- TBM tunneler trenger generelt mindre sikring, da en unngår riss og sprekker i bergmassen forårsaket av sprengning.

Fullprofilboring av undersjøiske tunneler er absolutt en mulighet. Maskinene har i dag de tekniske løsningene som må til for å passere svakhetssoner og dårlig fjell. En er allikevel avhengig av at forholdene ligger til rette for TBM. En grundig gjennomgang av bergmassen burde ligge til grunn for en evaluering av drivemetode. En ser på sammenligningen i denne oppgaven at for den undersjøiske delen var meterprisen tilnærmet identisk for de to drivemetodene. Dette viser hvor viktige god kunnskap om grunnforholdene er. Ved lengre undersjøiske tunneler med egnede bergforhold og ”riktig” utstyrt TBM kan fullprofilboring være et meget godt alternativ.

Kapittel 9

Konklusjon

Med utgangspunkt i grunnlagsdata fra byggetrinn 1 av Oslofjordtunnelen, samt grunnundersøkelser gjort for byggetrinn 2, ligger rundt 80 % av Oslofjordtunnelen i bergklasse A/B. Samtidig er det 9 svakhetssoner som utpeker seg med lave Q-verdier. For Hurumsonen, som gav de største problemene under drivingen av dagens løp, viser kjerneboringer et stekt oppknust sone med mye leire uten høye vanntrykk eller løsmasse. En kan altså se for seg brukbare forhold ved passering av sonen. Tidligere erfaringer viser og mye vannlekkasje langs tunneltraseen. Gjennom Drøbaksonen ble det totalt injisert over 600 tonn, uten at det ble helt tett.

Det finnes i dag flere ulike typer TBMer på markedet, egnet til ulike grunnforhold. For Oslofjordtunnelen kan en ACT, "All Conditions Tunneler", TBM virke som det beste valget. Dette er en prototype utviklet av Robbins. Fordelen med en slik TBM er at den kan brukes med både tradisjonell norsk sikring, samt benyttes med betongsegmenter. Dette gir mulighet til effektiv sikringsinstallasjon og vannetting i svakhetssoner. De leirinfiserte områdene langs Drøbaksonen kan og skape gripper problemer noe som lett kan bli taklet ved å bruke betongsegmenter til å dytte fra. ACT TBM er også designet for omfattende bruk av injisering noe som er et viktig kriterie i områdene med vannlekkasje.

Hurumsonen kan i verste fall by på en rekke problemer. Selv om kjerneboringer viser langt mindre vannlekkasje enn tidligere erfart, vil et ras på stuff som ikke blir stoppet kunne utvikle seg til en oversvømt tunnel. Dersom en får et ras på stuff vil konvensjonell driving være en mer fleksible løsning i forhold til å hindre større skade. Samtidig viser erfaringer at dersom en reagerer i tiden og får injisert godt foran en TBM vil en stort sett kunne drive problemfritt gjennom. Det er her viktig at maskinen er utstyrt for omfattende sonderboring og injeksjon.

Tid og kostnadsestimatet som er laget i oppgaven er basert på prognosemodell fra NTNU samt Barton sin Q_{TBM} . Estimaten viser at konvensjonell drift vil være den billigste løsningen. Samtidig ser man at for den undersjøiske delen av tunnelen ligger kostnadene

for de to drivemetodene tilnærmet likt, noe som viser at TBM med betongsegmenter kan være kostnadsbesparende der en er avhengig av mye tung sikring. Beregning av inndrift viser vesentlig høyere inndrift for fullprofilboring. Samtidig har en god mulighet til å drive konvensjonell drift fra 3 eller 4 stuffer, noe som gir lite tidsbesparelse ved bruk av TBM.

Et nytt løp ved Oslofjordtunnelen kan antagelig drives både med TBM og konvensjonell drift. Prognosemodellene viser ingen store besparelser på verken inndrift eller kostnad ved å velge TBM. Samtidig ser man at TBM kan ha visse fordeler ved drift av lengre undersjøiske tunneler. En burde derfor gjøre en grundig vurdering ved valg av drivemethode ved fremtidige prosjekter. Det er i forfatteren sin oppfatning at dersom forholdene ligger til rette for det kan TBM være et meget gunstig alternativ for driving av undersjøiske tunneler.

Bibliografi

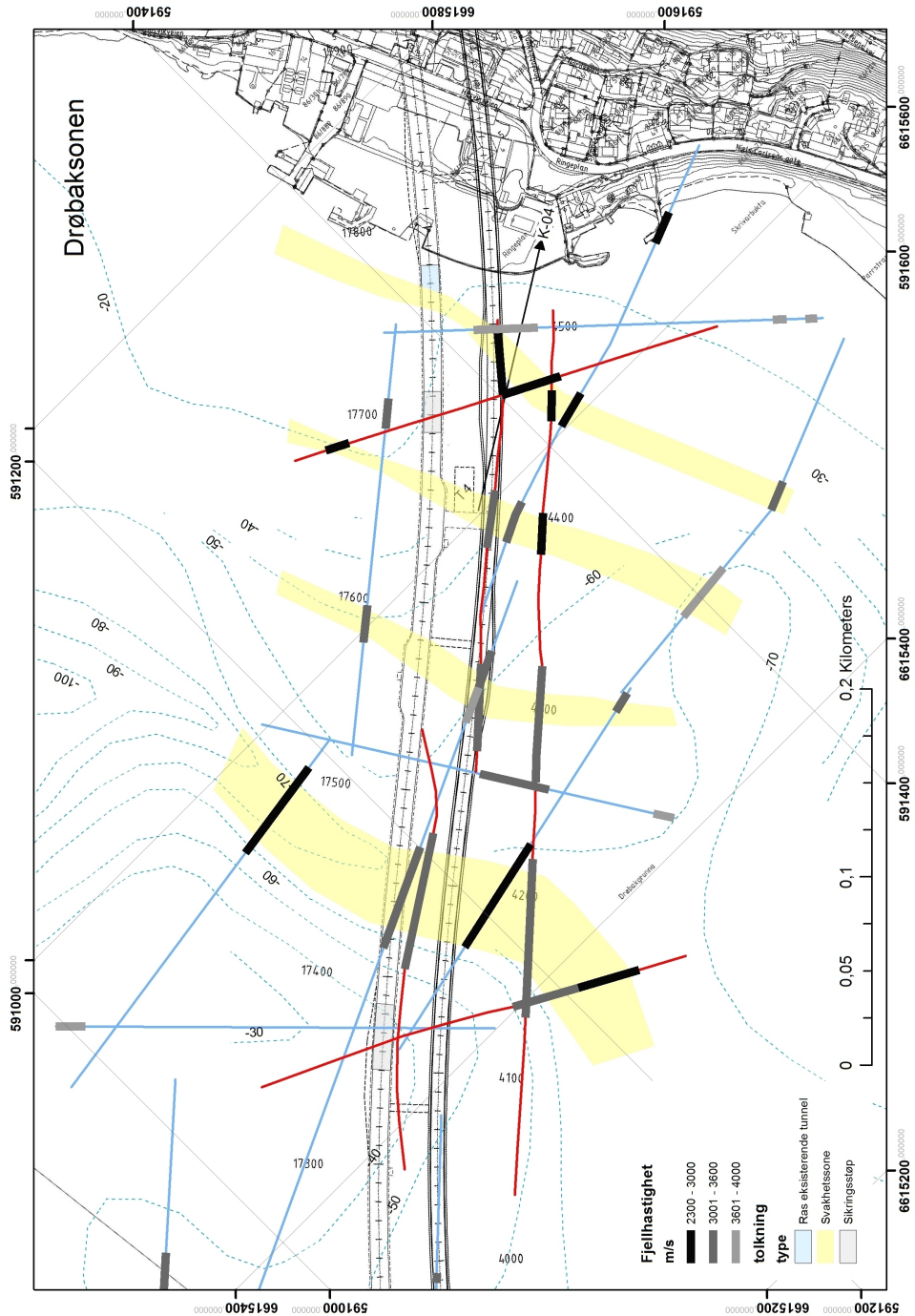
- Backer, L., Blindheim, O. T., 1999. The oslofjord subsea road tunnel. crossing of a weakness zone under high water pressure by freezing. Challenges for the 21st Century, Alten et al. (eds), 309 – 316.
- Barton, N., 2013. TBM prognoses for open-gripper and double-shield machines: Challenges and solutions for weakness zones and water. Fjellsprenningsteknikk, Bergmekanikk/Geoteknikk 2013 (978-82-8208-037-8), s. 21.1–21.25.
- Broch, H. R., 1994. Optimalisering av trasé for oslofjordtunnelen. Master's thesis, NTNU.
- Bruland, A., 1998a. Borbarhet: katalog over borbarhetsindekser. Tech. rep., NTNU, Institutt for bygg- og anleggsteknikk.
- Bruland, A., 1998b. Hardrock Tunnel Boring Machines, Vol. 1 of 10, Background and Discussion. Ph.D. thesis, NTNU.
- Bruland, A., 2013. Fullprofilboring av tunneler. Kompendium i anleggsteknikk.
- Burger, W., Dudouit, F., 2009. The Hallandsås dual mode TBM. Rapid Excavation and Tunneling Conference 2009, Las Vegas.
- Dammyr, Ø., Nilsen, B., Thuro, K., Grøndal, J., 2013. Possible concepts for waterproofing of norwegian TBM railway tunnels. Roch Mech Rock Eng (DOI 10.1007/s00603-013-0388-5).
- Drageset, L. N., 2013. Jernbanetunnel Holm - Nykirke - "Rørparaplymetoden". Overraskende parti med lite overdekning. Fjellsprenningsteknikk, Bergmekanikk/Geoteknikk 2013 (978-82-8208-037-8), s. 13.1–13.11.
- Dudouit, F., Sturk, R., 2011. Hallandsås Project; treatment of a fault zone by a major freezing exercise to secure the TBM. Aftes, International congress, Lyon 2011, Powerpoint presentasjon.
- Ehrbar, H., 2013. Base tunnels in the alps - Helpful experiences for strait crossings from the Gotthard Base Tunnel. Strait Crossings 2013 Proceedings (231), s. 25–35.

-
- Farrokh, E., Rostami, J., Laughton, C., 2011. Analysis of Unit Support Time and Support Installation Time for Open TBMs. Springer-Verlag.
- GeoPhysix, 2014. Oslofjordtunnelen byggetrinn 2 - rapport: Refraksjonsjonsseismikk. Tech. rep., Statens vegvesen Region Øst.
- Geoteam, 1986. Refraksjonsseismiske undersøkelser for undersjøisk tunnel drøbak - stor-sand. Rapport, Fjordbruene A/S.
- Gjelsnes, H. C., 2013. Gjennomførbarhet for bruk av tbm ved rogfasttunnelen. Master's thesis, NTNU.
- Grandori, R., Jaeger, M., Antonini, F., Vigl, L., 1995. Evinos-Mornos Tunnel - Greece. Construction of a 30 km long hydraulic tunnel in less than three years under the most adverse geological conditions. Proc. RETC. San Francisco, s. 747–767.
- Graversen, O., 1984. Geology and structural evolution of the Precambrian rocks of the Oslofjord - Øyeren area, Southeast Norway. NGU Bulletin 398, 50.
- Grøv, E., Boye, C., Holmøy, K. H., 2013. Tunneling Rogfast with TBM at 390 m below sea level. Strait Crossings 2013 Proceedings (231), s. 453–466.
- Gschnitzer, E., Goliasch, R., 2009. TBM modification for challenging rock conditions - a progress report of the Niagara Tunnel Project (NTP). Geomechanics and Tunneling 2 (2009), No. 2.
- Hansen, A. M., 2002. The history of TBM tunneling in Norway. Norwegian TBM tunneling, Norwegian Tunnelling Society Publication no. 11, s. 11–19.
- Herrenknecht, 2014. Tunnelling & Pipelines - Future-oriented tunnelling technology for transport and supply for tomorrow.
URL <http://www.herrenknecht.com/en/products/core-products/tunnelling-pipelines.html>
- Holmøy, K. H., 2008. Significance of geological parameters for predicting water leakage in hard rock tunnels. Ph.D. thesis, NTNU.
- Jernbaneverket, 2008. Vurdering av drivemetode for tunnelene på Follobanen. Rapport på utredningsnivå UOS-00-A-90005, Jernbaneverket Utbygging.
- Kvåle, J., Nilsen, B., Grimstad, E., Bollingmo, P., Halvorsen, A., Iversen, E., Sorte, G., 2004. Vurdering av stabilitet og forslag til sikring i oslofjordtunnelen. Tech. rep., Statens vegvesen Region Øst.
- Log, S., 2011. Forbehandlig av berget i TBM-drift - Sonderboring og forinjeksjon. Fjell-sprengningsteknikk, Bergmekanikk/Geoteknikk 2011, s. 3.1 – 3.11.
- Løset, F., 1992. Support needs compared at the Svartisen road tunnel. Tunnels & Tunneling, June 1992.

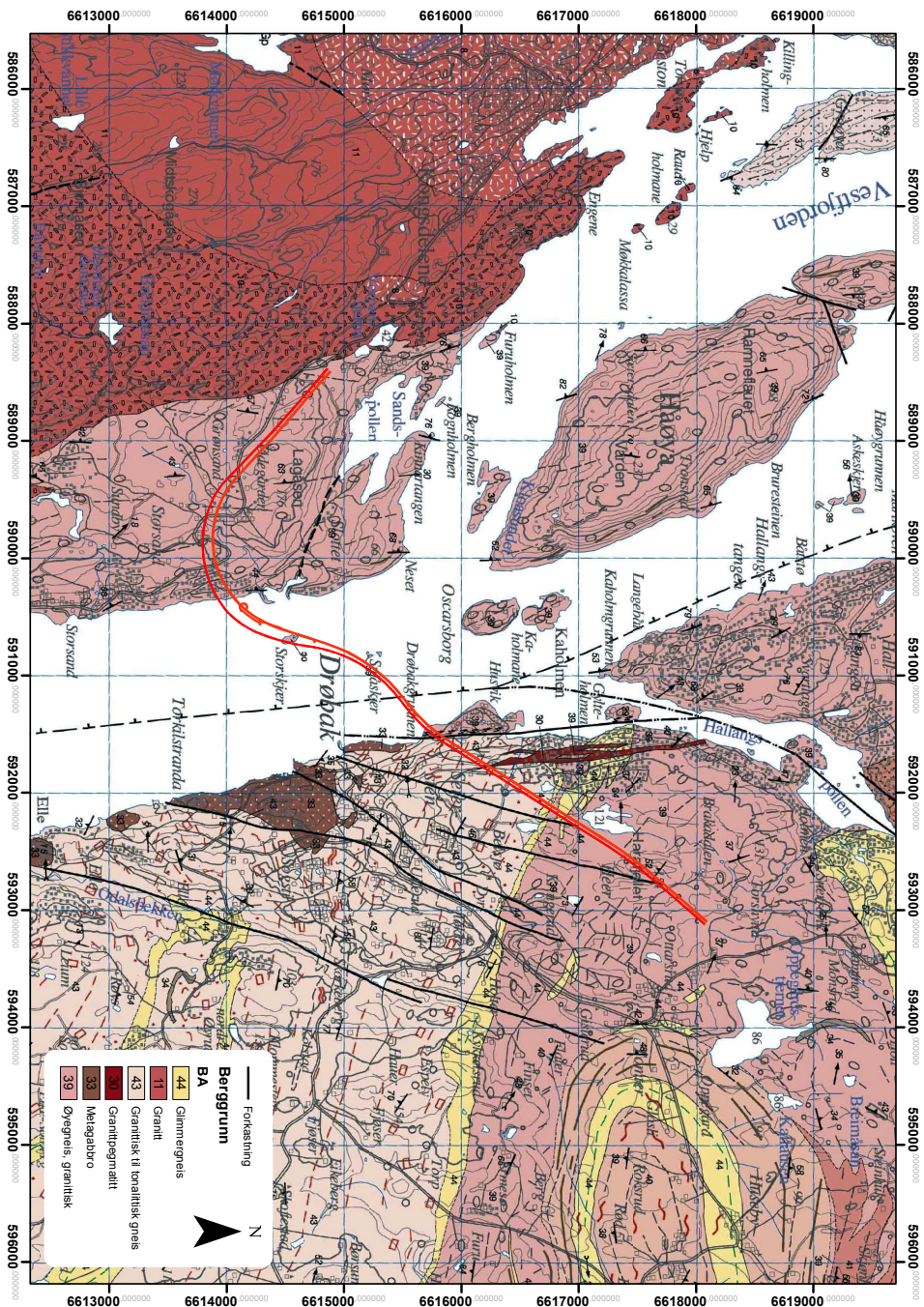
-
- Maidl, B., Schmid, L., Ritz, W., Herrenknecht, M., 2008. Hardrock Tunnel Boring Machines. Ernst and Sohn.
- Moen, K., November 2013. Geologiske forundersøkelser i oslofjordtunnelen, notat 2013.11.18.
- Multiconsult, 2013. Rapport kjernelogging, oslofjordtunnelen, draft.
- Multiconsult, 2014. Rv. 23 oslofjordforbindelsen - byggetrinn 2 - datarapport kjernelogging.
- Myrvang, A., 2001. Bergmekanikk. kompendium.
- NGI, 2010. Rogfast - Geologisk samlerapport. Rapport 20061048-00-14-R, Norges Geotekniske Institutt.
- NGU, 2007. Geologiske forhold langs planlagt jernbanetrasé Oslo - Ski. Rapport 2007.048, Jernbaneverket Utbygging.
- Nilsen, B., 2009. Engineering Geological Aspects of Subsea Tunnels. Publication No 18 - Subsea Tunnels, NFF.
- Nilsen, B., 2010. Cases of instability caused by weakness zones in norwegian tunnels. Bull. Of engineering Geology and the Environment, 7 sider.
- Nilsen, B., Broch, E., 2011. Ingeniørgeologi-berg, grunnkurskompendium. kompendium.
- Nilsen, B., Palmstrøm, A., 2013. Methodology for prediction and handling challenging rock mass conditions in hard rock subsea tunnels. Strait Crossings 2013 Proceedings (231), s. 288–298.
- Nilsen, B., Stille, H., Palmstrøm, A., 2000. Frøyatunnelen - Analyse av drive- og sikringsmetoder som grunnlag for kostnadsberegning, gjennomførbarhet- og risikovurdering. Statens Vegvesen.
- Nilsen, F. M., Log, S. (Eds.), 2013. Design og tekniske valg for TBM - Øvre og nedre Røssåga.
- Norconsult, 2005. Oslofjordtunnelen Hurumsiden - Evaluering av tunnelens effekt på grunnvann. Prosjektrapport 4238900, Statens vegvesen Region sør.
- Palmstrøm, A., Blindheim, O. T., Broch, E., 2002. Q-systemet - Muligheter og begrensninger. Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk/Geoteknikk 2012, s. 41.1 – 41.44.
- Schubert, T., 2013. Experiences from the TBM drive through the Hallandsåsen in Sweden. Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk/Geoteknikk 2013 (978-82-8208-037-8), s. 3.1–3.22.
- Statens Vegvesen, 1995. Rv 23 oslofjordtunnelen grunnundersøkelser i fjell storskjær - hurumlandet. Tech. rep.
-

-
- Statens Vegvesen, 1999. Rv.23 Oslofjordforbindelsen Parsell 4 : Verpen-Måna - Geologi og Sikringsoppfølging. Tech. rep., Statens vegvesen.
- Statens Vegvesen, 2001. Sluttrapport oslofjordforbindelsen. Tech. rep., Statens vegvesen Region Øst.
- Statens Vegvesen, 2004a. Arbeider foran stuff og stabilitetssikring i vegtunneler. Rapport Nr. 2538, Teknologivdelingen.
- Statens Vegvesen, 2004b. Revisjonsrapport - Revisjon av Oslofjordtunnelen. Tech. rep., Statens vegvesen.
- Statens Vegvesen, 2010. Håndbok 21 Vegtunneler. Statens vegvesen Vegdirektoratet.
- Statens Vegvesen, 2013. Håndbok 066 - Mal for byggeprosjekter.
- Statens Vegvesen, 2014. Planbeskrivelse med konsekvensutredning - Reguleringsplan rv. 23 Oslofjordforbindelsen, byggetrinn 2. Tech. rep., Statens vegvesen Region Øst.
- Sturk, R., Dudouit, F., Aurell, O., Ericksson, S., 2011. Summary of the first TBM drive at the Hallandsås project. In: Proc. of Rapid Excavation and Tunneling Conference 2011.
- TunnelTalk, 2008. Gotthard TBM safely across the Piora Mulda.
URL <http://www.tunneltalk.com>
- UNIT, NTH-Anleggsdrift, 1995a. Prosjektrapport 2A-95 TUNNELDRIFT Sprengningsplaner.
- UNIT, NTH-Anleggsdrift, 1995b. Prosjektrapport 2B-95 TUNNELDRIFT Prognoser konvensjonell drift. Rapport, Institutt for bygg- og anleggsteknikk.
- Willis, D., 2012. TBM probe drilling and pre-grouting - FIVE THINGS TO KNOW. Tunneling Journal, July 2012, s. 43–45.

A.3 Kart over Drøbaksonen



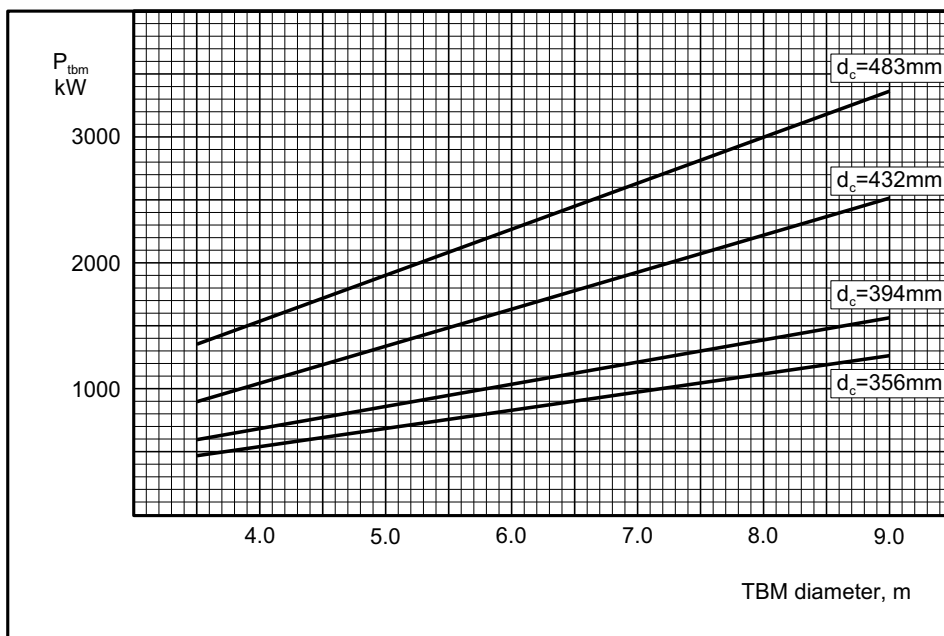
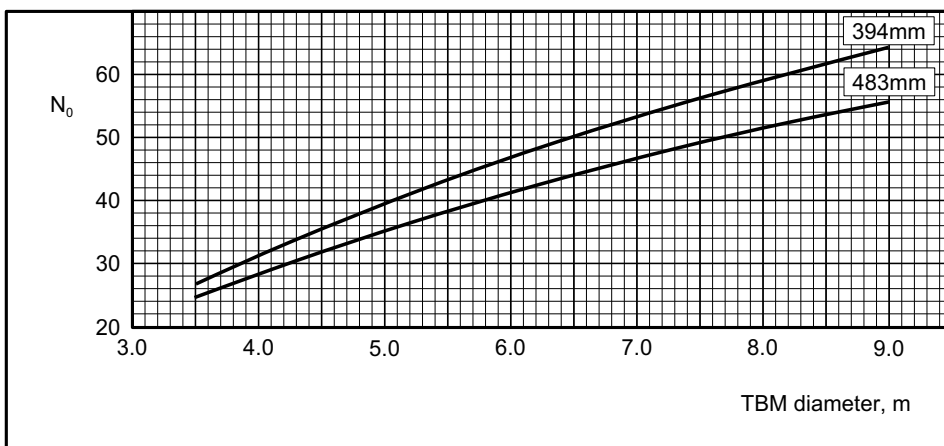
A.4 Utsnitt fra bergrunnskart M1:50.000 over Drøbak og Hurumlandet



Vedlegg B: Tabeller

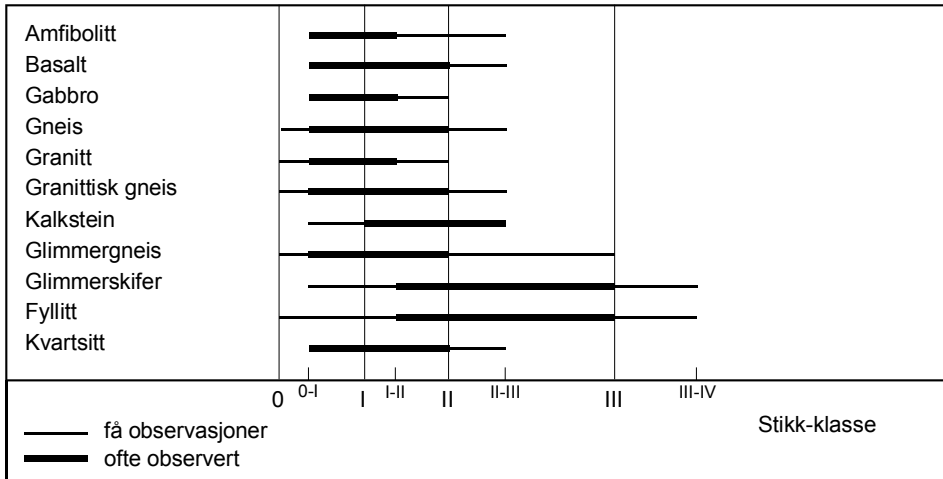
B.1 Tabeller og parametre for TBM prognosemodell

Tabell B.1: Kutterantall som funksjon av kutterstørrelse og TBM-diameter (Bruland, 2013).



Tabell B.2: installert effekt borhode (Bruland, 2013).

Tabell B.3: Registrert oppsprekkingsgrad for ulike bergarter (Bruland, 2013).



B.2 Materialdata



Materialdata for naturstein. Typiske verdier

<i>Brutto densitet (kg/m³)</i>	Meget lav	Lav	Middels	Høy	Meget høy
Steintype	< 2400	2400-2600	2600-2800	2800-3000	> 3000
Sandstein	█				
Kalkstein	█	█			
Leirskifer			-----		
Marmor		█	█		
Fyllitt, glimmerskifer			█		
Kvartsittskifer			█		
Serpentinit			-----		
Kleberstein			-----		
Gneis		█	█		
Granitter o.l.		█	█		
Larvikitt			█		
Gabbro, dioritt, diabas etc.				█	

<i>Åpen porøsitet (%)</i>	Meget lav	Lav	Middels	Høy	Meget høy
Steintype	< 0,5	0,5 - 2	2-5	5-20	> 20
Sandstein				█	
Kalkstein	█	█			
Leirskifer			-----		
Marmor	█				
Fyllitt, glimmerskifer	█	█			
Kvartsittskifer	█	█			
Serpentinit			-----		
Kleberstein			-----		
Gneis	█	█			
Granitter o.l.	█	█			
Larvikitt	█	█			
Gabbro, dioritt, diabas etc.	█	█			

Vedlegg C: NTNU Prognosemodell

C.1 Inngangsparametre og resultat

GEOLOGISK INFORMASJON			
TOLKNING AV GEOLOGISK INFORMASJON			
BORBARHET			
Hovedbergart	Øyegneis	Øyegneis	Granittisk-Øyegneis
Representative borbarhetsindekser	DRI = 39 CLI = 8 Q = 30 %	DRI = 39 CLI = 8 Q = 30 %	DRI = 39 CLI = 8 Q = 30 %
Oppsprekningsgrad ("svakhetsflater")			
Avstand, type	70 cm, gjennomsettende	20-40 cm, gjennomsettende	70 cm, gjennomsettende
Orientering	13°	Varierende 84°	84°
Fjellmassens oppsprekningsklasse	Sprekk I-II	Sprekk II-	Sprekk I-II
PROGNOSE			
For 11.6m ØTBM, 19° kuttere, 5,0 RPM og 5842 Hk			
Matekraft	260 kN	260 kN	260 kN
Netto inndrift	1.92 m/h	2.12 m/h	1.79 m/h
Totalutnyttelse	46 %	45.10 %	46.70 %
Ukeinndrift ved 144h / uke	121.6	131.1	114.9
Boreverktøyforbruk	3.41 m/k	3.75 m/k	3.18 m/k

Figur C.1: Inngangsparametre og resultat fra NTNU prognosemodell

Vedlegg D: Tid og kostnad konvensjonell drift

D.1 Inngangsparametre B & D

Prosjekt: Rv.23 Oslofjordforbindelsen

Tunnel: Oslofjordtunnelen løp sør

TUNNELDATA:

Tunnellengde (km) 7.441

Teoretiske dimensjoner (profil T9.5)

Teoretisk tverrsnitt (m ²)	53
Spennvidde (m)	9.5
Henglengde (m)	11.7
Vegghøyde (m)	3.4

Dimensjoner i praksis

Sprengt tverrsnitt (m ²)	70
Spennvidde (m)	10.5
Henglengde (m)	12.7
Vegghøyde (m)	4.4

ARBEIDSTID:

Antall skift pr. dag: 2

Timer pr. skift: 10

Antall skift pr. uke: 11

DRIVEDATA OG KAPASITETER:

1. Sprengning, opplasting og utkjøring u/sikring:

Normal slavelengde (m) 5

Inndrift (m/uke) 70.9

Kostnad (kr/m) 13665

2. Kapasiteter og data sikringsarbeider:

Sprøytebetong på stoff (m ³ /t)	6
Sprøytebetongbuer (antall / t)	0.2
Ekstra betong (m ³ /t)	10

Bolter med lengde intill 5 m (antall / t)	12
Forbolter (antall / t)	6
Redusert salve < 4 m (stk / t)	0.3

Støp på stoff (lm / t)	0.2
Antall mann på ekstra rensk	2

3. Kapasiteter / tidsforbruk ved sonderboring og forinjeksjon:

Sonderboring

Antall hull som bores samtidig	3
Kapasitet ved slagboring (m/min)	1
Kapasitet ved kjerneboring (m/t)	1.5

Forinjeksjon

Antall hull som bores samtidig (stk)	3
Kapasitet ved hullboring (m/min)	1
Tid for injesering inkl. herding pr. omgang (t/skjerm)	19

KOSTNADSTALL:

Riggkostnader (%)	20
Uforutsett (%)	20
Sprengning inkl. Massetransport (kr/m ³)	195.2
Korte salver 2.5m (1000 kr/salve)	6
Korte salver 1.5m (1000 kr/salve)	6
Injeksjonsboring (kr/bm)	50
Injeksjonsmasse (kr/tonn)	7300
Heftekostnader ved forinjeksjon (kr/t)	2500

Ekstra rensk (kr/tv)	630
Bolter intill 5 m (kr/stk)	350
Forbolter (kr/stk)	1700
Fiberbetong (kr/m ³)	2700
Pris for sonderboring (kr/bm)	76
Kjerneboring fra stoff (kr/bm)	770

Støp på stoff (1000 kr/lm)	43
Støp av såle (1000 kr/lm)	9
Sprøytebetongbuer (1000 kr/stk)	25

Figur D.1: Inngangsparametre til tid og kostnadsestimat for nytt løp i Oslofjordtunnelen med konvensjonell drift

D.2 Tid og kostnad Oslofjordtunnelen

TYPE ARBEID	enhet	TOTALT FORBRUK			KOSTNADER
		mengde	mengde / lm	tid (uker)	2013-Kr
DRIVING (UTEN SIKRING)					
Boring, sprengning og utlasting (fra en side)	lm	7441		105.0	101 681 265
ARBEIDER FORAN STUFF					
Sonderboring	bm	33261	4.47	1.7	2 527 857
Kjerneboring	bm	819	0.11	5.0	630 253
Injeksjonsboring	bm	96606	13.0	4.9	4 830 300
Inngang av injeksjonsmiddel	tonn	1772	0.24	-	12 933 293
Tid for selve injiseringen (sement- og kjemisk)	uker	-	-	18.0	-
Heft-tid for injeksjon (inkl. boring)	uker	-	-	22.9	6 292 043
Sum for arbeider foran stuff				29.5	27 213 745
VANLIG STABILITETSSIKRING					
Ekstra rensk	timeverk	744	0.1	3.4	468 783
Bolter	stk	32353	4.3	24.5	11 323 550
Sprøytebetong	m ³	12180	1.6	18.5	32 887 269
Sprøytebetongbuer	stk	148		6.7	3 699 250
Full utstøping	lm	41	-	1.9	1 763 000
Sum for vanlig stabilitetssikring				54.9	50 141 852
SPEIELLE TILTAK FOR DRIVING GJENNOM SVAKHETSSONER					
Forbolter	stk	7183		10.9	12 211 304
Driving + støy av korte salver, -lengde 2.5 m	stk	249	0.033	7.5	1 492 800
-lengde 1.5 m	stk	27	0.004	0.8	164 000
Støy av såle	m	177		0.2	1 576 945
Sum for spesielle tiltak				19.4	15 445 049

Antatt byggetid og kostnader av tunnel (uten installasjoner)

Totalt tidsforbruk for driving, stabilitetssikring og tetting	208.8 uker
Med 45 arbeidsuker pr. år blir dette:	4 år 8 mdn

Gjennomsnittlig inndrift pr. Uke 35.63 m

Kostnader, ekskl rigg	194 481 912 kr
Kostnader, inkl rigg 20 %	233 378 294 kr
Uforutsett 20 %	46 675 659 kr
Totale kostnader	280 053 953 kr

Pris pr. lm tunnel inkl. rigg, ekskl. mva. 37 637 kr/lm

Figur D.2: Tid og kostnadsestimat for nytt løp i Oslofjordtunnelen med konvensjonell drift

D.3 Tid og kostnad Hurumsiden

TYPE ARBEID	enhet	TOTALT FORBRUK			KOSTNADER
		mengde	mengde / lm	tid (uker)	2013-Kr
DRIVING (UTEN SIKRING)					
Boring, sprengning og utlasting (fra en side)	lm	2000		28.2	27 330 000
ARBEIDER FORAN STUFF					
Sonderboring	bm	8940	4.47	0.5	679 440
Kjerneboring	bm	220	0.11	1.3	169 400
Injeksjonsboring	bm	7344	3.7	0.4	367 201
Inngang av injeksjonsmiddel	tonn	135	0.067	-	983 193
Tid for selve injiseringen (sement- og kjemisk)	uker	-	-	1.4	-
Heft-tid for injeksjon (inkl. boring)	uker	-	-	1.7	478 323
Sum for arbeider foran stuff				3.5	2 677 557
VANLIG STABILITETSSIKRING					
Ekstra rensk	timeverk	200	0.1	0.9	126 000
Bolter	stk	8715	4.4	6.6	3 050 250
Sprøytebetong	m ³	3244	1.6	4.9	8 757 450
Sprøytebetongbuer	stk	18	-	0.8	450 000
Full utstøping	lm	0	-	0.0	0
Sum for vanlig stabilitetssikring				13.2	12 383 700
SPEIELLE TILTAK FOR DRIVING GJENNOM SVAKHETSSONER					
Forbolter	stk	610	0.30	0.9	1 036 320
Driving + støp av korte salver, -lengde 2.5 m	stk	72	0.04	2.2	432 000
-lengde 1.5 m	stk	-	-	-	
Støp av såle	m	-	-	-	
Sum for spesielle tiltak				3.1	1 468 320

Antatt byggetid og kostnader av tunnel (uten installasjoner)

Totalt tidsforbruk for driving, stabilitetssikring og tetting ved drift fra Verpen	48.1 uker
Med 45 arbeidsuker pr. år blir dette:	1 år 1 mdn

Gjennomsnittlig inndrift pr. Uke 41.6 m

Kostnader, ekskl rigg	43 859 577 kr
Kostnader, inkl rigg 20 %	52 631 493 kr
Uforutsett 20 %	10 526 299 kr
Totale kostnader	63 157 791 kr

Pris pr. lm tunnel inkl. rigg, ekskl. mva. 31 579 kr/lm

Figur D.3: Tid og kostnadsestimat for driving fra Verpen med konvensjonell drift

D.4 Tid og kostnad fra tverrslag

TYPE ARBEID	enhet	TOTALT FORBRUK			KOSTNADER
		mengde	mengde / lm	tid (uker)	2013-Kr
DRIVING (UTEN SIKRING)					
Boring, sprengning og utlasting (fra en side)	lm	2517		35.5	34 394 805
ARBEIDER FORAN STUFF					
Sonderboring	bm	11251	4.47	0.6	855 075
Kjerneboring	bm	277	0.11	1.7	213 190
Injeksjonsboring	bm	58345	23.2	2.9	2 917 236
Inngang av injeksjonsmiddel	tonn	1070	0.43	-	7 811 000
Tid for selve injiseringen (sement- og kjemisk)	uker	-	-	10.9	-
Heft-tid for injeksjon (inkl. boring)	uker	-	-	13.8	3 800 049
Sum for arbeider foran stuff				16.1	15 596 550
VANLIG STABILITETSSIKRING					
Ekstra rensk	timeverk	252	0.1	1.1	158 571
Bolter	stk	14573	5.8	11.0	5 100 550
Sprøytebetong	m ³	4914	2.0	7.4	13 267 449
Sprøytebetongbuer	stk	130	-	5.9	3 249 250
Full utstøping	lm	41	-	1.9	1 763 000
Sum for vanlig stabilitetssikring				27.4	23 538 820
SPEIELLE TILTAK FOR DRIVING GJENNOM SVAKHETSSONER					
Forbolter	stk	6574	3	10.0	11 174 984
Driving + støp av korte salver, -lengde 2.5 m	stk	177	0.070	5.4	1 060 800
-lengde 1.5 m	stk	27	0.011	0.8	164 000
Støp av såle	m	177		0.2	1 576 945
Sum for spesielle tiltak				16.3	13 976 729

Antatt byggetid og kostnader av tunnel (uten installasjoner)

Totalt tidsforbruk for driving, stabilitetssikring og tetting ved drift fra tverrslaget	95.3 uker
Med 45 arbeidsuker pr. år blir dette:	2 år 1 mdn

Gjennomsnittlig inndrift pr. Uke 26.42 m/uke

Kostnader, ekskl rigg		87 506 905 kr
Kostnader, inkl rigg	20 %	105 008 286 kr
Uforutsett	20 %	21 001 657 kr
Totale kostnader		126 009 943 kr

Pris pr. lm tunnel inkl. rigg, ekskl. mva. 50 064 kr/lm

Figur D.4: Tid og kostnadsestimat for driving fra tverrslaget med konvensjonell drift

D.5 Tid og kostnad Drøbaksiden

TYPE ARBEID	enhet	TOTALT FORBRUK			KOSTNADER
		mengde	mengde / lm	tid (uker)	2013-Kr
DRIVING (UTEN SIKRING)					
Boring, sprengning og utlasting (fra en side)	lm	2924		41.2	39 956 460
ARBEIDER FORAN STUFF					
Sonderboring	bm	13070	4.47	0.7	993 341
Kjerneboring	bm	322	0.11	1.9	247 663
Injeksjonsboring	bm	30917	10.6	1.6	1 545 862
Inngang av injeksjonsmiddel	tonn	567	0.19	-	4 139 100
Tid for selve injiseringen (sement- og kjemisk)	uker	-	-	5.8	-
Heft-tid for injeksjon (inkl. boring)	uker	-	-	7.3	2 013 671
Sum for arbeider foran stuff				9.9	8 939 638
VANLIG STABILITETSSIKRING					
Ekstra rensk	timeverk	292	0.1	1.3	184 212
Bolter	stk	9065	3.1	6.9	3 172 750
Sprøytebetong	m ³	4023	1.4	6.1	10 862 370
Sprøytebetongbuer	stk	-			
Full utstøping	lm	0	-	0.0	0
Sum for vanlig stabilitetssikring				14.3	14 219 332
SPESIELLE TILTAK FOR DRIVING GJENNOM SVAKHETSSONER					
Forbolter	stk	0	-	0.0	0
Driving + støp av korte salver, -lengde 2.5 m	stk	0	-	-	0
-lengde 1.5 m	stk	0	-	-	0
Støp av såle	m	-			
Sum for spesielle tiltak				0.0	0

Antatt byggetid og kostnader av tunnel (uten installasjoner)

Totalt tidsforbruk for driving, stabilitetssikring og tetting ved drift fra Måna	65.5 uker
Med 45 arbeidsuker pr. år blir dette:	1 år 5 mdn

Gjennomsnittlig inndrift pr. Uke 44.66 m/uke

Kostnader, ekskl rigg		63 115 430 kr
Kostnader, inkl rigg	20 %	75 738 515 kr
Uforutsett	20 %	15 147 703 kr
Totale kostnader		90 886 218 kr

Pris pr. lm tunnel inkl. rigg, ekskl. mva. 31 083 kr/lm

Figur D.5: Tid og kostnadsestimat for driving fra Måna med konvensjonell drift

Vedlegg E: Tid og kostnad TBM drift

E.1 Inngangsparametre TBM

Prosjekt: Rv.23 Oslofjordforbindelsen

Tunnel: Oslofjordtunnelen løp sør

TUNNELDATA:

	<i>Teoretiske dimensjoner (profil T9.5)</i>	<i>Dimensjoner i praksis</i>
Tunnellengde (km)	7.441	
	Teoretisk tverrsnitt (m ²)	Boret tverrsnitt (m ²)
	53	105.7
	Spennvidde (m)	10.5
	Henglengde (m)	12.7
	Vegghøyde (m)	11.6
	3.4	

ARBEIDSTID:

Antall skift pr. dag	2	Timer pr. skift	10.3	Antall skift pr. uke	14
----------------------	---	-----------------	------	----------------------	----

DRIVEDATA OG KAPASITETER:

1. Boring, opplasting og utkjøring u/sikring:

Inndrift Hurumsida (m/uke)	121.6	Inndrift under Oslofjorden (m/uke)	131.1	Kostnad (kr/m)	22960
Inndrift Drøbaksida (m/uke)	114.9				

2. Kapasiteter / tidsforbruk ved sonderboring og forinjeksjon:

	<i>Sonderboring</i>	<i>Forinjeksjon</i>	
Antall hull som bores samtidig	3	Antall hull som bores samtidig (stk)	6
Kapasitet ved slagboring (m/min)	1	Kapasitet ved hullboring (m/min)	1.5
Kapasitet ved kjerneboring (m/t)	1.5	Tid for injesering inkl. herding pr. omgang (t/skjerm)	19

KOSTNADSTALL:

Riggkostnader (%)	-	Injeksjonsboring (kr/bm)	50	Støp av såle (1000 kr/lm)	9
Uforutsett (%)	20	Injeksjonsmasse (kr/tonn)	7300		
Fiberbetong (kr/m ³)	2700	Heftekostnader ved forinjeksjon (kr/t)	2500		
Bolter intill 5 m (kr/stk)	350	Pris for sonderboring (kr/bm)	76		
Betongsegmenter (kr/lm)	73000	Kjerneboring fra stuff (kr/bm)	770		

Figur E.1: Inngangsparametre til tid og kostnadsestimat for TBM driving av nytt løp i Oslofjordtunnelen

E.2 Tid og kostnad Oslofjordtunnelen

TYPE ARBEID	enhet	TOTALT FORBRUK			KOSTNADER
		mengde	mengde / lm	tid (uker)	2013-Kr
DRIVING (UTEN SIKRING)					
Boring og utlasting inkl. rigg	lm	7441	-	62.4	170 845 360
ARBEIDER FORAN STUFF					
Sonderboring	bm	33261	4.47	1.3	2 527 857
Kjerneboring	bm	819	0.11	3.8	630 253
Injeksjonsboring	bm	96606	13.0	1.2	4 830 300
Inngang av injeksjonsmiddel	tonn	1772	0.24	-	12 933 293
Tid for selve injiseringen (sement- og kjemisk)	uker	-	-	13.7	-
Heft-tid for injeksjon (inkl. boring)	uker	-	-	15.0	5 397 543
Sum for arbeider foran stuff				20.0	26 319 245
VANLIG STABILITETSSIKRING					
Bolter	stk	26396	3.5	0.0	9 238 456
Sprøytebetong	m ³	10693	1.4	0.0	28 870 728
Sum for vanlig stabilitetssikring				0.0	38 109 184
SPESIELLE TILTAK FOR DRIVING GJENNOM SVAKHETSSONER					
Betongsegmenter	lm	284	0.04	0.0	20 749 450
Støp av såle	lm	177	0.02	0.0	1 571 842
Sum for spesielle tiltak				0.0	22 321 291

Antatt byggetid og kostnader av tunnel (uten installasjoner)

Totalt sidsforbruk for driving, stabilitetssikring og tetting	82.4 uker
Med 50 arbeidsuker pr. år blir dette:	1 år 8 mdn

Gjennomsnittlig inndrift pr. Uke 90.26 m

Kostnader	257 595 081 kr
Uforutsett 20 %	51 519 016 kr
Totalt kostnader	309 114 097 kr

Pris pr. lm tunnel inkl. rigg, ekskl. mva. 41 542 kr/lm

Figur E.2: Tid og kostnadsestimat for nytt løp i Oslofjordtunnelen

E.3 Tid og kostnad Hurumside

TYPE ARBEID	enhet	TOTALT FORBRUK			KOSTNADER
		mengde	mengde / lm	tid (uker)	2013-Kr
DRIVING (UTEN SIKRING)					
Boring og utlasting, inkl rigg	lm	2000	-	16.4	45 920 000
ARBEIDER FORAN STUFF					
Sonderboring	bm	8940	4.47	0.3	679 440
Kjerneboring	bm	220	0.11	1.0	169 400
Injeksjonsboring	bm	7344	3.7	0.1	367 201
Inngang av injeksjonsmiddel	tonn	135	0.067	-	983 193
Tid for selve injiseringen (sement- og kjemisk)	uker	-	-	1.0	-
Heft-tid for injeksjon (inkl. boring)	uker	-	-	1.1	410 323
Sum for arbeider foran stuff				2.5	2 609 557
VANLIG STABILITETSSIKRING					
Bolter	stk	8239	4.1	0.0	2 883 650
Sprøytebetong	m ³	3110	1.6	0.0	8 396 190
Sum for vanlig stabilitetssikring				0.0	11 279 840
SPESIELLE TILTAK FOR DRIVING GJENNOM SVAKHETSSONER					
Betongsegmenter	lm	38	0.02	0.0	2 774 000
Støp av såle	m	-	-	-	-
Sum for spesielle tiltak				0.0	2 774 000

Antatt byggetid og kostnader av tunnel (uten installasjoner)

Totalt tidsforbruk for driving, stabilitetssikring og tetting på Hurumside	18.9 uker
Med 50 arbeidsuker pr. år blir dette:	5 mdn

Gjennomsnittlig inndrift pr. Uke 105.8 m

Kostnader	62 583 397 kr
Uforutsett 20 %	12 516 679 kr
Totale kostnader	75 100 077 kr

Pris pr. lm tunnel inkl. rigg, ekskl. mva. 37 550 kr/lm

Figur E.3: Tid og kostnadsestimater for driving med TBM på Hurumside

E.4 Tid og kostnad undersjøisk del

TYPE ARBEID	enhet	TOTALT FORBRUK			KOSTNADER
		mengde	mengde / lm	tid (uker)	2013-Kr
DRIVING (UTEN SIKRING)					
Boring og utlasting, inkl rigg	lm	2517	-	20.6	57 790 320
ARBEIDER FORAN STUFF					
Sonderboring	bm	11251	4.47	0.4	855 075
Kjerneboring	bm	277	0.11	1.3	213 190
Injeksjonsboring	bm	58345	23.2	0.7	2 917 236
Inngang av injeksjonsmiddel	tonn	1070	0.43	-	7 811 000
Tid for selve injiseringen (sement- og kjemisk)	uker	-	-	8.3	-
Heft-tid for injeksjon (inkl. boring)	uker	-	-	9.0	3 259 820
Sum for arbeider foran stuff				10.8	15 056 322
VANLIG STABILITETSSIKRING					
Bolter	stk	9385	3.7	0.0	3 284 606
Sprøytebetong	m ³	3607	1.4	0.0	9 737 610
Sum for vanlig stabilitetssikring				0.0	13 022 216
SPESIELLE TILTAK FOR DRIVING GJENNOM SVAKHETSSONER					
Betongsegmenter	lm	246	0.1	0.0	17 975 450
Støp av såle	m	177	0.07	0.0	1 571 842
Sum for spesielle tiltak				0.0	19 547 291

Antatt byggetid og kostnader av tunnel (uten installasjoner)

Totalt tidsforbruk for driving, stabilitetssikring og tetting ved driving under Oslofjorden	31.4 uker
Med 50 arbeidsuker pr. år blir dette:	8 mdn

Gjennomsnittlig inndrift pr. Uke 80.27 m/uke

Kostnader	105 416 149 kr
Uforutsett 20 %	21 083 230 kr
Totale kostnader	126 499 379 kr

Pris pr. lm tunnel inkl. rigg, ekskl. mva. 50 258 kr/lm

Figur E.4: Tid og kostnadsestimat for driving med TBM under Oslofjorden

E.5 Tid og kostnad Drøbaksiden

TYPE ARBEID	enhet	TOTALT FORBRUK			KOSTNADER
		mengde	mengde / lm	tid (uker)	2013-Kr
DRIVING (UTEN SIKRING)					
Boring og utlasting inkl. rigg	lm	2924	-	25.4	67 135 040
ARBEIDER FORAN STUFF					
Sonderboring	bm	13070	4.47	0.5	993 341
Kjerneboring	bm	322	0.11	1.5	247 663
Injeksjonsboring	bm	30917	10.6	0.4	1 545 862
Inngang av injeksjonsmiddel	tonn	567	0.19	-	4 139 100
Tid for selve injiseringen (sement- og kjemisk)	uker	-	-	4.4	-
Heft-tid for injeksjon (inkl. boring)	uker	-	-	4.8	1 727 400
Sum for arbeider foran stuff				6.8	8 653 367
VANLIG STABILITETSSIKRING					
Bolter	stk	8772	3.0	0.0	3 070 200
Sprøytebetong	m ³	3977	1.4	0.0	10 736 928
Sum for vanlig stabilitetssikring				0.0	13 807 128
SPEIELLE TILTAK FOR DRIVING GJENNOM SVAKHETSSONER					
Betongsegmenter	lm	0	-	0.0	0
Støp av såle	m	-	-	0	0
Sum for spesielle tiltak				0.0	0

Antatt byggetid og kostnader av tunnel (uten installasjoner)

Totalt sidsforbruk for driving, stabilitetssikring og tetting ved driving på Drøbaksiden		32.2 uker
Med 50 arbeidsuker pr. år blir dette:	0 år	8 mdn

Gjennomsnittlig inndrift pr. Uke 90.86 m/uke

Kostnader		89 595 535 kr
Uforutsett	20 %	17 919 107 kr
Totale kostnader		107 514 642 kr

Pris pr. lm tunnel inkl. rigg, ekskl. mva. 36 770 kr/lm

Figur E.5: Tid og kostnadsestimat for driving med TBM på Drøbaksiden