

Rørskjerm

Midlertidig sikring av stoff ved driving av tunnel gjennom soner med dårlig geologi

Helene Strømsvik

Geologi

Innlevert: mai 2015

Hovedveileder: Eivind Grøv, IGB

Medveileder: Helen Andersson, Huth & Wien Engineering AS

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for geologi og bergteknikk



MASTEROPPGAVEN

Kandidatens navn: Helene Strømsvik

Oppgavens tittel: Rørskjerm - Midlertidig sikring av stuff ved driving av tunnel gjennom soner med dårlig geologi

English title: Pipe Umbrella - A temporary pre-support for tunnelling in weak ground

Utfyllende tekst: Oppgaven skal behandle rørskjerm som alternativ sikringsmetode ved driving av tunnel i soner med dårlig bergmassekvalitet, eller ugunstige geologiske forhold. Oppgaven skal gjøres som en teoretisk oppgave, og skal bestå av følgende deler:

- Beskrive og forstå konseptet anpasset for de typiske bergmasseforhold man påtreffer i norsk tunneler
- Søke å finne relasjoner mellom Q-verdi og valg av type rørskjerm
- Gjennomgå Peter Borchardts beregningsmetode og programmering for dimensjonering av permanent sikring og «Composite Pile Roofing»,
- Utføre en parameterstudie for ovennevnte beregningsmetode
- Utvikle av bjelkmodell for elastiske fundamenter for dimensjonering av rørskjerm, etterfulgt av parameterstudie

Oppgaven er vinklet mot driving av tunneler i typiske vekslende geologiske forhold, der det stedvis påtreffes bergmassekvalitet som krever andre tiltak enn de man tradisjonelt benytter som bolter og sprøytebetong.

Oppgaven leveres på norsk.

Ansvarlig faglærer og hovedveileder for oppgaven er prof. II Eivind Grøv, Institutt for geologi og bergteknikk. Oppgaven utføres i samarbeid med Huth & Wien Engineering AS og eksternt veileder vil være selskapets dr.ing. Helen Andersson.

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

Studieretning: Teknisk geologi

Hovedprofil: Ingeniørgeologi/bergteknikk

Tidsrom: 17.08.2014-15.05.2015

Eivind Grøv
Faglærer

FORORD

Denne masteroppgaven er skrevet som en del av det 2-årige masterprogrammet i geologi realfag ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU). Starten av oppgaven var en kronglete prosess, med tanke på utformingen av selve oppgaven og at tunneldriften i Eidanger ikke utviklet seg helt som planlagt. Med gode innspill fra veileder Eivind Grøv og ekstern veileder Helen Andersson, fikk jeg etter hvert utviklet et godt plan for oppgaven.

Jeg vil først takke Huth og Wien Engineering AS, for tilgang på beregningsmateriale og et hyggelig besøk på deres kontor i Drammen. Videre vil jeg rette en takk til Implenia Norge AS og Ketil Myklebost for kost og losji, omvisning på deres anlegg i Eidanger og tilgang på informasjon under tunneldrivingen. Dette besøket var en svært lærerik erfaring.

Jeg vil også takke Professor Ki-Il Song fra INHA University i Sør-Korea, for svar på henvendelse i forbindelse med spørsmål rundt beregningene i hans forskningsartikkel, Arne Aalberg for innspill rundt beregningsmodell og introduksjon til konstruksjonsprogrammet FAP og Peter Borchardt for tillatelse til å bruke hans beregninger fra tunnelprosjektet Yxhugget.

Jeg vil spesielt takke min veileder Eivind Grøv for gode innspill, deling av nettverk og stor frihet under utformingen av oppgaven. Jeg vil også rette en ekstra takk til min eksterne veileder Helen Andersson, fra Huth & Wien Engineering AS, for tålmodighet og stort engasjement i oppgaven.

Trondheim 14.05.2015

Helene Strømsvik

Omslagsbilde: Stuff under driving av Eidangertunnelen (Foto: Helene Strømsvik)

SAMMENDRAG

Rørskjerm er en sikringsmetode som kan brukes ved tunneldriving under geologiske forhold som gir flommende og rennende masser, som kan skape utglidning på stuff. Disse forholdene kan oppstå ved driving i løsmasse, soner med manglende bergoverdekning og i svakhetssoner. Rørskjerm er konstruert ved at injiserbare stålrør installeres i en vinkel rundt takprofilen fra stuff mot driveretningen, slik at man hindrer at overliggende løsmasse raser ned på stuff. Det finnes mange ulike varianter av rørskjerm og metoden har mange ulike betegnelser.

I det empiriske studiet i denne masteroppgaven ble det sett etter sammenheng mellom Q-verdi og valg av type rørskjerm. Det ble konstatert at det ikke er noen sammenheng mellom Q-verdi og valg av diameter på stålrørene, c/c mellom stålrørene, eller overlapp mellom hver rørskjerm. Da Q-metoden er lite egnet for å klassifisere dårlig bergmasse, ble det vurdert som mer fordelaktig å se på grunnforholdene fra en geoteknisk synsvinkel. Selv om Q-verdien ikke ga en tilstrekkelig beskrivelse av grunnforholdene, bekreftet studiet likevel at rørskjerm er en sikringsmetode som har fungert godt ved driving av tunneler gjennom områder med dårlig geologi. Under litteraturstudiet ble det vurdert til å være flere fordeler ved å bruke rørskjerm kontra forbolting i områder med spesielt dårlig geologi når det gjelder norsk tunneldrift. Hovedfordelen ble betraktet til å være bedre kontroll på fordelingen av injeksjonsmassen ved injisering av stålrørene, da injeksjonsmassen har gunstige egenskaper med tanke på stabiliteten av massene på stuff.

Det ble utført en generalisering av Peter Borchardts beregningsmetode, for dimensjonering av sikring med sprøytebetong, gitterbuer og rørskjermvarianten «Composite Pile Roofing», med grunnlag i håndberegningene fra prosjektet Yxhygget, i Stockholm. Deretter ble det laget et MATLAB-program for å forenkle denne beregningsprosessen. Implementeringen av Borchardts beregningsmetode i MATLAB var vellykket og effektiviteten av programmet ble bekreftet ved parameterstudiet. Parameterstudiet bekreftet også at dimensjoneringen av sprøytebetong, gitterbuer og «Composite Pile Roofing» ved Yxhugget var optimal, i henhold til resultatene fra beregningsmetoden.

Det er fortsatt ingen allment godkjente designkriterier for dimensjonering av rørskjerm, men den metoden som er mest brukt er bjelkemodell for elastiske fundamenter. Det ble derfor laget en slik bjelkemodell ved bruk av MATLAB og konstruksjonsprogrammet FAP og et parameterstudie ble utført med den utviklede bjelkemodellen.

ABSTRACT

Pipe Umbrella is a temporary pre-support for tunnels, suited for geological conditions like flowing and running ground. This type of ground behaviour can occur under tunnelling in soft ground, missing rock overburden and weakness zones. Pipe Umbrella is constructed with injectable steel pipes installed in a fan-shape, from the roof at the face of a tunnel. This method can prevent cave-in at the face of a tunnel. There are many different techniques for installing Pipe Umbrellas, and the method is known by many names.

An empirical study was conducted to search for a correlation between Q-value and type of Pipe Umbrella. No relation was found between Q-value and the choice of diameter of the steel pipes, c/c between the steel pipes, or overlap between each umbrella arch. As the Q-method was defined as unsuitable to give a proper classification of poor rock mass, it was considered more advantageous to look at the ground conditions from a geotechnical standpoint. However, the cases in the study confirmed that Pipe Umbrella is a method that successfully has been used for reinforcing the face of a tunnel in challenging geological conditions. During the literature review it was noted several benefits using Pipe Umbrella, opposed to Forepoling when tunnelling in zones with weak rock masses. These benefits were related to the injection of the bolts. Pipe Umbrella gives a better control of the injection, which has favourable properties for improving the bearing capacity of the surrounding ground.

A generalization of Peter Borchardt's method for calculation was performed for tunnel support with shotcrete, lattice girders and "Composite Pile Roofing". The basis for this generalization was the hand-calculated design from the project Yxhugget, in Stockholm. The calculations were implemented into a MATLAB-code to simplify the calculation process. The creation of the MATLAB-program was successful, and the efficiency of the program was confirmed by conducting a parameter study. This parameter study also confirmed that the dimensioning of the support at Yxhugget was optimal according to this calculation method.

There are no generally accepted methods for designing and dimensioning a Pipe Umbrella. The method that is most used is the elastic foundation beam model. Therefore, an elastic foundation beam model was developed with the use of MATLAB and the construction program FAP, and a parameter study was conducted with the model.

INNHALDSFORTEGNELSE

| | |
|--|------|
| OPPGAVEBESKRIVELSE..... | I |
| FORORD..... | III |
| SAMMENDRAG..... | V |
| ABSTRACT..... | VII |
| INNHALDSFORTEGNELSE..... | IX |
| Figurliste..... | XI |
| Tabelliste..... | XIII |
| 1 INNLEDNING..... | 1 |
| 1.1 Bakgrunn..... | 1 |
| 1.2 Mål..... | 2 |
| 1.3 Omfang og avgrensninger..... | 3 |
| 2 GEOLOGISKE FORHOLD SOM KAN SKAPE KOMPLIKASJONER UNDER DRIVING AV TUNNEL..... | 5 |
| 2.1 Svakhetssoner..... | 5 |
| 2.2 Problemer vedrørende grunnvann..... | 6 |
| 2.3 Liten overdekning ved driving i berg..... | 6 |
| 2.4 Driving av tunnel i løsmasser..... | 8 |
| 2.5 Geologiske forhold som er relevant for sikring med rørskjerm..... | 9 |
| 3 BETRAKTNINGER RUNDT VALG AV SIKRING..... | 11 |
| 3.1 Sikringsmetoder ved komplisert og krevende geologi..... | 11 |
| 3.2 Empiriske metoder; Bergmasseklassifiseringssystemer..... | 12 |
| 3.3 Analytiske metoder; Numeriske analyser og modellering..... | 16 |
| 3.4 Ulike drivekonsepter; NATM og NMT..... | 17 |
| 3.5 Valg av drivemetoder og tung sikring i norske prosjekter..... | 18 |
| 4 RØRSKJERMSYSTEMER; MIDLERTIDIG SIKRING AV STUFF..... | 23 |
| 4.1 Generell beskrivelse av sikring med bolter installert i vifteform..... | 23 |

| | | |
|-----|--|-----|
| 4.2 | Forbolting | 24 |
| 4.3 | Rørskjerm | 24 |
| 4.4 | Rørskjermers funksjon i grunnen | 26 |
| 4.5 | Rørskjermvarianter kjent i det norske tunnelmiljøet..... | 30 |
| 4.6 | Modellering og beregningsmetoder ved dimensjonering av rørskjerm | 33 |
| 4.7 | Grunnforhold, design og geotekniske parametere fra Yxhugget | 42 |
| 5 | RELASJONER I Q-SYSTEMET..... | 45 |
| 5.1 | Metode for relasjoner i Q-systemet..... | 45 |
| 5.2 | Resultater for relasjoner i Q-systemet..... | 47 |
| 5.3 | Diskusjon for relasjoner i Q-systemet..... | 50 |
| 6 | BORCHARDTS BEREGNINGSMETODE FOR DIMENSJONERING AV SPRØYTEBETONG, GITTERBUER OG «COMPOSITE PILE ROOFING» | 53 |
| 6.1 | Beregningsgang for dimensjonering av sprøytebetong, gitterbuer og CPR..... | 53 |
| 6.2 | Resultater for dimensjonering av sprøytebetong, gitterbuer og CPR..... | 67 |
| 6.3 | Diskusjon for dimensjonering av sikring med sprøytebetong, gitterbuer og CPR... | 74 |
| 7 | BJELKEMODELL FOR ELASTISKE FUNDAMENTER | 77 |
| 7.1 | Metode for bjelkemodel for elastiske fundamenter | 77 |
| 7.2 | Resultater for bjelkemodel for elastiske fundamenter | 87 |
| 7.3 | Diskusjon av bjelkemodel for elastiske fundamenter | 92 |
| 8 | GENERELL DISKUSJON | 97 |
| 9 | OPPSUMMERING | 101 |
| | REFERANSER | 105 |

VEDLEGG

Vedlegg A: Anbefalinger ved valg av RQD, J_n , J_r , J_a , J_w og SRF, fra Q-systemet

Vedlegg B: Utvalgte prosjekter til relasjoner i Q-systemet (zip-fil)

Vedlegg C: MATLAB-koder for Borchardts beregningsmetode for sikring med sprøytebetong, gitterbuer og CPR (zip-fil)

Vedlegg D: MATLAB-koder fra beregninger ved utviklet bjelkemodel (zip-fil)

Figurliste

| | |
|--|----|
| Figur 2-1: Størrelse og retning på høyeste og laveste hovedspenning i forhold til topografi | 7 |
| Figur 2-2: Instabilitet og bergmassens adferd | 8 |
| Figur 2-3: Ras med silo-type utglidning | 9 |
| Figur 3-1: Anbefaling for permanent sikring basert på Q-verdi | 15 |
| Figur 4-1: Forbolter i kombinasjon med støytebetongribber og sålestøp | 24 |
| Figur 4-2: Designparametere ved rørskjerm | 26 |
| Figur 4-3: Lengdeprofil av installert rørskjerm..... | 28 |
| Figur 4-4: Bue-effekt i sand med ulik bolteavstand | 29 |
| Figur 4-5: Graf som viser overføring av skjærkrefter | 29 |
| Figur 4-6: Illustrasjon over moduleringsprøytebetong og gitterbue..... | 32 |
| Figur 4-7: «Composite Pile Roofing» montert i forbindelse med tunnelprosjektet Yxhugget | 32 |
| Figur 4-8: Illustrasjon av Terzaghis jordtrykksmodell..... | 35 |
| Figur 4-9: Design og oversikt over variabler | 36 |
| Figur 4-10: Illustrasjon av oppdeling av noder i det langsgående profilet..... | 37 |
| Figur 4-11: Brudd i kohesjonsløs sand med bue-effekt | 39 |
| Figur 4-12: Bevegelse av kohesjonsløs masse mot en grunn tunnel..... | 40 |
| Figur 4-13: Illustrasjon over tverrsnittet på Yxhugget..... | 42 |
| Figur 5-1: Q-verdier for alle 20 prosjekter..... | 48 |
| Figur 5-2: Q-verdier på prosjekter, gruppert etter diameter | 49 |
| Figur 5-3: Q-verdier på prosjekter, gruppert etter lengde på stålrør | 49 |
| Figur 5-4: Q-verdier på prosjekter, gruppert etter overlapp..... | 50 |
| Figur 6-1: Grafer over stivhetsverdier og momentfaktor | 56 |
| Figur 6-2: Grafer over stivhetsverdier, normalfaktor og deformasjonsfaktor..... | 57 |
| Figur 6-3: Sirkulært tunnelprofil med plasseringen av momentene og normalkreftene | 57 |
| Figur 6-4: Momentdiagram for gitterbue | 59 |
| Figur 6-5: Tverrsnitt fra PANTEX Lattice Girder, 3-Bar Girder..... | 59 |
| Figur 6-6: Antall identiske elementer som brukes til å danne en bjelke | 60 |
| Figur 6-7: Detaljert tverrsnitt ved installasjon av «Composite Pile Roofing»..... | 63 |
| Figur 6-8: Snitt langs tunnelen i forbindelse med beregning av pilhøyden | 64 |
| Figur 6-9: Diagram over bæreevnen til gitterbuer med sprøytebetong og sprøytebetong | 69 |
| Figur 6-10: Diagram over bæreevnen til gitterbuer med sprøytebetong og sprøytebetong | 70 |
| Figur 6-11: Resultater ved økende avstand mellom hver rørskjerm | 72 |

| | |
|--|----|
| Figur 6-12: Beregnet strekklast ved økende avstand mellom hvert stålrør | 73 |
| Figur 6-13: Beregnet grensemantelfriksjon ved økende avstand mellom hvert stålrør | 73 |
| Figur 6-14: Beregnet grensemantelfriksjon ved økende forankringslengde på stålrør | 74 |
| Figur 7-1: Tunnelprofil med beregning av økt overdekning..... | 79 |
| Figur 7-2: Langsgående profil av tunnelen som viser området hvor silotrykket virker..... | 81 |
| Figur 7-3: Illustrasjon av bjelkemodell for elastiske fundamenter laget i FAP | 83 |
| Figur 7-4: Profil av tunnel i svakhetssone..... | 86 |
| Figur 7-5: Resultater over silotrykk med ulik metode for å beregne normalspenningen..... | 88 |
| Figur 7-6: Resultat parameterstudie 1 | 90 |
| Figur 7-7: Resultat parameterstudie 2 | 91 |
| Figur 7-8: Resultat parameterstudie 3 | 92 |

Tabelliste

| | |
|---|----|
| Tabell 3-1: Tabell over ulike sikkerhetsnivåer, ESR-verdi..... | 14 |
| Tabell 3-2: Tilfeller som krever sikring foran stuff | 18 |
| Tabell 3-3: Oversikt over Q-verdi, sikringsklasse og permanent sikring | 19 |
| Tabell 4-1: Oversikt over ulike varianter av bolter og rørbolter i vifteform..... | 23 |
| Tabell 4-2: Tekniske data for TITAN Hollow Bar | 31 |
| Tabell 4-3: Spesifikasjoner for AT stålrør | 33 |
| Tabell 4-4: Oversikt over variablene på Yxhugget | 43 |
| Tabell 5-1: Anbefalte betingelser for valg av Q-verdi | 46 |
| Tabell 5-2: Utdrag av de mest vanlige variablene gitt i prosjekter med rørskjerm..... | 47 |
| Tabell 6-1: Utdrag fra produktbrosjyre PANTEX Lattice Girder..... | 59 |
| Tabell 6-2: Tabell for å finne knekkverdien, ω_{xi} , til gitterbuen | 61 |
| Tabell 6-3: Oversikt over resultatene underveis i beregningsgangen | 71 |
| Tabell 7-1: Beskrivelse av hvordan randbetingelsene i FAP blir benyttet..... | 83 |
| Tabell 7-2: Nødvendige variabler for å utføre utviklet bjelkemodell | 84 |
| Tabell 7-3: Oversikt over variabler i parameterstudiet | 85 |
| Tabell 7-4: Resultater fra MATLAB ved bruk av egen beregningsmodell..... | 88 |
| Tabell 7-5: Resultater fra FAP | 89 |

1 INNLEDNING

1.1 Bakgrunn

Ved driving av tunnel i områder med svært dårlig geologi kan det dukke opp problemer som ras, nedfall av masse og vanninnstrømning. Dette kan føre til store forsinkelser, økonomisk tap og i verste fall personskade. Det finnes mange metoder for å drive tunnel gjennom slike områder. I den siste tiden har det i norsk tunneldrift vært mer fokus på rørskjerm, en midlertidig sikring foran stuff, som skal hindre at masse raser ned på stuff. Dette er en metode som er mye brukt i forbindelse med driving av løsmassetunneler i Europa og Asia. Rørskjermvarianten «Composite Pile Roofing» har vært brukt flere ganger her til lands, men offisielt regnes rørskjermen som ble brukt under drivingen av en jernbanetunnel i Holmestrand i 2013 som den første i Norge. Det finnes svært mange varianter og betegnelser på denne metodikken, men lite beskrivelser av hvilke forhold de ulike variantene egner seg til. Det er også mange metoder for design og dimensjonering av rørskjerner. Installasjon av rørskjerm kan være lett å tilpasse profilet og utstyret man bruker til tunneldrivingen kan ofte tilpasses til installasjon av rørskjerm. Ved bruk av ulike typer borkroner kan rørskjerner installeres i både løsmasse og berg. Den er derfor et sikringsalternativ ved forsering av mektige svakhetssoner og det virket interessant å se om denne sikringsmetoden kan passe inn i norsk tunneldrift, som et alternativ ved forsering av svakhetssoner og soner med manglende, eller liten fjelloverdekning.

Det var først tiltenkt at drivingen av rørskjermvarianten «Composite Pile Roofing» i Eidanger tunnelen skulle følges i denne masteroppgaven. I dette tunnelprosjektet ble metoden valgt på grunn av manglende bergoverdekning. Anlegget ble besøkt i 3 dager, rett før installasjon av første skjerm, men grunnforholdene var mye verre enn antatt og drivingen ble etter hvert stanset. Det ble derfor valgt å forlate dette prosjektet og skrive en teoretisk oppgave om rørskjerm. Det ble valgt å fokusere på anvendbarheten av rørskjerm i norsk tunneldrift og dimensjonering og modellering. Mange aspekter ved tunneldrift i Norge er basert på tidligere erfaringer. For at en ny metode skal få innpass kan det være nyttig å samle erfaringer fra utenlandske prosjekter og at metoden enkelt kan dimensjoneres til ulike forhold med en enkel beregningsmetode.

1.2 Mål

For å få grundig kjennskap til behovet for tung sikring og sikringsteknikker utføres et litteraturstudie på følgende emner:

- Geologiske forhold som kan skape komplikasjoner under driving
- Tung sikring
- Metoder for valg av sikring og bergmasseklassifikasjonssystemer
- Valg av sikring i norske tunnelprosjekter
- Rørskjerm: metoder, funksjon og beregningsmetoder for dimensjonering

Et av målene i masteroppgaven er å foreta et empirisk studie, for å se om det er noen korrelasjon mellom bruken av rørskjerm og bergmassekvalitet, ved bruk av et bergmasseklassifikasjonssystem som er godt kjent i Norge. Her skal vellykkede rørskjermprosjekter evalueres etter Q-verdi og plottes i Q-systemets sikringsdiagram. Det skal så vurderes om det er mulig å implementere rørskjerm som et sikringsalternativ i Q-systemet.

I forbindelse med samarbeid med Huth & Wien Engineering AS er et av målene ved oppgaven å utføre en generalisering av beregningsmetoden til Peter Borchardt, for dimensjonering av sprøytebetong, gitterbuer og rørskjermvarianten «Composite Pile Roofing». Det programmeres en MATLAB-kode for disse beregningene, der metoden skal gjøres mer anvendelig og mindre tidkrevende. Videre utføres det et parameterstudie for å teste anvendbarheten på programkoden og en vurdering av den utførte sikringen på tunnelprosjektet Yxhugget. Hensikten er også at Huth & Wien Engineering AS skal kunne benytte programkoden til dimensjonering av sprøytebetong, gitterbuer og rørskjermvarianten «Composite Pile Roofing» i etterkant av masteroppgaven.

Det blir også sett på modellering og dimensjonering av rørskjerm ved bruk av bjelkemodell for elastiske fundamenter. Her er målet å utvikle en enkel og anvendelig metode for å designe og dimensjonere rørskjerner ved bruk av MATLAB, med et påfølgende parameterstudie ved bruk av den utviklede beregningsmodellen.

1.3 Omfang og avgrensninger

Omfanget av oppgaven er 60 studiepoeng og blir gjennomført i løpet av 2 semestre. Masteroppgaven er basert på ren teori og det er ikke utført noe feltarbeid, eller laboratorietester.

Opgaven er delt inn i fire større deler:

- Litteraturstudie, delt inn i kapittel 2, 3 og 4.
- Relasjoner mellom bergmassekvalitet og type rørskjerm ved bruk av Q-systemet, kapittel 5.
- Generalisering og programmering av Peter Borchardts beregningsmetode for gitterbuer, sprøytebetong og «Composite Pile Roofing», med parameterstudie, kapittel 6.
- Dimensjonering av rørskjerm ved bruk av bjelkemodell for elastiske fundamenter, med parameterstudie, kapittel 7.

Dataene som ble benyttet til alle beregningene i denne masteroppgaven er hentet fra prosjektet Yxhugget i Stockholm, der «Composite Pile Roofing» ble benyttet i forbindelse med forsering av en sone med manglende bergoverdekning.

Noen av beregningene angående knekking, ved dimensjonering av gitterbuer og sprøytebetong i Peter Borchardts metode (kapittel 6) ble kompliserte, og det ble tidkrevende å forstå fysikken bak beregningsmodellen i denne delen. Beregninger for knekking er ikke fullt ut forstått på grunn av tidsbegrensning.

2 GEOLOGISKE FORHOLD SOM KAN SKAPE KOMPLIKASJONER UNDER DRIVING AV TUNNEL

Dette kapitlet er en del av litteraturstudiet og skaper et teoretisk grunnlag for geologiske forhold som kan gi komplikasjoner under driving av tunnel. Her nevnes svakhetssoner, problemer vedrørende grunnvann, liten overdekning ved driving av tunnel i berg, driving av tunnel i løsmasser og til slutt en oppsummering av de geologiske forholdene som er relevant ved sikringsmetoden rørskjerm.

2.1 Svakhetssoner

En svakhetszone er et område av bergmassen hvor de mekaniske egenskapene er betydelig dårligere enn i den omliggende bergmassen. Ifølge Nilsen og Palmstrøm (2000) finnes det to typer svakhetssoner:

- Forkastninger: svakhetssoner formet av tektoniske hendelser.
- Svakhetssoner bestående av svake materialer dannet av andre prosesser.

En typisk forkastning består ifølge Nilsen og Palmstrøm (2000) av disse sonene:

- En sentral del, der mesteparten av bevegelsen har foregått. Denne delen består av intenst oppsprukket og knust berg, muligens med hydrotermal aktivitet og utfelling av mineraler.
- En overgangssone der bergmassen er forstyrret av bevegelse og har høyere grad av oppsprekking enn omliggende bergmasse.
- Omliggende bergmasse som noen steder kan være penetrert av sprekker og mindre forkastninger, som forgreiner seg fra andre soner.

Forkastninger og svakhetssoner kan ha betydelig innvirkning på stabilitet og har derfor stor betydning for drivingen av et bergrom. Dette krever at man foretar gode forundersøkelser og oppfølging under driving, for å unngå uønskede hendelser relatert til slike soner (Nilsen og Palmstrøm, 2000). Påliteligheten i bestemmelsen av bergmekaniske egenskaper minker ved dårligere bergmasse. Det kan derfor være svært vanskelig å skaffe representative bergmekaniske data, som kan gi tilstrekkelig beskrivelse av hvordan adferden til massene i en svakhetszone blir under driving. Driving av tunneler i forkastningssoner er krevende arbeid som gir behov for en trygg konstruksjonsprosess, kontinuerlig tilegning av kunnskap og høy fagdyktighet (Schubert et al., 2006). De viktigste faktorene for sikring av svakhetssoner er

bergmassekvaliteten i sonen, bredden på sonen og retningen (Norges Geotekniske Institutt, 2013).

2.2 Problemer vedrørende grunnvann

Grunnvann kan fraktes over store avstander gjennom bergmassen. I de fleste tilfeller blir permeabiliteten i en bergmasse styrt av permeabiliteten til sprekker og diskontinuiteter. Det er derfor viktig å vurdere regionalgeologi og grunnvannsforhold når man skal vurdere potensielle problemer relatert til grunnvannet (Nilsen og Palmstrøm, 2000).

Høyt grunnvannstrykk og grunnvannsstrøm kan dukke opp i nesten alle typer bergmasse og kan forårsake alvorlige stabilitetsproblemer ved oppknust og sandig materiale (rennende materiale), eller i forbindelse med ulike typer instabiliteter. Den største effekten grunnvann har på stabilitet er reduksjon av bergmassens styrke og skjærstyrken til diskontinuiteter. I svelleleire vil vann føre til betydelig reduksjon av friksjon og styrke (Nilsen og Palmstrøm, 2000).

Andre problemer som kan forårsakes av vanninnstrømning:

- Komplikasjoner ved boring og ladning
- Vannansamling i tunneler med helning (pumping kan gi betydelig kostnad)
- Veien kan bli skadet, eller vasket bort
- Betydelige setninger på overflaten på grunn av grunnvannssenking
- Frysing av vann i kaldt klima, som igjen kan føre til frostsprengning og glatt kjørebane

Vannproblemer kan være svært kostbare og gi store forsinkelser (Nilsen og Palmstrøm, 2000).

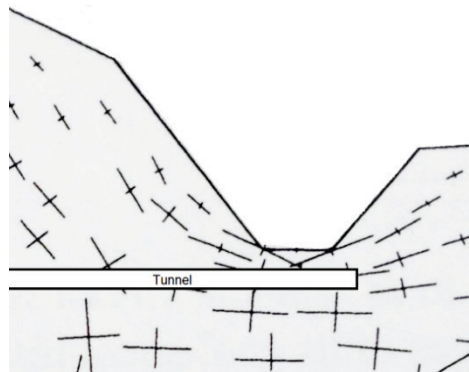
I undergrunnsanlegg nær overflaten, kan vanninnstrømning variere med sesong og mengde nedbør. Vanninnstrømning kan øke i perioder med mye nedbør og minke i tørre perioder eller perioder med frost (Norges Geotekniske Institutt, 2013).

2.3 Liten overdekning ved driving i berg

Spenninger som befinner seg rundt en åpning i undergrunnen defineres av spenningssituasjonen før utgravning (initialspenning) og geometrien til åpningen. Initialspenningen er et resultat av gravitasjonsspenning, topografisk spenning, tektoniske spenninger og residualspenninger (Nilsen og Palmstrøm, 2000).

Ved driving i berg med liten overdekning kan man ha situasjoner som illustrert i Figur 2-1. På grunn av den høye dalsiden vil man få spenninger som er forårsaket av topografien. En tunnel

som legges med lav overdekning under dalbunnen vil kunne få stor spenningsanisotropi, hvor horisontalspenningen er mye større enn vertikalspenningen. I Norge sier man at hvis høyden på sideveggene i dalen over er 500 meter eller mer, og helningsvinkelen er 25° , eller brattere, må man være beredt på spenningsinduserte problemer. I sprø og massive bergarter vil dette kunne gi sprakeberg i taket og tensjonssprekker i veggene. I mykere mer plastiske bergarter vil man kunne få skvisning i takregionen (Nilsen og Palmstrøm, 2000). Erfaringer fra tunnelprosjekter viser også at dersom størrelsen på den største hovedspenningen er ca. $1/5$ av bergartens kompresjonsstyrke, vil sprakeberg oppstå, og hvis tangentialspenningen overgår bergartens kompresjonsstyrke, kan man få tyteberg. Dette betyr at anisotropi i bergarten spiller en betydelig rolle når man skal designe sikring i et undergrunnsanlegg (Norges Geotekniske Institutt, 2013). Ved anisotropi spenningsforhold kan man benytte Kirchs-ligninger for å evaluere tangentielle spenninger i tunnelkonturen (Nilsen og Palmstrøm, 2000).



Figur 2-1: Størrelse og retning på høyeste og laveste hovedspenning i forhold til topografi. Illustrasjon er modifisert etter Nilsen og Palmstrøm (2000)

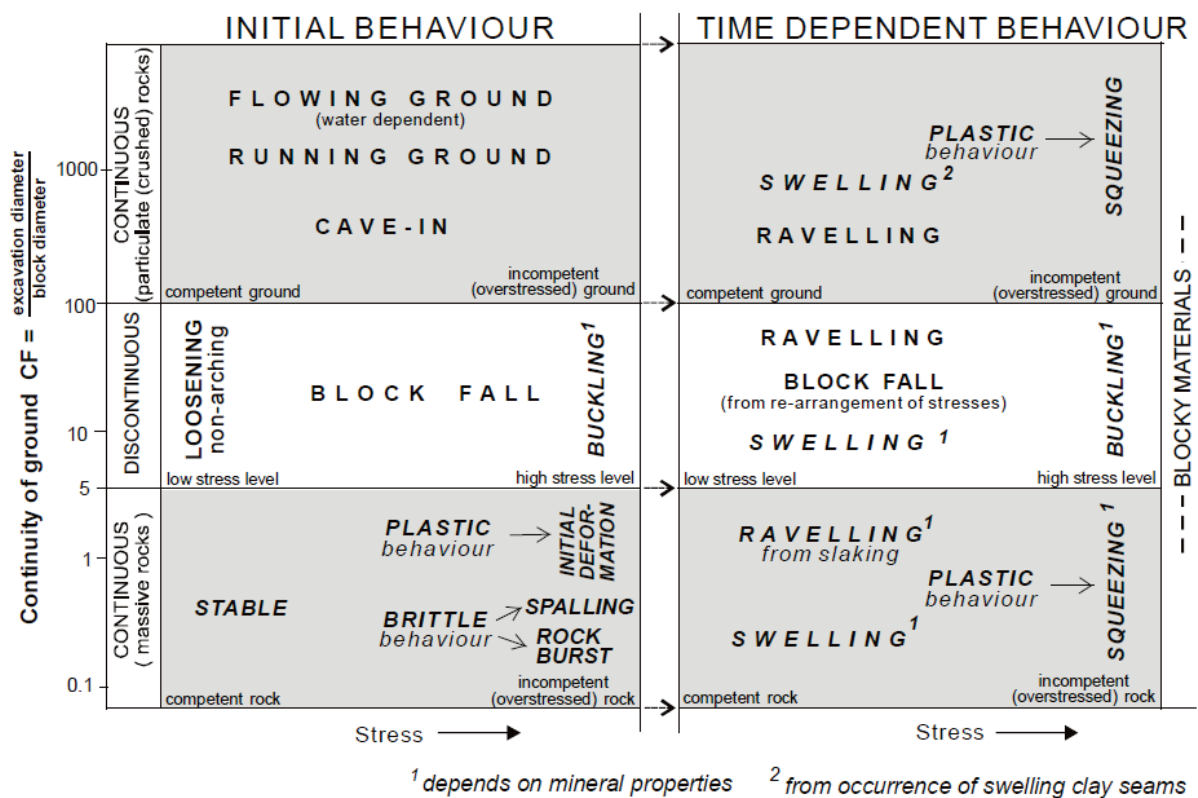
I noen tilfeller kan bergoverdekningen mangle helt og det vil ligge løsmasse i taket av tunnelen. Dette kan ofte skje i tilfeller hvor man skal bygge jernbanelinjer og motorveier dimensjonert for høye hastigheter, der man må unngå kurver i tunnelen. Dette har vært tilfelle ved driving av en tunnel i forbindelse med utbyggingen av motorveien «Norra Länken» i Stockholm, driving av en jernbanetunnel i Eidanger og jernbanetunnelen mellom Holm og Nykirke i Vestfold (Andersson et al., 2011a, SWECO, 2013, Drageset, 2013).

I situasjoner hvor man har lav overdekning, manglende innspenning, eller høye bergspenninger og store deformasjoner, må man vurdere drivemetode og bruke midlertidig sikring på stoff, samtidig med permanent sikring (Sve et al., 2008). Forskjellen på midlertidig sikring og permanent sikring beskrives senere i teksten.

2.4 Driving av tunnel i løsmasser

En løsmasse består av mange små partikler, som er svakt bundet sammen. Ved driving av tunnel inn i denne typen masser vil det dukke opp situasjoner som flommende masser, rennende masser og ras, som beskrevet i Figur 2-2. Dette kan føre til stans i drivingen, farlige situasjoner for tunnelarbeidere, kollaps av tunnelen og setninger på overflaten, som igjen kan føre til ødelagte veibaner og bebyggelse. Rør som fører vann, gass eller kloakk er også sårbare ved deformasjoner i grunnen (Palmström, 2000, Tan og Ranjith, 2003).

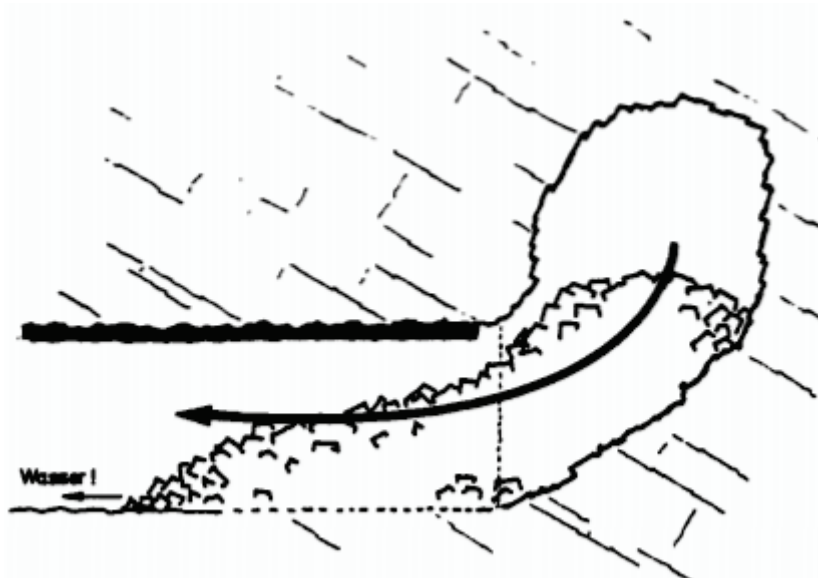
Driving av tunneler i urbane områder i svakt berg, løsmasse, eller kvikkleire krever derfor at man utfører grundige geotekniske undersøkelser, vurderer drivemetode nøye, gjør riktige valg av utstyr og sikringssystem.



Figur 2-2: Instabilitet og bergmassens adferd, betinget av spenninger og kontinuitet i bergmassen (Palmström, 2000).

2.5 Geologiske forhold som er relevant for sikring med rørskjerm

Denne masteroppgaven vil dreie seg om bergmasse som er så dårlig at man får problematikken plassert i øverste felt til venstre i Figur 2-2, flommende masser, rennende masser og ras. Dette er en problematikk som kan oppstå ved driving i løsmasser, ved manglende overdekning og i svakhetssoner. Når man skal drive inn i en mektig svakhetszone med denne typen masser, vil initialbevegelsen kunne oppstå før man har rukket å installere noen form for sikring. Dette vil typisk kunne skje ved for lang usikret sone før stoff, eller ustabile masser på ekskavasjonsflaten/stuff. Heterogen fordeling av spenninger på grunn av store kontraster i svakhetssonens masser øker også risikoen for rennende masser og ras mellom svak og massiv bergmasse (Schubert et al., 2006). En illustrasjon av hvordan et slikt type ras vil se ut vises i Figur 2-3, også betegnet som silo-type utglidning (Duddeck, 1984). Slike forhold kan kreve at man deler stoffen inn i flere seksjoner, og/eller at man utfører spesielle tiltak i bergmassen foran stoff, for å sikre midlertidig under driving (Schubert et al., 2006). Det er under slike forhold rørskjerm er egnet som en midlertidig sikring for å kunne drive gjennom, uten at det oppstår ras på stoff (Zhang et al., 2014).



Figur 2-3: Ras med silo-type utglidning (Duddeck, 1984).

3 BETRAKTNINGER RUNDT VALG AV SIKRING

Dette kapitlet er en del av litteraturstudiet og skaper et teoretisk grunnlag for hvordan man velger og dimensjonerer sikring ved driving av tunnel. Først presenteres sikringsmetoder som ofte benyttes ved komplisert og krevende geologi, såkalt tung sikring. Videre beskrives ulike metoder for å bestemme type sikring og sikringsomfang ved bruk av empiriske metoder som bergmasseklassifikasjonssystemer og analytiske metoder som numerisk analyse og modellering. Til slutt i dette kapitlet presenteres de to ulike drivemetodikkene «The New Austrian Tunneling Method» og «The Norwegian Method of Tunneling», samt hvordan tung sikring bestemmes i norske prosjekter.

3.1 Sikringsmetoder ved komplisert og krevende geologi

Ved komplisert og krevende geologi må type bergsikring og dimensjonering tilpasses hvert prosjekt, i forhold til forventet deformasjon og potensielle brudd- og rasmekanismer i berggrunnen (Schubert et al., 2006). Sve et al. (2008) har i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF), håndbok 5; Tung bergsikring i undergrunnsanlegg, omtalt ulike metoder for tung sikring til bruk under krevende geologiske forhold. Her blir følgende sikringsmetoder beskrevet:

- Forbolter
- Rørskjerm
- Injeksjon
- Jet-grouting
- Frysing
- Armerte sprøytebetongbuer
- Sprøytebetonghvelv
- Gitterdragere
- Deformerbare sikringssystemer
- Ulike former for sikringsstøp

De fem første punktene er arbeidssikring foran stuff, mens de fem siste er en del av den permanente sikringen av profilet (Sve et al., 2008). Sikring foran stuff påvirker hovedsakelig grunnens adferd foran den permanente sikringen, og defineres som en midlertidig sikring (Volkman og Schubert, 2007). Sve et al. (2008) nevner også oppdeling av tverrsnitt som et sikringstiltak på stuff ved enkelte stabilitetsproblemer.

Metoder for sikring foran stoff ved driving av tunnel i dårlig bergmasse/løsmasse, som rørskjerm, jet grouting, mekanisk pre-kutting og sub-horisontal fiberglassforsterkning, blir ofte brukt ved storskala tunneldriving i urbane områder. Dette er på grunn av at disse metodene er kjent for mindre setningsproblematikk. Spesielt skjerm-metodene rørskjerm og jet-grouting har økt i popularitet i løpet av de siste årene (Tan og Ranjith, 2003).

3.2 Empiriske metoder; Bergmasseklassifikasjonssystemer

Praktisk erfaring, observasjon og subjektive vurderinger av de involverte, spiller en viktig rolle ved vurdering av sikringsbehovet under driving av en tunnel. Ofte blir beslutningene støttet opp under ved bruk av empiriske metoder, som er basert på statistiske analyser. Bergmasseklassifikasjonssystemer er et eksempel på dette (Nilsen og Palmstrøm, 2000). Det finnes ulike klassifikasjonssystemer som kan benyttes til å bestemme kvaliteten på bergmassen og gi anbefalinger for sikring. Hoek (2007) omtaler RQD (Rock Quality Designation index), RMR-systemet (Rock Mass Rating) og Q-systemet som de mest brukte klassifikasjonssystemene for bergmasseklassifisering.

3.2.1 RQD

Rock Quality Designation index (RQD) gir et estimat av bergmassekvalitet fra borekjerner, og er definert som prosentandel intakte kjernebiter lengre enn 10 cm, av den totale lengden av kjernen. RQD kan også estimeres ved å finne antall diskontinuiteter per enhetsvolum, slik at man kan finne RQD inne i et bergrom uten å ta ut borekjerner. RQD gir ingen anbefaling angående sikring, men brukes som en faktor i både RMR-systemet og Q-systemet. Det regnes likevel som et eget klassifiseringssystem (Hoek, 2007).

3.2.2 RMR

Rock Mass Rating (RMR) er et klassifikasjonssystem utviklet av Bieniawski i 1973. Systemet tar hensyn til seks bergmekaniske parametere:

1. UCS (Uniaxial Compressive Strength)
2. RQD
3. Avstand mellom diskontinuiteter
4. Diskontinuitetenes karakter
5. Grunnvannsforhold
6. Orientering av diskontinuitetene

Ut i fra disse parameterne beregnes en RMR-verdi mellom 0 og 100, hvor 100 er svært god bergmasskvalitet. For å få en sikringsanbefaling kan man bruke RMR-verdien i en sikringsguide. Det er også laget en graf som viser stå-tid som en funksjon av RMR-verdi og takspenn (Nilsen og Palmstrøm, 2000).

3.2.3 Q-systemet

I Norge er Q-systemet mest brukt (Sve et al., 2008). Dette klassifiseringssystemet blir derfor benyttet videre i denne masteroppgaven, og presenteres ekstra grundig, med fokus på beregning av Q-verdi ved dårlig bergmasse. Utviklingen av dette systemet begynte tidlig på 70-tallet, og ble publisert for første gang av Barton, Lien og Lunde i 1974. Etter den tid har systemet stadig blitt forbedret og oppdatert. Q-systemet er basert på erfaringer fra flere tusen undergrunnsanlegg i Norge og utlandet. Flesteparten av disse erfaringene er fra tilfeller med hardt berg med sprekker, og Q-systemet passer derfor best under disse betingelsene. For svakt/mykt berg med få, eller ingen sprekker, bør andre klassifikasjonssystemer benyttes i tillegg. Ved tyteberg, eller Q-verdi < 1 er det viktig å kombinere bruken av Q-systemet med deformasjonsmålinger og numerisk modellering (Norges Geotekniske Institutt, 2013).

Q-verdien beskriver stabiliteten av en bergmasse i et bergrom, og beregnes etter Formel 1.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} * \frac{J_r}{J_a} * \frac{J_w}{SRF} \quad (1)$$

RQD = Rock Quality Designation

J_n = Antall sprekkesett i bergmassen

J_r = Verdi for sprekkeruhet

J_a = Verdi for sprekkefylling

J_w = Faktor for vann i sprekker

SRF = Spenningsfaktor

Høy Q-verdi indikerer god stabilitet, og lav verdi indikerer dårlig stabilitet.

Ved leire, svakt konsolidert, eller sterkt forvitret ikke kohesivt materiale, som kan defineres som løsmasse, skal RQD-verdien fastsettes til 10. Ved tett oppsprekking, slik at bergmassen har biter på størrelse med en sukkerbit, anbefales J_n til å settes til 15. Ved knust berg, nærmest løsmasse anbefales J_n til å settes til 20. Der hvor man har myk bergmasse uten sprekker, eller

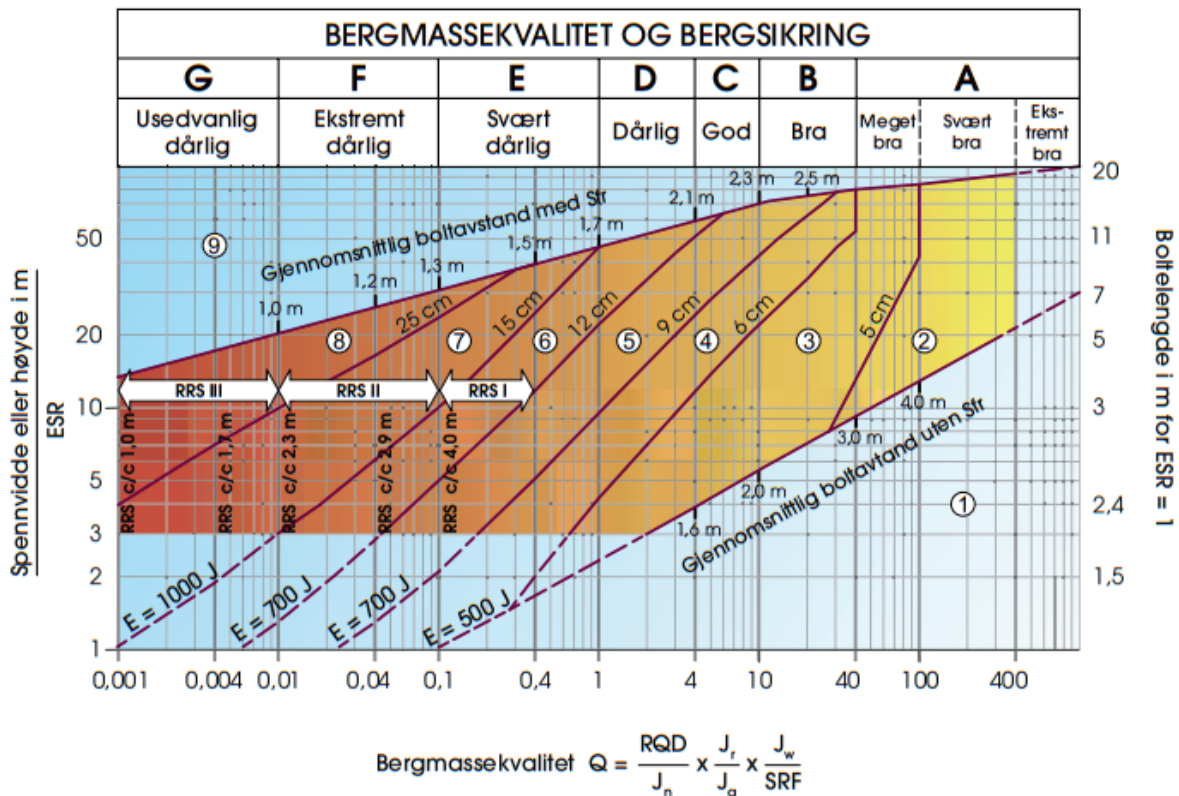
masser som kan klassifiseres som jord, skal J_r settes til 1. I denne sammenhengen defineres jord som materiale med trykkfasthet ≤ 0.25 MPa. J_a avhenger mye av hvilke typer leirmineraler som finnes i sprekkefyllingene, og i en svakhetsone med oppknust materiale kan J_a ligge mellom 6-20, hvor 20 er tykke gjennomsettende bånd med leire og en betydelig andel svelleleire. J_w avhenger av mengden vann som er tilstede og kan variere mellom 1.0 og 0.05, hvor 1 er relativt tørt, og 0.05 er svært høy vanninntrenging som fører til utvask av materiale og i verste fall ras. SRF i svakhetssoner kan variere mellom 2.5 og 10, der 2.5 er enkel svakhetsone uten leire eller forvitret stein, på en dybde over 50 m, og 10 er flere svakhetssoner i løpet av en kort avstand, med leire og kjemisk forvitring og veldig løst omliggende berg. I bergmasser med dårlig kvalitet, $Q < 0.1$, skal man benytte den faktiske Q-verdien ved dimensjonering av veggsikring (Norges Geotekniske Institutt, 2013).

I tillegg til Q-verdien er det to andre faktorer som har betydning for sikringsdesign i undergrunnsanlegg. Disse to faktorene er krav til sikkerhet i forhold til hva anlegget skal brukes til og spennvidden til bergrommet. For å uttrykke krav til sikkerhet brukes en faktor som kalles ESR (Excavation Support Ratio), se Tabell 3-1.

Tabell 3-1: Tabell over ulike sikkerhetsnivåer, ESR-verdi (Norges Geotekniske Institutt, 2013).

| 7 Type underjordsanlegg | | ESR |
|-------------------------|--|--------------------|
| A | Midlertidige gruveåpninger osv. | ca. 3-5 |
| B | Vertikale sjakter*: i) sirkelformede seksjoner ii) rektangulær / firkantet seksjon * Avhenger av formålet. Kan være lavere enn angitte verdier. | ca. 2.5 ca. 2.0 |
| C | Permanente gruveåpninger, vanntunneler for vannkraft (unntatt fallrør med høyt trykk), vannforsyningstunneler, pilotstunneler, drivinger og innganger til store bergrom. | 1,6 |
| D | Mindre vei- og togstasjoner, trykkammer, tilkomsttunneler, kloakktunneler, osv. | 1,3 |
| E | Kraftstasjoner, lagringsrom, vannbehandlingsanlegg, større vei- og togstasjoner, sivilforsvarskammer, portaler, kryssinger, osv. | 1,0 |
| F | Underjordiske atomkraftverk, togstasjoner, offentlige anlegg og sportsanlegg, fabrikker osv. | 0,8 |
| G | Svært viktige bergrom og tunneler med lang levetid, ≈ 100 år, eller uten tilgang for vedlikehold. | 0,5 |

En lav ESR-verdi indikerer behov for høy sikkerhet, mens en høy ESR-verdi indikerer at et lavere nivå av sikkerhet er akseptabelt. Når $Q \leq 0.1$ for anleggstypene B, C og D, anbefales det å sette ESR lik 1.0. Ved å dividere spennvidde, eller høyde på et bergrom med ESR får man en ekvivalent dimensjon, som brukes i tabellen over anbefalinger for permanent sikring, se Figur 3-1.



Sikringskategorier

- ① Usikret eller spredt bolting
- ② Spredt bolting, **SB**
- ③ Systematisk bolting, fiberforsterket sprøytebetong, 5-6 cm, **B+Sfr**
- ④ Fiberforsterket sprøytebetong og bolting, 6-9 cm, **Sfr (E500)+B**
- ⑤ Fiberforsterket sprøytebetong og bolting, 9-12 cm, **Sfr (E700)+B**
- ⑥ Fiberforsterket sprøytebetong og bolting, 12-15 cm + forsterkede ribber med sprøytebetong og bolting, **Sfr (E700)+RRS I +B**
- ⑦ Fiberforsterket sprøytebetong >15 cm + forsterkede ribber med sprøytebetong og bolting, **Sfr (E1000)+RRS II+B**
- ⑧ Støpt betongforing, **CCA** eller **Sfr (E1000)+RRS III+B**
- ⑨ Spesiell vurdering

Boltavstand er hovedsaklig basert på Ø20 mm
 E = Energilabsorpsjon i fiberforsterket sprøytebetong
 ESR = Utgravingens sikringsgrad
 Områder med prikkede linjer har ingen empiriske data

RRS - avstand relatert til Q-verdi

- I** **Si30/6 Ø16 - Ø20 (spennvidde 10m)**
D40/6+2 Ø16-20 (spennvidde 20m)
- II** **Si35/6 Ø16-20 (spennvidde 5m)**
D45/6+2 Ø16-20 (spennvidde 10m)
D55/6+4 Ø20 (spennvidde 20m)
- III** **D40/6+4 Ø16-20 (spennvidde 5m)**
D55/6+4 Ø20 (spennvidde 10m)
D70/6+6 Ø20 (spennvidde 20m)

Si30/6 = Enkelt lag med 6 armeringsjern, 30 cm tykkelse med sprøytebetong
 D = Dobbel lag med armeringsjern
 Ø16 = Armering diameter er 16 mm
 c/c = RSS avstand, senter - senter

Figur 3-1: Anbefaling for permanent sikring basert på Q-verdi og spennvidde/ESR (Norges Geotekniske Institutt, 2013).

Når man bestemmer Q-verdien i et bergrom, er det vanlig å dele inn i flere delområder, for å gi en ensartet og mer representativ Q-verdi for de ulike områdene. Det partiet med lavest Q-verdi vil i de fleste tilfeller være bestemmende for hvilken sikringsklasse som benyttes. For smale svakhetssoner, bredde fra 0.5 til 3 meter, er det ofte ikke praktisk å vurdere sikringsbehovet basert på Q-verdien i sonen. Det er vanlig at sikringskonstruksjonen strekker seg 1 meter forbi

sonen på hver side. I et slik tilfelle vil man beregne en gjennomsnittlig Q-verdi for hele det sikrede området. Man må da bestemme Q-verdien for svakhetssonen og sideberget (Norges Geotekniske Institutt, 2013).

De sikringsmetodene som representeres i sikringsdiagrammet, Figur 3-1, er i følge Sve et al. (2008) permanente sikringsmetoder. Ingen midlertidige metoder for sikring foran stuff er representert. Spesiell vurdering anbefales bare ved sikringsklasse 9. Forbolting defineres som sikring foran stuff og er ikke inkludert som et alternativ i sikringsdiagrammet, men omtales i håndboken til Q-metoden. Generelt blir det anbefalt å bruke forbolter i bergmasse med Q-verdier lavere enn 0.1-0.6, avhengig av tverrsnittet. Vanlig montering av forboltene er anbefalt til å være som beskrevet av Sve et al. (2008). Bolteavstand fra 0.2 til 0.6 meter, med forankring ved hjelp av radielle bolter, kombinert med bergbånd, eller armeringsjern og sprøytebetong (Norges Geotekniske Institutt, 2013).

3.2.4 Generelt om bergmasseklassifisering av dårlig bergmasse

Russo (1994) påpeker at klassifisering av dårlig bergmasse er et omstridt tema. Dårlig bergmasse kan defineres av både lav mekanisk styrke og kompleksitet, som sprekker og sprekkefyllinger. De mest brukte klassifikasjonssystemene, som RMR, Q-systemet, og RSR (Rock Structure Rating), er basert på erfaringer hentet fra hard og diskontinuerlig bergmasse. Problemer dette skaper er at det kan være vanskelig, eller umulig å vurdere parametere i klassifikasjonssystemet, da det blir ikke tatt hensyn til variasjoner i bergmassen. Selv om metodene er teoretisk anvendelige kan resultatet bli urealistisk.

Q-systemet blir likevel valgt som klassifikasjonssystem i denne masteroppgaven da dette er det mest brukte i Norge, og noe av målet med oppgaven er å se om rørskjerm er en drivemetode som kan passe inn i norsk tunneldrift.

3.3 Analytiske metoder; Numeriske analyser og modellering

Analytiske metoder er basert på spenninger og deformasjon. Eksempler på slike metoder er numerisk modellering og fysisk simulering (Nilsen og Palmstrøm, 2000). Når det kommer til prosjektering av komplekse og spesielt krevende prosjekter, er modellering og numeriske analyser aktuelle hjelpemidler. Analysen kan brukes som et verktøy for å optimalisere utforming og sikringsomfang. Kvaliteten på inngangsparameterne er avgjørende for hvor representativ modellen blir for det gitte tilfellet. Numerisk modellering kan derfor ikke brukes alene til å bestemme hva som er riktig bruk og omfang av sikring (Sve et al., 2008). Det finnes

svært mange analyseprogrammer, og noen av de mest brukte programmene i forbindelse med tunneldriving er FLAC, BESOL, ANSYS og ABAQUS (Nilsen og Palmstrøm, 2000). Andre programmer som også brukes er Unwedge, RockSupport, Examine 2D og Phase 2 (Rockscience, 2015). Disse analyseprogrammene er basert på endelig element-metoden, eller numerisk metode, som heretter vil refereres til som FEM. Denne metoden er basert på en at man genererer diskrete algoritmer for å få en tilnærmet løsning for differensiallikninger (Brenner og Scott, 2008). Denne metoden for å løse matematiske problemer vil også bli omtalt i forbindelse med bjelkemodell for elastiske fundamenter senere i oppgaven.

3.4 Ulike drivekonsepter; NATM og NMT

The New Austrian Tunneling Method (NATM) er en tilnæringsmetode, eller filosofi, som integrerer prinsipper for adferden til bergmassen under belastning, og overvåking under driving. NATM involverer en kombinasjon av mange etablerte drivemetoder av rom og tunneler i undergrunnen, men det som karakteriserer metoden er kontinuerlig overvåking av bevegelse i profilet etter driving og tilpassing av bergsikring. Dette er for å oppnå den mest stabile og økonomiske sikringen av tunnelprofilet (Bieniawski, 1989). Bruken av NATM passer best til tunneldriving i mykt berg (Barton og Grimstad, 1994). En av de viktigste retningslinjene i NATM er fleksibel sikring. Dette innbefatter en fleksibel kombinasjon av bolter, sprøytebetong og gitterbuer (Bieniawski, 1989). Rørskjerm er derfor en sikringsmetode som ofte er forbundet med NATM (Ischebeck, 2000).

Norwegian Method of Tunneling (NMT) er en metode som er best egnet for konvensjonell tunneldriving i oppsprukket berg. Metoden er basert på en kvantitativ klassifikasjon av bergmassen ved bruk av Q-systemet (Barton og Grimstad, 1994).

Det har vært gjort flere forsøk på å kombinere NMT og NATM, med ulik grad av suksess. Sikrings kategori 8 og 9 i Q-systemet, vist i Figur 3-1, er antageligvis det nærmeste NATM og NMT kommer til å overlape hverandre, siden overvåking også brukes i NMT. Overvåking brukes i NMT på grunn av usikkerhet, og at det er fordeler ved å justere bergsikringen til den observerte adferden til berget. En av de beste metodene for å kombinere NATM og NMT er i tilfeller der man driver tunnel gjennom både mykt og hardt berg. Først kan man estimere nødvendig sikring ved bruk av Q-systemet, under driving sikrer man umiddelbart nær stuff med bolter og fiberarmert sprøytebetong, sikringens yteevne overvåkes i etterkant og om nødvendig kan man sikre ytterligere bak stuff i etterkant (Barton og Grimstad, 1994).

3.5 Valg av drivemetoder og tung sikring i norske prosjekter

Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk har utgitt håndboken «Tung bergsikring for undergrunnsanlegg» skrevet av Sve et al. (2008). Denne håndboken er en samling av erfaringer fra bruken av ulike metoder for tung bergsikring i undergrunnsanlegg i Norge de siste årene. Den skal kunne gi råd og beslutningsstøtte for valg av sikringsløsninger ved krevende stabilitetsproblemer, både på planleggingsstadiet og på stuff. Her er det beskrevet at nødvendig omfang av stabilitetssikring kan bestemmes ut fra statistiske beregninger, numeriske modeller, eller empiriske modeller. I Norge er Q-metoden mest vanlig. Endelig omfang av permanent sikring bestemmes ut fra en ingeniørgeologisk kartlegging og vurderinger på stuff. Ved driving gjennom spesielt krevende grunnforhold, vil det være nødvendig med fortløpende prosjektering (Sve et al., 2008). Tabell 3-2 viser en oversikt over bergmassekvaliteter hvor bergmassen må forsterkes før sprengning.

Tabell 3-2: Tilfeller som krever sikring foran stuff, før sprengning (Sve et al., 2008).

| Q-verdi (veiledende) | Sikring foran stuff |
|----------------------|---|
| 0,001-0,02 | Rørskjerm/jet-grouting/frysing |
| 0,02-0,2 | Forbolting |
| > 0,2 | Forbolter ved grovblokking nesten horisontal lagdeling, lav innspenning og ved påhugg |

Riktig prosjektering og dimensjonering av sikringen må baseres på riktig forståelse av bergforholdene og sikringens funksjon. I tilfeller der det dominerende bergmaterialet har en lavere elastisitetsmodul enn sikringen som installeres, er det ikke mulig å utføre langtidstabil forsterkning av bergmaterialet. En langtidsholdbar sikring må dimensjoneres for globalt lastopptak. Det vil i praksis si en kontinuerlig sikringskonstruksjon som omfatter hele konturen. Denne konstruksjonen må ha en geometri som gir en jevn fordeling av trykkspenningene (Sve et al., 2008).

3.5.1 Hvordan Statens Vegvesen bestemmer sikringsomfang og metoder

Statens Vegvesen (2014) , håndbok N500; Vegtunneler, kapittel 7, omhandler arbeider foran stuff, stabilitetssikring, vann- og frostsikring. Denne håndboken omtaler områder med svelleleire, kritisk bergoverdekning, skjev trykkbelastning, svakhetssoner og lav Q-verdi/dårlig bergmasse. Her står det beskrevet at riktig sikringsmetode og sikringsomfang for permanent stabilitetssikring bygger på geologiske og geofysiske forundersøkelser, kombinert med kartlegging og informasjon fra borer, inkludert bergmasseklassifisering ved bruk av Q-

systemet. Sikringsklasser med sikringsomfang og sikringsmetoder bestemmes ut i fra Tabell 3-3. Metodene som omtales i håndbok N500 er forbolter, systematisk bolting, sprøytebetong, armerte sprøytebetongbuer, sålestøp og betongutstøping. Ved Q-verdier $< 0,01$ skal driving og permanent sikring dimensjoneres spesielt.

Tabell 3-3: Oversikt over Q-verdi, sikringsklasse og permanent sikring, brukt av Statens Vegvesen (Statens Vegvesen, 2014).

| Bergmasse klasse | Bergforhold Q-verdi ⁽¹⁾ | Sikringsklasse Permanent sikring |
|------------------|---|---|
| A/B | Lite oppsprukket bergmasse. Midlere sprekkeavstand > 1 m. $Q = 10 - 100$ | 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 $Q < 0,2$, $\varnothing 25$ 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 $\varnothing 20$ 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, $\varnothing 32$ 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, $\varnothing 20$ 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 veggutgravninger.

Tilleggs kommentarer til Tabell 3-3 gitt av Statens Vegvesen (2014):

- Minimum 15 m foran en svakhetssone skal det etableres en undersøkelses- og sikringssone. Her skal man starte sonderboring, forbolting og eventuelt injeksjon.
- Det er viktig å vite at Q-verdi i dagen, brukt til planlegging tidlig i prosjektet er ulike Q-verdier funnet på sprengt overflate.
- I stedet for dobbeltarmerte buer, anbefalt i sikringsklasse V, kan gitterbuer benyttes.
- Ved sikring i soner med svelleleire anbefales betongutstøping.

For å få en mer detaljert oversikt over hvordan prosessen med utforming og utførelse av tung sikring foregår i Statens Vegvesen ble de kontaktet. Neby (2014) informerer om at ved bergmasseklasse G (eksepsjonelt dårlig bergmasse, stort sett løsmasse), blir sikringen prosjektert av personer med ingeniørgeologisk og/eller bergmekanisk kompetanse. Numeriske analyser vil også benyttes ved bestemmelse av driveteknikk og dimensjonering av sikring. Når det gjelder dimensjonering av rørskjermtunnel, avhenger dette av hva slags masser den skal gå igjennom og hva som skal plasseres over tunnelen. Skal tunnelen drives i kun løsmasse, eller løsmasser i øvre del av profilet er det bruseksjonen i Vegdirektoratet sitt ansvarsområde. For rørskjermprosjekter i berg, hvor konstruksjonen blir bærende for en annen konstruksjon enn overdekningen, informerer han om at «poteten er gloheit», og at ansvaret for prosjektering og kontroll av prosjektering ikke er definert enda.

3.5.2 Hvordan Jernbaneverket bestemmer sikringsomfang og metoder

Jernbaneverket (2014) sier at ved valg av sikringsmetode og sikringsomfang i jernbanetunneler skal følgende punkter vektlegges:

- Bergmassens egenskaper
- Lekkasjeforhold og frostmengde
- Metode for vann og frostsikring
- Trafikkmengde og toghastighet
- Vedlikeholdskrav

Før påføring av sprøytebetong på stoff skal det kartlegges etter Q-systemet. Dette skal være grunnlag for bestemmelse av mengde, omfang og type stabilitetssikring. I Jernbaneverkets regelverk beskrives bruksområdene til de ulike teknikkene, rensk, bolting (inkl. forbolter), fjellbånd, sprøytebetong, sprøytebetongbuer, sikringsstøp, stålbuer og betongsegmenter. For

utforming og utførelse henvises det ofte til Statens Vegvesens prosesskode og Statens Vegvesens Teknologirapport 2538 (Jernbaneverket, 2014).

For å få en mer detaljert oversikt over hvordan prosessen med utforming og utførelse av sikring foregår i Jernbaneverket ble de kontaktet. Ifølge Hansen (2014) tas det utgangspunkt i bergmasseklassifisering ved bruk av Q-systemet på stoff. Det blir i tillegg alltid gjort en vurdering av kontrollingeniører og fagansvarlig ingeniørgeolog om den planlagte sikringen er fornuftig, og sikringen tilpasses stedlige forhold etter behov. I tillegg til Q-systemet benyttes datasett fra MWD (Measure While Drilling), borerapporter og diskusjon med borebas. I områder med kraftige svakhetssoner, eller områder med lav overdekning blir det gjort en vurdering i samråd med flere fagpersoner i prosjektet. Det er også vanlig å få en faglig vurdering av en ekstern senior ingeniørgeolog. Hansen legger også vekt på at det er viktig å se sikring, driving og injeksjon i sammenheng.

4 RØRSKJERMSSYSTEMER; MIDLERTIDIG SIKRING AV STUFF

Dette kapittelet er en del av litteraturstudiet og gir et teoretisk grunnlag for rørskjermssystemer som midlertidig sikring av stuff. Kapittelet inneholder en generell beskrivelse av rørskjermer, funksjonen de har som sikring, designkriterier og metoder for dimensjonering. Det legges spesiell vekt på bjelkemodell for elastiske fundamenter og beregning av silotrykket på rørskjermen i forbindelse med denne modellen. Til slutt i dette kapittelet presenteres data fra Yxhugget, som er et tunnelprosjekt som vil bli benyttet som eksempel i beregningsdelene i denne masteroppgaven.

4.1 Generell beskrivelse av sikring med bolter installert i vifteform

Det finnes det svært mange varianter av sikringsmetoder som omhandler det å sette bolter, eller rør, i en vinkel rundt takprofilet fra stuff mot driveretningen. For å få en enkel oversikt over ulike varianter se Tabell 4-1. Oke et al. (2014) har foreslått å bruke fellesbetegnelsen «Umbrella Arch Methodolgy» på alle disse metodene. Her har de også valgt å dele inn i spiling og forbolting, etter lengden på boltene, i forhold til tunnelens diameter. I denne masteroppgaven er det ikke tatt hensyn til dette. Det er derimot valgt å bruke forbolting ved bruk av massive bolter og rørskjerm ved bruk av stålrør. Det finnes også varianter hvor det er benyttet glassfiberrør, men disse omtales ikke i denne masteroppgaven.

Tabell 4-1: Oversikt over ulike varianter av bolter og rørbolter i vifteform rundt takprofilet fra stuff mot driveretning, inspirert av Oke et al. (2014).

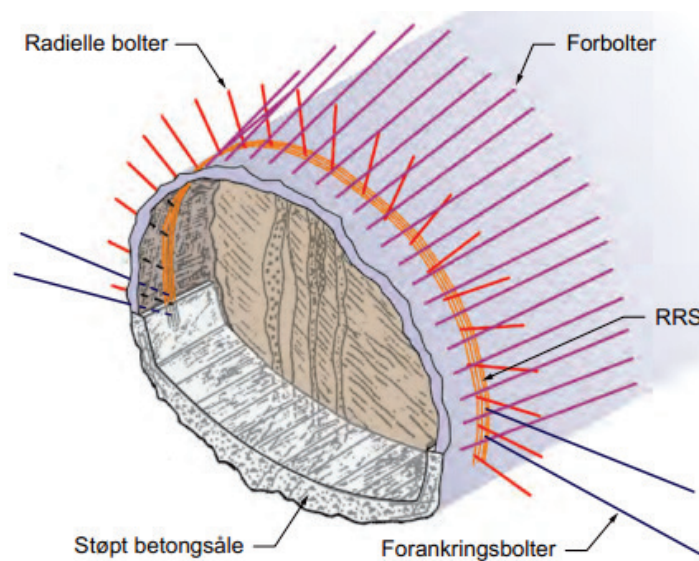
| | |
|------------------|---|
| Bolter | Uten injeksjon |
| Bolter | Injeksjon i rom mellom bolt og omliggende masse. |
| Bolter | Injeksjon i rom mellom bolt, omliggende masse og ut i omliggende masse. |
| Rørbolter | Uten injeksjon |
| Rørbolter | Injeksjon i rørbolt, og rom mellom bolt og omliggende masse. |
| Rørbolter | Injeksjon i rørbolt, rom mellom bolt og omliggende masse, og ut i omliggende masse. |

I tillegg til variantene nevnt i Tabell 4-1 er det også det variasjoner i diameter, lengde, overflate og installasjonsvinkel på stålrørene, monteringsavstand mellom stålrørene og overlapp mellom rørskjermene. Disse ulike variablene vil diskuteres nærmere senere i teksten.

4.2 Forbolting

Forbolting er en sikringsmetode som ofte blir brukt i norsk tunneldrift ved forsering av svakhetssoner og vanskelig geologi (Sve et al., 2008). Siden denne metoden har noen likheter med rørskjerm er det valgt å presentere metoden for å gi et perspektiv.

Normalt benyttes 6 meter lange kamstålbolter med anbefalt diameter på 32 mm, som gyses for å oppnå samvirke mellom bolten og bergmassen. Boltene installeres rundt profilet på stoff mot driveretningen, hvor anbefalt boltevinkel i forhold til tunnelakse er 10-15°. Avstanden mellom hver bolt ligger mellom 0.2-0.6 m, og avstanden mellom hver bolterast er normalt ca. 2.5-3.0 meter. Ved vanskelige forhold hvor det kan oppstå sammenrasing av borhull, kan man benytte selvborende bolter som gyses. For å etablere en sikker forankring i bakkant av forboltene må det være en radiell bolt for hver forbolt. Det er vanlig å benytte radielle bolter i en kombinasjon med fjellbånd og fiberarmert sprøytebetong. Dersom store deler av hengen forboltes bør en vurdere sprøytebetongbuer i bakkant (Sve et al., 2008). Metoden er illustrert i Figur 4-1.



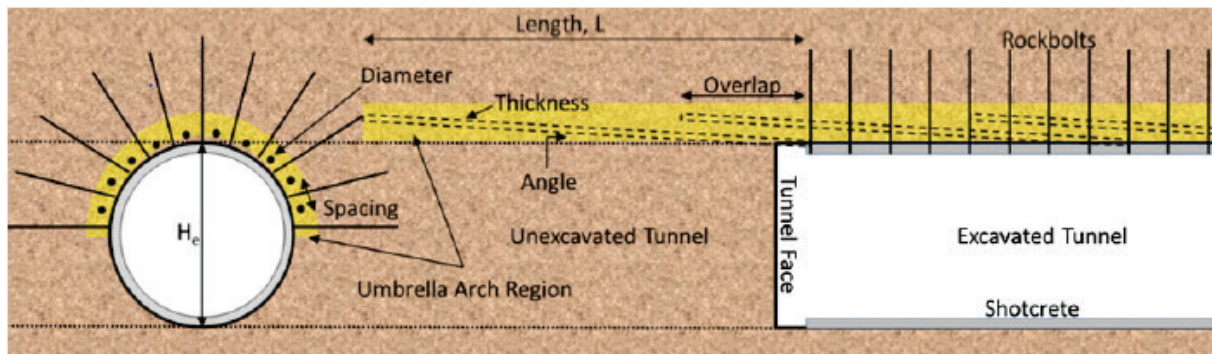
Figur 4-1: Forbolter i kombinasjon med støytebetongribber og sålestøp (Norges Geotekniske Institutt, 2013).

4.3 Rørskjerm

Rørskjerm har som tidligere nevnt noen likhetstrekk med forbolting. Metoden har tradisjonelt vært brukt i forbindelse med tunneldriving i løsmasser, men tekniske forbedringer av metoden gjør den betydelig enklere å bruke ved tunneldriving i hardt berg. Metoden kan derfor være aktuell ved tunneldriving i berg med mektige svakhetssoner med løsmassekarakter (Sve et al., 2008).

En generell beskrivelse av rørskjerm er at det er en metode for å sikre foran stuff, ved at man installerer stålrør i en skjerm over profilet innover mot driveretningen. Rørene i forankres til en gitterbue ved stuff. Gitterbuen sprøytes inn og dekkes med armert sprøytebetong. Rørene injiseres, før videre driving av tunnelen. Metoden er spesielt anvendbar ved tunneldriving gjennom forkastninger, oppknuste soner, liten overdekning med dårlig berg/løsmasse og tunneler med usymmetrisk belastning. Hovedmålet med å benytte denne teknikken er å forhindre utrasing på stuff og kontrollere setninger (Zhang et al., 2014). Diameteren på stålrørene er vanligvis mellom 60 mm og 200 mm, med en veggtykkelse på 4 mm til 8 mm. Lengden på rørene i hver skjerm er vanligvis mellom 12 til 15 meter. Det er også vanlig at hver skjerm overlapper, der overlappingslengden avhenger av grunnforholdene. Systemet kan kontinuerlig tilpasses grunnforholdene man møter, noe som kan gi en økonomisk gevinst. For å installere stålrørene kan man bruke konvensjonelle borerigger, eller spesialtilpassede maskiner. Ved installasjon kan man enten benytte selvborende stålrør med engangs borkrone på enden, eller man kan først bore et hull, for deretter å installere røret i etterkant. Ved svært dårlig geologi kan borhullet kollapse, og det blir vanskelig å installere røret. Det kan derfor være en fordel å bruke selvborende stålrør under slike forhold (Volkman og Schubert, 2007). Etter at rørboltene er montert, injiseres de. Injeksjonsmassen fyller innsiden av røret, tomrommet mellom røret og den omliggende massen og åpne porer i omliggende løsmasse, eller sprekker i omliggende bergmasse. Injeksjonsmassen har flere ulike egenskaper: den forsterker bøyemotstanden til rørene, øker lastoverføringen og forbedrer stivheten og styrken til den omliggende massen (Volkman og Schubert, 2008). I tilfeller hvor de dårlige massene går ned i store deler av profilet er det også viktig å stabilisere stuff. Her kan man benytte bolter som installeres horisontalt gjennom stuffen (Volkman et al., 2006). Det finnes mange ulike varianter av rørbolter, med engangskroner både for fjell og løsmasse (Sve et al., 2008). To ulike typer stålrør som kan benyttes til rørskjerm er AT Ø114 fra ALWAG og TITAN Hollow Bar 40/16 fra Ischebeck. Disse vil omtales senere i teksten.

De viktigste designparameterne som benyttes ved dimensjonering er: lengde, installasjonsvinkel, overlapp mellom hver skjerm, avstand mellom hvert stålrør, diameter på stålrørene og injeksjonstrykk (Oke et al., 2014). En illustrasjon av metodikken vises i Figur 4-2.



Figur 4-2: Designparametere ved rørskjerm. Gul sone viser sonen hvor rørskjermen blir installert. Til venstre i figuren vises tunnelprofilen i tverrsnitt, til høyre i langsgående profil (Oke et al., 2014).

Terminologien på sikringsmetoden rørskjerm er ikke klart definert, og i litteraturen betegnes den blant annet som «Pipe Roof Umbrella», «Steel Pipe Umbrella System», «Umbrella Arch Method», «Pipe Forepole Umbrella», «Long-Span Steel Pipe Fore-Piling» og «Steel Pipe Canpy» (Volkman og Schubert, 2007). I denne hovedoppgaven er rørskjerm valgt som en generell samlebetegnelse på denne sikringsmetodikken.

I følge Sve et al. (2008), har rørskjerm følgende fordeler i forhold til forbolting med kamstålbolter:

- Svært presis plassering av stålrørene, på grunn av lite boreavvik.
- Større diameter på rørene gir en stivere forsterkning, noe som gir bedre sikring mot innrasing av materiale fra svakhetssone.
- Stålrørene kan injiseres.

4.4 Rørskjermers funksjon i grunnen

4.4.1 Rørskjermers funksjon som midlertidig sikring av stoff

Rørskjerm er som tidligere beskrevet en midlertidig sikring for å bevare profilet, før man får etablert permanent sikring, og regnes ikke som en del av den permanente sikringen (Sve et al., 2008). Når det er grunnforhold som gjør at den selvstøttende kapasiteten til omliggende bergmassen/løsmassen i en tunnel er begrenset, kan det oppstå betydelige deformasjoner og potensiell utglidning/ras etter driving. Rørskjermens funksjon er å virke som en midlertidig støtte, for å skape et bærende profil inntil man får etablert primærsikring, som gitterbuer og sprøytebetong (Zhang et al., 2014).

Etter installasjon av rørene vil kreftene som virker på rørene være tilnærmet null, sammenlignet med andre passive sikringstiltak, som bolter. De nyinstallerte rørene blir ikke påvirket i særlig

grad av tidligere aktivitet i tunnelen, men videre driving vil føre til at stålrørene påføres last fra overliggende masse. Dette vil aktivere en støttende effekt fra rørene. Styrken og stivheten til rørskjermssystemet vil avhenge av egenskapene til den omliggende grunnen og styrke- og stivhetsegenskapene til sprøytebetongen og gitterbuen, som rørene er festet til bak stuff. Effekten til rørskjermen kan deles inn i tre deler: Den lokale bue-effekten i den åpne spennvidden, den radiale sikringseffekten og langsgående overføring av last (Volkman og Schubert, 2010).

Rørskjermen vil utsettes for størst belastning og tøyning i den usikrede delen inn mot stuff. Den enden av rørparaplyen som er bak stuff er som nevnt montert fast til en gitterbue dekket av fiberarmert sprøytebetong, som er en del av den permanente sikringen. Den andre enden av rørene ligger i den omliggende bergmassen/løsmassen, der den opprettholder lasten som utløses fra massene her. På denne måten virker hele systemet som en støttende bjelke. Rørskjermen trenger bare å støtte den overliggende massen for en kort periode. Etter hvert som man driver fremover, vil bjelkeeffekten forsvinne. Rørskjermen vil ikke lengre virke som en lastbærende komponent i sikringssystemet, og funksjonen som ekstra sikring under driving er utført. Når den omliggende massen er svak, er rørskjermen svært effektiv i lastoverføring, men bøyingsmomentet blir stort (Zhang et al., 2014).

4.4.2 Effekt av ulike designparametere på en rørskjerm

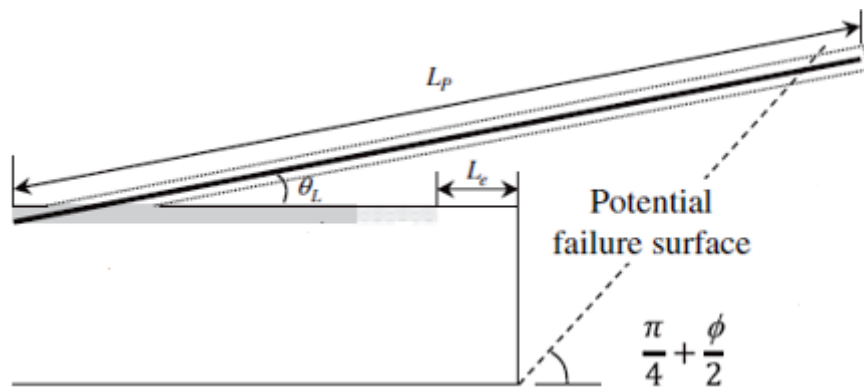
Diameter på rørboltene

Diameteren på rørboltene ser ut til å kontrollere mobiliseringshastigheten. Ved større diametere vil sikringseffekten virke raskere på grunn av økt bøyemotstand. Dette bekreftes også av Song et al. (2013), der «Beam spring structural analysis» blir brukt til å beregne sikkerhetsfaktor for bøyemoment på rør. Rør med diameter på 114 mm har betydelig høyere sikkerhetsfaktor enn ved rør med diameter på 60,5 mm.

Overlappingslengde på rørskjermene

Overlappingslengden mellom hver rørskjerm avhenger av lengden på stålrørene og installasjonsavstand mellom hver rørskjerm, som igjen er en funksjon av dimensjonen på tunnelen og grunnforholdene (Volkman et al., 2006). Potensielt glideplan foran stuff begynner i sålen av tunnelen med vinkelen $\frac{\phi}{2} + \frac{\pi}{4}$, fra horisontalen, eventuelt der løsmassene begynner i profilet. ϕ er friksjonsvinkelen til de omliggende massene, se Figur 4-3. Ny skjerm må installeres før rasvinkelen går utenfor den installerte rørskjermen. Ved å beholde en benk

nederst i tunnelen vil man dermed kunne ha større avstand mellom hver skjerm, eventuelt kortere stålrør (Song et al., 2013).



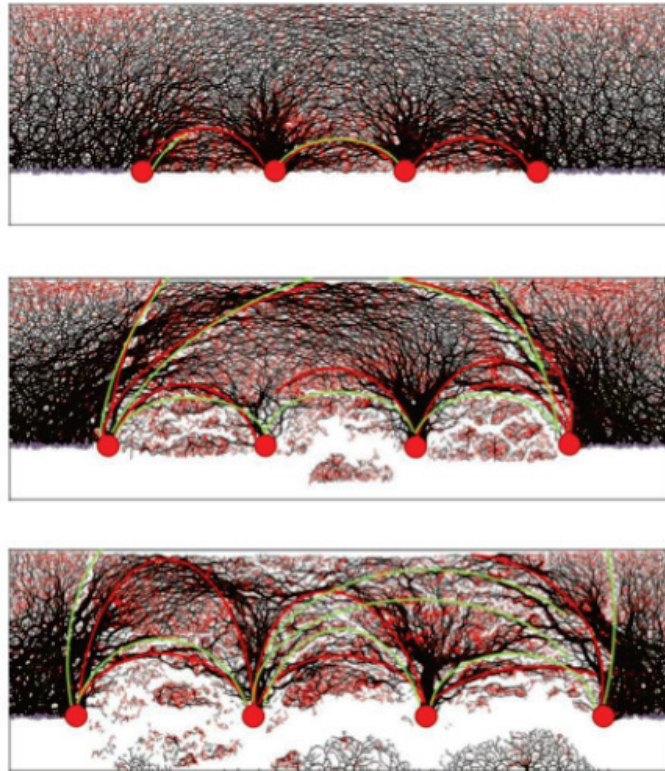
Figur 4-3: Lengdeprofil av installert rørskjerm (Song et al., 2013).

Installasjonsvinkel

Den langsgående installasjonsvinkelen av rørboltene, se θ_L i Figur 4-3, bestemmes vanligvis av arbeidsrom og design av profilet. Om installasjonsvinkelen er liten gir dette en bedre sikringseffekt. Det er vanlig at installasjonsvinkelen er mindre enn 15° (Song et al., 2013). I følge Andersson (2015) vil det også være mindre masse som kan rase ned under stålrørene ved en lav installasjonsvinkel..

Avstand mellom rørboltene i tverrsnittet

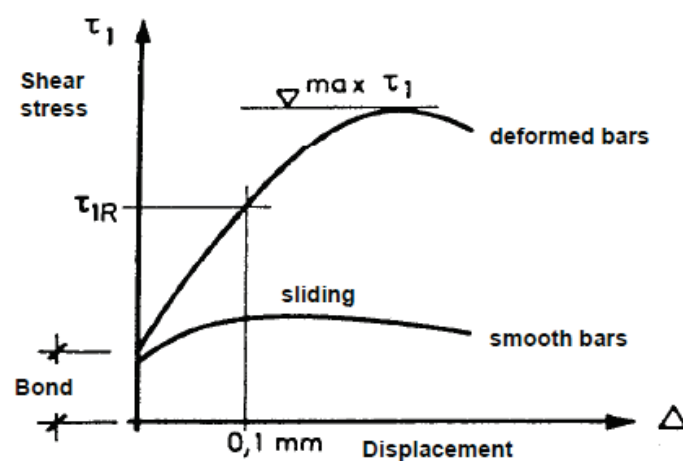
Avstanden mellom hver rørbolt i tverrsnittet av tunnelprofilet kan både avhenge av nødvendig sikringskapasitet og de omliggende massene. En minimumsverdi tillater at den omliggende massen skaper en lokal bue-effekt mellom hver av rørboltene, som ligger ved siden av hverandre. Dette hindrer at finkornet masse faller ned mellom rørene (Volkman et al., 2006). Vanlig installasjonsintervall er 0,40 meter og 0,60 meter (Song et al., 2013). Figur 4-4 viser resultat fra et forsøk der bolter ble plassert med ulik avstand i sand med samme friksjonsvinkel og last. Her kan man se at om avstanden mellom hver bolt blir for stor, vil bue-effekten bli dårligere og mer masse faller ut mellom boltene (Eckl, 2012).



Figur 4-4: Bue-effekt i sand med ulik bolteavstand, hentet fra Eckl (2012), sitert Stöckl (2002).

Friksjon mellom stålrør og injeksjonsmasse

Stålrør med en glatt overflate vil ha dårligere vedheft enn hvis overflaten er ujevn. En ujevn overflate vil gi en lastoverføring av skjærkreftene, se Figur 4-5. Dette er en teknologi som ofte blir brukt i forbindelse med mikropeler (Ischebeck, 2010).



Figur 4-5: Graf som viser overføring av skjærkrefter i overgangen mellom sement og stål avhengig av overflatestrukturen til stålrøret (Ischebeck, 2010)

2-lags rørskjerm

For å få bedre kontroll på setninger ved konstruksjon av tunneler under viktig bebyggelse, eller andre viktige konstruksjoner, er det utviklet en sikringsmetode med 2-lags rørskjerm. Der monteres to lag med rørskjermer fra samme sted på stoff. Rørene monteres i en fempunktsanordning, for å dekke profilet best mulig (Yang et al., 2008).

Forsterkning av rørene

I noen tilfeller blir det satt inn kamstålsbolter i rørene etter de er installert, før injeksjon. Dette er for å umiddelbart forsterke stålrørene i rørskjermen (Yang et al., 2008). Dette ble blant annet utført ved installasjon av rørskjerm i Holmestrandtunnelen, Tujiangchong tunnelen i Kina og Elite tunnelen i Israel (Drageset, 2013, Yang et al., 2008, Wittke et al., 2006).

Injeksjon av rørboltene

Injeksjonsmassen består som regel av en vann/semment-suspensjon med v/c-ratio mellom 0,45 til 0,80 og pumpetrykket er ofte under 1 MPa. Injeksjonsmassen har flere funksjoner: stålrør med betong rundt får en økt bruddstyrke og derav redusert deformasjon når lasten påføres, det blir også en økt lastoverføring fra grunnen til sikringen og injeksjonsmasse som penetrer omliggende grunn vil forbedre styrken og stivheten til den omliggende massen (Volkman og Schubert, 2008). Å få formet solide pæler av betong i løsmasse kan være svært vanskelig. Det er derfor ikke uvanlig at massene kollapser og renner ut mellom stålrørene (Furukawa et al., 2007).

4.5 Rørskjermvarianter kjent i det norske tunnelmiljøet

4.5.1 Composite Pile Roofing

«Composite Pile Roofing» er en type rørskjerm som tilbys av Huth & Wien Engineering AS. Her benyttes hule selvboende TITAN-bolter fra Ischebeck, som kan installeres med konvensjonell borrygg. Rørboltene finnes i ulike diametere, lengder og tykkelser, se Tabell 4-2. De kan kobles sammen til ønsket lengde ved installasjon. Borstålet på overflaten av rørboltene er helgjenget med dype kammer, for at man skal oppnå best mulig forankring i grunnen. Det kan benyttes ulike typer borkroner, avhengig av grunnforhold. Man trenger ikke å utvide profilet ved installasjon av denne typen rørskjerm. Rørene er tette, uten perforering langs sidene, slik at injeksjonsmassen går ut i omliggende bergmasse/løsmasse fra enden av røret. Injeksjon kan også utføres under boring, for å sikre god fordeling av injeksjonsmasse langs hele

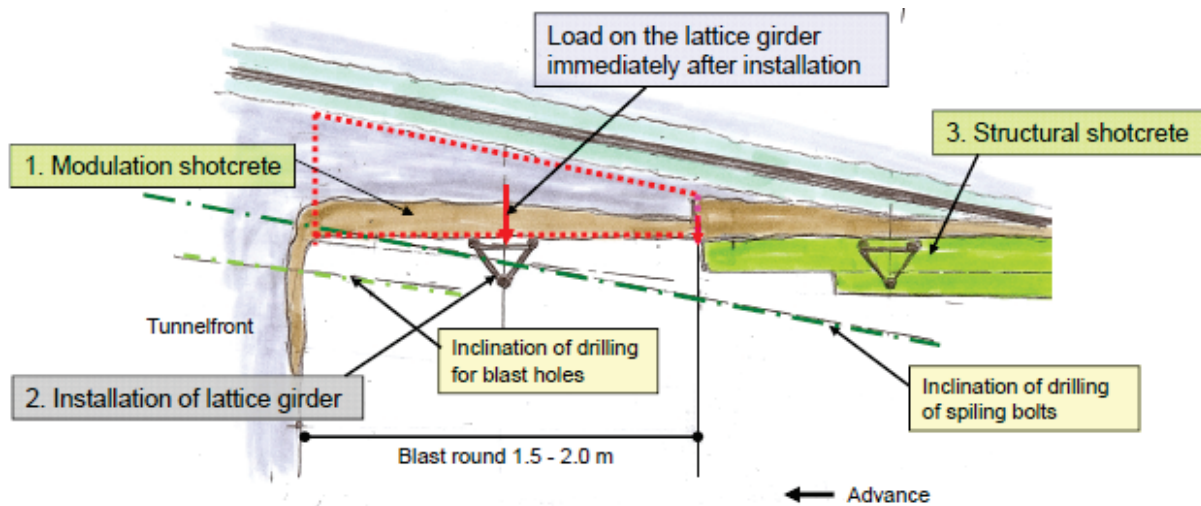
rørbolten. Injeksjonsmassen som benyttes er som regel sement. Hvis man får problemer med vanninnstrømning, eller for stort sementforbruk, kan man benytte Combi Grouting, som er en kombinasjonsinjeksjon av TACSS og sementsuspensjon (Ischebeck, 2000, Ischebeck, 2010, Andersson, 2015). TACSS reagerer med vann og bremser sementstrømmen, slik at man oppnår raskere ønsket trykk. TACSS gjør ikke at sementen herder fortere (DE NEEF Norge AS, 2007).

Tabell 4-2: Tekniske data for TITAN Hollow Bar, etter FRIEDR. ISCHEBECK GMBH (u.d)

| Designation | Unit | TITAN 30/16 | TITAN 30/11 | TITAN 40/20 | TITAN 40/16 | TITAN 52/26 | TITAN 73/56 | TITAN 73/53 | TITAN 73/45 | TITAN 73/35 | TITAN 103/78 | TITAN 103/51 | TITAN 103/43 | TITAN 127/103 |
|---|------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-----------------|-----------------|-----------------|------------------|
| Nominal outside diameter | mm | 30 | 30 | 40 | 40 | 52 | 73 | 73 | 73 | 73 | 103 | 103 | 103 | 127 |
| Nominal inside diameter | mm | 15 | 11 | 20 | 16 | 26 | 56 | 53 | 45 | 35 | 78 | 51 | 43 | 103 |
| Effective cross-section | mm | 340 | 415 | 730 | 900 | 1250 | 1360 | 1615 | 2239 | 2714 | 3140 | 5680 | 6025 | 3475 |
| Ultimate load | kN | 245 | 320 | 540 | 660 | 925 | 1035 | 1160 | 1575 | 1865 | 2270 | 3660 | 4155 | 2320 |
| Characteristic load-carrying capacity according to German approval document | kN | 155 | 225* (250) | 372 | 490 | 650 | 695 | 900 | 1218 | 1386 | 1626 | 2500 | 3015 | 1800 |
| force at 0.2% proportionality limit (mean value) | kN | 190 | 260 | 425 | 525 | 730 | 830 | 970 | 1270 | 1430 | 1800 | 2670 | 3398 | 2030 |
| Strain stiffness | kN | 63 | 83 | 135 | 167 | 231 | 251 | 299 | 414 | 502 | 580 | 1022 | 1202 | 640 |
| Bending stiffness | kNmm | 3.7 | 4.6 | 15 | 17 | 42 | 125 | 143 | 178 | 195 | 564 | 794 | 838 | 1163 |
| Weight | kg/m | 2.7 | 3.29 | 5.8 | 7.17 | 9.87 | 10.75 | 13.75 | 17.8 | 21.0 | 25.3 | 44.6 | 47.3 | 28.9 |
| Length | mm | 3 | 2/3/4 | 3/4 | 2/3/4 | 3 | 6.25 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 |
| Left-/right-hand thread | - | left | left | left | left | left right | right | right | right | right | right | right | right | right |

Ved dimensjonering av denne typen rørskjerm brukes en analytisk bjelkemodell også omtalt som «Balkpolygonmetoden». Stabilitetsberegning for jordnagling, kan brukes som et komplement til beregningene (Andersson, 2015). Den mest vanlige størrelsen på rørboltene som benyttes til «Composite Pile Roofing» er 40/16. Størst tillatt skjærkraft på denne typen rør er 171 kN (Andersson et al., 2011a, GSS TITAN Central America, 2000). Tillatt strekklast på stålet i rørbolten er 325 kN (Borchardt, 2006). Mer om beregningsmodellen som brukes til dimensjonering av denne typen rørskjerm gis i kapittel 6.

«Composite Pile Roofing» benyttes ofte i kombinasjon med gitterbuer, for eksempel PANTEX 130/26/34. Gitterbuene er en del av den permanente sikringen, men de har også en funksjon som sikring mot nedfall på stuff. Rett etter en inndriftsrunde ligger det ustabil materiale under rørskjermen, som står i fare for å falle ned. Ved å umiddelbart legge på et tynt lag med moduleringsprøytebetong og montere en gitterbue, støtter man opp denne ustabile massen. Denne typen gitterbue kan man montere uten at noen trenger å oppholde seg under området med ustabil materiale, noe som gjør det sikrere (Andersson et al., 2011b). Se Figur 4-6 for illustrasjon.



Figur 4-6: Illustrasjon over moduleringsprøytebetong og gitterbue som støtter opp ustabil materiale under rørskjermen (Andersson et al., 2011b).

Rørskjermvarianten «Composite Pile Roofing» har i følge Andersson (2015) blitt benyttet i flere prosjekter i Norge:

- Nasjonalteateret, 1997
- T-baneringen, 2004
- Akersgata, 2008
- Gevingåsen, 2010
- Espatunnelen, 2013



Figur 4-7: «Composite Pile Roofing» montert i forbindelse med tunnelprosjektet Yxhugget i Stockholm, Foto: Roland Ekenberg.

4.5.2 AT- Pipe Umbrella System

«AT-Pipe Umbrella System» er en type rørskjerm som tilbys av DYWIDAG-systems. Her benyttes selvdrillende AT stålrør fra ALWAG, som kan installeres med en konvensjonell borrhjull. Lengden på rørene kan tilpasses ved at flere rør kobles sammen under installasjon. Rørene finnes i flere diametere og lengder, se Tabell 4-3. Det mest brukte røret er AT-114. Rørene har perforeringer langs siden, slik at injeksjonsmassen kan komme fra innsiden av røret og ut i omliggende masse langs hele røret. Det kan monteres ulike borkroner på rørene, avhengig av grunnforholdene. AT-rørene har en glatt overflate. Ved installasjon av denne typen rørskjerm trenger man en utvidelse av profilet. Ved injeksjon av rørene benyttes DYWI Inject Systems, og produkttype velges etter grunnforholdene (ALWAG systems, u.d., Andersson, 2015). Vanlig dimensjoneringsmodell for denne typen rørskjerm er beregning av moment og skjærkrefter med hensyn til lasten som virker på rørene fra overliggende masse (Andersson et al., 2011a).

Denne typen rørskjerm ble benyttet for første gang i Norge under drivingen av en jernbanetunnel i Holmestrand i 2013, der man påtraff et område med manglende bergoverdekning (Drageset, 2013).

Tabell 4-3: Spesifikasjoner for AT stålrør (ALWAG systems, u.d.).

| System | Steel grade | Modulus of elasticity | Yield strength | Outer diameter | Wall thickness | Weight | Standard tube length | Moment of inertia | Section modulus | Maximum moment (elastic) |
|----------|-------------|-----------------------|----------------------|----------------|----------------|--------|----------------------|--------------------|--------------------|--------------------------|
| Type | 2) | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [mm] | [mm] | [kg/m] | [m] | [cm ⁴] | [cm ³] | [kNm] |
| AT - 76 | S355 | 210,000 | 355 | 76.1 | 6.3 | 10.8 | 3.0 | 85 | 22 | 7.9 |
| AT - 89 | | | | 88.9 | 6.3 | 12.8 | 3.0 | 140 | 31 | 11.2 |
| AT - 114 | | | | 114.3 | 6.3 | 16.8 | 3.0 | 312 | 54 | 19.4 |
| AT - 139 | | | | 139.7 | 8.0 | 26.0 | 3.0 | 720 | 103 | 36.6 |
| AT - 168 | | | | 168.0 | 12.5 | 48.0 | 2.0 | 1,860 | 221 | 78.5 |

4.6 Modellering og beregningsmetoder ved dimensjonering av rørskjerm

4.6.1 Metoder for modellering og dimensjonering av rørskjerm

Selv om rørskjerm-metoden er populær og mye brukt internasjonalt, er det ingen allment godkjente designkriterier for dimensjonering av rørskjerm (Volkman et al., 2006). Metoden er problematisk å simulere i numerisk analyse, og de fleste forskerne velger å gjøre en grov tilnærming ved å gi rørskjermen egenskapene til et betongmateriale med en kombinert styrke. Disse tilnærmingene kan føre til et unøyaktige resultat, spesielt med tanke på setninger på

overflaten. Tan og Ranjith (2003) oppfordrer derfor til at det bør fokuseres på enkle og mer nøyaktige tilnærminger for sikringssystemer i tunneler.

De metodene som er mest brukt til å analysere hvordan en rørskjerm responderer på belastning er: enkel bjelkemodell, bjelkemodell for elastiske fundamenter, geoteknisk modell som dannes ved hjelp av in situ data og 3-D analytisk modell av «roof support system». Bjelkemodell for elastiske fundamenter er den metoden som er aller mest brukt. Vanligvis blir en analyse av stegvis simulering av drivingen utført, og man kan under hvert steg finne total forskyvning av massene og spenning (Zhang et al., 2014).

4.6.2 Bjelkemodell for elastiske fundamenter av Song et al. (2013)

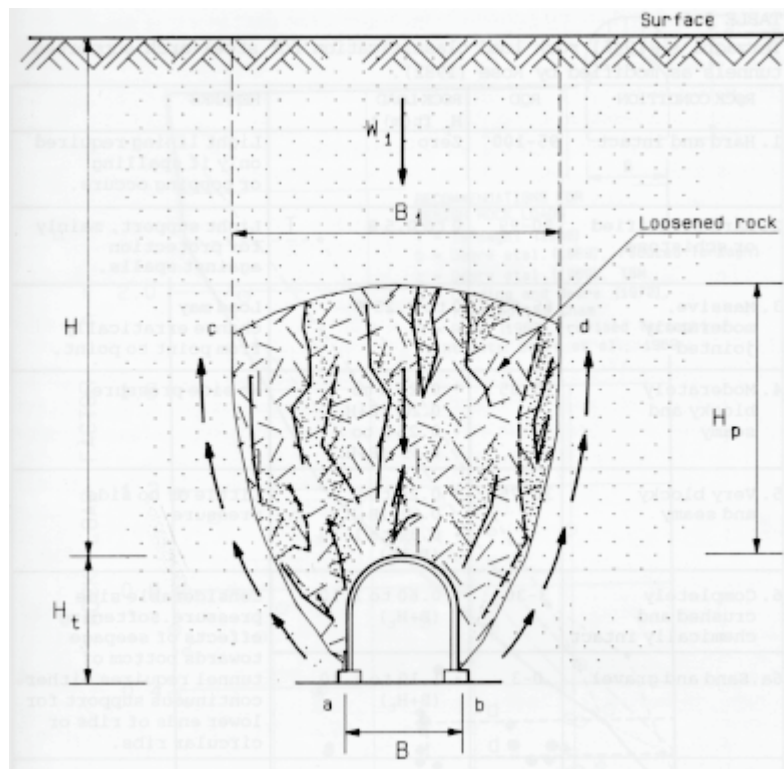
Song et al. (2013) har laget en bjelkemodell for elastiske fundamenter for å beregne bøyningmomentet og skjærkraft som virker på stålrørene i en rørskjerm. I dette studiet observerte de bøyningen av stålrørene i en rørskjerm under bygging av Maiko tunnelen i Kobe, Japan. Man konstaterte da at bøyningmomentet av rørene var likt som for en bjelke som blir støttet på to hengsler og utsatt for en fordelt last. Den ene hengselen har festepunkt i den primære sikringen (en gitterbue), og den andre hengselen blir i bergmassen/løsmassen foran stuff. Tyngden som virker på stålrøret fra løsmassene over seksjonen før den usikrede sonen blir støttet av stivheten til primærsikringen, mens foran den usikrede sonen blir rørene støttet av stivheten til løsmassene. I den usikrede sonen har røret ingen støtte fra undersiden. På grunn av dette kan man benytte en enkel bjelkemodell, hvor en bjelke blir støttet på endene, og utsatt for en jevnt fordelt last, for å simulere situasjonen til en rørskjerm over et usikret område (Song et al., 2013). Artikkelen beskriver stegene i modelleringsprosessen godt, slik at det tidlig i studiet ble ansett som mulig å bruke denne modellen som en inspirasjon ved egne beregninger. Denne metoden er derfor valgt som et utgangspunkt for å simulere lastberegninger i denne masteroppgaven, og beregningsgangen beskrives derfor grundig under.

For å beregne silotrykket, som virker på stålrørene bestemmes silotrykket på profilet i tunnelen med Formel 2, utledet fra Terzaghis jordtrykksmodell for tunnel i dårlig grunn med liten overdekning. Formel 3 gir en beregning av bredden på området med «løsnet berg», se Figur 4-8.

$$W = \frac{B_1 \left(\gamma - \frac{c}{B_1} \right)}{K_0 \tan \phi} \left(1 - e^{-K_0 \tan \phi \left((h+R \sin \theta_T) / B_1 \right)} \right) \quad (2)$$

$$B_1 = R \cot \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4} \right) \quad (3)$$

W er silotrykket over tunnelprofilen, ϕ er friksjonsvinkel på løsmasse, K_0 er lateral jordtrykkskoeffisient, h er overdekning, γ er tyngdetetthet på løsmasse, c er kohesjon i løsmasse, θ_T er installasjonsvinkel fra midt i taket (se Figur 4-9), B_1 er bredden på den sigende jordmassen over tunnelen (se Figur 4-8) og R er radiusen til tunnelen.

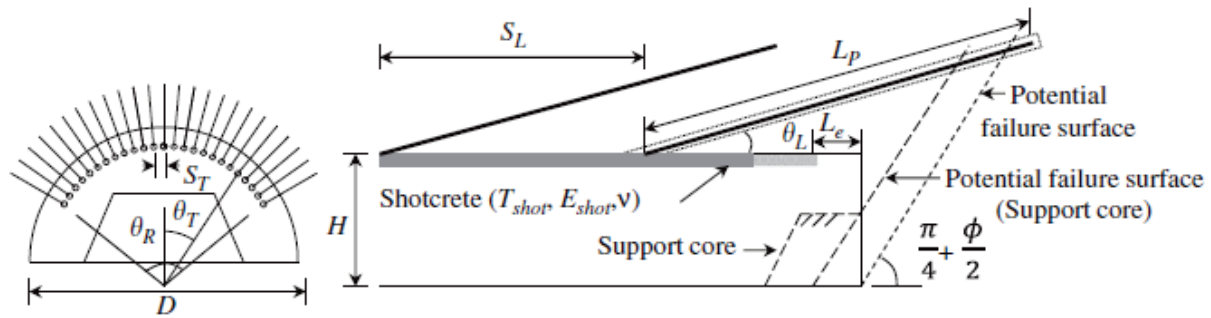


Figur 4-8: Illustrasjon av Terzaghis jordtrykksmodell, oppgitt av Song (2014) opprinnelig referert til Terzaghi (1946).

Den vertikale kraftkomponenten som virker på stålrøret, F_v , bestemmes ved å multiplisere bredden av jordsøylen, det vil si transversalt installasjonsintervall, S_t , med silotrykket, W , Formel 4. Deretter beregnes den horisontale kraftkomponenten ved å multiplisere den vertikale komponenten, F_v , med jordtrykkskoeffisienten, K_0 , Formel 5.

$$F_v = S_t * W \quad (4)$$

$$F_h = F_v * K_0 \quad (5)$$



Figur 4-9: Design og oversikt over variabler. Venstre i figuren vises tverrsnittet av tunnelprofilen, til høyre vises langsgående profil (Song et al., 2013).

Når man har den vertikale og horisontale kraftkomponenten, kan man beregne normalkomponenten som virker vinkelrett inn mot profilet. Denne avhenger av vinkel ut fra toppen av profilet og tar utgangspunkt i at takprofilet er sfærisk, se Figur 4-9. Midt i taket vil det bare være den vertikale kraften som virker på stålrøret, da naborørene vil skjerme for den horisontale kraften. 90° ut i profilet vil det av samme grunn bare være den horisontale kraften som virker på stålrøret. Formel 6 viser beregning av normalkomponenten avhengig av transversal installasjonsvinkel, θ_T .

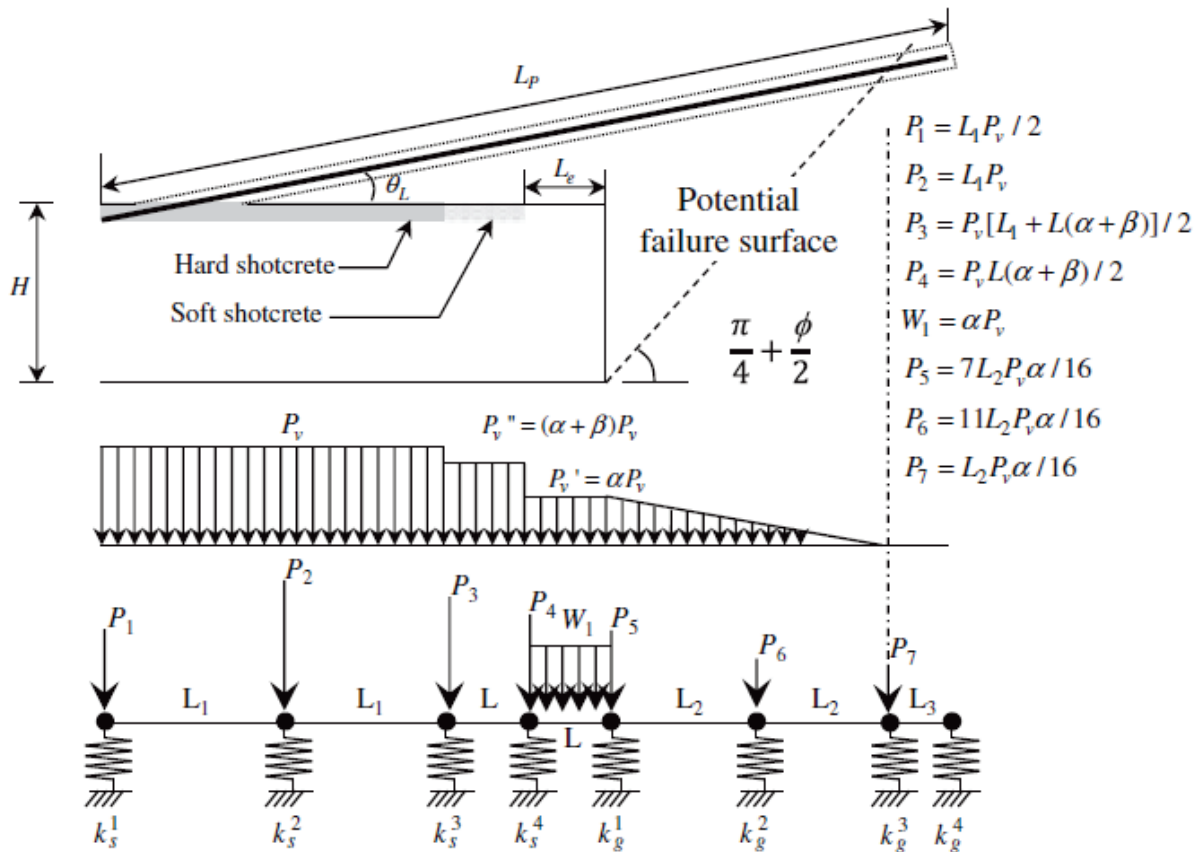
$$P_v = \sqrt{F_v^2 \cos^2 \theta_T + F_h^2 \sin^2 \theta_T} \quad (6)$$

Videre i denne modellen deles stålrøret inn i segmenter med noder mellom, hvor det blir beregnet punktlaster ut i fra beregnet silotrykk som virker på hvert av stålrørene, og fjærkonstanter som avhenger av sikringens og grunnens stivhet, se Figur 4-10. Ved beregning av fjærkonstanten i løsmassen benyttes Formel 7.

$$k_g = \frac{2E_g}{h} * S_T \quad (7)$$

k_g er fjærstivheten til grunnen, E_g er elastisitetsmodulen til grunnen, h er overdekningen og S_T er avstanden mellom hvert stålrør. Legg her merke til at stivheten i grunnen minker med økende overdekning.

Ut i fra oppsettet i Figur 4-10 blir det foretatt en FEM-analyse, som beregner bøyningmoment og skjærkrefter på de ulike delene av stålrørene.



Figur 4-10: Illustrasjon av oppdeling av noder i det langsgående profilet og beregning av last ved nodene (Song et al., 2013).

Betongen som injiseres i stålrørene og rommet mellom stålrør og omliggende masse, regnes ikke med i beregningene. Dette er fordi at kvaliteten på injeksjonen avhenger av grunnforholdene og at det ikke kan verifiseres om injeksjonsmassen har fylt rommet mellom stålrør og omliggende masse. Dette er en faktor som gjør metoden mer konservativ. Den langsgående installasjonsvinkelen blir ikke tatt hensyn til i FEM-analysen, da stengene betraktes som horisontale.

4.6.3 Stivhet og normalspenninger i løsmasser fra Emdal (2014)

For å få et perspektiv på Song et al. (2013) sine betraktninger av fjærstivhet i grunnen og normalkrefter på et skrått plan, ble spenningsberegninger i løsmasser fra grunnkurskompendiet i geoteknikk ved NTNU studert, Emdal (2014). Lasten som dannes fra vekten på jord/løsmasse har stor utstrekning, og det vil derfor ikke oppstå tøyninger sideveis i en slik situasjon. Man kan da bruke den endimensjonale modulen M , som benyttes til å vurdere stivheten til et legeme som er innspent i sidene, og får da det elastiske tilfellet gitt i Formel 8.

$$M = \frac{E}{1-2\nu K_0} \quad (8)$$

E er elastisitetsmodulen for grunnen, ν er Poissons ratio og K_0 er lateral jordtrykkskoeffisient. Denne formelen er uldetet fra Hookes lov, og tilsvarer fjærkonstanten til grunnen.

For å beregne normalspenningene som virker på et vilkårlig plan i grunnen brukes Mohrs spennings sirkel, og man får følgende formel:

$$\sigma_n = \sigma_1(\cos \alpha)^2 + \sigma_2(\sin \alpha)^2 \quad (9)$$

4.6.4 Beregningsmetode av Peter Borchardt

Den andre beregningsmetoden i denne masteroppgaven er utviklet av Peter Borchardt, og består av dimensjonering av tunnelsikring bestående av sprøytebetong, gitterbuer og rørskjermvarianten «Composite Pile Roofing». En detaljert beskrivelse av denne beregningsmetoden gis i kapittel 6, da en generalisering av metoden er en del av masteroppgaven. Ved dimensjoneringen av rørskjermen benyttes også her Terzaghis formler for beregning av silotrykket. Grunnlaget for denne generaliseringen er beregningene gjort av Peter Borchardt ved prosjektet Yxhugget i Stockholm, hentet fra Borchardt (2006). Ved dimensjonering av denne typen rørskjerm omvandles den vertikale belastningen på stålrørene til strekklast. Foran stoff kan rørene regnes som forankret etter injeksjon. De dype kammene i den helgjengede overflaten til stålrørene skaper god heft mellom stålrør og injeksjonsmasse og riktig utført injeksjon gir en god lastoverføring til omliggende grunn. Lasten som påføres de svakt skråstilte stålrørene derfor vil virke som strekkrefter, i stedet for skjærkrefter. Dette fører til at rørene vil tåle en større belastning, da rørboltene tåler betydelig større strekkrefter, enn skjærkrefter (Andersson, 2014, Andersson, 2015).

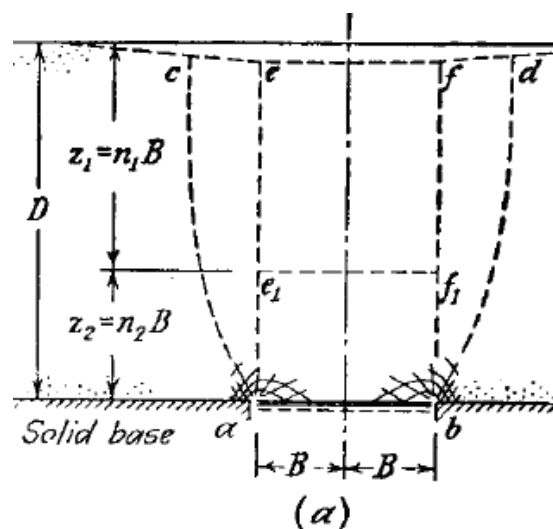
4.6.5 Jordtrykksmodell av Terzaghi

På grunn av at Terzaghi sine formler for beregning av silotrykk er benyttet på to ulike måter i beregningene til Song et al. (2013) og Borchardt (2006), gis en generell beskrivelse av denne beregningsmetoden. Terzaghi (1943a) beskriver hvordan spenninger i grunnen fordeler seg når det oppstår en svikt i løsmasser. Når man får en svikt i en løsmasse, slik at en del beveger seg nedover og den tilgrensende delen forholder seg i ro, vil man få et glideplan mellom de to delene. Den relative bevegelsen i løsmassen utsettes for skjærmotstand i glideplanet. Siden

skjærmotstanden arbeider for å holde den glidende massen i opprinnelig posisjon, reduseres spenningen på denne delen, og spenningen som virker på den tilgrensende delen øker. Denne spenningsoverføringen omtales som bue-effekten, da jorden lager et «hvelv» over den utglidende delen.

Om man ser for seg en fullt bærende horisontal sikringsanretning, vil den vertikale spenningen i grunnen rett over sikringen være tyngdetetthet multiplisert med overdekning. Om denne sikringen gir litt etter, eller svikter, vil løsmassen som ligger over følge etter. Denne begvegelsen vil motvirkes av friksjonsmotstanden langs glideplanet. Den totale spenningen som virker på sikringen vil avta med like mye som vertikalkomponenten til skjærspenningen dannet av friksjonsmotstanden. Totalspenningen som virker på de tilgrensende delene av sikringen vil øke like mye som vertikalkomponenten til skjærspenningen.

Når sikringen har sviktet tilstrekkelig, vil skjærbrudd oppstå langs glideplanet som begynner ved ytterkanten av den sviktende sikringen og går opp til overflaten. På overflaten vil helningen på det nedsunkne området være størst der den krysser glideplanene, og man kan derfor måle avstanden mellom glideplanene. Det er funnet at avstanden mellom glideplanene på overflaten alltid er større enn bredden på den sviktende sikringen. Utførte eksperimenter tyder på at om forholdet mellom overdekning og bredden på den sviktende sonen er lavt, er den gjennomsnittlige vinkelen på glideflaten nesten 90° . Er den høy nærmer den gjennomsnittlige vinkelen seg $45^\circ + \frac{\varphi}{2}$, der φ er friksjonsvinkelen til løsmassen. Se Figur 4-11 for illustrasjon.



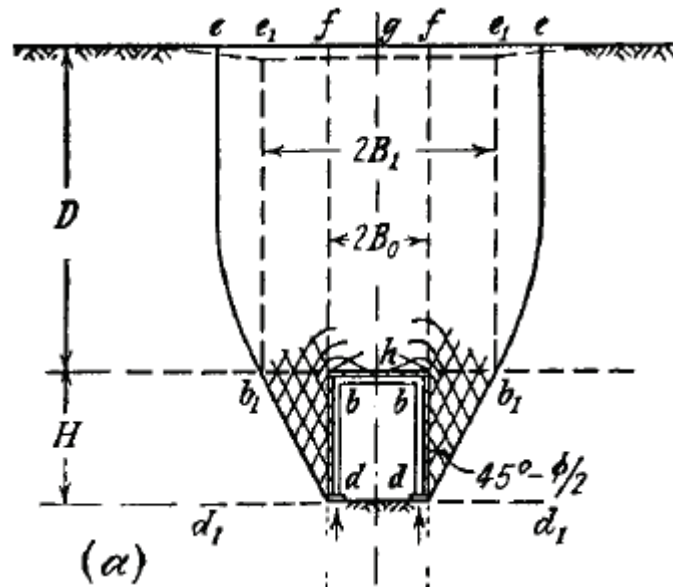
Figur 4-11: Brudd i kohesjonsløs sand med bue-effekt. Området B-B viser område med sviktende sikring (Terzaghi, 1943a).

Terzaghi har på bakgrunn av denne teorien utledet Formel 10, for å beregne silotrykket som virker på den sviktende sikringen.

$$\sigma_v = \frac{B(\gamma - \frac{c}{B})}{K_0 \tan \varphi} * \left(1 - e^{-K_0 \tan \varphi * \frac{h}{B}} \right) + q e^{-K_0 \tan \varphi * \frac{h}{B}} \quad (10)$$

σ_v er silotrykket på den sviktende sikringen, φ er friksjonsvinkel på løsmasse, K_0 er lateral jordtrykkskoeffisient, h er overdekning, q er overlast, γ er tyngdetettheten til løsmassen og c er kohesjon i løsmasse. B er halve lengden på den sviktende sikringen, se Figur 4-11.

Videre har Terzaghi i Terzaghi (1943b) utviklet en variant av denne beregningsmodellen for bevegelse av kohesjonsløs masse mot en grunn tunnel med plutselig kollaps av sikring med tømmer, se Figur 4-12.



Figur 4-12: Bevegelse av kohesjonsløs masse mot en grunn tunnel med plutselig kollaps av sikring bestående av tømmer (Terzaghi, 1943b).

For å beregne bredden av det sviktende området rett over tunnelprofilen brukes Formel 11.

$$2B_1 = 2 * \left(B_0 + H * \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right) \quad (11)$$

B_1 er halve lengden på det sviktende området rett over tunnelen, B_0 er halve bredden på tunnelen, H er høyden på tunnelen og φ er friksjonsvinkelen på løsmassen.

Formel 10 er endret, for å beregne spenningene som virker på den sviktende tunnelsikringen, i Formel 12.

$$\sigma_v = \frac{B_1 \cdot \gamma}{K_0 \tan \varphi} * \left(1 - e^{-K_0 \tan \varphi * \frac{h}{B_1}} \right) + q e^{-K_0 \tan \varphi * \frac{h}{B_1}} \quad (12)$$

σ_v er silotrykket på den sviktende sikringen, φ er friksjonsvinkel på løsmasse, K_0 er lateral jordtrykkskoeffisient, h er overdekning, γ er tyngdetettheten til løsmassen og q er overlast.

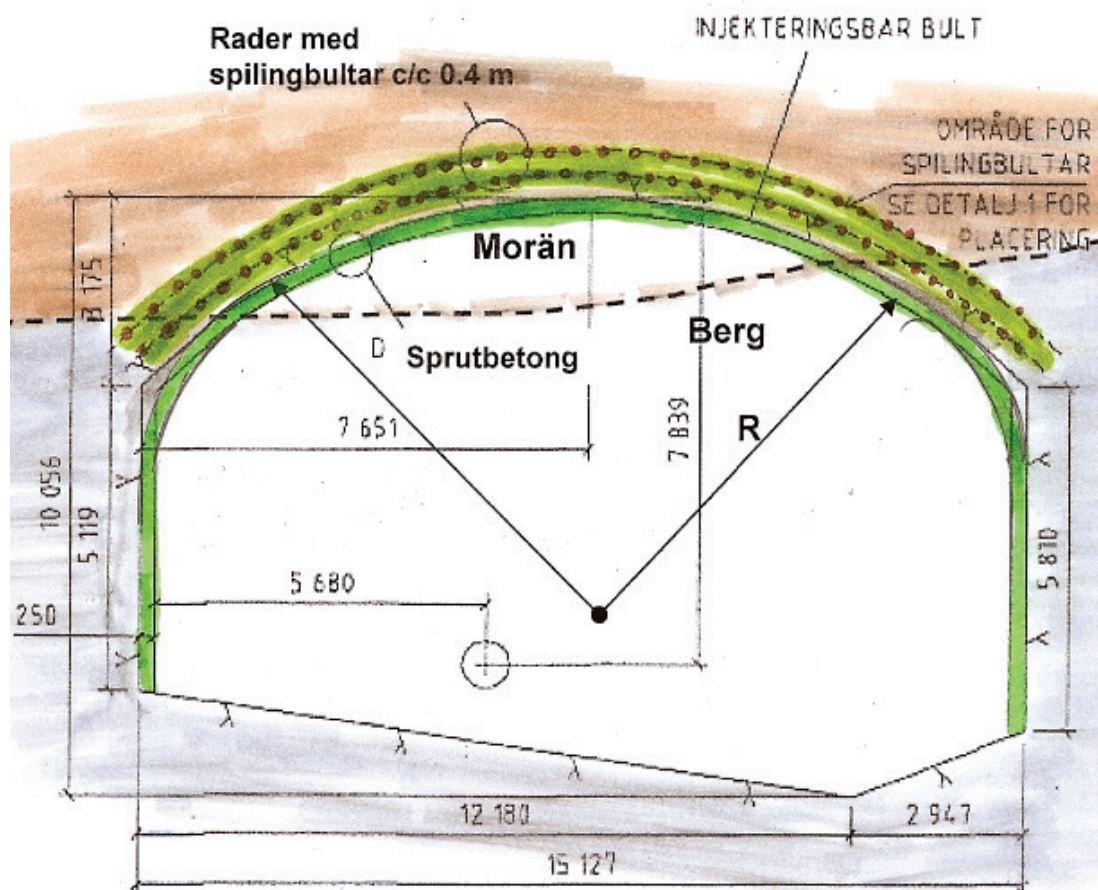
Ved beregning for løsmasser med kohesjon er Formel 13 utledet. Her er leddet med overlast utelatt, grunnen til dette er ukjent.

$$\sigma_v = B_1 \frac{\gamma - \frac{c}{B_1}}{K_0 \tan \varphi} * \left(1 - e^{-K_0 \tan \varphi * \frac{h}{B_1}} \right) \quad (13)$$

c er kohesjon i løsmasse, og de andre variablene som tidligere angitt.

4.7 Grunnforhold, design og geotekniske parametere fra Yxhugget

I forbindelse med byggingen av motorveien «Norra Länken», som er en del av E20, ble det drevet en tunnel under Nasjonalparken i Stockholm. I et strekke på ca. 7 meter kom de inn i et område med manglende bergoverdekning. Tunnelen var i denne seksjonen ca. 15 meter bred og overdekningen bestod av tett bunnmorøene. På dette strekket ble det valgt å benytte «Composite Pile Roofing» for å sikre foran stuff under driving, for å hindre at overliggende masse skulle rase ned i profilet (Andersson et al., 2011a). Tabell 4-4 viser geotekniske parametere, designparametere og parametere fra sikringsmidlene. Disse verdiene blir benyttet i forbindelse med beregningsmodellen til Borchardt (kapittel 6) og bjelkemodell for elastiske fundamenter (kapittel 7).



Figur 4-13: Illustrasjon over tverrsnittet på Yxhugget (Andersson et al., 2011b).

Tabell 4-4: Oversikt over variablene på Yxhugget, hentet fra Andersson et al. (2011a), Andersson et al. (2011b) og Borchardt (2006)

| | | |
|---|------------------|----------------------|
| Friksjonsvinkel løsmasse | ϕ | 35° |
| Tyngdetetthet av overdekning | γ | 20 kN/m ³ |
| Kohesjon løsmasse | c | 10 kPa |
| Youngs modulus morene og forvitret berg | E | 20 MPa |
| Styrke forankringsmateriale, forvitret berg | F_b | 750 kPa |
| Lateral jordtrykkskoeffisient | K_0 | 0.5 |
| Overdekning | h | 16 meter |
| Lengde av løsmasse ned i profilet/stuff | H_L | 1,7m |
| Radius tunnel | R | 7,5 meter |
| Høyde tunnel | H | 10 meter |
| Inndrift pr. salve | L_e | 1,5 meter |
| Lengde på stålrør i skjermen | L | 15 meter |
| Avstand mellom hver skjerm | S_L | 3 meter |
| Monteringsavstand mellom stålrør | S_T | 0,4 meter |
| Installasjonsvinkel på stålrør | θ_L | 8° |
| Overliggende last | p | 15 kPa |
| Grader ut i profilet med rørskjerm | θ_{Tmax} | 60° |
| Type stålrør | TITAN Hollow Bar | 40/16 |
| Type gitterbue | Pantex | 3-Bar:130/26/34 |
| Tykkelse på sprøytebetong | d | 0,3 meter |

5 RELASJONER I Q-SYSTEMET

I denne delen av masteroppgaven er det utført et empirisk studie med utgangspunkt i vellykkede rørskjermprosjekter, som er utført under ulike geologiske forhold. Dette omfavner tunneler drevet i ren løsmasse, manglende overdekning og forsering av svakhetssoner. Det er forsøkt å anslå en Q-verdi for hvert prosjekt etter retningslinjene til Q-systemet og utført flere plot i Q-systemets sikringsdiagram. I plottene ble det sett etter korrelasjoner mellom grunnforhold og bruk av rørskjerm, samt valg av rørskjermens design. Hensikten med dette var å se om Q-systemet kan være egnet til å gi generelle anbefalinger angående sikring med rørskjerm.

5.1 Metode for relasjoner i Q-systemet

For å finne flest mulig prosjekter ble det utført litteratursøk etter prosjekter som inneholdt metodebeskrivelser og beskrivelse av grunnforhold. Kriteriene for utvelgelse av prosjekter var tilstrekkelig beskrivelse av grunnforhold, slik at Q-verdi kunne vurderes og nok detaljer om utførelse for å identifisere metoden. En annen viktig faktor var at drivingen av prosjektet skulle være vellykket. Det ble valgt ut flere internasjonale prosjekter og et norsk prosjekt hvor rørskjerm er benyttet som drivemetode.

Q-verdien for de ulike prosjektene var ukjent og det ble laget en mal for å bestemme Q-verdien i de ulike prosjektene. På denne måten ble det også sikret at Q-verdien i de ulike prosjektene ble vurdert etter de samme betingelsene. Tabell 5-1 viser anbefalte betingelser for valg av faktorer for beregning av Q-verdi. Denne tabellen er laget på grunnlag av informasjonen i teoridelen og er i henhold til Norges Geotekniske Institutt (2013) sine anbefalinger. Tabeller i Vedlegg A ble også benyttet.

Q-verdien beregnes for det området med dårligst geologi, da dette vil være mest representativt for valg av sikringsklasse. Gjennomsnittlig Q-verdi bestemmes bare ved mindre svakhetssoner (0.5-3 meter), og er dermed ikke relevant i dette studiet. Deretter bestemmes sikkerhetsklasse på prosjektet og størrelsen på bergrommet.

Tabell 5-1: Anbefalte betingelser for valg av Q-verdi ved dårlig bergmasse, og ESR ved utvalgte prosjekter:

| | |
|-----------------|---|
| RQD | Ved leire, svakt konsolidert, eller sterkt forvitret ikke kohesivt materiale som kan defineres som løsmasse, skal RQD-verdien fastsettes til 10. |
| J_n | Ved tett oppsprekking, slik at bergmassen har biter på størrelse med en sukkerbit, anbefales J_n til å settes til 15. Ved knust berg, nærmest løsmasse anbefales J_n til å settes til 20. |
| J_r | Der hvor man har myk bergmasse uten sprekker, som kan klassifiseres som jord, skal J_r settes til 1. Massen klassifiseres som jord dersom trykkfastheten er lik, eller mindre enn 0,25 MPa. |
| J_a | J_a avhenger mye av hvilke typer leirmineraler som finnes i sprekkefyllingene, og i en svakhetszone med oppknust materiale kan J_a ligge mellom 6-20, hvor 20 er tykke gjennomsettende bånd med leire og en betydelig andel svelleleire. |
| J_w | J_w avhenger av mengden vann som er tilstede og kan variere mellom 1.0 og 0.05, hvor 1 er relativt tørt, og 0.05 er svært høy vanninntrenging som fører til utvask av materiale og i verste fall ras. |
| SRF | SRF i svakhetssoner kan variere mellom 2.5 og 10, der 2.5 er enkel svakhetszone uten leire eller forvitret stein, på en dybde over 50 m, og 10 er flere svakhetssoner i løpet av en kort avstand, med leire og kjemisk forvitring og veldig løst omliggende berg. |
| Q – verdi | $Q = \frac{RQD}{J_n} * \frac{J_r}{J_a} * \frac{J_w}{SRF}$ <p>I bergmasser med dårlig kvalitet, $Q < 0.1$, skal den faktiske Q-verdien benyttes ved dimensjonering av veggsikring.</p> |
| ESR | Denne faktorene er krav til sikkerhet i forhold til hva anlegget skal brukes til. ESR bestemmes ut i fra Tabell 3-1, i teoridelen. Når $Q \leq 0.1$ for anleggstypene B, C og D, anbefales det å sette ESR lik 1.0. |
| Spennvidde /ESR | Spennvidden eller vegg høyden divideres på ESR-verdien. |

Etter at Q-verdi, ESR og spennvidden var beregnet, ble hvert prosjekt plottet inn i sikringsdiagrammet til Q-systemet, sikringsdiagrammet kan sees i Figur 3-1. Det ble først laget plott med alle rørskjermprosjektene samlet, det ble så laget plott som viste grupper med ulike diametere på stålrørene, grupper med ulik lengde på stålrørene og grupper med ulik overlapp mellom skjermene.

Til slutt ble resultatene vurdert, for å se om det var mulig å implementere rørskjerm i sikringsdiagrammet til Q-systemet.

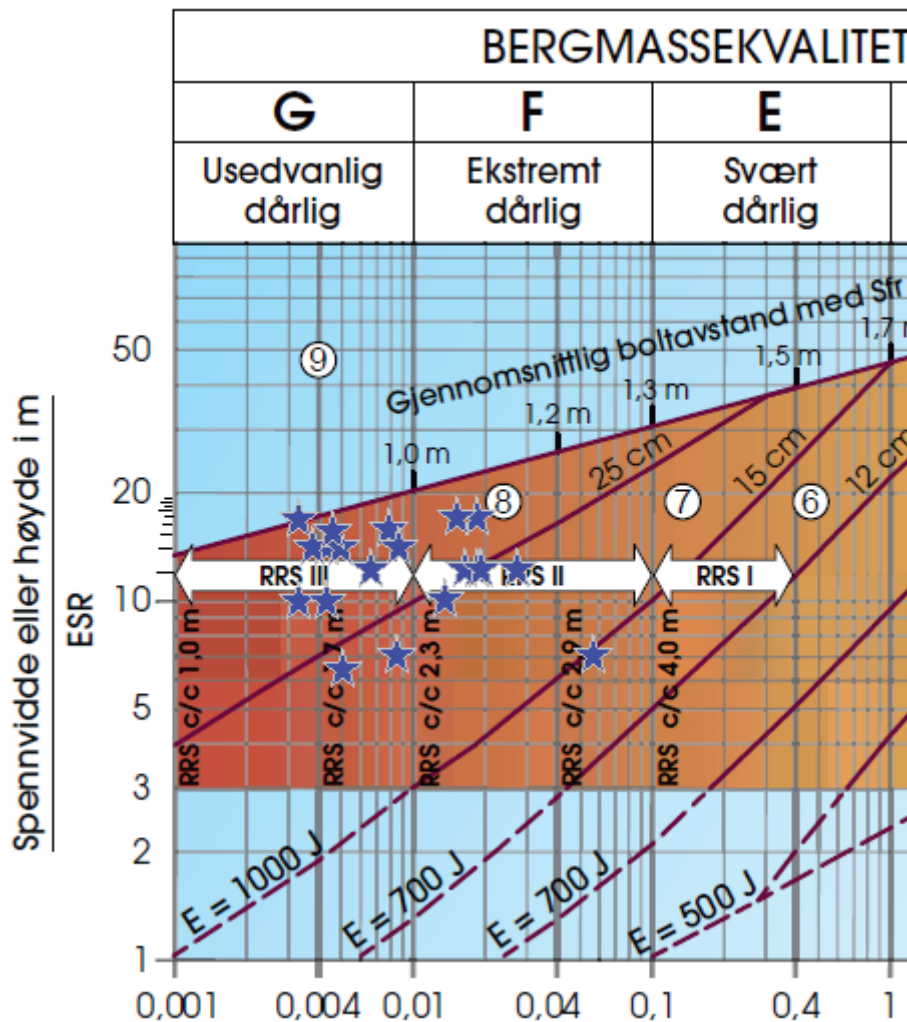
5.2 Resultater for relasjoner i Q-systemet

Tabell 5-2 viser et utdrag av de mest vanlige variablene som er oppgitt i de ulike prosjektene, og er laget ut i fra Vedlegg B. Dette vedlegget inneholder en beskrivelse av alle prosjektene som er valgt ut, og en begrunnelse for beregning av Q-verdier i hvert prosjekt. Av de prosjektene som er beskrevet i Tabell 5-2, var rørskjerm brukt som sikring i forbindelse med manglende overdekning, svakhetssone og tunnel i løsmasse.

Tabell 5-2: Utdrag av de mest vanlige variablene gitt i prosjekter med rørskjerm, laget med data fra Vedlegg B.

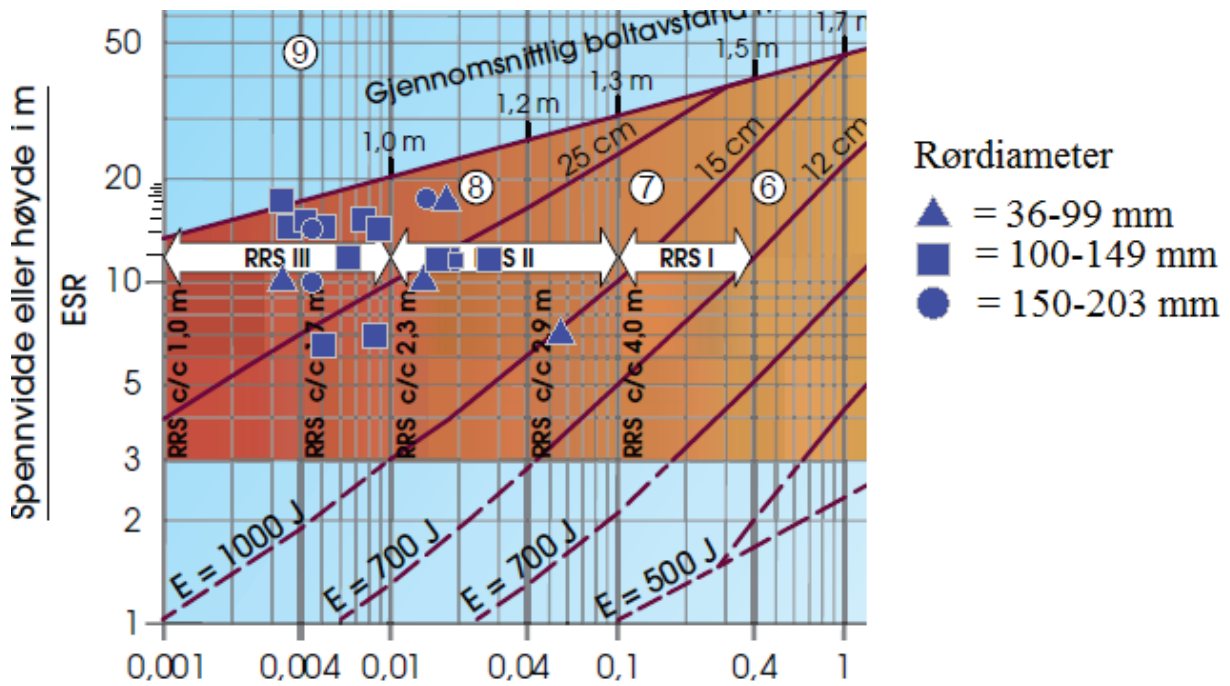
| Prosjekt | Diameter stålrør [mm] | Veggtykkelse stålrør [mm] | Lengde stålrør [m] | Overlapp [m] | c/c stålrør [m] | Beregnet Q-verdi | Spennvidde /ESR |
|--------------------|-----------------------|---------------------------|--------------------|--------------|-----------------|------------------|-----------------|
| Holmestrand | 114 | 6,3 | 15 | 4 | 0,3 | 0,0250 | 11 |
| Takakoa | 60 | - | 12 | 3 | 0,45 | 0,0031 | 10 |
| Fort Canning | 114 | 6 | 12,5 | 3,5 | 0,4 | 0,0031 | 15 |
| Dulles Corridor | 150 | - | 18 | 4,6 | 0,3 | 0,0041 | 10 |
| Elite Tunnel | 168 | 7 | 12 | 3 | 0,4 | 0,0041 | 12 |
| Yxhugget | 36 | 10 | 15 | 12 | 0,4 | 0,0165 | 15 |
| Erlangshan | 102 | 10 | 30 | - | 0,4 | 0,0083 | 7 |
| Istanbul metro | 114 | 6,3 | 9 | 3 | 0,3-0,4 | 0,0050 | 6,3 |
| La Perosa | 101 | 10 | 12 | 9 | - | 0,0075 | 13,5 |
| Nathpa Jhakri | 114 | 8,8 | 12 | 3,5 | 0,5 | 0,0038 | 12 |
| Tujiangchong | 108 | 6 | 19/40 | - | 0,42/0,4 | 0,0088 | 12 |
| Caldecoth 4th Bore | 203 | - | 52 | - | 0,5 | 0,0135 | 15 |
| Trojane | 114 | 6,3 | - | - | - | 0,0175 | 11 |
| Birgl | 114 | 6,3 | - | - | - | 0,0050 | 12 |
| Fiumelatte | 84 | 4,5 | 12 | 4 | - | 0,0118 | 10 |
| Delle Tanze | 84 | 4,5 | 12 | 3 | - | 0,0546 | 7 |
| Cernobbio | 148 | 6 | 18 | 5 | - | 0,0144 | 11 |
| Serre la Voute | 140 | 10 | 14 | 4 | - | 0,0180 | 11 |
| Pietragliata | 101 | 10 | 18 | 4 | - | 0,0063 | 11 |
| Serena | 114 | 7 | 12 | 9 | - | 0,0046 | 13 |

Figur 5-1 viser plot i Q-systemets sikringsdiagram av alle de 20 utvalgte prosjektene hvor rørskjerm har blitt benyttet ved driving av tunnel. Alle prosjektene faller innenfor bergmassekvalitetene G og F, ekstremt og usedvanlig dårlig bergmasse. Alle, utenom ett prosjekt har en Q-verdi mellom 0,003 og 0,030 og ligger i sikringskategoriene 7 og 8.



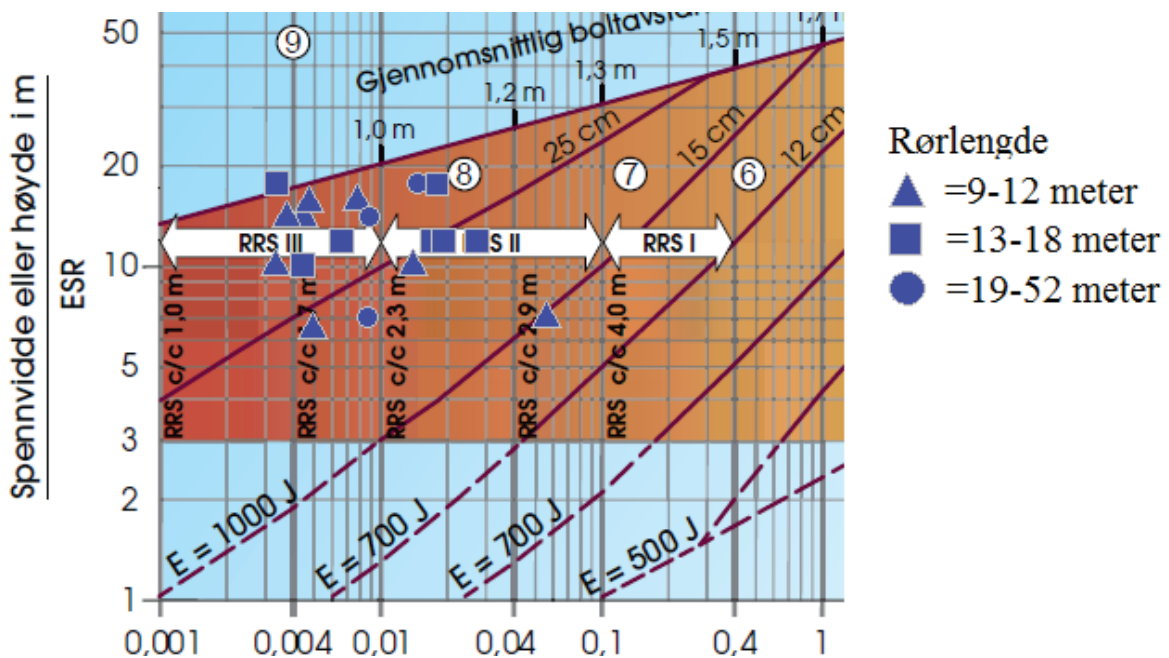
Figur 5-1: Q-verdier for alle 20 prosjekter.

I Figur 5-2 er prosjektene plottet med hensyn på diameteren på stålrørene brukt i rørskjermen. De fleste prosjektene har brukt stålrør med en diameter mellom 100 og 149 mm. I følge Tabell 5-2 er 114mm den mest vanlige diameteren på stålrørene. Prosjektene i de tre gruppene med ulike diametere er godt spredt over de ulike Q-verdiene.



Figur 5-2: Q-verdier på prosjekter, gruppert etter diameter på stålrør.

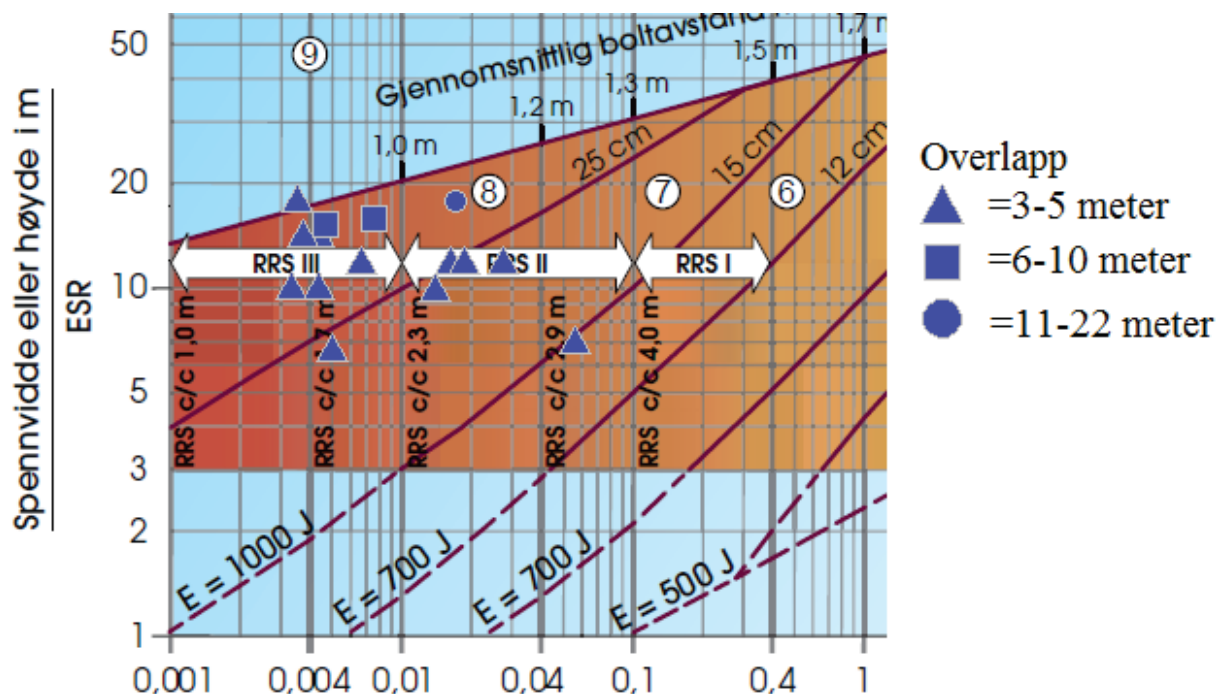
Figur 5-3 viser plott med hensyn på lengden til rørboltene brukt i rørskjermen, det vil si lengden på hver skjerm. De fleste prosjektene ligger i gruppen med 9-12 meter lange stålrør. Tabell 5-2 viser at 12 meter er den mest brukte lengden. Prosjektene i de fire gruppene med ulike rørlengder er godt spredt over de ulike Q-verdiene.



Figur 5-3: Q-verdier på prosjekter, gruppert etter lengde på stålrør/skjerm.

Figur 5-4 viser plott med hensyn på overlapp mellom hver skjerm i tunnelen. Flest prosjekter ligger i gruppen med overlapp på 3-5 meter. Tabell 5-2 viser at 4 meter er den mest vanlige

overlappslengden mellom rørskjermene. Prosjektene i gruppen med 3-5 meter overlapp er godt spredt over de ulike Q-verdiene. Det er svært få prosjekter er i de to andre gruppene.



Figur 5-4: Q-verdier på prosjekter, gruppert etter overlapp mellom hver rørskjerm.

Etter å ha lest om de 20 prosjektene som ble valgt ut i dette studiet, ble det også lagt merke til at den mest vanlige komplikasjonen ved driving av rørskjerm virker til å være nedfall av masse mellom stålrørene, men at dette er et problem som kan løses ved monteringsavstand mellom stålrørene og justering av injeksjonsmassen.

5.3 Diskusjon for relasjoner i Q-systemet

Plottet gitt i Figur 5-1 viser at alle utenom ett prosjekt faller innenfor en Q-verdi mellom 0,003 og 0,030 og ligger i sikringskategoriene 7 og 8. Dette bekrefter at rørskjerm er en sikringsmetode som har blitt benyttet under svært krevende geologiske forhold med vellykket utfall og at dette gjelder for driving av tunnel i ren løsmasse, ved manglende overdekning og ved forsering av større svakhetsoner.

Tabell 3-2 viser en oversikt over Q-verdier som Sve et al. (2008) mener krever sikring foran stoff. Der anbefales rørskjerm som sikring ved Q-verdi mellom 0,001 og 0,02, og forbolting ved Q-verdi mellom 0,02 og 0,2. Dette stemmer godt overens med den beregnede Q-verdien i prosjektene i dette studiet.

I Figur 5-2, Figur 5-3 og Figur 5-4 er det forsøkt å se etter relasjoner mellom bergmassekvalitet ved valg av henholdsvis diameter på stålrør, lengde på stålrør og installasjonsintervall mellom rørskjermene. Det kan ikke sees noen sammenheng mellom bergmassekvalitet og valg av diameter på stålrør, lengde på stålrør og installasjonsintervall i disse figurene.

Tilgjengelig informasjon om grunnforholdene på mange av prosjektene var svært begrenset, og det ble vanskelig å beregne en nøyaktig Q-verdi basert på denne informasjonen. En annen faktor som påvirker nøyaktigheten til Q-verdien er at Q-systemet ikke er egnet til å bestemme bergmassekvaliteten ved dårlig bergmasse. I mange av prosjektene var det vanskelig å velge parametere som representerer grunnforholdene på stedet, da grunnforholdene var preget av løsmasse. Usikkerheten i Q-verdien kan derfor være hovedårsaken til at det ikke er mulighet å se noen sammenheng mellom bergmassekvalitet og de ulike designparameterene. For å finne mer egnede måter for å klassifisere de geologiske forholdene i denne sammenhengen, kan det være mer hensiktsmessig å se de geologiske forholdene gjennom et mer geoteknisk perspektiv. Med dette menes et klassifikasjonssystem for løsmasser, som betrakter parametere som kohesjon, friksjonsvinkel, kornstørrelse og vannmetning. Det ble ikke sett nærmere på om det finnes et slikt klassifikasjonssystem i løpet av denne masteroppgaven. I Q-systemets sikringsdiagram ble det også lagt merke til at sikringsanbefalingene i dette diagrammet bare gjelder permanent sikring, ikke midlertidig sikring. Det ansees av disse grunnene som vanskelig å implementere rørsjerm som en sikringsanbefaling i dette sikringsdiagrammet. En annen metode for å plassere rørsjerm som et sikringsalternativ i Q-systemet er å lage et vedlegg med en egen klassifikasjon for bergmasse som er så dårlig at den bør klassifiseres etter egenskapene til løsmasse. anbefalinger for midlertidig sikring foran stuff, deriblant rørsjerm, kan ligge i et eget sikringsdiagram for denne klassifiseringen.

Det som også var interessant ved dette studiet var å se diversiteten i metoden, med tanke på grunnforhold og design. De ulike prosjektene viser at det er mulig å bruke rørsjermer i svært mange tilfeller, hvor man driver en tunnel gjennom dårlig geologi, og at ulike problematikker som dukker opp under driving kan løses på forskjellige måter ved hjelp av ulike tilpasninger. Den mest vanlige komplikasjonen, virker å være nedfall av masse mellom stålrørene. Som beskrevet i teoridelen vil man ved en optimal avstand mellom boltene få dannet en bue-effekt mellom boltene, som hindrer at løsmasse faller ned.

6 BORCHARDTS BEREGNINGSMETODE FOR DIMENSJONERING AV SPRØYTEBETONG, GITTERBUER OG «COMPOSITE PILE ROOFING»

I dette kapitlet presenteres Peter Borchardts beregningsmetode for dimensjonering sprøytebetong, gitterbuer og rørskjermvarianten «Composite Pile Roofing» (CPR). I første del av kapitlet er det utført en generalisering av beregningsmetoden, med utgangspunkt i de håndberegnete notatene fra dimensjoneringen av sikringen ved tunnelprosjektet Yxhugget. Peter Borchardt ga tillatelse til å bruke disse beregningene etter forespørsel fra Helen Andersson i Huth & Wien Engineering AS. Etter tolkning av de håndberegnete notatene, ved hjelp av Helen Andersson og Peter Borchardt, ble det laget en MATLAB-kode for beregningene. Hensikten med dette er at man bare trenger å endre variablene i første del av programkoden, slik at man kan tilpasse til ulike prosjekter og enkelt foreta parameterstudier. Metoden ble gjort mer anvendelig og mindre tidkrevende, noe som også var ønskelig for Huth og Wien Engineering AS. Det ble også utført en beregning med Yxhugget som eksempel, samt et parameterstudie til slutt.

6.1 Beregningsgang for dimensjonering av sprøytebetong, gitterbuer og CPR

Beregningene for dimensjonering av sprøytebetong og gitterbuer er basert på global knekkingsberegning, med grunnlag i Omegametoden. Beregningene har grunnlag i Zindler (2012), Ahrens et al. (1982), Duddeck (1972) og DIN4114 referert til Deutsche Normen (1952). Beregningene for dimensjonering av «Composite Pile Roofing» er hovedsakelig basert på Terzaghis beregninger for silotrykk, og analytisk bjelkemodell.

6.1.1 Beregning av laster på gitterbuer og sprøytebetong

Beregning av horisontal og vertikal last fra den overliggende massen:

$$p_v = \gamma * h \quad (14)$$

$$p_h = p_v * K_0 \quad (15)$$

γ er tyngdetetthet på løsmassen, h er overdekningen og K_0 er lateral jordtrykkskoeffisient.

Ved å bruke polarkoordinater kan man beregne lasten fra ovenforliggende masse, som virker på gitterbuen. Polarkoordinater er punkter i et plan bestemt ut i fra avstanden til et gitt punkt, i dette tilfellet origo på krumningen til gitterbuen.

Beregning av overlaster, radiell last og bøyemomentets andel av lasten, via polarkoordinater:

$$\text{Overlast} = p_{r0} = 0.5 * \gamma * (h + (h + r) * K_o) + 0.5 * p_{\ddot{o}} * (1 + K_o) \quad (16)$$

$$\text{Radiell last} = p_{r2} = 0.5 * \gamma * (h - (h + r) * K_o) + 0.5 * p_{\ddot{o}} * (1 - K_o) \quad (17)$$

$$\text{Bøyemomentets andel av lasten} = p_{bieg} = 2 * p_{r2} * p_{r2} \quad (18)$$

r er radius på tunnelen og $p_{\ddot{o}}$ er eventuell last som ligger på overflaten, de andre variablene er som tidligere angitt.

Beregning av normalkrefter, moment og deformasjon

Først bestemmes treghetsmomentet til sprøytebetongen, I_{Betong} , og gitterbuen, med sprøytebetong, $I_{gitterbue}$:

$$I_{Betong} = \frac{d^3 * b_m}{12} \quad (19)$$

d er tykkelsen på sprøytebetongen og b_m er breddemeter sprøytebetong.

$$I_{gitterbue} = I_x * \frac{\frac{E_{st\ddot{a}l}}{c/c}}{\frac{E_{bet}}{c/c}} \quad (20)$$

I_x er treghetsmomentet til gitterbuen oppgitt i gitterbuens produktbrosjyre. $E_{st\ddot{a}l}$ er Youngs modulus på stålet i gitterbuen, E_{bet} er Youngs modulus til sprøytebetongen, c/c er avstand mellom gitterbuene.

Beregner deretter samlet treghetsmoment for sprøytebetong og gitterbue med sprøytebetong:

$$I_{tot} = I_{Betong} + I_{gitterbue} \quad (21)$$

Videre må stivheten av den omliggende massen beregnes, for deretter å kunne beregne stivheten til sikringen i grunnen. Først utledes et uttrykk for deformasjonen i grunnen, y :

$$y = r * \varepsilon \quad (22)$$

ε er tøyningen til grunnen, y er mengde deformasjon og r er radiusen til tunnelen.

Formel for jordstivheten, k_s , utledes som følgende:

$$k_s = \frac{\sigma}{y} \quad , \text{ der } \sigma = \varepsilon * E \text{ (Hookes lov)} \quad (23)$$

$$k_s = \frac{\varepsilon * E}{y} \quad , \text{ der } y = r * \varepsilon \text{ (Formel 22)} \quad (24)$$

$$k_s = \frac{\varepsilon * E}{r * \varepsilon} \quad (25)$$

$$k_s = \frac{E}{r} \quad (26)$$

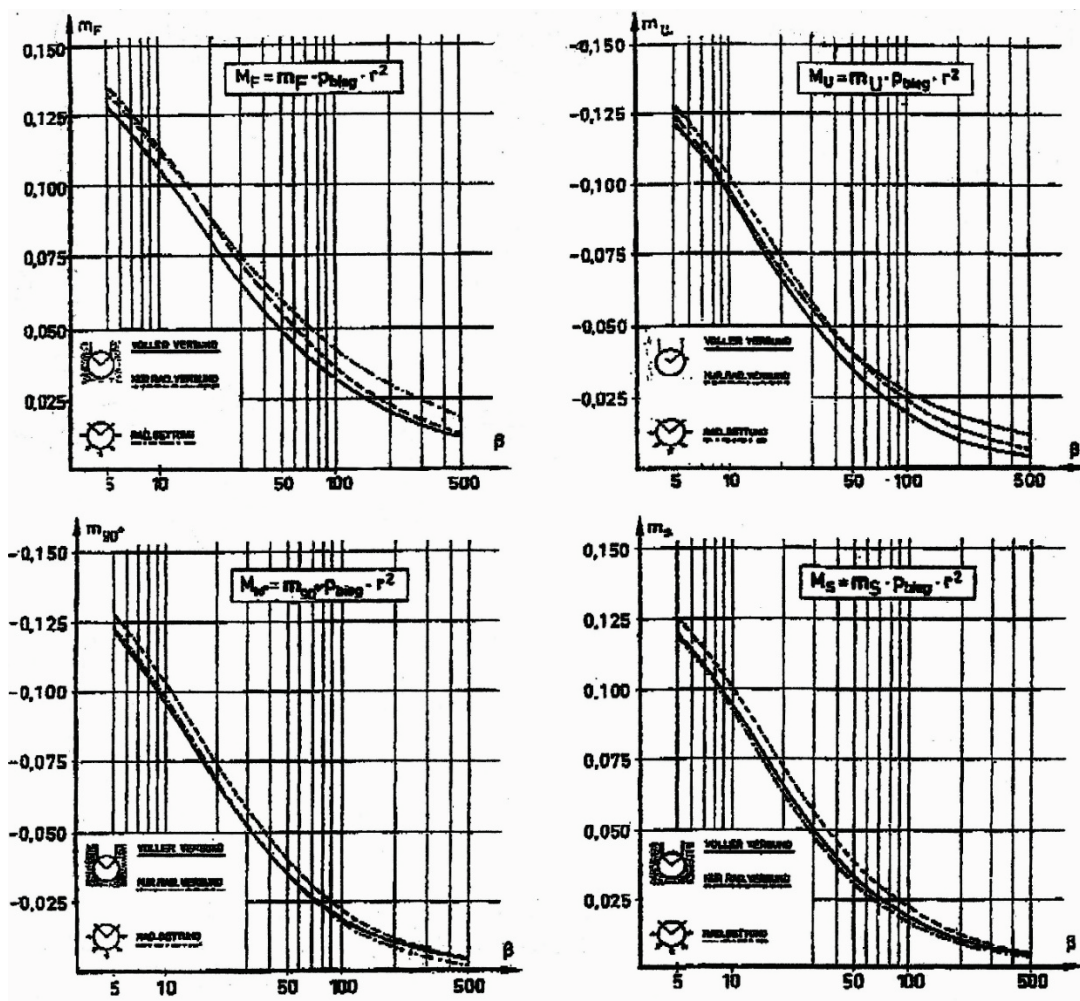
E er elastisitetsmodulen til omliggende grunn, ε er tøyningen til omliggende grunn og r er radiusen til tunnelen.

Når treghetsmomentet, I_{tot} , og stivheten, k_s , til den omliggende grunnen er kjent, kan stivhetsverdien til sikringen, β , beregnes:

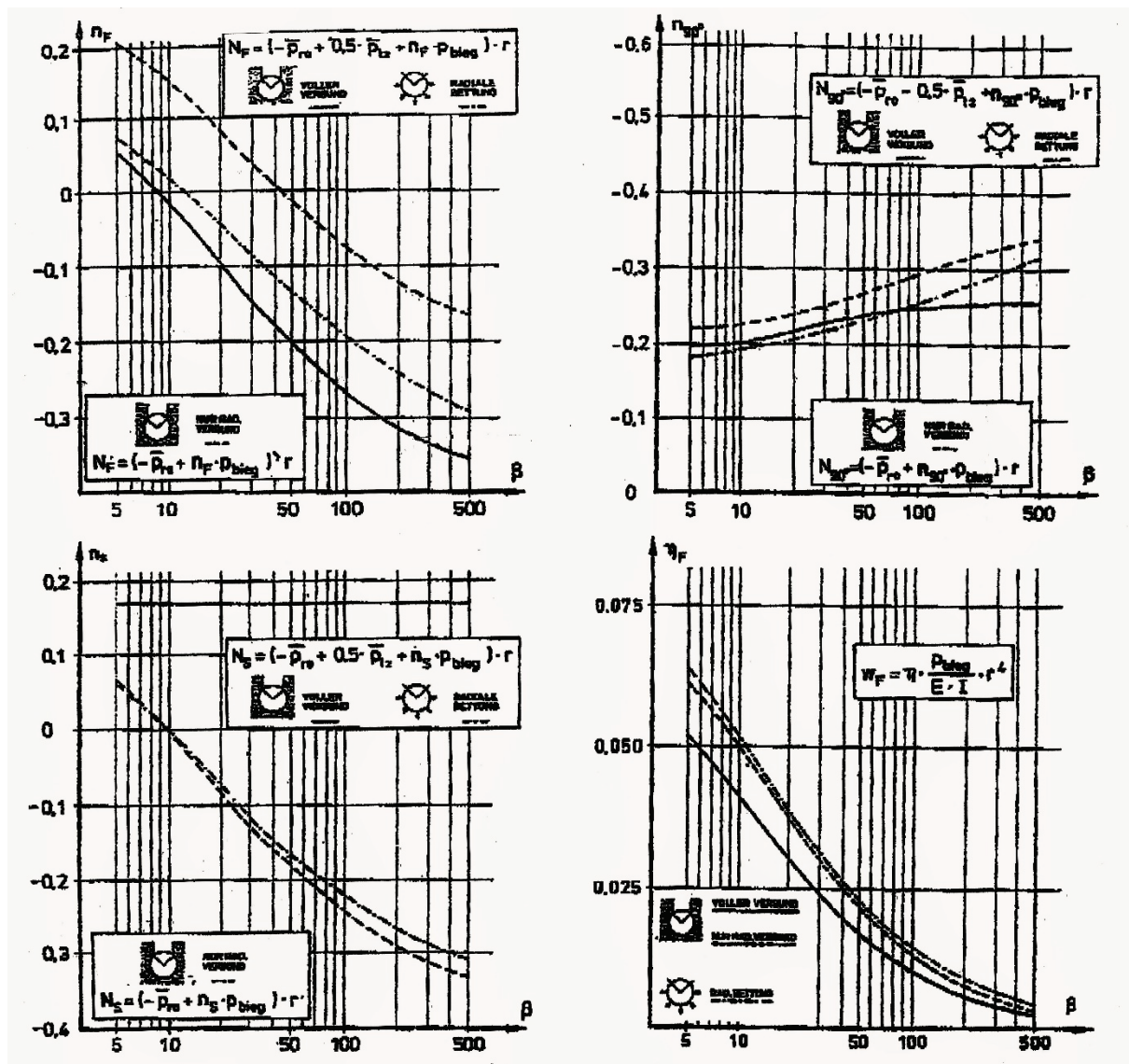
$$\beta = \frac{k_s * r^4}{EI} \quad (27)$$

I beregningene sammenfattes $E_{bet} * I_{tot}$ til EI , som definerer den totale bøyingsstivheten til forsterkningen som består av sprøytebetong og innsprøytet gitterbue. Der E_{bet} er elastisitetsmodulen til sprøytebetongen.

Stivhetsverdien plottes inn i diagrammene gitt i Figur 6-1 og Figur 6-2. Disse diagrammene er utviklet ved mange analytiske og numeriske beregninger for ulike geometrier. Her leser man av momentfaktor, m , normalfaktor, n , og deformasjonsfaktor, w_F , som igjen brukes til beregning av moment, normalkraft og deformasjon, se Formel 28 til 36.

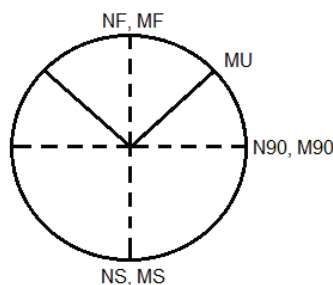


Figur 6-1: Grafer over stivhetsverdier og momentfaktor (Ahrens et al., 1982)



Figur 6-2: Grafer over stivhetsverdier, normalfaktor og deformasjonsfaktor (Ahrens et al., 1982)

De ulike grafene representerer ulike steder i profilet, vist i Figur 6-3.



Figur 6-3: Sirkulært tunnelprofil med plasseringen av momentene og normalkreftene (egen illustrasjon).

Beregning av momentet på de ulike punktene i profilet:

$$M_F = m_F * p_{bieg} * r^2 \quad (28)$$

$$M_{90} = m_{90} * p_{bieg} * r^2 \quad (29)$$

$$M_U = m_U * p_{bieg} * r^2 \quad (30)$$

$$M_S = m_S * p_{bieg} * r^2 \quad (31)$$

M er moment, m er stivhetsfaktor for momentet hentet fra Figur 6-1, p_{bieg} er beregnet bøyemoment og r er radiusen til tunnelen.

Beregning av normalkreftene på de ulike punktene i profilet:

$$N_F = (-\bar{p}_{r0} + 0.5 * \bar{p}_{t2} + n_F * p_{bieg}) * r \quad (32)$$

$$N_{90} = (-\bar{p}_{r0} - 0.5 * \bar{p}_{t2} + n_{90} * p_{bieg}) * r \quad (33)$$

$$N_S = (-\bar{p}_{r0} + 0.5 * \bar{p}_{t2} + n_S * p_{bieg}) * r \quad (34)$$

N er normalkraft, n er stivhetsfaktor for normalkraften hentet fra Figur 6-2, p_{bieg} er beregnet bøyemoment, p_{r0} er beregnet overlaster, \bar{p}_{t2} er beregnet radiell last og r er radiusen til tunnelen.

Beregning av deformasjon:

$$w_F = \eta * \frac{p_{bieg}}{E * I} * r^4 \quad (35)$$

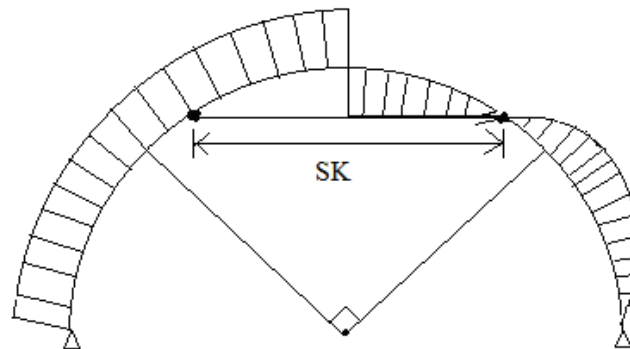
Ved bruk av beregningene av moment og normalkraft kan man beregne eksentrisiteten på de ulike punktene i profilet:

$$e = \frac{Moment}{Normalkraft} \quad (36)$$

Det punktet som viser størst eksentrisitet brukes til videre beregninger, da dette representerer det verste tilfellet.

Global knekkingsberegning av gitterbuen

De følgende beregningene er gjort ved bruk av omegametoden basert på beregningsmetoder anbefalt i DIN 4114.

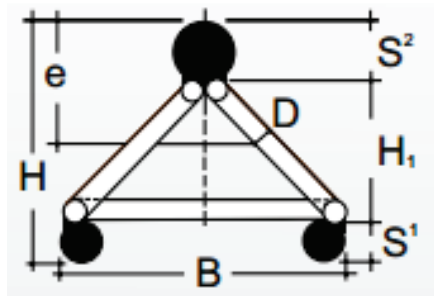


Figur 6-4: Momentdiagram for gitterbue, der SK er gitterbuens knekk lengde, tegnet etter Borchardt (2006)

Første steg i beregningene av knekkverdien til gitterbuen er å beregne treghetsradiusen, i , til gitterbuen:

$$i = \sqrt{\frac{I_x}{A}} \quad (37)$$

I_x er treghetsmomentet til gitterbuen og A er arealet på tverrsnittet av stålet i gitterbuen (begge oppgis i Tabell 6-1).



Figur 6-5: Tverrsnitt fra PANTEX Lattice Girder, 3-Bar Girder (Tunnel-Ausbau-Technik GmbH, 2014).

Tabell 6-1: Utdrag fra produktbrosjyre PANTEX Lattice Girder, 3-Bar Girder (Tunnel-Ausbau-Technik GmbH, 2014).

| Type (H1) | S1 (mm) | S2 (mm) | H (mm) | B (mm) | D (mm) | F (cm ²) | G (kg/m) | e (cm) | Jx (cm ⁴) | Wx (cm ³) | Jy (cm ⁴) | Wy (cm ³) |
|-----------|---------|---------|--------|--------|--------|----------------------|----------|--------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| 130 | 18 | 26 | 174 | 220 | 12 | 10.40 | 11.7 | 8.72 | 603 | 69 | 521 | 47 |
| | 20 | 30 | 180 | 220 | 12 | 13.35 | 14.1 | 8.79 | 805 | 87 | 634 | 58 |
| | 22 | 32 | 184 | 220 | 12 | 15.64 | 15.9 | 9.23 | 971 | 105 | 752 | 68 |
| | 26 | 34 | 190 | 220 | 12 | 19.70 | 19.2 | 10.33 | 1264 | 122 | 1010 | 92 |

Deretter beregnes det globale slankhetstallet til gitterbuen, λ_x :

$$\lambda_x = \frac{SK}{i} \quad (38)$$

SK er gitterbuens frie knekk lengde, markert i Figur 6-4, og i er treghetsradiusen til gitterbuen.

Videre beregnes lokalt slankhetstall, λ_{x1} , det vil si slankhetstallet til en enkelt spindel i gitterbuen, Formel 39. En spindel er et koblingselement som gir en definert avstand mellom undre og øvre lagret med armeringsjern, som utgjør selve gitterbuen, se Figur 6-5.

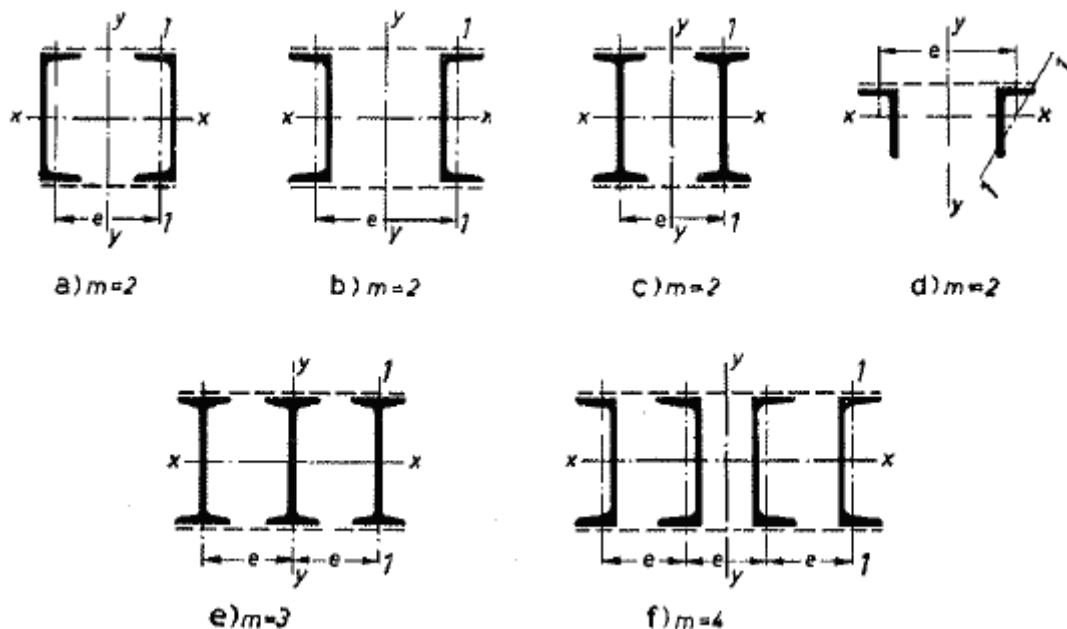
$$\lambda_{x1} = \frac{S_{k1}}{i_1} \quad (39)$$

S_{k1} er knekk lengden til en enkelt spindel og i_1 er treghetsradiusen til en enkelt spindel.

Til slutt blir ideelt slankhetstall, λ_{xi} , beregnet ved følgende formel:

$$\lambda_{xi} = \sqrt{\lambda_x^2 + \frac{m}{2} * \lambda_{x1}^2} \quad (40)$$

m er antall identiske elementer som brukes til å danne en enkelt bjelke, se Figur 6-6.



Figur 6-6: Antall identiske elementer som brukes til å danne en bjelke fra DIN4114 (Deutsche Normen, 1952)

Ut i fra Tabell 6-2, estimeres knekkverdi for gitterbuen, ω_{xi} , ut i fra slankhetstallet, λ_{xi} og m .

Tabell 6-2: Tabell for å finne knekkverdien, ω_{xi} , til gitterbuen, der λ er ideelt slankhetstall og tallene i øverste rekke er antall identiske elementer i buen, m hentet fra DIN4114 (Deutsche Normen, 1952).

| λ | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|-----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 20 | 1,06 | 1,06 | 1,07 | 1,07 | 1,08 | 1,08 | 1,09 | 1,09 | 1,10 | 1,11 |
| 30 | 1,11 | 1,12 | 1,12 | 1,13 | 1,14 | 1,15 | 1,15 | 1,16 | 1,17 | 1,18 |
| 40 | 1,19 | 1,19 | 1,20 | 1,21 | 1,22 | 1,23 | 1,24 | 1,25 | 1,26 | 1,27 |
| 50 | 1,28 | 1,30 | 1,31 | 1,32 | 1,33 | 1,35 | 1,36 | 1,37 | 1,39 | 1,40 |
| 60 | 1,41 | 1,43 | 1,44 | 1,46 | 1,48 | 1,49 | 1,51 | 1,53 | 1,54 | 1,56 |
| 70 | 1,58 | 1,60 | 1,62 | 1,64 | 1,66 | 1,68 | 1,70 | 1,72 | 1,74 | 1,77 |
| 80 | 1,79 | 1,81 | 1,83 | 1,86 | 1,88 | 1,91 | 1,93 | 1,95 | 1,98 | 2,01 |
| 90 | 2,05 | 2,10 | 2,14 | 2,19 | 2,24 | 2,29 | 2,33 | 2,38 | 2,43 | 2,48 |
| 100 | 2,53 | 2,58 | 2,64 | 2,69 | 2,74 | 2,79 | 2,85 | 2,90 | 2,95 | 3,01 |
| 110 | 3,06 | 3,12 | 3,18 | 3,23 | 3,29 | 3,35 | 3,41 | 3,47 | 3,53 | 3,59 |
| 120 | 3,65 | 3,71 | 3,77 | 3,83 | 3,89 | 3,96 | 4,02 | 4,09 | 4,15 | 4,22 |
| 130 | 4,28 | 4,35 | 4,41 | 4,48 | 4,55 | 4,62 | 4,69 | 4,75 | 4,82 | 4,89 |
| 140 | 4,96 | 5,04 | 5,11 | 5,18 | 5,25 | 5,33 | 5,40 | 5,47 | 5,55 | 5,62 |
| 150 | 5,70 | 5,78 | 5,85 | 5,93 | 6,01 | 6,09 | 6,16 | 6,24 | 6,32 | 6,40 |
| 160 | 6,48 | 6,57 | 6,65 | 6,73 | 6,81 | 6,90 | 6,98 | 7,06 | 7,15 | 7,23 |
| 170 | 7,32 | 7,41 | 7,49 | 7,58 | 7,67 | 7,76 | 7,85 | 7,94 | 8,03 | 8,12 |
| 180 | 8,21 | 8,30 | 8,39 | 8,48 | 8,58 | 8,67 | 8,76 | 8,86 | 8,95 | 9,05 |
| 190 | 9,14 | 9,24 | 9,34 | 9,44 | 9,53 | 9,63 | 9,73 | 9,83 | 9,93 | 10,03 |
| 200 | 10,13 | 10,23 | 10,34 | 10,44 | 10,54 | 10,65 | 10,75 | 10,85 | 10,96 | 11,06 |
| 210 | 11,17 | 11,28 | 11,38 | 11,49 | 11,60 | 11,71 | 11,82 | 11,93 | 12,04 | 12,15 |
| 220 | 12,26 | 12,37 | 12,48 | 12,60 | 12,71 | 12,82 | 12,94 | 13,05 | 13,17 | 13,28 |
| 230 | 13,40 | 13,52 | 13,63 | 13,75 | 13,87 | 13,99 | 14,11 | 14,23 | 14,35 | 14,47 |
| 240 | 14,59 | 14,71 | 14,83 | 14,96 | 15,08 | 15,20 | 15,33 | 15,45 | 15,58 | 15,71 |
| 250 | 15,83 | | | | | | | | | |

Beregning av spenninger på gitterbuen

Grunnformelen for beregning av spenning som virker på gitterbuen er angitt som:

$$\sigma_x = \omega_{xi} * \frac{N}{A} \pm 0.9 * \frac{M}{W_x} \quad (41)$$

A er arealet til tverrsnittet av stålet i gitterbuen, gitt i Tabell 6-1, N er beregnet normalkraft, M er beregnet moment, W_x er motstandsmoment oppgitt i produktbrosjyre (Tabell 6-1), ω_{xi} er knekkverdi (Tabell 6-2) og σ_x er flytegrensen for stålet i gitterbuen og er hentet fra produktbrosjyren av Tunnel-Ausbau-Technik GmbH (2014).

Gitterbuens bæreevne blir så beregnet, ved omskriving av Formel 41, der $M = e * N$.

$$\sigma_x = N * \frac{\omega_{xi}}{A} \pm 0.9 * \frac{e * N}{W_x} \quad (42)$$

$$\sigma_x = N * \left(\frac{\omega_{xi}}{A} \pm 0.9 * \frac{e}{W_x} \right) \quad (43)$$

$$N_g = \frac{\sigma_x}{\frac{\omega_{xi}}{A} \pm 0.9 \frac{e}{W_x}} \quad (44)$$

e er eksentrisiteten, beregnet ved Formel 36.

Partialkoeffisientene $\frac{1}{\gamma_n \gamma_m}$ legges til for å ta hensyn til sikkerhetsfaktor.

Bæreevnen til gitterbuen kan til slutt skrives som:

$$N_g = \frac{\sigma_x}{\frac{\omega_{xi}}{A} \pm 0.9 \frac{e}{W_x}} * \frac{1}{\gamma_n \gamma_m} \quad (45)$$

γ_n er partialkoeffisienten for sikkerhetsklassen (svensk praksis) og γ_m er partialkoeffisienten for stålet i gitterbuen.

Beregning av bæreevnen til sprøytebetongen

$$N_{sp} = b_m * d * \beta_K(t) * \left(1 - 2 * \frac{e}{d}\right) \quad (46)$$

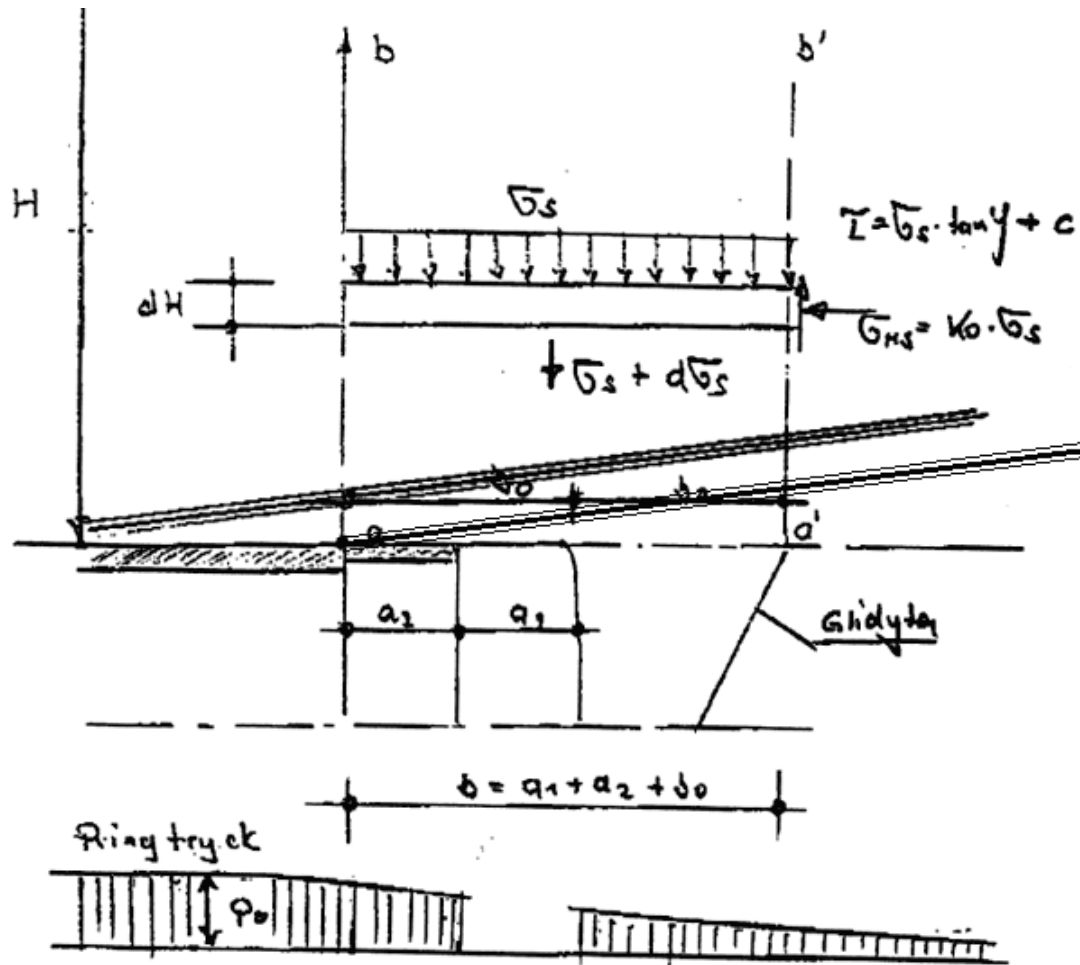
N_{sp} er bæreevnen, b_m er breddemeter betong, e er eksentrisitet, d er tykkelse på sprøytebetong og $\beta_K(t)$ er sprøytebetongens holdfasthet etter en gitt tid.

Vurdering av forsterkning

Resultatene for bæreevnen til sikringen over tid presenteres i en graf, der tid ligger på x-aksen og kraft ligger på y-aksen. En slik graf vil senere bli presentert i resultatene, med beregninger fra Yxhugget.

6.1.2 Dimensjonering av «Composite Pile Roofing»

Ved driving av en tunnel i løsmasser minsker omslutningstrykket i grunnen til en brøkdel av opprinnelig verdi. Jordmasser over tunnelåpningen vil gli langs de vertikale flatene, glidemotstanden utgjøres av jordens kohesjon og friksjon. Figur 6-7 viser illustrasjoner over noen ulike faktorer og prinsipper.



Figur 6-7: Detaljert tverrsnitt ved installasjon av «Composite Pile Roofing», modifisert etter Borchardt (2006).

Beregning av silotrykk

Fra Figur 6-7 kan man se at åpningen i det langsgående profilet, som krysses av spilingboltene, \$b\$, består av aktiv sone i området som tilgrenser glideflaten, \$b_0\$, usikret fremdrift, \$a_1\$, og en sone som nylig er sikret med sprøytebetong, men ikke har rukket å få full funksjon, \$a_2\$.

Beregning av silotrykk, \$\sigma_b\$, over åpningen \$b\$ beskrives i Formel 47.

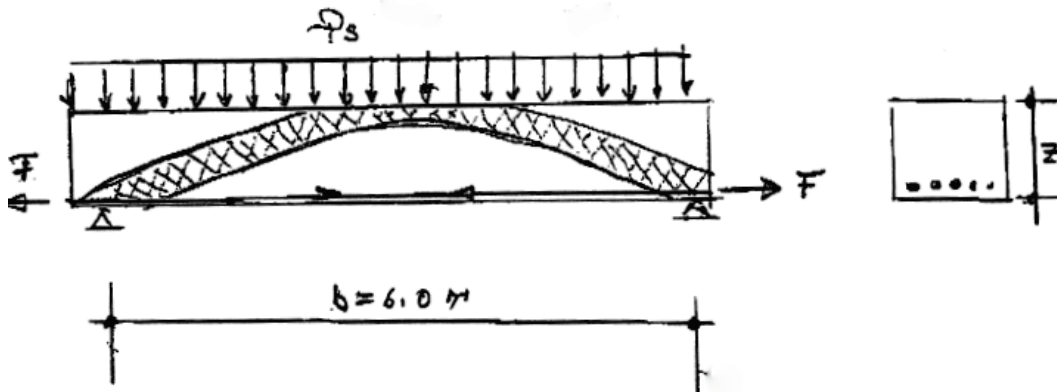
$$\sigma_b = \frac{b_0 \cdot \gamma - c}{K_0 \cdot \tan(\varphi)} * \left(1 - e^{\frac{-K_0 \cdot H \cdot \tan(\varphi)}{b_0}} \right) + p_0 * e^{\frac{-K_0 \cdot H \cdot \tan(\varphi)}{b_0}} \tag{47}$$

\$b_0\$ er halve bredden av åpningen \$b\$, \$\gamma\$ er tyngdetetthet løsmasse, \$c\$ er kohesjon i løsmasse, \$\varphi\$ er friksjonsvinkel løsmasse, \$H\$ er overdekning, \$K_0\$ er lateral jordtrykkskoeffisient og \$p_0\$ er overlaster.

Det blir også gjort en beregning av silotrykk over åpningen \$a_1 + b_0\$, Formel 48. Det vil si når sonen \$a_2\$ har rukket å få full funksjon.

$$\sigma_{ab} = \frac{((a_1+b_0)/2)*\gamma-c}{K_o*\tan(\varphi)} * \left(1 - e^{\frac{-K_o*H*\tan(\varphi)}{(a_1+b_0)/2}}\right) + p_0 * e^{\frac{-K_o*H*\tan(\varphi)}{(a_1+b_0)/2}} \quad (48)$$

Beregning av bæreevnen til rørskjermen



Figur 6-8: Snitt langs tunnelen i forbindelse med beregning av pilhøyden (Borchardt, 2006).

I følge Leonhardt (1984) vil det ved fremdrift utvikles et naturlig hvelv i tunnelens lengderetning, med en pilhøyde (Formel 49). Dette er bjelketeori hvor man ser på forhold mellom nedbøyning og strekklast. Pilhøyden er illustrert i Figur 6-8.

$$Z = \frac{b}{8} \quad (49)$$

b er åpning som krysses med stålrørene, Figur 6-7.

Beregning av strekklast, på stålrørene i rørskjermen:

$$F = \frac{\sigma_s * b^2}{8 * Z} \quad (50)$$

$$F_A = F * c/c \quad (51)$$

F er total strekklast per breddemeter rørskjerm, b er åpningen som krysses med stålrørene, σ_s er beregnet silotrykk, Z er beregnet pilhøyde, F_A er strekklasten som virker på ett rør og c/c er avstand mellom hvert stålrør.

Beregner også her for lengden b og $a_1 + b_0$ på samme måte som over. Det virker sannsynlig at strekklasten er lavere for $a_1 + b_0$, men må kontrolleres, da pilhøyden får en annen verdi.

Den høyeste verdien av F_A i de to tilfellene over sammenlignes med tillatt strekklast;

$$F_{till} = \frac{P_y}{\gamma} \quad (52)$$

P_y er tillatt strekklast på stålet i stålrøret, γ er sikkerhetsfaktor for stålet. F_A må være lavere enn F_{till} , som betyr at beregnet strekklast må bære lavere en strekklasten som er tillatt på stålet i stålrøret.

Beregning av nødvendig forankringslengde av stålrørene:

Først beregnes nødvendig grensemantelfriksjon mellom injeksjonsmassen rundt bolten og forankringsmaterialet, for eksempel forvitret berg, for en gitt forankringslengde på boltene:

$$q_s = \frac{F_A \cdot \gamma_n \cdot \gamma_m}{\pi \cdot d \cdot L_s} \quad (53)$$

L_s er forankringslengde på boltene, d er diameter på stålrør inkl. injeksjonsmasse rundt, γ_n er partialkoeffisient for sikkerhetsklassen og γ_m er partialkoeffisient for materialet og F_A er strekklasten som virker på ett stålrør.

Nødvendig grensemantelfriksjon sammenlignes med styrken til den massen stålrøret med injeksjonsmasse rundt er forankret i, for eksempel forvitret berg. Om styrken på den omliggende massen er lavere enn nødvendig grensemantelfriksjon, er ikke forankringen god nok. I et slikt tilfelle må forankringslengden økes.

6.1.3 Oppsummering av beregningsmetode

Her gis en oversiktlig oppsummering av beregningsgangen i Peter Borchardts beregningsmetode for sprøytebetong, gitterbuer og «Composite Pile Roofing».

Sikring bestående av sprøytebetong og innsprøytede gitterbuer:

1. Beregning av laster, normalkrefter og moment som virker på sprøytebetong og innsprøytede gitterbuer, og eksentrisiteten disse gir.
2. Beregning av bæreevnen til gitterbuen.
3. Beregning av bæreevnen til sprøytebetong over tid.
4. Diagram som viser normalkreftene som virker på sikringen og bæreevnen til sikringen over tid. Kan ved hjelp av diagrammet se om sikringen opptar full last og hvor lang tid det vil ta.

Sikring med rørskjermvarianten «Composite Pile Roofing»:

1. Beregning av silotrykket som virker på stålrørene.
2. Beregning av strekklasten som virker på det stålrøret som opplever størst last, og vurdering om dette er i samsvar med hva stålrøret er dimensjonert for å tåle.
3. Beregning av nødvendig grensemantelfriksjon mellom injeksjonsmasse og forankringsmateriale (f.eks. forvitret berg). Vurdering om forankringslengden er tilstrekkelig.

6.1.4 Parameterstudie på Borchardts beregningsmetode

Det ble foretatt et parameterstudie på beregningene for sikringen med sprøytebetong, gitterbuer og rørskjermvarianten «Composite Pile Roofing». Det som ble ansett som mest interessant ved et parameterstudie på gitterbuer og sprøytebetong var hvordan bæreevnen utviklet seg ved ulik avstand mellom gitterbuene, og ulik tykkelse av sprøytebetong. Det ble derfor utført to parameterstudier for denne sikringen.

1. Utvikling av sikringens bæreevne ved økende avstand (c/c) mellom gitterbuene. Det ble beregnet for c/c 1.0, 1.5, 2.0, 2.5 og 3.0 meter.
2. Utvikling av sikringens bæreevne ved økende tykkelse av sprøytebetong. Det ble beregnet for tykkelsene 0.25, 0.30 og 0.40 meter..

For «Composite Pile Roofing» var det mest interessant å se på utviklingen av strekklast og nødvendig grensemantelfriksjon ved ulikt installasjonsintervall mellom hver rørskjerm, ulik monteringsavstand mellom hvert stålrør og ulik forankringslengde på stålrørene. De ble derfor utført tre parameterstudier for «Composite Pile Roofing».

1. Strekklast og nødvendig grensemantelfriksjon ved økende installasjonsintervall (c/c) mellom hver rørskjerm. Der det ble beregnet for en c/c mellom rørskjermene på 1, 2, 3 og 4 meter.
2. Strekklast og nødvendig grensemantelfriksjon ved økende monteringsavstand (c/c) mellom hvert stålrør. Der det ble beregnet for en c/c mellom stålrørene på 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6 og 0.7 meter.
3. Strekklast og nødvendig grensemantelfriksjon ved økende forankringslengde på stålrør. Der ble det beregnet med forankringslengdene 1, 2, 3, 4,5, 6, 7, 8 og 9 meter.

De andre inngangsparameterne i beregningene var som angitt i Tabell 4-4, og er tilsvarende som i prosjektet Yxhugget.

6.2 Resultater for dimensjonering av sprøytebetong, gitterbuer og CPR

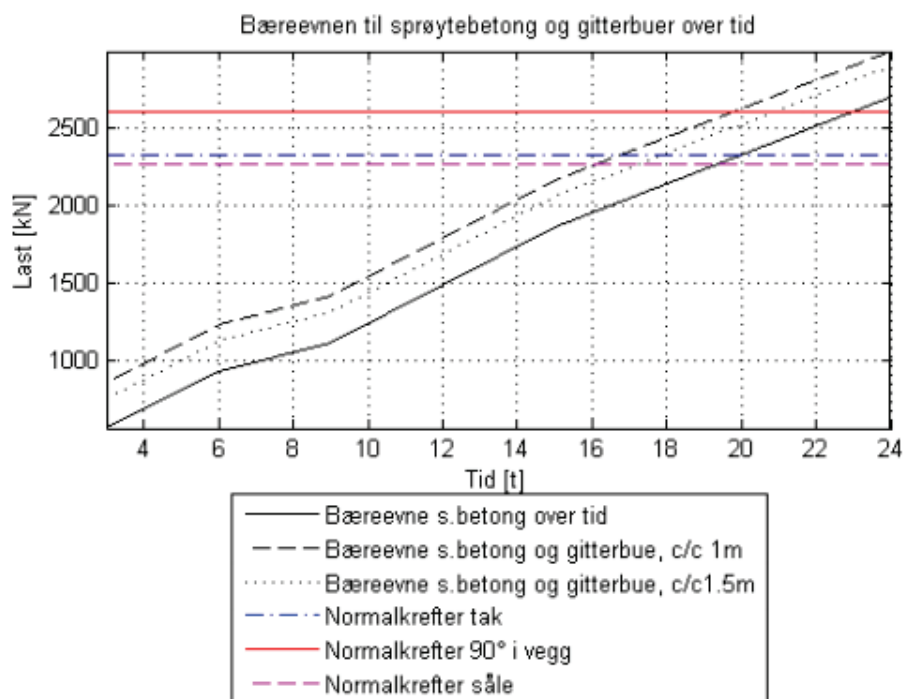
6.2.1 Resultater fra MATLAB etter implementering av beregningsmodell

7.5.2015

BeregningerYxhygget

BEREGNING OG DIMENSJONERING AV SPRØYTEBETONG OG GITTEBUER

Størst eksentrisitet oppstår i taket.



BEREGNING OG DIMENSJONERING AV "COMPOSITE PILE ROOFING"

Strekklast på stålrør er 295 kN og er lavere enn tillatt strekklast på stålet, som er 328 kN (inkl. sikkerhetsfaktor.)

Forankringslengden er tilstrekkelig. Grensemantelfriksjon mellom sement og forankringsmaterialet er 564 kPa og er mindre enn styrken til forankringsmaterialet på 750 kPa.

| Parametere spr.bet+gitterbue | Verdi | Enhet |
|-------------------------------|---------|----------------|
| Overlast | 289 | kPa |
| Radiell last | 46 | kPa |
| Bøyemoment | 139 | kN |
| Tregghetsmoment: bue+betong | 0.0024 | m ⁴ |
| Beta-verdi | 238 | |
| Avlest Tabell: mF | 0.0170 | |
| Avlest Tabell: mU | -0.0090 | |
| Avlest Tabell: m90 | -0.0085 | |
| Avlest Tabell: mS | 0.0096 | |
| Avlest Tabell: nF | -0.3241 | |
| Avlest Tabell: n90 | -0.2580 | |
| Avlest Tabell: nS | 0.1700 | |
| Moment Tak | 132 | kNm |
| Moment 45° i vegg | -71 | kNm |
| Moment 90° i vegg | -66 | kNm |
| Moment såle | 75 | kNm |
| Normalkraft tak | -2329 | kN |
| Normalkraft 90° i vegg | -2608 | kN |
| Normalkraft såle | -2261 | kN |
| Eksentrisitet tak | -0.0568 | Meter |
| Eksentrisitet 90° i vegg | 0.0255 | Meter |
| Eksentrisitet såle | -0.0332 | Meter |
| Slanketstall gitterbue | 74.9050 | |
| Slanketstall enkelt spindel | 32.9412 | |
| Ideelt slanketstall gitterbue | 81.8284 | |
| Knekkverdi for gitterbue | 1.8300 | |
| Bæreevne gitterbue, c/c 1m | 292 | kN |
| Bæreevne gitterbue, c/c 1.5m | 195 | kN |

| Parametere rørskjerm | Verdi | Enhet |
|---|-------|-------|
| Silotrykk, lengde b | 123 | kPa |
| Silotrykk, lengde a1+b0 | 93 | kPa |
| Strekklast på hvert stålrør, lengde b | 295 | kN |
| Strekklast på hvert stålrør, lengde a1+b0 | 125 | kN |
| Nødvendig grensemantelfriksjon | 564 | kPa |

Published with MATLAB® R2014a

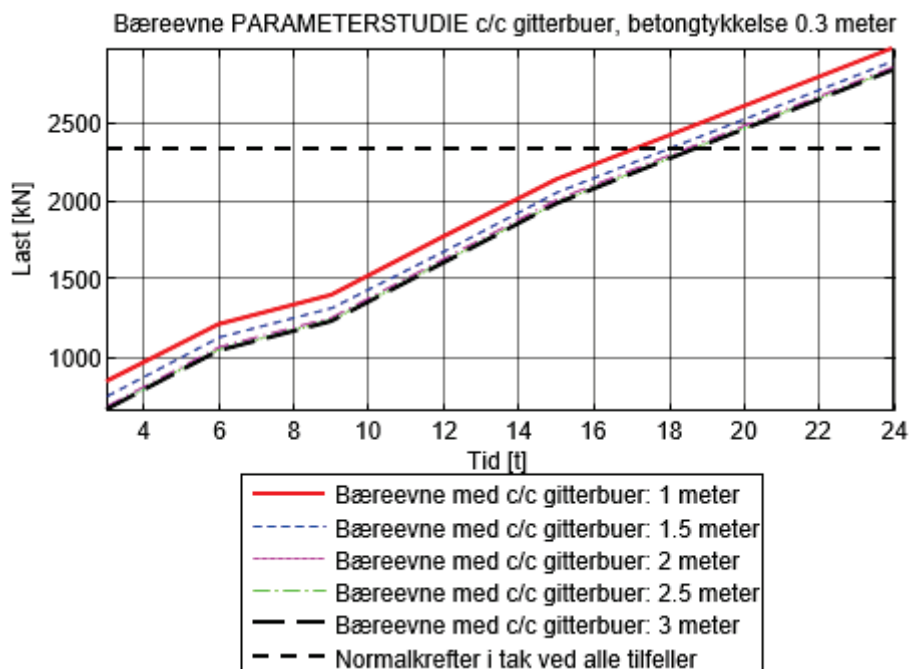
Resultatene fra MATLAB sier først hvor i profilet eksentrisiteten er størst, under kommer et sikringsdiagram med bæreevnen til sprøytebetong og gitterbuer over tid. Her kan man lese av hvor lang tid det går før sikringen opptar full bæreevne. Om eksentrisiteten er størst i taket, må man betrakte normalkreftene i taket for å bestemme hvor lang tid det tar før sikringen opptar full last. Videre i resultatet dukker det opp konklusjoner om strekklasten på stålrørene og

nødvendig grensemantelfriksjon på forankringen ved «Composite Pile Roofing». Om strekklasten blir høyere enn tillatt, vil dette bemerkes. Det samme gjelder for nødvendig grensemantelfriksjon, blir den større en styrken på forankringsmaterialet vil dette bemerkes. For at man skal kunne utføre kontroll av resultatene, er det også laget en tabell med resultatene underveis i beregningsgangen. MATLAB-koden for beregningene er gitt i Vedlegg C.

6.2.2 Resultater fra parameterstudie på Borchardts beregningsmetode

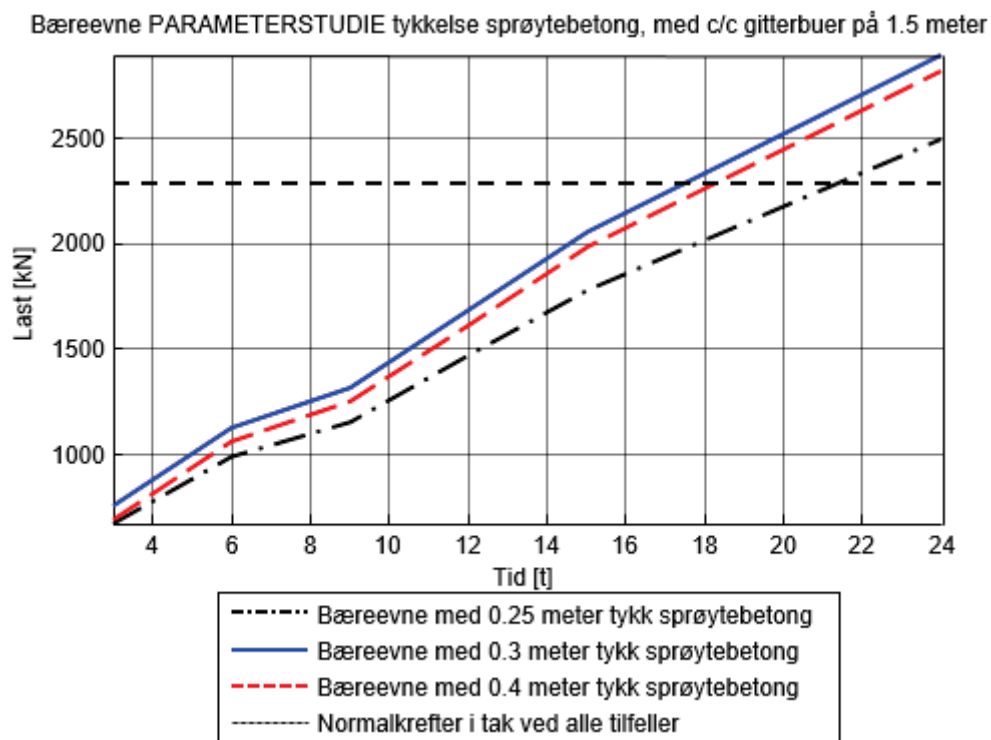
Parameterstudie på sprøytebetong og gitterbuer

Figur 6-9 viser utviklingen av bæreevnen til innsprøytede gitterbuer og sprøytebetong med tykkelse på 0,3 meter. Normalkreftene plottet i diagrammet representerer punktet som er beregnet til å oppleve høyest eksentrisitet i profilet. Normalkreftene varierer litt ved ulike c/c mellom gitterbuene, men ikke nok til å være synlig i grafen. Ved en c/c mellom gitterbuene på 1 meter vil sikringen oppnå full bæreevne etter ca. 17 timer, etter hvert som c/c mellom gitterbuene øker tar det lengre tid før sikringen oppnår full bæreevne. Utviklingen er ikke lineær. Størst innvirkning for tiden før full bæreevne er ved økningen fra 1,0-1,5 meter, minst betydning er økning fra 2,5-3,0 meter. Ved c/c mellom gitterbuene på 3,0 meter tar det ca. 18,5 timer før full bæreevne oppnås, dette er 1,5 time senere enn full bæreevne ved c/c på 1 meter.



Figur 6-9: Diagram over bæreevnen til gitterbuer med sprøytebetong og sprøytebetong, ved parameterstudie på avstand mellom gitterbuer.

Figur 6-10 viser hvordan bæreevnen til innsprøytete gitterbuer og sprøytebetong utvikler seg ved ulike tykkelser på sprøytebetongen. Bæreevnen er dårligst ved en sprøytebetongtykkelse på 0,25 meter, der det tar ca. 21,5 timer før sikringen oppnår full bæreevne. Ved en sprøytebetongtykkelse på 0,30 meter oppnår sikringen full bæreevne i løpet av ca. 17,5 timer og ved en tykkelse på 0,40 meter tar det i overkant av 18 timer før sikringen opptar full bæreevne. Dette betyr at det tar lengre tid før sikringen har full bæreevne ved 0,4 meter tykkelse, enn 0,3 meter tykkelse. Det ble undersøkt ved ulike tykkelser, og det viste seg at skiftet skjer ved en tykkelse på ca. 0,34 meter. Resultatene viste derfor at sikringen bestående av sprøytebetong og gitterbuer ville oppta full last rakest ved denne sprøytebetongtykkelsen, ved forholdene på Yxhugget.



Figur 6-10: Diagram over bæreevnen til gitterbuer med sprøytebetong og sprøytebetong, ved parameterstudie på tykkelsen av sprøytebetong.

Tabell 6-3 viser hvordan resultatene underveis i beregningsgangen av bæreevnen til sikringen varierer ved 0,25 og 0,40 meter tykk sprøytebetong. For samme oversikten ved sprøytebetongtykkelse på 0,30 meter, se resultatene ved implementering av metoden i MATLAB. Her kan man se at ved en økende tykkelse på sprøytebetongen, øker treghetsmomentet på innsprøytet gitterbue og dermed reduseres beta-verdien, som er stivhetsverdien til sikringen. Beta-verdien påvirker hva som leses av i stivhetsdiagrammene for beregning av normalkrefter og moment. Dette får størst innvirkning på momentet og fører til at

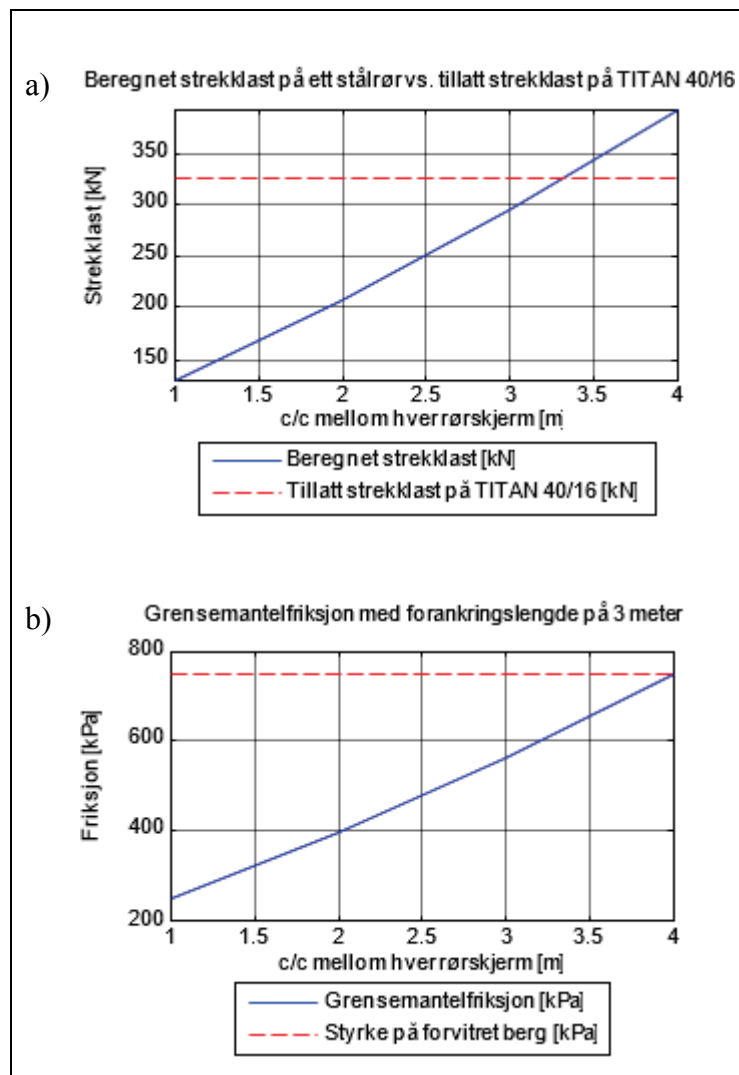
eksentrisiteten øker betydelig ved økt tykkelse med sprøytebetong. Dette føret til slutt til at bæreevnen til gitterbuer innsprøytet med sprøytebetong reduseres ved økt tykkelse av sprøytebetong.

Tabell 6-3: Oversikt over resultatene underveis i beregningsgangen ved sprøytebetongtykkelsene 0,3 og 0,4 meter.

| Tykkelse sprøytebetong: 0,25 meter | | | Tykkelse sprøytebetong: 0,4 meter | | |
|------------------------------------|---------|-------|-----------------------------------|---------|-------|
| Parametere spr.bet+gitterbue | Verdi | Enhet | Parametere spr.bet+gitterbue | Verdi | Enhet |
| Overlast | 289 | kPa | Overlast | 289 | kPa |
| Radiell last | 46 | kPa | Radiell last | 46 | kPa |
| Bøyemoment | 139 | kN | Bøyemoment | 139 | kN |
| Tregghetsmoment:bue+betong | 0.0014 | m4 | Tregghetsmoment:bue+betong | 0.0055 | m4 |
| Beta-verdi | 396 | | Beta-verdi | 103 | |
| Avlest Tabell: mF | 0.0140 | | Avlest Tabell: mF | 0.0315 | |
| Avlest Tabell: mU | -0.0061 | | Avlest Tabell: mU | -0.0196 | |
| Avlest Tabell: m90 | -0.0060 | | Avlest Tabell: m90 | -0.0186 | |
| Avlest Tabell: mS | 0.0060 | | Avlest Tabell: mS | 0.0186 | |
| Avlest Tabell: nF | -0.3477 | | Avlest Tabell: nF | -0.2723 | |
| Avlest Tabell: n90 | -0.2600 | | Avlest Tabell: n90 | -0.2502 | |
| Avlest Tabell: nS | 0.1700 | | Avlest Tabell: nS | 0.1700 | |
| Moment Tak | 110 | kNm | Moment Tak | 246 | kNm |
| Moment 45° i vegg | -47 | kNm | Moment 45° i vegg | -153 | kNm |
| Moment 90° i vegg | -47 | kNm | Moment 90° i vegg | -145 | kNm |
| Moment såle | 47 | kNm | Moment såle | 145 | kNm |
| Normalkraft tak | -2354 | kN | Normalkraft tak | -2276 | kN |
| Normalkraft 90° i vegg | -2610 | kN | Normalkraft 90° i vegg | -2599 | kN |
| Normalkraft såle | -2263 | kN | Normalkraft såle | -2253 | kN |
| Eksentrisitet tak | -0.0465 | Meter | Eksentrisitet tak | -0.1080 | Meter |
| Eksentrisitet 90° i vegg | 0.0181 | Meter | Eksentrisitet 90° i vegg | 0.0558 | Meter |
| Eksentrisitet såle | -0.0208 | Meter | Eksentrisitet såle | -0.0645 | Meter |
| Slanketstall gitterbue | 74.9050 | | Slanketstall gitterbue | 74.9050 | |
| Slanketstall enkelt spindel | 32.9412 | | Slanketstall enkelt spindel | 32.9412 | |
| Ideelt slanketstall gitterbue | 81.8284 | | Ideelt slanketstall gitterbue | 81.8284 | |
| Knekkverdi for gitterbue | 1.8300 | | Knekkverdi for gitterbue | 1.8300 | |
| Bæreevne gitterbue, c/c 1m | 313 | kN | Bæreevne gitterbue, c/c 1m | 218 | kN |
| Bæreevne gitterbue, c/c 1.5m | 209 | kN | Bæreevne gitterbue, c/c 1.5m | 145 | kN |

Parameterstudie på «Composite Pile Roofing»

Graf a) i Figur 6-11 viser hvordan strekklasten på det stålrøret som opplever mest last utvikler seg med økende avstand mellom hver skjerm. Ved en c/c mellom hver skjerm på ca. 3,3 meter er strekklasten lik det som er tillatt på stålet i TITAN Hollow Bar 40/16, inkludert sikkerhetsfaktor på stålet. Om rørskjermene settes i en større avstand enn dette, vil strekklasten overgå tillatt strekklast.

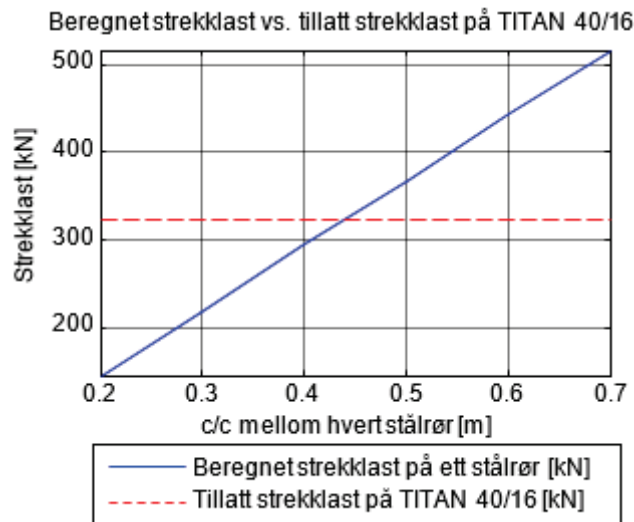


Figur 6-11: Resultater ved økende avstand mellom hver rørsjerm ved «Composite Pile Roofing», a) viser strekklast på stålrør, b) viser grensemantelfriksjon.

Graf b) i Figur 6-11 viser hvordan nødvendig grensemantelfriksjon mellom injeksjonsmassen rundt stålrøret og omliggende forvitret berg utvikler seg ved økende avstand mellom hver rørsjerm. Ved en c/c mellom rørsjermene på 4 meter er nødvendig grensemantelfriksjon lik styrken på forvitret berg. Ved c/c mellom rørsjermene over 4 meter vil derfor ikke en forankringslengde på angitte 3 meter være tilstrekkelig under forholdene på Yxhugget.

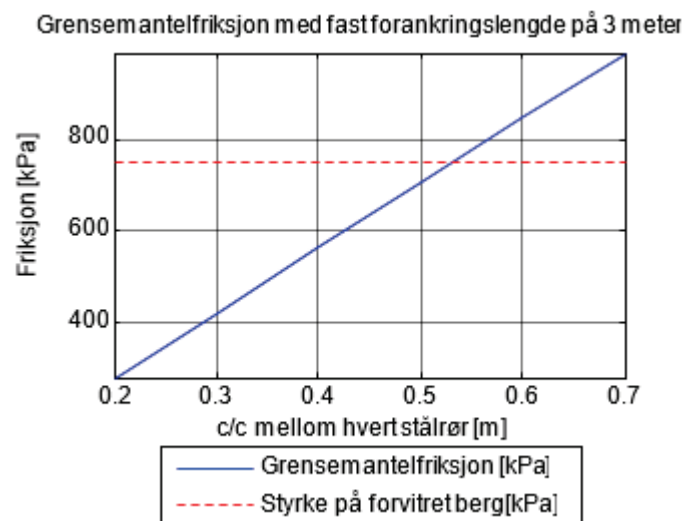
Figur 6-12 viser graf over utviklingen av strekklast på det stålrøret som opplever størst last ved økende monteringsavstand mellom hvert stålrør i en rørsjerm. Ved en c/c mellom rørene på ca. 0,44 meter er strekklasten lik det som er tillatt på stålet i TITAN Hollow Bar 40/16, inkludert

sikkerhetsfaktor på stålet. Ved en økende c/c mellom rørene vil strekklasten overgå tillatt strekklast på rørene under forholdene på Yxhugget.



Figur 6-12: Beregnet strekklast ved økende avstand mellom hvert stålrør ved «Composite Pile Roofing».

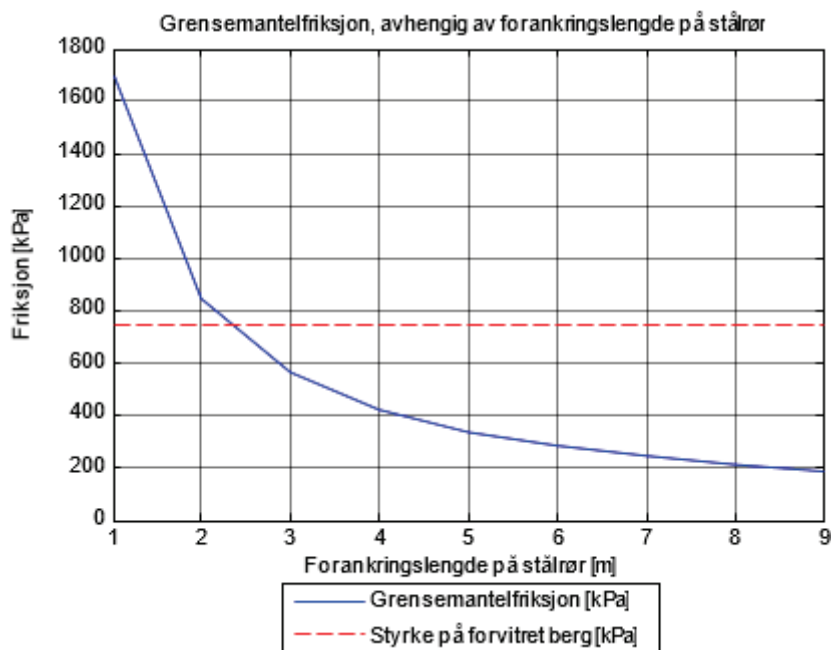
Figur 6-13 viser graf over utviklingen av nødvendig grensemantelfriksjon ved økende monteringsavstand mellom stålrørene i en rørsjerm. Ved en c/c mellom stålrørene på ca. 0,53 meter er nødvendig grensemantelfriksjon lik styrken på forvitret berg ved forholdene på Yxhugget.



Figur 6-13: Beregnet grensemantelfriksjon ved økende avstand mellom hvert stålrør ved «Composite Pile Roofing».

Figur 6-14 viser graf over utviklingen av nødvendig grensemantelfriksjon mellom injeksjonsmassen rundt stålrøret og forvitret berg, ved økende forankringslengde på stålrørene. Grafen indikerer at nødvendig grensemantelfriksjon øker med minkende

forankringslende, og at ved en forankringslengde på ca. 2,35 meter er grensemantelfriksjonen lik styrken på forvitret berg.



Figur 6-14: Beregnet grensemantelfriksjon ved økende forankringslengde på stålør ved «Composite Pile Roofing».

MATLAB-kodene for alle parameterstudiene ligger i Vedlegg C.

6.3 Diskusjon for dimensjonering av sikring med sprøytebetong, gitterbuer og CPR

Resultatene som blir presentert ved bruk av MATLAB viser et enkelt og oversiktlig resultat av beregningene. Ved å samle resultatene underveis i beregningene i en tabell, kan man se verdiene fra de ulike delene av beregningsprosessen. Dette er nødvendig for å utføre kontroll av beregningene, eller se hvilke faktorer som blir påvirket ved endring av ulike inngangsparametere. Denne programkoden gjør at beregningene kan utføres effektivt, det er lett å foreta parameterstudier og resultatene under beregningsprosessen er mer oversiktlig.

Enkelte beregninger viser litt andre verdier enn det som er funnet i originalberegningene til Peter Borchardt. Noe av dette skyldes fortegnstfeil og regnefeil i originalberegningene, disse er bekreftet av ekstern veileder Helen Andersson. Faktorene for å beregne moment og normalkrefter er også litt ulike. Dette skyldes at grafene ble implementert i MATLAB og at faktorene hentes ut mer eksakt ved bruk av en for-løkke i programkoden.

Utførelsen av parameterstudiet bekreftet at programmet var enkelt å benytte. I dette tilfellet ble det gjort noen modifikasjoner på programkoden for å få presentert resultatene fra parameterstudiene i oversiktlige grafer, men disse kodene er ikke nødvendig å benytte, da man fint kan utføre parameterstudier i den første programkoden. I det første parameterstudiet på sprøytebetong og gitterbuer, Figur 6-9, ser man hvordan c/c mellom hver gitterbue påvirker tiden før sikringen opptar full bæreevne. Ved en c/c på 3 meter, tar det nesten like lang tid før sikringen opptar full bæreevne, som ved sprøytebetong uten gitterbuer. Dette indikerer at det er mest hensiktsmessig å sette gitterbuene tettere, for å oppnå bæreevne raskere. Med gitterbuer med en c/c på 1,0 meter, vil full bæreevne oppnås ca. halvannen time raskere enn uten. Denne tiden kan være viktig med tanke på stram tidsplan ved driving. Her er det viktig å legge til at gitterbuene også har en annen funksjon ved driving av tunnel under en rørskjerm. De monteres umiddelbart etter hver inndriftsrunde, og hindrer at massen som ligger under stålrørene i rørskjermen faller ned på stuff, se illustrasjon i Figur 4-6. Dette er med på øke sikkerheten for arbeidere på stuff og avstanden mellom bør derfor ikke være større enn en inndriftsrunde ved driving i dårlig geologi.

I det andre parameterstudiet på sprøytebetong og gitterbuer ble det gjort beregninger for ulike tykkelser på sprøytebetongen. Disse resultatene ble ikke helt som forventet på forhånd. Det ble antatt at full bæreevne ville oppnås raskere ettersom tykkelsen på sprøytebetongen økte. Denne antagelsen stemmer fram til tykkelsen når 0,34 meter. Ved tykkelse større enn 0,34 meter, snur trenden, slik at det tar lengre tid før sikringen opptar full last. Resultatene underveis i beregningsmodellen ble derfor analysert. Disse viste at ved en økt tykkelse i sprøytebetongen, økte treghetsmomentet i gitterbue med sprøytebetong. Økt treghetsmoment førte til at beta-verdien, som er stivhetsfaktoren til sikringen, ble redusert, noe som igjen ga betydelig økning i beregnet moment og en mindre økning i normalkraften. Ved økt moment, økte også eksentrisiteten. Totalt sett førte dette til at bæreevnen til gitterbuer med sprøytebetong ble redusert. Ved formelen for beregning av bæreevnen til betong, beregner man også med eksentrisiteten, i tillegg til tykkelsen til sprøytebetong, det er denne formelen som har mest effekt ved påvirkning av bæreevnen til sikringen over tid. Det er usikkert om denne effekten ved økt tykkelse av sprøytebetong er reell i praksis, men vil anta at det ligger noe i det. Resultatene fra parameterstudiet indikerer at valg av c/c mellom gitterbuer på 1,5 meter og en sprøytebetongtykkelse på 0,3 meter, er fornuftige valg med tanke på sikkerhet under driving og bæreevnen på sikringen ved driving av tunnelen på Yxhugget.

I parameterstudiet på beregningsmetoden for «Composite Pile Roofing» ble det sett på utviklingen av strekklasten og nødvendig grensemantelfriksjon ved økende avstand mellom hver skjerm, økende avstand mellom hvert stålrør og utviklingen av nødvendig grensemantelfriksjon ved økende forankringslengde. Ut i fra resultatene fra disse parameterstudiene kan følgende hovedkonklusjoner antas ved forholdene på Yxhugget:

- C/c mellom hver rørskjerm bør være mindre enn 3,5 meter.
- C/c mellom hvert stålrør bør være mindre enn 0,44 meter.
- Forankringslengden bør være lengre enn 2,35 meter.

Dette indikerer at valg av c/c mellom hver rørskjerm på 3 meter, c/c mellom hvert stålrør på 0,4 meter og en forankringslengde på minimum 3 meter ved installasjon av «Composite Pile Roofing» under driving av tunnelen på Yxhugget er fornuftige valg med tanke på bæreevnen til sikringen. I beregningene er det tatt utgangspunkt i en minimum forankringslengde på 3 meter, men under den faktiske utførelsen av prosjektet var forankringslengden på stålrørene 4 meter ved forankring i berg, og 6 meter ved forankring i løsmasse.

7 BJELKEMODELL FOR ELASTISKE FUNDAMENTER

I dette kapitlet er det utviklet en bjelkemodell for elastiske fundamenter, som kan brukes som et verktøy ved dimensjonering av rørskjerm. Som beskrevet i teoridelen er bjelkemodell for elastiske fundamenter den metoden som er aller mest brukt til å beregne belastning på stålrørene i en rørskjerm, og dimensjonering av rørskjerm. MATLAB og konstruksjonsprogrammet FAP er benyttet til å gjennomføre beregningene. Første delen av kapitlet beskriver metodeutviklingen, videre ble bjelkemodellen utprøvd med data fra Yxhugget og til slutt ble det utført et parameterstudie på modellen.

7.1 Metode for bjelkemodell for elastiske fundamenter

7.1.1 Beskrivelse av metodeutviklingen

«Beam-spring structural analysis» av Song et al. (2013) ble først forsøkt gjenskapt ved bruk av MATLAB og data fra artikkelen. Artikkelforfatter Ki-Il Song, professor ved INHA Universitet i Korea, var også behjelpelig med å se over lastberegningene i begynnelsen. Programmeringen av FEM-analysen ble svært komplisert og vanskelig å utføre på egen hånd. Det ble derfor tatt kontakt med Institutt for Konstruksjon ved NTNU. Her ble det anbefalt å bruke konstruksjonsprogrammet FAP til å utføre FEM-analysen. I forbindelse med hjelp fra Arne Aalberg til oppbygging av beregningsmodell i FAP, ble det stilt spørsmål angående beregningen av silotrykket og beregning av fjærstivhet i den overnevnte artikkelen. Det ble derfor sett nærmere på disse beregningene. Metoden for beregning av last fra silotrykket er en variant av Terzaghis jordtrykksmodell for grunne tunneler i løsmasse. En variant av denne formelen er også benyttet i Peter Borchardt sine beregninger. Peter Borchardt og Song et al. (2013) sine varianter ble sammenlignet med Terzaghis jordtrykksmodell, og det ble vurdert hvilken som egnet seg best til beregningene i denne masteroppgaven.

7.1.2 Bruk av Terzaghis jordtrykksmodell for grunne tunneler i dårlig berg

Ved beregning av silotrykket som virker på rørene i en rørskjerm, har Song et al. (2013) benyttet Formel 56 og 57. Disse formlene har opphav i Formel 54 og 55 fra Terzaghi, men de er modifisert for å forsøke å ta hensyn til økende overdekning etter hvert som man monterer stålrørene i en rørskjerm og beveger seg ned i profilet. Song et al. (2013) har også oppgitt Formel 58 for å beregne normalkomponenten som virker på hvert stålrør i rørskjermen.

Formler for beregning av silotrykk på sviktende sikring i grunne tunneler fra Terzaghi

$$\sigma_v = B_1 \frac{\gamma - \frac{c}{B_1}}{K_0 \tan \phi} * \left(1 - e^{-K_0 \tan \phi * \frac{h}{B_1}} \right) \quad (54)$$

$$2B_1 = 2 * \left(B_0 + H * \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \right) \quad (55)$$

σ_v er silotrykket på den sviktende sikringen, ϕ er friksjonsvinkel på løsmasse, K_0 er lateral jordtrykkskoeffisient, h er overdekning, γ er tyngdetettheten til løsmasse, c er kohesjon til løsmasse, B_0 er halve bredden på tunnelen og B_1 er halve lengden på den ustabile sonen i tunneltaket, se Figur 4-12.

Formler fra Song et al. (2013)

$$W = \frac{B_1 \left(\gamma - \left(\frac{c}{B_1} \right) \right)}{K_0 \tan \phi} \left(1 - e^{(-K_0 \tan \phi ((h+R \sin \theta_T)/B_1))} \right) \quad (56)$$

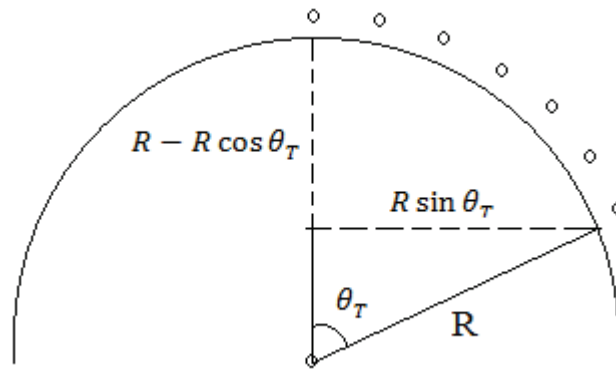
$$B_1 = R \cot \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4} \right) \quad (57)$$

$$P_v = \sqrt{F_v^2 \cos^2 \theta_T + F_h^2 \sin^2 \theta_T} \quad (58)$$

W er silotrykket på den sviktende sikringen, ϕ er friksjonsvinkel på løsmasse, K_0 er lateral jordtrykkskoeffisient, h er overdekning, γ er tyngdetettheten til løsmasse, c er kohesjon i løsmasse, θ_T er installasjonsvinkel fra midt i taket (se Figur 7-1), B_1 er bredden på den sigende jordmassen over tunnelen (se Figur 4-8), P_v er normalspenningen som virker på hvert stålrør, F_v er vertikalspenningen på et stålrør og F_h er horisontalspenningen på hvert stålrør.

Det blir satt to spørsmålsteget ved beregningsmodellen til Song et al. (2013):

1. $h + R \sin \theta_T$ skal i Formel 56 ta hensyn til økende dybde nedover i tunnelprofilen. Dette stemmer ikke når det gjelder faktorene som er oppgitt i artikkelen og Figur 4-9. Om man skal ta hensyn til økende dybde skulle det ha vært $h + (R - R \cos \theta_T)$, se Figur 7-1.



Figur 7-1: Tunnelprofil med beregning av økt overdekning, $R - R \cos \theta_T$ gir her økningen i overdekning (egen illustrasjon).

2. $\sqrt{F_v^2 \cos^2 \theta_T + F_h^2 \sin^2 \theta_T}$ i Formel 58 skal beregne normalspenningen som virker på et rør i en gitt vinkel fra midt i tunneltaket. Finner ikke hvordan de har kommet frem til denne formelen. Ved bruk av Mohrs spennings sirkel blir følgende formel gitt: $F_v * \cos^2 \theta_T + F_h * \sin^2 \theta_T$, beskrevet i teoridelen.

Borchardt har, som man kan se av Formel 60, benyttet Formel 59 fra Terzaghi for å beregne silotrykket på rørskjermen. Disse formlene tar også hensyn til eventuell overlast på overflaten.

Terzaghis formel for silotrykk på sviktende horisontal sikring:

$$\sigma_v = \frac{B(\gamma - \frac{c}{B})}{K_0 \tan \phi} * \left(1 - e^{-K_0 \tan \phi * \frac{h}{B}} \right) + q e^{-K_0 \tan \phi * \frac{h}{B}} \quad (59)$$

Formel fra Borchardt (2006):

$$\sigma_{s,b} = \frac{b_0 * \gamma - c}{K_0 * \tan(\phi)} * \left(1 - e^{\frac{-K_0 * h * \tan(\phi)}{b_0}} \right) + p_0 * e^{\frac{-K_0 * h * \tan(\phi)}{b_0}} \quad (60)$$

q og p_0 er overlast, B og b_0 er halve lengden av ustabil sone. De andre variablene er som tidligere angitt.

Borchardt har ikke tatt hensyn til økende overdekning og endring i normalspenningen på stålrørene lengre ned i profilet, men beregningene er utført på det stålrøret som står på toppen av profilet.

En annen faktor som er relevant for bruken av disse formlene er at Terzaghis formel for silotrykk på tunnel er for bruk på tverrsnittet av profilet, og forutsetter at det er dårlig

bergmasse/løsmasse i hele profilet. Mens Terzaghis formel for sviktende horisontal sikring bare tar hensyn til området med den sviktende sikringen, og hva som ligger over den. Det som skiller de i to variantene er bestemmelsen av lengden B , se Figur 4-11 og Figur 4-12.

7.1.3 Valg av beregningsmodell for beregning av silotrykket

For beregning av silotrykket på stålrørene i denne masteroppgaven anses Terzaghis formel for sviktende horisontal sikring den mest egnede formelen, Formel 59. Dette er fordi den er mest egnet ved beregning langs tunnelprofilen, da den ikke forutsetter at den dårlige bergmassen/løsmassen befinner seg i hele profilet.

For å finne ut om økende overdekning ved økende dybde av stålrørene og beregning av normalkomponenten på stålrørene har noen betydning, blir dette utprøvd i beregningene med korreksjonene foretatt i punkt 1 og 2 over. Formel 61 blir utledet for dette formålet, og Formel 62 benyttes til å beregne vertikalkomponenten av kraften som virker per lengdemeter stålrør, Formel 63 benyttes for å beregne horisontalkomponenten og Formel 64 blir brukt for å beregne normalkomponenten på hvert enkelt stålrør.

$$\sigma_v = \frac{B(\gamma - \frac{c}{B})}{K_0 \tan \phi} * \left(1 - e^{-K_0 \tan \phi * \frac{h + (R - R \cos \theta_T)}{B}} \right) + q e^{-K_0 \tan \phi * \frac{h + (R - R \cos \theta_T)}{B}} \quad (61)$$

σ_v er silotrykket på den sviktende sikringen, ϕ er friksjonsvinkel på løsmasse, γ er tyngdetetthet i løsmasse, K_0 er lateral jordtrykkskoeffisient, h er overdekning, R er tunnelradius, c er kohesjon i løsmasse, B er halve lengden på ustabil sone i tunneltaket og q er overlaster.

$$F_v = \sigma_v * S_T \quad (62)$$

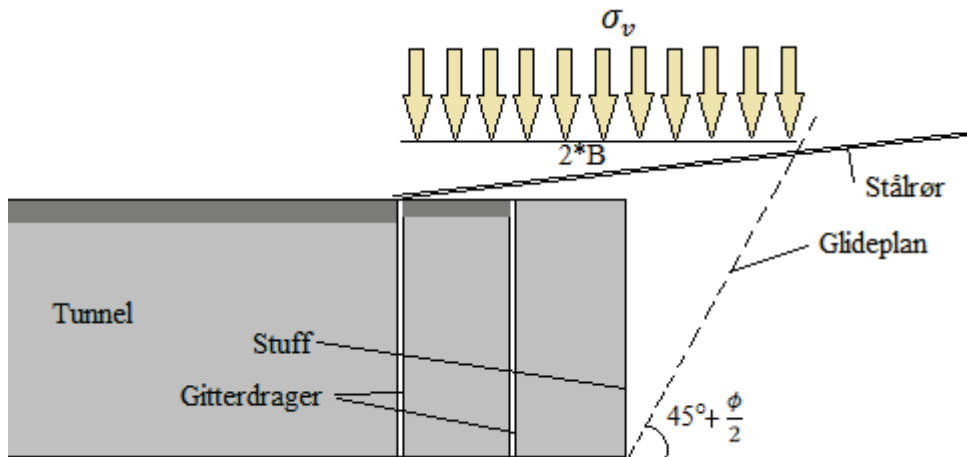
$$F_h = F_v * K_0 \quad (63)$$

$$F_n = F_v * \cos^2 \theta_T + F_h * \sin^2 \theta_T \quad (64)$$

F_v er vertikalkraft per lengdemeter stålrør, F_h er horisontalkraft per lengdemeter stålrør, F_n er normalkraft per lengdemeter stålrør, S_T er monteringsavstand mellom hvert stålrør og θ_T er installasjonsvinkel fra midt i taket.

Ved beregning av lasten som virker på et stålrør må man definere området som vil svikte, slik som beskrevet i Terzaghi (1943a). Det området hvor det sist ble påført sprøytebetong og den siste gitterbuen, har ikke rukket å oppta full funksjon før neste inndriftsrunde og regnes ikke som en del av det som støtter stålrørene. Den ustabile grunnen regnes heller ikke med som støttende på røret, da den ustabile sonen kan rase ut. Modellen skal beregne for verste tilfelle,

og stålrørene må tåle lasten fra det som ligger over hele dette området, se Figur 7-2. Dette gjør metoden konservativ.



Figur 7-2: Langsgående profil av tunnelen som viser området hvor silotrykket virker, der B er halve lengden på den sviktende sikringen (egen illustrasjon).

De geologiske forholdene vil bestemme hvor langt foran stuff løsmassene vil være ustabile. Dette vil påvirke lengden av den ustabile sonen over stålrøret hvor silotrykket vil virke. I Borhardt sine beregninger er denne sonen antatt til å være like lang som to inndriftsrunder. Som beskrevet av Terzaghi i delkapittel 4.6.5 antas den gjennomsnittlige vinkelen for glideplanet å være $45^\circ + \frac{\phi}{2}$, der ϕ er friksjonsvinkelen til løsmassen. Ut i fra denne antagelsen er Formel 65 utledet for å beregne lengden på ustabil sone. Her inkluderer den ustabile sonen, to inndriftsrunder og sone med ustabil masse foran stuff, slik som illustrert i Figur 7-2.

$$2B = 2L_e + H_L \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (65)$$

L_e er en inndriftsrunde, H_L er dybden av løsmasse i tunnelprofilet på stuff og ϕ er friksjonsvinkel på løsmasse. B er en inngangsparameter for å beregne silotrykket (Formel 61) og er halve lengden på den ustabile sonen i tunneltaket.

Det er ikke alltid løsmassene går hele veien ned i tunnelprofilet. I situasjoner hvor løsmasser bare går delvis ned på stuff vil glideplanet starte der løsmassene starter, eller hvis man etablerer en benk på stuff, vil glideplanet starte ved benkeflaten på stuff. Det er derfor lengden av ustabil sone beregnes med dybden av løsmasse i tunnelprofilet på stuff, ikke høyden av tunnelen.

Fjærstivheten i grunnen er også en parameter som behøves for å utføre bjerkemodell for elastiske fundamenter. For å beregne denne ble Formel 66 benyttet. Denne er hentet fra Emdal (2014), og er presentert i teoridelen.

$$M = \frac{E}{1-2\nu K_0} \quad (66)$$

M er fjærstivheten til løsmassen, E er elastisitetsmodulen til løsmassen, ν er Poissons ratio og K_0 er lateral jordtrykkskoeffisient.

Song et al. (2013) presenterte også en formel for beregning av fjærstivheten til grunnen (Formel 7), men den blir ansett som usikker på grunn av at denne gir lavere fjærstivhet ved økende dybde.

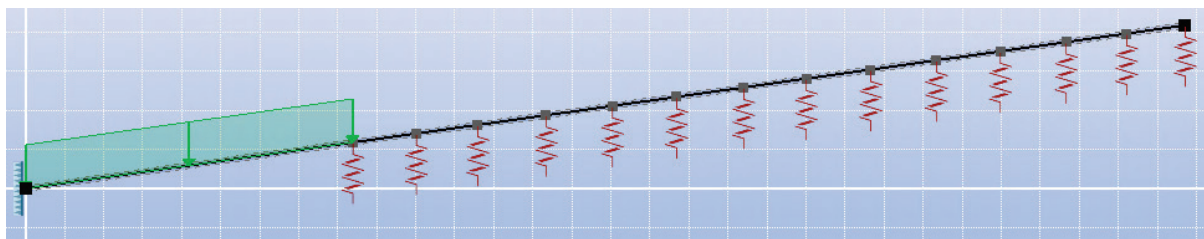
Formlene for lastberegning, lengde på ustabil sone og fjærstivhet i grunnen ble så implementert i MATLAB. Resultatene fra beregningene av silotrykket som virker på det stålrøret som opplever størst last, lengden på ustabil sone og fjærstivheten til grunnen er parametere som er nødvendig ved videre beregninger i konstruksjonsprogrammet FAP.

7.1.4 Bjerkemodell for elastiske fundamenter i FAP

Det ble laget en beregningsmodell som finner bøyemoment og skjærkrefter dannet av silotrykket som virker på stålrørene, ved bruk av konstruksjonsprogrammet FAP. Resultatene fra beregningene utført i MATLAB ble brukt som inngangsdata til lastberegningene i FAP. Til denne beregningen blir det stålrøret hvor det virker størst krefter valgt ut.

Det ble valgt å foreta noen forenklinger og antagelser ved beregningsmodellen i FAP:




- Stålrørene som forankres i gitterbuen ble definert som helt innspent.
- Ved bruk av injiserte stålrør med helgjenget overflate (eks. TITAN Hollow Bar) ble stålrørene definert som helt innspent etter ustabil sone.
- Ved bruk av glatte injiserte stålrør (eks. AT stålrør fra ALWAG) ble stålrørene definert som bevegelig i horisontalplanet, etter ustabil sone.
- Det ble også laget en modell med fjærer med stivheten til morene, som grensebetingelser under stålrøret etter ustabil sone. Dette var for å illustrere effekten av stålrør liggende i morene, uavhengig forankring. Fjærstivheten til grunnen var antatt til å være som gitt av Formel 66. Se Figur 7-3.



Figur 7-3: Illustrasjon av bjelkemodell for elastiske fundamenter laget i FAP. Grønt område illustrerer ustabil sone med last.

Antagelsene over blir implementert i FAP ved bruk av randbetingelser festet til noder. Optimal avstand mellom nodene ble funnet til å være ca. 0,8 meter. Hvordan disse randbetingelsene er brukt vises i Tabell 7-1. Designet av modellen i FAP illustreres i Figur 7-3. Lengde og installasjonsvinkel på røret i den illustrerte modellen ble beregnet etter data fra Yxhugget, Tabell 4-4.

Tabell 7-1: Beskrivelse av hvordan randbetingelsene i FAP blir benyttet

| | |
|---|---|
|  | Node på stålrøret festet til denne randbetingelsen vil ikke kunne bevege seg i noen retninger. Benyttes ved forankring av stålrør i gitterbue og forankring i massene foran stuff med ved stålrør med helgjenget overflate. |
|  | Node på stålrøret festet til denne randbetingelsen, vil kunne bevege seg i to retninger. Benyttes på glatte stålrør som ligger i massene foran stuff. |
|  | Node på stålrøret festet til denne randfjæren, vil kunne bevege seg i z-planet (opp og ned) med beregnet jordstivhet, Formel 66. Benyttet for å illustrere stålrør som ligger i løsmasse/morene. |

7.1.5 Oppsummering av bjlkemodell og nødvendige parametere

For å få et oversiktlig og enkelt oppsett på beregningsmodellen beskrives de ulike prosessene:

1. Beregning av lengde på ustabil sone, silotrykk og stivheten til løsmassen foran stuff. I dette tilfellet ble MATLAB benyttet til disse beregningene, på grunn av muligheten til å enkelt kunne endre inngangsparameterne, grafisk fremstilling ved parameterstudier, samt pen og oversiktlig visning av resultatene.
2. Designe ønsket modell i et konstruksjonsprogram, i dette tilfellet FAP. Her kan man tilpasse med ulike installasjonsvinkler, lengder på stålrøret og grensebetingelser. Beregnet ustabil sone og last legges også inn.
3. Kjøre analysen i FAP og hente ut verdier for maksimum moment og skjærkrefter.

Tabell 7-2 viser variabler som er nødvendig for å utføre utviklet bjlkemodell for elastiske fundamenter. Her utelates monteringsvinkelen fra taket i tverrprofilet, θ_T , da det ble ansett om unødvendig å regne med økende dybde ned i profilet. Årsaken til dette diskuteres i kapittel 7.3.

Tabell 7-2: Nødvendige variabler for å utføre utviklet bjlkemodell for elastiske fundamenter

| | |
|--|------------|
| Friksjonsvinkel løsmasse | ϕ |
| Tyngdetetthet av løsmasse | γ |
| Kohesjon løsmasse | c |
| Youngs modulus for løsmasse | E |
| Poissons ratio for løsmasse | ν |
| Lateral jordtrykkskoeffisient | K_0 |
| Eventuell overliggende last på overflaten | p |
| Overdekning | h |
| Lengde på stålrør i rørskjerm | L |
| Installasjonsvinkel på stålrør | θ_L |
| Dybde av løsmasse ned i profilet på stuff | H_L |
| Inndrift pr. salve | L_e |
| Monteringsavstand mellom hvert stålrør i rørskjermen | S_T |

7.1.6 Parameterstudie på bjelkemodell for elastiske fundamenter

Det ble utført tre parameterstudier for utviklet bjelkemodell for elastiske fundamenter.

1. Utvikling av silotrykk, maksimum moment og maksimum skjærkraft på stålrøret ved økende dybde av løsmasse i profilet på stuff.
2. Utvikling av silotrykk, maksimum moment og maksimum skjærkraft på stålrøret ved økende installasjonsintervall mellom hver rørskjerm.
3. Utvikling av silotrykk, maksimum moment og maksimum skjærkraft på stålrøret ved økende avstand mellom hvert stålrør i rørskjermen.

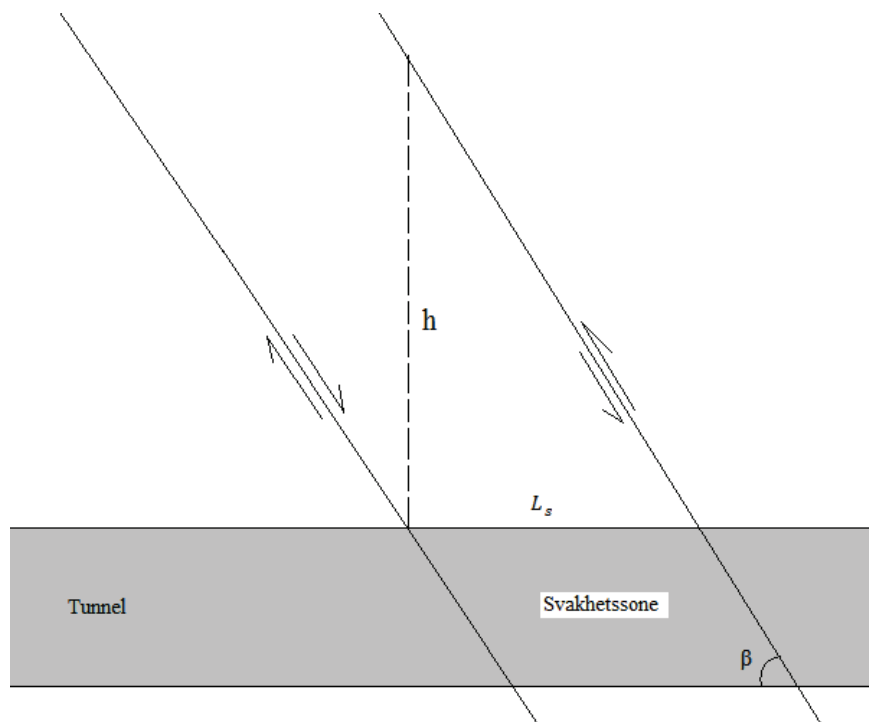
De andre inngangsparameterne i modellen var som angitt i Tabell 7-3, og er tilsvarende som i prosjektet Yxhygget. I FAP ble det valgt å benytte modell illustrert nederst i Tabell 7-5, stålrør med fast innspenning i gitterbue med fjærer som representerer jordstivhet etter ustabil sone. Denne modellen ble valgt da den ga de høyeste resultatene for moment og skjærkraft, og dermed vil gi de mest konservative resultatene.

Tabell 7-3: Oversikt over variabler i parameterstudiet

| | | |
|---|------------|---|
| Friksjonsvinkel løsmasse | ϕ | 35° |
| Tyngdetetthet av overdekning | γ | 20 kN/m ³ |
| Kohesjon løsmasse | c | 10 kPa |
| Youngs modulus morene og oppsprukket berg | E | 20 MPa |
| Poissons ratio i morene og oppsprukket berg | ν | 0.4 |
| Lateral jordtrykkskoeffisient | K_0 | 0.5 |
| Overliggende last | p | 15 kPa |
| Overdekning | h | 16 meter |
| Lengde på stålrør i rørskjerm | L | 15 meter |
| Installasjonsvinkel på stålrør | θ_L | 8° |
| Lengde av løsmasse ned i profilet/stuff | H_L | 1,7m Parameterstudie 1: 1-10 meter |
| Inndrift pr. salve | L_e | 1.5 meter Parameterstudie 2: 0.5-3 meter |
| Monteringsavstand mellom stålrør | S_T | 0,4 meter Parameterstudie 3: 0,2-0,7 meter |

7.1.7 Bruk av bjerkemodell for elastiske fundamenter ved dimensjonering av rørskjerm i svakhetszone

For å kunne bruke denne beregningsmodellen i forbindelse med svakhetssoner må man gjøre noen betraktninger. Bergmassen i en svakhetszone kan bestå av materiale av ulik sammensetning. Man kan betrakte det berget som grenser til svakhetssonen som selvbærende, mens det løse materialet er trykkavlastet og vil belaste tunnelprofilen på samme måten som i en løsmassetunnel. Her vil også løsmassene utsettes for bue-effekt, når de siger ned, slik som beskrevet av Terzaghi, men denne vil bli påvirket av geometrien til svakhetssonen. Det er vanskelig å beregne effekten av geometrien, men ved å beregne med Terzaghi sine formler, vil man ha større sikkerhetsmargin, da disse tar utgangspunkt i ren løsmasse. Utfordringen vil være å finne mektigheten på svakhetssonen, hvor stor vinkel den påtreffes med, fallet og tyngdetettheten på det løse materialet som ligger over profilet. For beregningene bør man da velge den verste situasjonen under driving. Figur 7-4 viser en illustrasjon over en svakhetszone og variablene som er nødvendige for å anvende metoden som beskrives i delkapittel 5.1.4.



Figur 7-4: Profil av tunnel i svakhetszone, der h er største høyde av løsmasse som ligger over tunnelen, L_s er utstrekning av svakhetssonen i tunnelens langsgående profil og β er vinkelen på svakhetssonen fra horisontalplanet (egen illustrasjon).

For å beregne høyden på «overdekningen» foreslås Formel 67.

$$h = L_s * \tan(\beta) \quad (67)$$

L_s er utstrekning av svakhetssonen i tunnelens langsgående profil og β er vinkelen på svakhetssonen fra horisontalplanet.

Videre kan beregningene utføres som beskrevet i delkapittel 7.1.5.

7.1.8 Programvarer brukt i beregningsmodellen

FAP

FAP er en programvare for å gjøre beregninger av 2D bygningskonstruksjoner av blant annet søyler, bjelker, rammer eller fagverk. Programmet ble foreslått av Arne Aalberg, førsteamanuensis ved Institutt for Konstruksjonsteknikk og er utviklet av studenter ved NTNU.

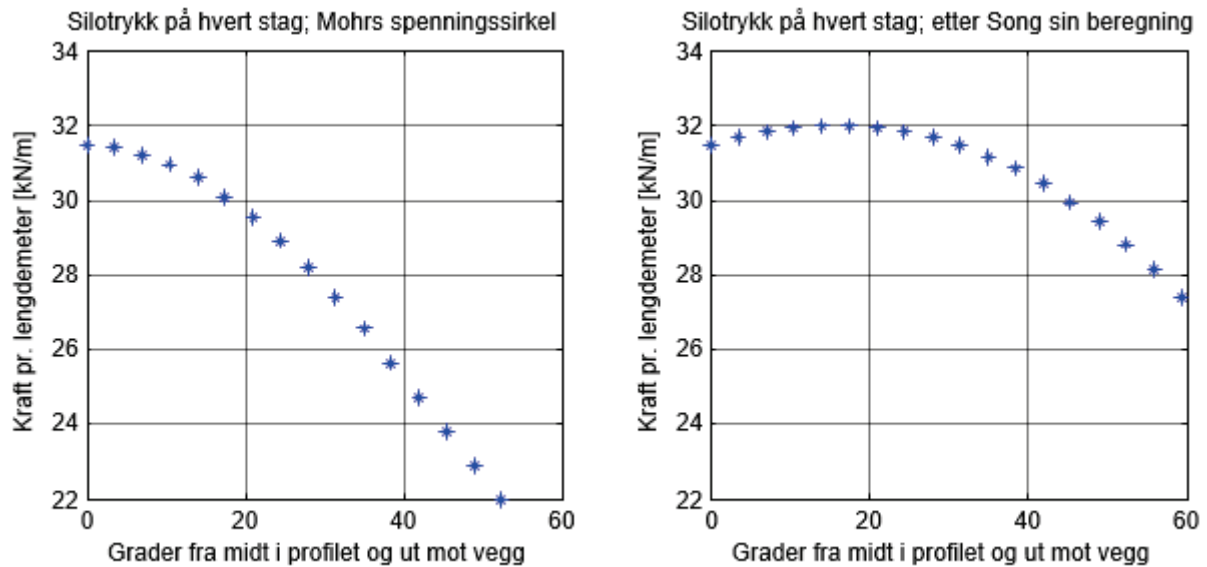
MATLAB

Dette er et programmeringsspråk som er godt egnet for regning med matriser. På grunn av kjennskap til programmet gjennom tidligere kurs i utdanningen, ble det valgt å utføre de fleste beregningene ved hjelp av MATLAB.

7.2 Resultater for bjelkemodell for elastiske fundamenter

7.2.1 Beregning av silotrykk med hensyn på overdekning og normalspenning på hvert enkelt stålrør.

Figur 7-5 viser beregnet silotrykk på hvert enkelt stålrør i profilet, ved bruk av to ulike beregningsmetoder, med parametere hentet fra Yxhugget. Graf til venstre viser normalkraften per løpemeter stålrør ved bruk av Mohrs spenningssirkel, Formel 64. Graf til høyre viser tilsvarende verdier ved bruk av formel hentet fra Song et al. (2013), Formel 58. I begge tilfellene er $h + (R - R \cos \theta_T)$ brukt for å kompensere for økende overdekning, da stålrørene ligger gradvis lengre ned i grunnen mot veggene i profilet. Grafen til venstre viser at det stålrøret som ligger på toppen av profilet opplever størst belastning, til tross for økende overdekning lengre ut. Grafen til høyre viser at stålrøret som ligger ca. 18° grader ut fra midten av profilet opplever størst belastning. Maksimum beregnet silotrykk ble beregnet til henholdsvis 31,5 og 32 kN/m.



Figur 7-5: Resultater over silotrykk med ulike metode for å beregne normalspenningen, der hver markør i grafene representerer ett stålrør. Graf til venstre viser bruk av $F_n = F_v \cdot \cos^2 \theta_T + F_h \cdot \sin^2 \theta_T$ og graf til høyre viser bruk av $F_n = \sqrt{F_v^2 \cos^2 \theta_T + F_h^2 \sin^2 \theta_T} \cdot h + (R - R \cos \theta_T)$ er brukt for å beregne økende overdekning i begge tilfellene.

7.2.2 Resultater ved bruk av bjerkemodell for elastiske fundamenter

Tabell 7-4 viser oversikt over resultatene fra MATLAB ved beregning av silotrykket som virker på stålrøret med størst belastning i en rørskjerm. Lengden på ustabil sone inkluderer siste sikringsrunde med sprøytebetong og gitterbue, siste fremdriftsrunde og sone med ustabil masse foran stuff, og er beregnet ut i fra verdier fra Yxhugget. Ustabil sone er beregnet til å være ca. 3,9 meter. Det stålrøret med størst last opplever et silotrykk på ca. 31.5 kN/m, mens fjærkonstanten i løsmassen foran stuff er beregnet til å være ca. 33 MPa.

Tabell 7-4: Resultater fra MATLAB ved bruk av egen beregningsmodell

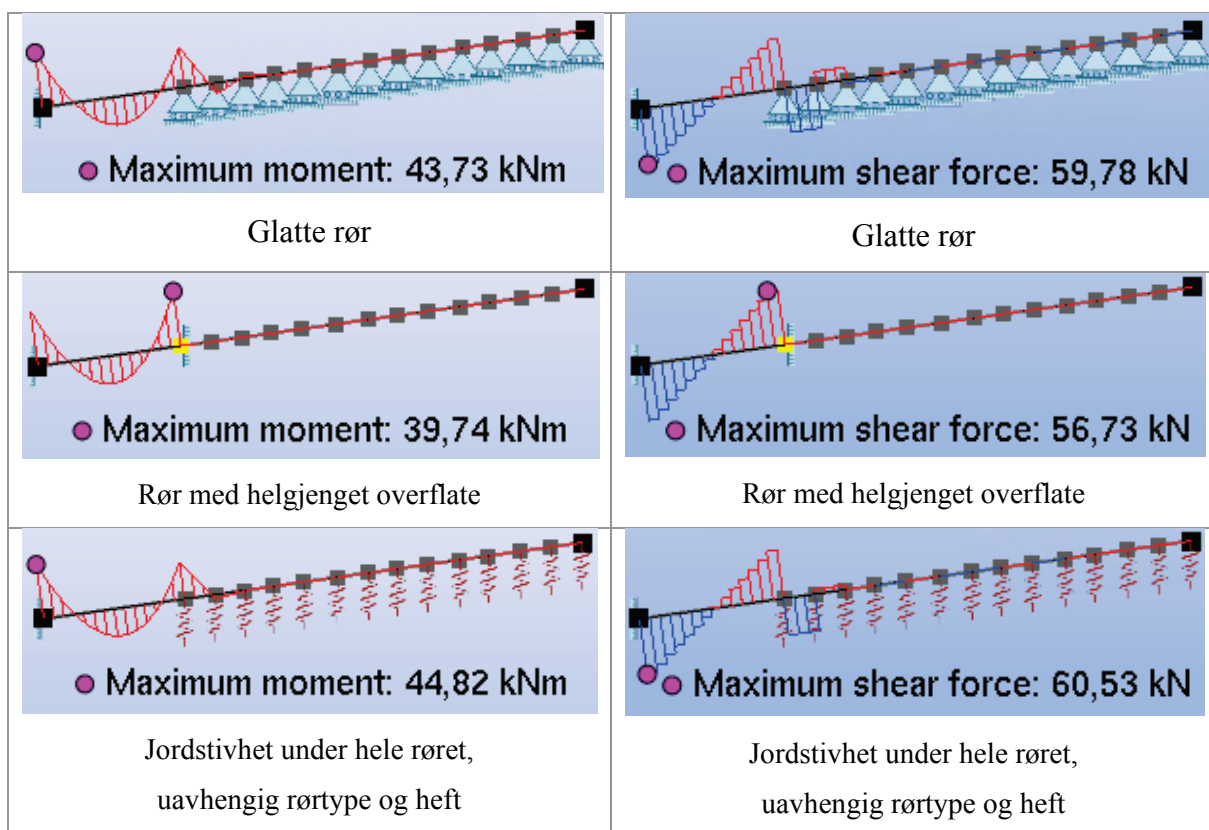
| Lastberegning på stålrør etter egen modell | Verdi | Enhet |
|---|---------|-------|
| Beregnet lengde på ustabil sone | 3.8850 | meter |
| Beregnet silotrykk på stålrør med størst last | 31.4535 | kN/m |
| Beregnet fjærkonstant på løsmasse | 33.3333 | MPa |

MATLAB-kodene for beregningene ligger i Vedlegg D.

Tabell 7-5 viser oversikt over maksimum moment og skjærkrefter som virker på stålrøret som opplever størst belastning i en rørskjerm ved bruk av FAP. De to øverste figurene viser modellering av stålrør med fast innspenning i gitterbuen, hvor den andre enden av stålrøret

ligger på opplag som er bevegelig i horisontalplanet. Det er for å gi en modell av forholdene ved bruk av glatte stålrør, hvor det er liten heft mellom stålrøret og injeksjonsmassen. Her er maksimum moment beregnet til ca. 44 kNm og maksimum skjærkraft beregnet til ca. 60 kN. De to figurene i midten viser en modell av forholdene ved bruk av stålrør med helgjenget overflate, der enden som ligger i løsmassene er fast innspent etter ustabil sone, på grunn av heften mellom røret og injeksjonsmassen. I dette tilfellet er både maksimum moment og maksimum skjærkrefter lavere, henholdsvis ca. 40 kNm og 57 kN. I det siste tilfellet er stålrøret fast innspent ved forankringen i gitterbuen, som tidligere, men den andre enden ligger på et opplag av fjærer, som er bevegelig oppover og nedover, for å representere stivheten i grunnen. I dette tilfellet viser resultatene de høyeste verdiene for maksimum moment og maksimum skjærkraft, på henholdsvis ca. 45 kNm og 61 kN.

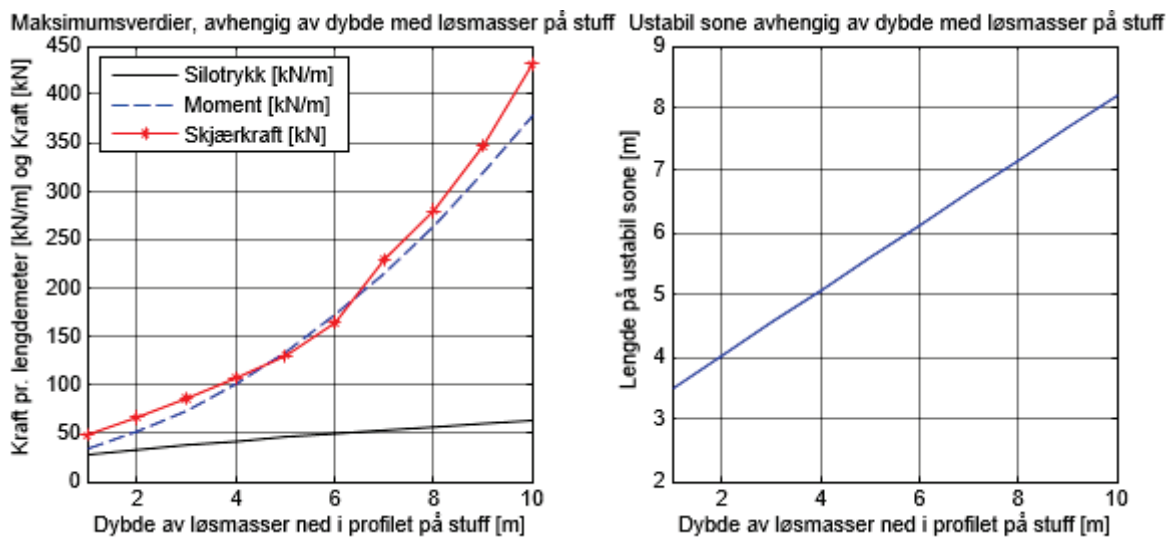
Tabell 7-5: Resultater fra FAP. Figurer til venstre viser moment og figurer til høyre viser skjærkrefter på stålrøret som opplever størst belastning i en rørskjerm under ulike randbetingelser.



7.2.3 Resultater ved parameterstudie på bjerkemodell for elastiske fundamenter

Figur 7-6 viser resultatene fra parameterstudie 1. Graf til venstre viser endring i silotrykk, maksimum moment og maksimum skjærkraft som virker på ett stålrør, avhengig av hvor langt

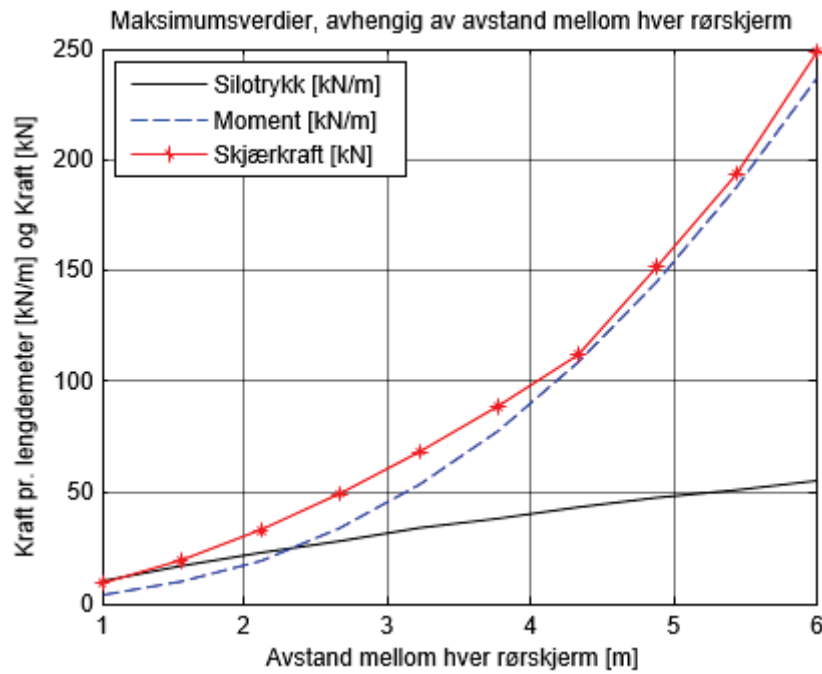
løsmassene går ned i profilet på stuff. Silotrykket øker fra ca. 28 kN/m til ca. 63 kN/m ettersom løsmassene strekker seg fra en meter ned i profilet og ned til bunnen av stuff. Kurven ser ut til å ha en svakt konkav fasong, som flater ut ved økende strekke med løsmasse. Maksimum moment begynner på ca. 33 kNm ved 1 meter løsmasse og øker til 378 kNm når løsmassen strekker seg ned til bunnen av profilet. Kurven har en svakt konveks fasong og ser ut til å ha en eksponentiell utvikling. Maksimum skjærkraft begynner på ca. 48 kN ved 1 meter løsmasse og øker til ca. 431 kN når løsmassen strekker seg ned til bunnen av profilet på stuff. Kurven har en tilsvarende kurveutvikling som momentet, men fluktuerer litt mer. Graf til høyre i Figur 7-6 viser hvordan lengden på ustabil sone øker ved økende dybde av løsmasse i profilet på stuff. Kurven på grafen viser en lineær utvikling, der ustabil sone er ca. 3,5 meter ved 1 meter løsmasse i profilet, og øker til 8,2 meter når løsmassene strekker seg 10 meter ned i profilet på stuff, det vil si over hele profilet, da tunnelen er 10 meter høy.



Figur 7-6: Resultat parameterstudie 1 . Graf til venstre viser resultater for silotrykk, moment og skjærkraft på det røret som opplever størst last i en rørsjerm, avhengig av hvor langt ned løsmassene går ned i profilet på stuff. Graf til høyre viser lengden på den ustabile sonen, avhengig av hvor langt ned løsmassene går på stuff.

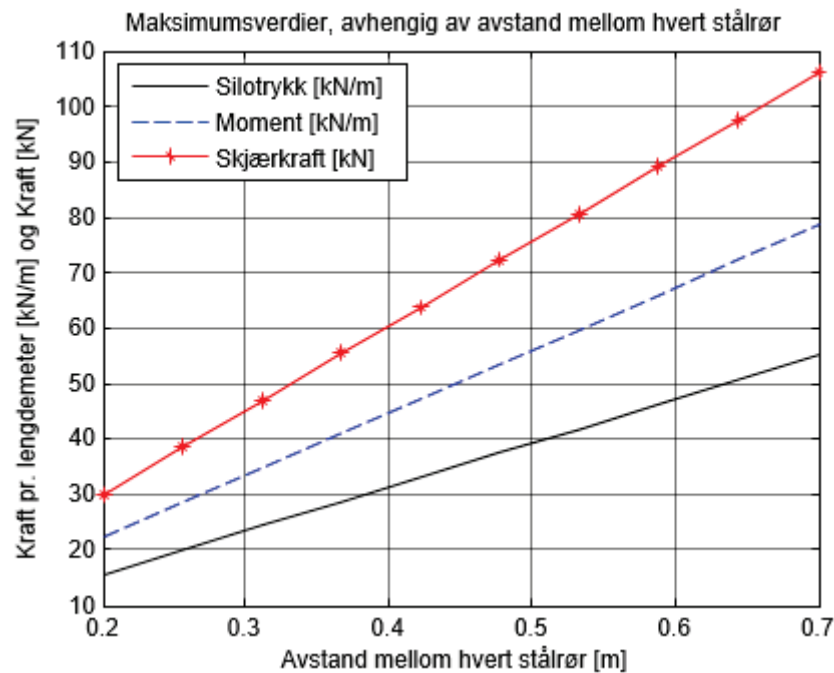
Figur 7-7 viser resultatene fra parameterstudie 2. Grafen viser endring i silotrykk, maksimum moment og maksimum skjærkraft som virker på ett stålrør, avhengig av monteringsavstand mellom rørsjermene. Silotrykket øker fra ca. 10 kN/m til ca. 55 kN/m ettersom monteringsavstanden øker fra 1 meter til 6 meter. Kurven har en svakt konkav fasong og ser ut til å flate ut ved økende monteringsavstand. Maksimum moment begynner på ca. 4 kNm ved en monteringsavstand på 1 meter og øker til 237 kNm når monteringsavstanden er 6 meter.

Kurven har en svakt konveks fasong og ser ut til å ha en eksponentiell utvikling. Maksimum skjærkraft begynner på ca. 9 kN ved en monteringsavstand på 1 meter og øker til ca. 249 kN når monteringsavstanden er 6 meter. Fasongen på kurven er relativt lik kurven til momentet.



Figur 7-7: Resultat parameterstudie 2. Grafen viser resultater for silotrykk, moment og skjærkraft på det røret som opplever størst last i en rørskjerm, avhengig av monteringsavstanden mellom hver rørskjerm.

Figur 7-8 viser resultatene fra parameterstudie 3. Grafen viser endring i silotrykk, maksimum moment og maksimum skjærkraft som virker på ett stålrør, avhengig av monteringsavstand mellom hvert stålrør. Silotrykket øker fra ca. 16 kN/m til ca. 55 kN/m ettersom monteringsavstanden øker fra 0,2 meter til 0,7 meter. Kurven er lineær. Maksimum moment begynner på ca. 22 kNm ved en avstand på 0,2 meter mellom hvert stålrør, og øker til 78 kNm med en avstand på 0,7 meter mellom hvert stålrør. Kurven har også her en lineær fasong. Maksimum skjærkraft begynner på ca. 30 kN ved en avstand på 0,2 meter mellom hvert stålrør og øker til ca. 106 kN når avstand en er 0,7 meter. Kurven har en lineær fasong.



Figur 7-8: Resultat parameterstudie 3. Grafen viser resultater for silotrykk, moment og skjærkraft på det røret som opplever størst last i en rørsjerm, avhengig av monteringsavstanden mellom hvert stålrør i en rørsjerm.

MATLAB-kodene for parameterstudiene ligger i Vedlegg D.

7.3 Diskusjon av bjlkemodell for elastiske fundamenter

Resultatene i delkapittel 7.2.1 viser beregnet silotrykk på hvert enkelt stålrør i profilet, ved bruk av to ulike beregningsmetoder, med hensyn på økende overdekning nedover i profilet. Grafen til venstre i Figur 7-5 viser at ved bruk av Mohrs spennings sirkel vil det øverste røret alltid være det som opplever størst belastning, til tross for økende overdekning. Siden man i videre beregninger skal bruke resultatene for det stålrøret som opplever størst silotrykk, er det derfor ikke nødvendig å ta hensyn til økende overdekning. Siden det er det øverste røret som opplever størst silotrykk, vil normalkomponenten av silotrykket være lik vertikalkomponenten, og det er derfor ikke nødvendig å bruke Mohrs spennings sirkel til å beregne normalkomponenten. Formelen for beregning av silotrykket på det røret som opplever størst belastning kan dermed forenkles og beskrives med Formel 68. Denne formelen erstatter Formel 62 til 65. Det er Formel 68 som benyttes i de vedlagte MATLAB-kodene ved parameterstudien i Vedlegg D. Resultatene ville blitt de samme ved bruk av Formel 61 til 64, men det ble ansett som en unødvendig forlengelse av formelen og koden.

$$\sigma = \left(\frac{B(\gamma - c)}{K_0 \tan \phi} * \left(1 - e^{-K_0 \tan \phi * \frac{h}{B}} \right) + q e^{-K_0 \tan \phi * \frac{h}{B}} \right) * S_T \quad (68)$$

σ er silotrykket per løpemeter stålrør, ϕ er friksjonsvinkel løsmasse, γ er tyngdetetthet løsmasse, K_0 er lateral jordtrykkskoeffisient, h er overdekning, c er kohesjon i løsmasse, B er halve lengden på ustabil sone, q er overlast og S_T er monteringsavstand mellom hvert stålrør.

Når det kommer til grafen til venstre i Figur 7-5 kan man se at det er røret som er ca. 18° grader fra midt i profilet som opplever størst silotrykk. Årsaken til dette er bruk av Formel 58. Det er ikke funnet hvordan denne formelen er utledet, eller hvor den eventuelt er hentet fra, da dette ikke er blitt beskrevet i Song et al. (2013). Setter et spørsmålstegn ved denne formelen på grunn av teorien rundt funksjonen til rørskjerm. Hensikten med rørene i en rørsjerm er, som beskrevet i teoridelen, å overføre spenning fra det overliggende jordtrykket til gitterdrageren og grunnen foran stuff, og man vil derfor ikke få spenningskonsentrasjoner ned langs profilet, slik man vil i et rom under bakken som opplever uforstyrret trykkomslutning fra de omliggende massene. Det er derfor valgt å bruke stålrøret øverst i profilet som det røret som opplever størst silotrykk. Det er også dette røret det er valgt å beregne for i Borchardt (2006). Om formelen gitt i Song et al. (2013) er en mer riktig betraktning, vil det igjen være behov for å regne med økende overdekning og normalkomponenten for silotrykket for hvert enkelt rør nedover profilet, for å finne det stålrøret som opplever størst silotrykk.

Tabell 7-4 laget i MATLAB gir et oversiktlig resultat av lengde på ustabil sone, beregnet silotrykk og fjærstivheten til løsmassene foran stuff. Dette gjør det enkelt ved implementering av data i konstruksjonsprogrammet FAP. Ved bruk av FAP var det viktig å få målene riktig med tanke på lengde og vinkel på stålrør, samt å legge inn nøyaktig lengde på ustabil sone, før lasten fra silotrykket ble påført. En annen faktor var avstanden mellom nodene hvor randbetingelsene skulle festes, etter ustabil sone. Ble nodene plassert for tett ga programmet feilmelding, om nodene hadde for lang avstand ble ikke resultatene representative for situasjonen. Det ble etter hvert funnet ut at nodene kunne flyttes relativt mye uten at resultatene ble påvirket av dette, og avstanden ble antatt til å være optimal med 0,8 meter. Avstanden mellom nodene er også illustrert i figurene i Tabell 7-5. Resultatene i denne tabellen viser at ved fast innspenning av stålrørene før og etter ustabil sone, ble både maksimum moment og maksimum skjærkrefter betydelig redusert i forhold til situasjonen der hvor stålrørene bare er fast innspent ved gitterbuen. Dette indikerer at stålrørene med helgjenget overflate kan tåle større belastning enn glatte rør, slik beskrevet i litteraturen. Det er flere faktorer som spiller inn

med tanke på hvordan stålrør med helgjenget overflate opptar skjærkrefter, i forhold til glatte rør, som ikke representeres ved denne modellen. Disse faktorene diskuteres ikke i denne masteroppgaven. De høyeste verdiene for maksimum moment og maksimum skjærkrefter ble beregnet i den nederste modellen i Tabell 7-5. I denne modellen er stålrøret festet til noder med fjærer som har samme fjærstivhet som grunnen. Årsaken til at høyeste verdier oppstår i dette tilfellet er ukjent. Røret har i denne situasjonen ingen mulighet til å bevege seg i lengderetning, bare opp og ned i grunnen. Dette er den eneste av de tre modellene, hvor røret kan bevege seg i vertikalplanet. For å være på den sikre siden ble det derfor valgt å bruke denne modellen i parameterstudiet som ble utført. De to øverste modellene representerer en ren bjlkemodell, siden det ikke er noen fjærer som støtter opp under stålrøret og den nederst modellen i tabellen representerer bjlkemodell for elastiske fundamenter.

Om man vurderer resultatene diskutert over i forhold til sikringsdesignet i «Composite Pile Roofing» med bruk av TITAN Hollow Bar 40/16 i Yxhugget, hvor maksimal tillatt skjærkraft er på 171 kN, kan man se at beregnet maksimum skjærkraft ved bjlkemodell for elastiske fundamenter på 61 kN, er godt innenfor tillatt skjærkraft på denne typen stålrør. Det er ikke vanlig å betrakte last på disse rørene med denne typen beregningsmodell, men det er likevel en interessant betraktning.

I det første parameterstudiet ble det sett på utviklingen av silotrykk, maksimum moment og maksimum skjærkraft ved økende dybde løsmasse i profilet på stuff. Etter hvert som løsmassene går lengre ned i profilet vil glideflaten til den ustabile sonen bevege seg nedover stuffen, noe som fører til at mengden potensielt utglidende masse øker, som igjen gjør den ustabile sonen lengre. Graf til høyre i Figur 7-6 viser denne utviklingen. Utviklingen er lineær, men brattheten på kurven vil variere i forhold til materialeegenskapene til løsmassen foran stuff. Graf til venstre i Figur 7-6 viser hvordan silotrykk, maksimum moment og maksimum skjærkrefter utvikler seg ved økende lengde av løsmasser ned i profilet på stuff. Silotrykket øker moderat i forhold til de to andre faktorene, kurven er konkav og flater ut når løsmassene nærmer seg bunnen av tunnelen. Silotrykket vil ikke kunne bli større om løsmassene går dypere enn tunnelen, da rasvinkelen aldri vil kunne begynne under sålen til tunnelen. Dette betyr at når løsmassene når sålen, blir den lengste ustabile sonen og det høyeste silotrykket beregnet. Maksimum moment og maksimum skjærspenning har en helt annen kurveutvikling, her er kurvene konveks og øker betydelig ettersom løsmassene går dypere i profilet. Grunnen til dette er at ved økende ustabil sone vil silotrykket virke over et lengre område på stålrørene, slik at den totale kraften som virker på hvert stålrør øker. Grafene viser at dybden på løsmasse i profilet har svært stor

betydning for maksimum moment og maksimum skjærspenning som virker på stålrørene i en rørskjerm.

I det andre parameterstudiet ble det sett på utviklingen av silotrykk, maksimum moment og maksimum skjærkraft ved økende installasjonsintervall mellom hver rørskjerm. Med økt installasjonsintervall mellom hver rørskjerm vil den ustabile sonen øke med tilsvarende lengde. Resultatene for økt installasjonsintervall vises i Figur 7-7, og indikerer samme trender som ved økt dybde av løsmasse ned i profilet. Ettersom den ustabile sonen øker, øker silotrykket moderat i forhold til de to andre faktorene, kurven er konkav og flater ut ved økende installasjonsintervall. Maksimum moment og maksimum skjærspenning har konvekse kurver og øker betydelig ettersom installasjonsintervallet øker. Grunnen til dette er her også at ved økende ustabil sone vil silotrykket virke over et lengre område på stålrørene, slik at den totale kraften som virker på hvert stålrør blir større. I motsetning til økende dybde løsmasse i profilet, vil ikke økt lengde på installasjonsintervallet ha noen maksverdi i forhold til avstand. Her er det viktig å ta i betraktning at hvis glideplanet på ustabil masse foran stuff strekker seg utenfor enden på stålrørene i skjermen, vil det ved utglidning også kunne renne inn overliggende masse, ikke bare kollaps av massen som ligger foran stuff. Resultatene viser at installasjonsintervallet mellom hver rørskjerm har stor betydning for maksimum moment og maksimum skjærspenning som virker på stålrørene i en rørskjerm.

I det tredje parameterstudiet ble det sett på utviklingen av silotrykk, maksimum moment og maksimum skjærkraft ved økende avstand mellom hvert stålrør. Ved endring av monteringsavstanden mellom hvert stålrør, vil dette endre bredden på jordsøylen hvert rør skal bære. Grafen i Figur 7-8 viser hvordan silotrykk, maksimum moment og maksimum skjærkrefter utvikler seg ved økende monteringsavstand mellom hvert stålrør. Her kan man se at silotrykket utvikler seg i ganske lik størrelsesorden som ved endring av dybde av løsmasse ned i profilet på stuff og endring av installasjonsintervallet, bortsett fra at kurven er lineær. Maksimum moment og maksimum skjærkraft har også her en lineær kurve, men kurvene er brattere enn ved silotrykket og maksimum skjærkraft har den bratteste kurven. Grunnen til at maksimum moment og maksimum skjærkraft har lineær kurve i dette tilfellet, er at den ustabile sonen er uendret. Ved økende silotrykk vil denne fordeles på den samme lengden stålrør ved alle monteringsavstandene. Dette viser at monteringsavstanden mellom hvert stålrør ikke har like stor betydning for maksimum moment og maksimum skjærspenning på stålrørene, som ved endring av dybde løsmasse ned i profilet på stuff og installasjonsintervall mellom hver rørskjerm. I denne sammenhengen er det viktig å nevne at avstanden mellom hvert stålrør i

rørskjerm har stor betydning med tanke på å opprettholde en bærende bueffekt i løsmassen, slik at løsmassen ikke renner mellom stagene, som beskrevet i teoridelen.

Denne bjalkemodellen for elastiske fundamenter kan være et nyttig hjelpemiddel for å bestemme noen av de viktigste designparameterne ved dimensjonering av rørskjerm. Ved relativt enkle inngangsparametere kan man gjøre vurderinger angående silotrykket som virker på stålrørene, finne optimalt installasjonsintervall mellom rørskjermene, i samsvar med hvor dypt løsmassene ligger i profilet på stuff. Når det kommer til monteringsavstanden mellom hvert stålrør er dette en variabel som bør fastsettes ved andre metoder, men vil være en viktig inngangsparameter til bjalkemodellen. De ulike stålrørene som brukes til å montering av rørskjerm har forskjellige egenskaper, som er avhengig av overflatestruktur, tykkelse, diameter og koblinger. Dette gjør at de forankres på ulik måte i grunnen, tåler ulikt moment og skjærkrefter, og vil ha ulike deformasjonsegenskaper. De ulike stålrørene er testet etter standarder og har ulike begrensninger, noen av disse verdiene for TITAN Hollow Bar og AT kan sees i Tabell 4-2 og Tabell 4-3 i teoridelen. TITAN Hollow Bar 40/16 kan oppta en maksimum tillatt skjærkraft på 171 kN, noe som for eksempel gjør at den er godt innenfor de beregnede maksimalverdiene for maksimal skjærkraft ved å bruke beregningsmodell for elastiske fundamenter på prosjektet Yxhugget. Det er også mulig å se på deformasjon av rørene i konstruksjonsprogrammet FAP, men da er det svært viktig å få implementert riktig materialeegenskaper og geometri på stålrørene. Dette kan være utfordrende da FAP er et basisprogram utviklet av studenter på NTNU. Det finnes mer profesjonelle konstruksjonsprogrammer hvor det er muligheter for mer detaljert analyse. Disse kan være av interesse om deformasjon av rørene er viktig med hensyn på setninger. Som tidligere nevnt kan man også kontrollere dette bedre ved å ha flere overlappende lag med rørskjerm.

Under utvikling av metoden er det valgt å være konservativ. Ved beregning av lengden på ustabil sone er det valgt å beregne for siste runde med sprøytebetong og gitterbue, hele lengden på ustabil masse foran stuff og siste inndriftsrunde, for å få et silotrykk som representerer verste tilfelle. Videre er det valgt å benytte den modellen i konstruksjonsprogrammet FAP som gir de høyeste verdiene for maksimum moment og skjærkraft. I tillegg beregner bjalkemodellen for elastiske fundamenter bare for bæreevnen til en rørskjerm, slik at ved overlappende rørskjerm, blir denne metoden for dimensjonering enda mer konservativ.

8 GENERELL DISKUSJON

Delen som omhandler relasjoner i Q-systemet har berørt vanskelighetene ved driving av tunnel i overgangen mellom berg og løsmasse, hvor man beveger seg fra fagfeltet bergmekanikk til geoteknikk. Etter dette studiet ansees det som mer fordelaktig å se på grunnforholdene fra en geoteknisk synsvinkel, da dette vil gi en bedre beskrivelse av egenskapene til grunnen og kan gi bedre forutsetninger for å velge riktig sikringsmetode. Selv om Q-verdien ikke gir en tilstrekkelig beskrivelse av grunnforholdene, bekreftet studiet likevel at rørskjerm er en sikringsmetode som har fungert godt som midlertidig sikring foran stuff under driving av mange tunneler som er drevet gjennom områder med dårlig geologi.

Borchardts metode for dimensjonering av «Composite Pile Roofing» og bjelkemodell for elastiske fundamenter, er begge metoder for å dimensjonere rørskjermer. Metoden for å beregne silotrykket med Terzhagis jordtrykksmodell er lik i begge metodene. Forskjellen er at Borchardt bruker silotrykket til å beregne strekklasten og forankringen til den rørbolten som opplever størst belastning, med beregningsmetoder fra dimensjonering av mikropeler med friksjonsforbindelse. Denne metoden er tilpasset for bruk av injiserte stålrør av typen TITAN Hollow Bar, som har helgjenget borstål med dype kammer. Dette gjelder derfor ikke for glatte stålrør, som ofte har vært brukt i forbindelse med rørskjermer. I bjelkemodell for elastiske fundamenter er beregningen av silotrykket brukt til å utføre en FEM-analyse for å beregne moment og skjærkrefter som virker på det stålrøret som opplever mest last. Dette blir derfor to ulike måter å se på hvordan lasten påvirker rørene. Det er forsøkt å bruke bjelkemodellen til å modellere hvordan helgjengede stålrør fungerer i forhold til glatte stålrør. Det var interessant å se hvordan fast innspenning av stålrøret reduserte både moment og skjærkrefter, i forhold til rør som fikk muligheten til å bevege seg i horisontalplanet i massene foran ustabil sone på stuff. Dette bekrefter teorien og fordelene med å benytte rør med helgjenget borstål.

Bjelkemodell for elastiske fundamenter endte opp med å bli en svært enkel og anvendbar metode for å dimensjonere rørskjerm. Modellen fungerte godt på dataene fra Yxhugget, men det hadde vært svært interessant å utprøve modellen på flere prosjekter, for å teste påliteligheten, spesielt ved svakhetssoner av ulik karakter. Metoden er for så vidt også anvendbar for å beregne lasten på boltene ved forbolting. Song et al. (2013) sin modell er på mange måter uklar med tanke på bruk av formler, og tar ikke hensyn til verste tilfelle, da det blir regnet med at siste sikringsrunde og den ustabile sonen gir støtte på undersiden av rørene.

Dette virker derfor litt usikkert, da det kan føre til at stålrørene ikke tåler den overliggende lasten ved utglidning av ustabil sone på stuff.

Gjennom litteraturstudiet har det fremkommet at sikringsmetoden omtalt som rørskjerm omfavner et bredt spekter av ulike teknikker og bruk av utstyr. Det finnes sjelden noen forklaring på grunnlaget for valg av de ulike variantene. De ulike valgene av metode kan være påvirket av tidligere erfaringer, hvilken entreprenør som driver tunnelen, utstyr som er tilgjengelig og kostnader. Det er derfor ikke bare geologi som er avgjørende for hvilken type rørskjerm som blir valgt. Det som uansett kan konkluderes ut i fra litteraturstudiet i denne masteroppgaven, er at rørskjerm er en metode med stor diversitet og kan tilpasses drivemetoden, profilet og grunnforholdene. Dette kan gi tidsbesparelser, har lite krav til ekstrautstyr og derav reduserte kostnader. Den vanligste komplikasjonen under driving av tunnel med rørskjerm virker å være nedfall av masse mellom stålrørene, men at dette er et problem som kan løses ved monteringsavstand mellom stålrørene og justering av injeksjonsmassen.

I norsk tunnndrift er forbolting ofte brukt ved forsering av svakhetssoner og andre områder med dårlig geologi. Denne metoden har likhetstrekk med rørskjerm. Begge metodene består av å sette bolter i en vifteform foran stuff, for å hindre at den overliggende massen raser ned i profilet. Hovedforskjellen er at man benytter hule, injiserbare bolter ved rørskjerm, og at boltene er lengere. Man kan også injisere ved forbolting, men siden man injiserer fra stuff og forover, er det svært vanskelig å vite om injeksjonsmassen havner der den skal. I de to rørskjermvariantene omtalt i denne masteroppgaven, «AT-Pipe Umbrella System» og «Composite Pile Roofing» er dette problemet løst på to ulike måter. Ved «AT-Pipe Umbrella System» har stålrørene perforering langs siden, slik at injeksjonsmassen skal kunne fordele seg langs utsiden av røret. Dette løser problemet delvis, men ved svært dårlig geologi kan det oppstå sammenrasing av lommen som ligger mellom stålrøret og den omliggende massen. Dette vil kunne hindre at injeksjonsmassen fordeler seg der den skal, da injeksjonsmasse alltid vil gå letteste vei i grunnen. Ved «Composite Pile Roofing» går injeksjonsmassen først gjennom røret, før den kommer ut i enden. Ved svært dårlig geologi kan man også injisere mens man borer inn stålrøret, for å være sikker på at injeksjonsmassen havner der den skal. Dette er en teknikk som er vanlig ved jordnagling. Injeksjonsmassen har flere gunstige egenskaper: den forsterker rørene, gir økt lastoverføring og forbedrer egenskapene til den omliggende massen. I «Composite Pile Roofing» er den også en viktig del av forankringen av stålrørene, som også gir en gunstig lastoverføring. Det er derfor flere fordeler med å bruke rørskjerm kontra

forbolting i områder med spesielt dårlig geologi. Siden teknikken for design og utførelse er ganske like, burde det også være gjennomførbart å omstille seg til å benytte rørskjerm i enkelte tilfeller der denne metoden vil være mest hensiktsmessig.

Noe av grunnen til at rørskjerm er lite brukt i Norge kan være manglende erfaring og at det er lite tilgjengelige beregnings- og dimensjoneringsmetoder for metoden. Slik som Arild Neby i Statens Vegvesen beskrev, er ikke ansvarsområdet for dimensjonering av rørskjerm i Statens Vegvesen helt definert, og er et omdiskutert tema. Som nevnt i teoridelen er også mange av vurderingene angående sikring i norsk tunneldrift basert på tidligere erfaringer og subjektiv vurdering. Selv om flere prosjekter med rørskjerm av typen «Composite Pile Roofing» er blitt utført i Norge, er ikke teknikken velkjent og kunnskap mangler om både dimensjonering og prosedyrer. Mangelen på erfaring kan også skape utrygghet blant arbeiderne som skal utføre metoden. For at metoden skal få innpass i norsk tunneldrift vil det nok kreve flere vellykkede rørskjermprosjekter, samt mer definerte retningslinjer for dimensjonering.

9 OPPSUMMERING

I denne masteroppgaven ble det i først utført et litteraturstudie for å få bedre kjennskap til ulike geologiske forhold som kan være utfordrende ved driving av tunnel, ulike metoder for tung sikring og hvordan tung sikring velges og dimensjoneres i Norge. Videre ble sikringsmetoden rørskjerm grundig presentert med definisjoner, ulike design, funksjon og metoder for dimensjonering. Det ble utført et empirisk studie, der det ble det valgt ut 20 vellykkede prosjekter, hvor rørskjerm er blitt benyttet som sikring ved forsering av soner med dårlig geologi. Her ble det beregnet en Q-verdi for hvert prosjekt og utført flere plott i sikringsdiagrammet til Q-systemet, for å se etter relasjoner mellom bergmassekvalitet og valg av type rørskjerm. Det ble også utført en generalisering av Borchardts beregningsmetode for sikring med sprøytebetong, gitterbuer og rørskjermvarianten «Composite Pile Roofing», i forbindelse med samarbeidet med Huth og Wien Engineering AS. Det ble laget et program i MATLAB, for at beregningene skal kunne utføres enklere og raskere, samt kjørt et parameterstudie på beregningsmodellen med data fra prosjektet Yxhugget, i Stockholm. Til slutt ble det utviklet en bjelkemodell for elastiske fundamenter, for dimensjonering av rørskjerm, etterfulgt av et parameterstudie.

Det ble definert at rørskjerm er en sikringsmetode som brukes ved tunneldriving under geologiske forhold som gir flommende og rennende masser, som kan skape en silo-type utglidning. Disse forholdene kan oppstå ved driving i løsmasse, soner med manglende bergoverdekning og i svakhetssoner. Rørskjerm er laget ved at injiserbare stålrør installeres i en vinkel rundt takprofilen fra stoff mot driveretningen. Enden av stålrørene som ligger ved stoff, blir forankret i en gitterdrager, mens den andre enden ligger i massene foran stoff. På denne måten vil man hindre at overliggende løsmasse raser ned i profilen, ved at de injiserte stålrørene bærer lasten og gir en lastoverføring til gitterbuen og fast grunn foran stoff. Rørskjermen har bare en midlertidig funksjon under driving, og er ikke en del av den permanente sikringen i en tunnel. Det finnes mange ulike varianter av rørskjerm, hvor det blir brukt ulike diametere, tykkelser, overflater og lengder på stålrørene, i tillegg til at teknikken for injeksjon varierer. Metoden har også svært mange ulike betegnelser. I det empiriske studiet som ble det konstatert at det ikke var noen sammenheng mellom Q-verdi og valg av diameter på stålrørene, c/c mellom stålrørene, eller overlapp mellom hver rørskjerm. Da Q-metoden er lite egnet for å klassifisere dårlig bergmasse, ble det vurdert som mer fordelaktig å se på grunnforholdene fra en geoteknisk synsvinkel, da dette vil gi en bedre beskrivelse av egenskapene til grunnen og kan gi bedre forutsetninger for å velge riktig sikringsmetode. Selv

om Q-verdien ikke ga en tilstrekkelig beskrivelse av grunnforholdene, bekreftet studiet likevel at rørskjerm er en sikringsmetode som har fungert godt som midlertidig sikring foran stuff ved driving av mange tunneler i områder med dårlig geologi. Under dette studiet ble det også funnet at den mest vanlige komplikasjonen ved sikring med rørskjerm har vært rennende masse mellom stålrørene.

Etter litteraturstudiet ble det sett flere fordeler med å bruke rørskjerm kontra tradisjonell norsk forbolting i områder med spesielt dårlig geologi i norsk tunneldrift. Hovedfordelen ble betraktet til å være bedre kontroll på fordelingen av injeksjonsmassen ved injisering av stålrørene, da injeksjonsmassen har flere gunstige egenskaper. Siden teknikken for design og utførelse er ganske like, burde det også være gjennomførbart å omstille seg til å benytte rørskjerm i enkelte tilfeller der denne metoden vil være mest hensiktsmessig.

Implementeringen av Borchardts beregningsmetode i MATLAB var vellykket, og effektiviteten av programmet ble bekreftet ved parameterstudiet, som ble utført med bruk av de geologiske forholdene på Yxhugget. Parameterstudiet bekreftet at dimensjoneringen av sprøytebetong, gitterbuer og «Composite Pile Roofing» var optimal i henhold til denne beregningsmetoden. Det mest interessante ved dette parameterstudiet var hvordan bæreevnen til sikringen utviklet seg ved økende tykkelse av sprøytebetong. Ved økende sprøytebetongtykkelse frem til 0,34 meter, gikk det kortere tid før sikringen opptok full last, men ved økende tykkelse over 0,34 meter, snudde trenden og det tok lengre tid før sikringen fikk full bæreevne. Årsaken viste seg å ligge i at eksentrisiteten økte.

Det er fortsatt ingen allment godkjente designkriterier for dimensjonering av rørskjerm, men den metoden som er mest bruk er bjelkemodell for elastiske fundamenter. Det ble derfor laget en slik bjelkemodell ved bruk av MATLAB og konstruksjonsprogrammet FAP i denne masteroppgaven. Her ble det prøvd ut med to varianter av ren bjelkemodell, og en variant med bjelkemodell for elastiske fundamenter, med data fra prosjektet Yxhugget. Den ene bjelkemodellen representerer glatte stålrør, som bare er endeforankret i en ende, den andre bjelkemodellen representerer helgjengede stålrør, som er forankret i begge endene. I bjelkemodellen for elastiske fundamenter, ble stålrøret støttet av fjærer, som representerte jordstivheten i grunnen foran ustabil sone på stuff. Resultatene for maksimum moment og maksimum skjærkraft ble lavest ved endeforankring i begge endene og høyest ved bjelkemodell for elastiske fundamenter. Bjelkemodell for elastiske fundamenter ble derfor brukt videre i parameterstudiet. Parameterstudiet viste at monteringsavstand mellom hver rørskjerm og dybde av løsmasse i profilet på stuff, hadde betydelig større innvirkning på maksimum moment og

maksimum skjærkraft, enn monteringsavstanden mellom hvert rør. Metoden indikerte også at dimensjoneringen av rørskjermen på Yxhugget ga maksimum skjærkrefter som var betydelig lavere enn tillatt skjærkraft på Titan Hollow Bar 40/16. Den utviklede bjelke modellen for elastiske fundamenter ansees til å være vellykket. Den kan fungere som et godt verktøy ved dimensjonering av rørskjerner, men metoden mangler utprøving på andre prosjekter. For å teste påliteligheten til beregningsmetoden hadde dette vært svært interessant å prøve den på flere prosjekter, spesielt tilfeller med svakhetssoner av ulik karakter.

Denne masteroppgaven har hatt lite begrensninger og tatt for seg mange ulike aspekter vedrørende ulike varianter av rørskjerner, funksjon og modellering. Det at oppgaven har vært skrevet over 2 semestre har gjort det mulig å gå grundig inn i tema, gitt rom for utprøving av beregningsmetoder og programmering, samt gitt tid til å kontakte personer med kjennskap til de ulike fagfeltene. Noe av det mest utfordrende ved oppgaven har vært å avgrense omfanget av oppgaven og at det finnes lite beskrivelser av hvordan rørskjerner bør dimensjoneres med tanke på grunnforhold.

REFERANSER

- Ahrens, H., Lindner, E. & Lux, K.-H. 1982. Zur Dimensionierung von Tunnelausbauten nach den "Empfehlungen zur Berechnung von Tunneln im Lockergestein (1980)". *Die Bautechnik*, Hefte: 8, s.306.
- ALWAG systems. u.d. *AT-Pipe Umbrella Systems* [Internett]. Dywidag Norge. Tilgjengelig fra: <http://www.dywidag-norge.no/wp-content/uploads/2013/09/DSI-Systems-AT-Pipe-Umbrella-System.pdf> [Besøkt 02.03. 2015].
- Andersson, H. 2014. *RE: Møte hos Huth og Wien Engineering AS, Drammen, den 15.10.14.* .
- Andersson, H. 2015. *RE: Kommunikasjon via møte, e-mail og telefon.*
- Andersson, H., Borchardt, P. & Dalmalm, T. Bergtunnel utan bergtäckning. Fjellsprengningsdagen, 2011a Oslo. Norsk Forening for Fjellspengningsteknikk, s. 30.1-30.10.
- Andersson, H., Borchardt, P. & Dalmalm, T. 2011b. Bergtunnel utan bergtäckning; Power Point Presentasjon. Bergmekanikkdagen, Oslo: Huth & Wien Engineering AS.
- Barton, N. & Grimstad, E. 1994. Rock mass conditions dictate choice between NMT and NATM. *Tunnels & Tunneling International*, 26, s.39-42.
- Bieniawski, Z. T. 1989. *Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering*, New York, Wiley.
- Borchardt, P. 2006. Norra Länken, passage av Yxhygget, Stockholm; Beräkning och dimensionering av tunnelförstärkning under framdrift. . Borchardt Infosystem AB.
- Brenner, S. C. & Scott, L. R. 2008. *The Mathematical Theory of Finite Element Methods*, New York, NY, Springer Science+Business Media, LLC.
- DE NEEF Norge AS. 2007. *Produktbrosjyre: Injeksjonsmetode Combi Grouting* [Internett]. DE NEEF Norge AS. Tilgjengelig fra: <http://www.cobuilder.com/coBuilderDocuments/getfile?&dokid=43152&code=RGU1MjBOZWVmJTJGMSUyMEluamVrc2pvbnNtYXRlcmllbGwIMkZUQUNTUyUyME NvbWJpJTlwR3JvdXRpbmcucGRm&ext=.pdf> [Besøkt 02.03. 2015].
- Deutsche Normen 1952. DIN 4114: Stahlbau: Stabilitätafälle (Knickung, Kippung, Beulung).

- Drageset, L. N. 2013. Jernbanetunnel Holm-Nykirke; "Rørparaplymetoden". Overraskende parti med lite overdekning. *Fjellsprengningsdagen 2013*. Oslo: Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk.
- Duddeck, H. 1972. Zu den Berechnungsmethoden und zur Sicherheit von Tunnelbauten. *Der Bauingenieur*, 47, s. 43-52.
- Duddeck, H. 1984. General Approaches to Design of Tunnels. South African National Committee on Tunneling.
- Eckl, M. 2012. Tragverhalten von Rohrschirmdecken beim Tunnelbau im Lockergestein. *SCHRIFTENREIHE LEHRSTUHL UND PRUEFAMT FUER GRUNDBAU, BODENMECHANIK, FELSMCHANIK UND TUNNELBAU DER TECHNISCHEN UNIVERSITAET MUENCHEN*.
- Emdal, A. 2014. Introduksjon til GEOTEKNIKK. Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskaplige universitet.
- FRIEDR. ISCHEBECK GMBH u.d. TITAN Geotechnical System; Technical data. Germany.
- Furukawa, F., Hino, Y., Inoue, H., Inoue, H., Asari, K. & Yorita, J. 2007. Tunneling in water-bearing unconsolidated ground according to specifications for auxiliary methods revised to reflect varying soil conditions - Constructions in the north work section of the Takaoka tunnel on the Hokuriku-Shinkansen railway line. *Underground Space; The 4th Dimension of Metropolises, Three Volume Set +CD-ROM*. CRC Press.
- GSS TITAN Central America. 2000. *Technical Data: TITAN Hollow Bar* [Internett]. GSS TITAN Central America. Tilgjengelig fra: <http://www.gsstitan.com/en/pdf/titan%20bar.pdf> [Besøkt 02.03. 2015].
- Hansen, T. F. 2014. *RE: Personlig kommunikasjon via E-mail på vegne av Jenbaneverket*.
- Hoek, E. 2007. Rock Mass Classification. *Practical Rock Engineering*. North Vancouver, B.C.
- Ischebeck 2000. Produktbrosjyre: Rock Bolts; Ischebeck TITAN, the solution for tunnel construction, renovation and mining.: Ischebeck.
- Ischebeck, E. F. The Design and Execution of Drilled and Flush-grouted Titan Micropiles is Governed in European Union by National Technical Approval Z-34.14-209 (DIBT). International Society for Micropiles 10th International Workshop on Micropiles, 2010 Washington, D.C., USA.

- Jernbaneverket. 2014. *Teknisk regelverk: Tunneler/Prosjektering og bygging/Stabilitetssikring* [Internett]. Jernbaneverket. Tilgjengelig fra: https://trv.jbv.no/wiki/Tunneler/Prosjektering_og_bygging/Stabilitetssikring [Besøkt 09.11. 2014].
- Leonhardt, F. 1984. *Vorlesungen über Massivbau; Teil 1 Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau*, Berlin, Springer-Verlag.
- Neby, A. 2014. *RE: Personlig kommunikasjon via E-mail på vegne av Statens Vegvesen*.
- Nilsen, B. & Palmstrøm, A. 2000. *Engineering geology and rock engineering, Handbook No. 2*, Oslo, Norwegian Group for Rock Mechanics (NGB).
- Norges Geotekniske Institutt 2013. *Bruk av Q-systemet; Bergmasseklassifisering og bergforsterkning*, Oslo, NGI.
- Oke, J., Vlachopoulos, N. & Marinos, V. 2014. Umbrella Arch Nomenclature and Selection Methodology for Temporary Support Systems for the Design and Construction of Tunnels. *Geotechnical and Geological Engineering*, 32, s. 97-130.
- Palmström, A. 2000. Recent developments in rock support estimates by the RMI. *Journal of Rock Mechanics and Tunneling Technology*, 6, s. 1-19.
- Rockscience. 2015. *Products: Solutions for rock and soil engineering* [Internett]. Rockscience. Tilgjengelig fra: <https://www.rocscience.com/products/overview> [Besøkt 05.03. 2015].
- Russo, G. 1994. Some considerations on the applicability of major geomechanical classifications to weak and complex rocks in tunnelling. *GEAM XXXI, Torino*, s.63-70.
- Schubert, W., Fasching, A. & Goricki, A. 2006. Tunnelling in fault zones – state of the art. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 21, s. 376-377.
- Song, K.-I. 2014. *RE: Personlig kommunikasjon via E-mail, Assistant Professor ved INHA University, Sør-Korea*.
- Song, K.-I., Cho, G.-C., Chang, S.-B. & Lee, I.-M. 2013. Beam-spring structural analysis for the design of a tunnel pre-reinforcement support system. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 59, s. 139-150.
- Statens Vegvesen 2014. Håndbok N500; Vegtunneler. 7; *Arbeider foran stoff, stabilitetssikring og vann- og frostsikring*. Oslo: Vegdirektoratet.

- Stöckl, C. 2002. *Numerische Berechnungen der Tragwirkung von Rohrschirmen mit PFC2D-Kalibrierung mit simulierten „Base Friction“ Versuchen*. Graz University of Technology.
- Sve, R., Elvøy, J., Sagen, T., Backer, L., Holter, K. G., Bollongmo, P., Boge, K., Pedersen, K. B. & Aarset, A. 2008. Tung bergsikring i undergrunnsanlegg. Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk.
- SWECO 2013. Byggeplan UVB Vestfoldbanen; Entreprise UFP-08 Eidanger. *Utarbeidet for Jernbaneverket*.
- Tan, W. L. & Ranjith, P. G. 2003. Parameters and considerations in soft ground tunneling. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 8, s. 1.
- Terzaghi, K. 1943a. Arching in ideal soils. *Theoretical soil mechanics*. New York: J. Wiley and Sons, inc.
- Terzaghi, K. 1943b. Earth pressure on temporary supports in cuts, tunnels and shafts. *Theoretical soil mechanics*. New York: J. Wiley and Sons, inc.
- Terzaghi, K. 1946. *Rock defects and loads on tunnel supports*, [Cambridge, Mass.], Harvard University, Graduate School of Engineering.
- Tunnel-Ausbau-Technik GmbH 2014. Produktbrosjyre: PANTEX Lattice Girder.
- Volkman, G. & Schubert, W. Geotechnical model for pipe roof supports in tunneling. Proceedings of the 33rd ITA-AITES world tunneling congress, underground space—the 4th dimension of metropolises. Prague: Taylor and Francis Group, 2007. s. 755-760.
- Volkman, G., Schubert, W. & Button, E. 2006. A contribution to the design of tunnels supported by a pipe roof. *The 41st U.S. Symposium on Rock Mechanics*. Golden: American Rock Mechanics Association.
- Volkman, G. M. & Schubert, W. Tender document specifications for pipe umbrella installation methods. Proc. of the 34th ITA-AITES World Tunneling Congress, Underground Facilities for Better Environment & Safety, 2008. s. 285-293.
- Volkman, G. M. & Schubert, W. A load and load transfer model for pipe umbrella support. European Rock Mechanics Symposium, EUROCK 2010, June 15, 2010 - June 18, 2010, 2010 Lausanne, Switzerland. Taylor & Francis - Balkema, s. 379-382.

Wittke, W., Pierau, B. & Erichsen, C. 2006. New austrian tunneling method (NATM)—stability analysis and design. *WBI, Essen*, s. 156-189.

Yang, J. S., Gou, D. M. & Zhang, Y. X. 2008. Field measurements and numerical analyses of double-layer pipe roof reinforcement in a shallow multiarch tunnel. *Journal of the Transportation Research Board*, 2050, s. 145-153.

Zhang, Z., Li, H., Liu, H., Li, G. & Shi, X. 2014. Load transferring mechanism of pipe umbrella support in shallow-buried tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 43, 213-221.

Zindler, B. 2012. Das Omega- Verfahren nach DIN 4114.

VEDLEGG

Vedlegg A: Anbefalinger ved valg av RQD, J_n , J_r , J_a , J_w og SRF, fra Q-systemet.

Tabellene er hentet fra Norges Geotekniske Institutt (2013).

Tabell 1 RQD-verdier og antall sprekker per m³.

| 1 RQD = Oppsprekkingsfaktor (Rock Quality Designation) | | | RQD |
|--|--------------|--------------------------------------|--------|
| A | Svært dårlig | (> 27 sprekker per m ³) | 0-25 |
| B | Dårlig | (20-27 sprekker per m ³) | 25-50 |
| C | Middels | (13-19 sprekker per m ³) | 50-75 |
| D | God | (8-12 sprekker per m ³) | 75-90 |
| E | Utmerket | (0-7 sprekker per m ³) | 90-100 |

Merk: i) Der RQD er rapportert eller målt til ≤ 10 (inklusive 0), brukes verdien 10 for å bestemme Q-verdien
 ii) RQD-intervaller på 5, dvs. 100, 95, 90, osv., er tilstrekkelig nøyaktige

Tabell 2 J_n -verdier.

| 2 J_n = Tall for sprekkesett | | J_n |
|--------------------------------|---|---------|
| A | Massivt, ingen eller få sprekker | 0,5-1,0 |
| B | Ett sprekkesett | 2 |
| C | Ett sprekkesett pluss tilfeldige sprekker | 3 |
| D | To sprekkesett | 4 |
| E | To sprekkesett pluss tilfeldige sprekker | 6 |
| F | Tre sprekkesett | 9 |
| G | Tre sprekkesett pluss tilfeldige sprekker | 12 |
| H | Fire eller flere sprekkesett, tilfeldig og sterkt oppsprukket "sukkerbitberg", osv. | 15 |
| J | Knust berg, jordaktig | 20 |

Merk: i) For tunnelkryss, bruk $3 \times J_n$
 ii) For påhug, bruk $2 \times J_n$

Tabell 3 J_r - verdier.

| 3 $J_r =$ Sprekkeruhetstall | | J_r |
|---|---|-------|
| a) Bergveggkontakt, og b) Bergveggkontakt før skjærbevegelsen har gått 10 cm | | |
| A | Diskontinuerlige sprekker | 4 |
| B | Ru eller ujevn, bølgete | 3 |
| C | Glatt, bølgete | 2 |
| D | Glidespeil, bølgete | 1,5 |
| E | Ru, ujevn, plan | 1,5 |
| F | Glatt, plan | 1 |
| G | Glidespeil, plan | 0,5 |
| Merk: i) Beskrivelse henviser til småskalaegenskaper og mellomskalaegenskaper, i den rekkefølgen | | |
| c) Ingen bergkontakt ved skjærbevegelse | | |
| H | Sone som inneholder leirfylling tykk nok til å forhindre bergkontakt ved skjærdeformasjon | 1 |
| Merk: ii) Legg til 1 hvis gjennomsnittlig avstand i det relevante sprekkesettet er mer enn 3 m (avhenger av størrelsen på tunnelåpningen) iii) $J_r = 0,5$ kan brukes for plane glidespeil med lineasjon, forutsatt at lineasjonen er orientert i sannsynlig bevegelsesretning | | |

Tabell 5 J_w - verdier.

| 5 $J_w =$ Sprekkevannstall | | J_w |
|---|---|----------|
| A | Tørre bergrom eller mindre innsig (fuktig eller noen få drypp) | 1,0 |
| B | Middels innsig, av og til utvasking av sprekkefyllinger (mange drypp/"regn") | 0,66 |
| C | Vannstråler eller høyt trykk i kompetent berg med ufylte sprekker | 0,5 |
| D | Stort tilsig eller høyt trykk, betydelig utvasking av sprekkefyllinger | 0,33 |
| E | Usedvanlig høy innstrømming eller vanntrykket avtar med tid. Forårsaker utvasking av materialer og kanskje utrasinger | 0,2-0,1 |
| F | Usedvanlig høy innstrømming eller vanntrykket fortsetter uten merkbar reduksjon. Forårsaker utvasking av materialer og kanskje utrasinger | 0,1-0,05 |
| Merk: i) Faktorene C til F er grove estimater. Øk J_w hvis berget dreneres eller det utføres injeksjon ii) Spesielle problemer forårsaket av isdannelse er ikke tatt med i betraktning | | |

Tabell 4 J_a -verdier.

| 4 J_a = Tall for sprekkefylling | | Φ_r | J_a |
|--|--|----------|-------|
| a) Bergkontakt (ingen mineralfylling, bare belegg) | | | |
| A | Sammenvokste sprekker med harde mineraler som kvarts eller epidot. | | 0,75 |
| B | Uomvandlede sprekkeflater, bare overflateoksidasjon. | 25-35° | 1 |
| C | Svakt omvandlede sprekkeflater. Uoppbløtelig mineralbelegg, sandpartikler, oppknust berg uten leir. | 25-30° | 2 |
| D | Siltig eller sandig sprekkebelegg, litt leir (ikke svellende). | 20-25° | 3 |
| E | Oppbløtelig leirbelegg med lav friksjon, f.eks. kaolinit eller glimmer. Også kloritt, talk gips, grafitt osv. og små mengder svelleleire. | 8-16° | 4 |
| b) Bergkontakt før 10 cm skjærdeformasjon (tynn mineralfylling) | | | |
| F | Sandige partikler, oppknust berg, ikke leir. | 25-30° | 4 |
| G | Sterkt overkonsolidert, uoppbløtelig fylling av leirmineraler (kontinuerlig, men <5 mm tykkelse). | 16-24° | 6 |
| H | Middels eller litt overkonsolidert fylling av oppbløtelig leirmateriale (kontinuerlig, men <5 mm tykkelse). | 12-16° | 8 |
| J | Fylling av svelleleire, dvs. montmorillonitt (kontinuerlig, men <5 mm tykkelse). J_a -verdien avhenger av prosentvis innhold av svelleleire. | 6-12° | 8-12 |
| c) Ingen bergkontakt ved skjærdeformasjon (tykk mineralfylling) | | | |
| K | Soner og bånd av desintegrert eller knust berg. Sterkt overkonsolidert, uoppbløtelig fylling. | 16-24° | 6 |
| L | Soner og bånd av knust eller desintegrert berg og leir. Middels til litt overkonsolidert uoppbløtelig fylling. | 12-16° | 8 |
| M | Soner og bånd av leir eller knust eller desintegrert berg. J_a -verdien avhenger av prosentvis innhold av svelleleire. | 6-12° | 8-12 |
| N | Tykke kontinuerlige soner eller bånd med leir. Sterkt overkonsolidert. | 12-16° | 10 |
| O | Tykke kontinuerlige soner eller bånd med leir. Middels-til-lav overkonsolidering | 12-16° | 13 |
| P | Tykke kontinuerlige soner eller bånd med leir. Svelleleire. J_a avhenger av prosentvis innhold av svelleleire. | 6-12° | 13-20 |

Tabell 6 SRF-verdier.

| 6 SRF = Spenningsfaktor (Stress Reduction Factor) | | | SRF | |
|---|--|-----------------------|-----------------------|---------------|
| a) Svakhetssoner som krysser tunnelen eller bergrommet, som kan føre til at bergmasse løsner | | | | |
| A | Hyppig opptrøden av svakhetssoner som inneholder leire eller kjemisk forvitret berg, avspent berg (uansett dybde), eller lange seksjoner med inkompetent (svakt) berg (uansett dybde). For skivning, se 6L og 6M | | 10 | |
| B | Flere skjærsoner innenfor en kort seksjon i kompetent avspent sideberg (uansett dybde) | | 7,5 | |
| C | Enkeltstående svakhetssoner med eller uten leire eller kjemisk forvitret berg (dybde \leq 50 m) | | 5 | |
| D | Ukonsoliderte, åpne sprekker, mange sprekker eller "sukkerbit", osv. (uansett dybde) | | 5 | |
| E | Enkeltstående svakhetssoner med eller uten leire eller kjemisk forvitret berg (dybde $>$ 50 m) | | 2,5 | |
| Merk: i) Reduser disse SRF-verdiene med 25-50 % hvis svakhetssonene bare påvirker men ikke krysser den underjordiske åpningen | | | | |
| b) Kompetent, hovedsakelig massivt berg, spenningsproblemer | | σ_c / σ_1 | σ_0 / σ_c | SRF |
| F | Lave spenninger, nær overflaten, åpne sprekker | >200 | $<0,01$ | 2,5 |
| G | Middels spenninger, gunstige spenningsforhold | 200-10 | 0,01-0,3 | 1 |
| H | Høye spenninger, svært tett struktur. Vanligvis gunstig for stabiliteten. Kan også være ugunstig for stabiliteten, avhengig av retningen på spenningene sammenliknet med sprekkdannelse/svakhetsplan* | 10-5 | 0,3-0,4 | 0,5-2 2-5* |
| J | Moderat avskalling etter $>$ 1 time i massivt berg | 5-3 | 0,5-0,65 | 5-50 |
| K | Avskalling og bergslag etter noen minutter i massivt berg | 3-2 | 0,65-1 | 50-200 |
| L | Intens bergslag og umiddelbar dynamisk deformasjon i massivt berg | <2 | >1 | 200-400 |
| Merk: ii) For sterkt anisotropiske uørrte spenningsfelt (om mått): når $5 \leq \sigma_1 / \sigma_3 \leq 10$, reduser σ_c til $0,75 \sigma_c$. Når $\sigma_1 / \sigma_3 > 10$, reduser σ_c til $0,5 \sigma_c$, der σ_c = fri trykfasthet, σ_1 og σ_3 er de primære og sekundære spenningene, og σ_0 = maksimum tangential spenning (estimert fra elastisk teori) | | | | |
| iii) Når dybden av henger under overflaten er mindre enn spennet; foreslås det at SRF økes fra 2,5 til 5 for slike tilfeller (se F) | | | | |
| c) Skvisenberg: plastisk deformasjon i ikke kompetent berg under påvirkning av høyt trykk | | σ_0 / σ_c | SRF | |
| M | Moderat skvisende bergtrykk | 1-5 | 5-10 | |
| N | Intens skvisende bergtrykk | >5 | 10-20 | |
| Merk: iv) For bestemmelse av skvisende bergforhold henvises til relevant litteratur (dvs. Singh et al., 1992 og Bhasin og Grimstad, 1996) | | | | |
| d) Svellende berg: kjemisk svelleaktivitet ved tilgang på vann | | | SRF | |
| O | Moderat svelling | | 5-10 | |
| P | Intens svelling | | 10-15 | |

Vedlegg

Vedlegg B: Utvalgte prosjekter til relasjoner i Q-systemet (zip-fil)

I dette vedlegget presenteres alle de utvalgte prosjektene med beskrivelse av grunnforhold og sikringsmetode. Her oppgis alle faktorene som er valgt ved beregning av Q-verdien.

Vedlegg C: MATLAB-koder for Borchardts beregningsmetode for sikring med sprøytebetong, gitterbuer og CPR (zip-fil)

Her ligger alle programkodene som er laget til beregningene og parameterstudiene på Borchardt sin beregningsmodell.

Vedlegg D: MATLAB-koder fra beregninger ved utviklet bjelkemodell (zip-fil)

Her ligger alle programkodene som er laget til beregningene og parameterstudiene ved bruk av bjelkemodell for elastiske fundamenter.