

Aziz Sido

# Estimering av presskrefter ved mikrotunneling i varierende grunnforhold

Masteroppgave i Geotechnics and Geohazards (Master's Programme)

Veileder: Gudmund Reidar Eiksund

Juli 2023



Aziz Sido

# **Estimering av presskrefter ved mikrotunnelering i varierende grunnforhold**

Masteroppgave i Geotechnics and Geohazards (Master's Programme)  
Veileder: Gudmund Reidar Eiksund  
Juli 2023

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Fakultet for ingeniørvitenskap  
Institutt for bygg- og miljøteknikk



Kunnskap for en bedre verden



---

## Forord

Denne masteroppgaven (TBA4900) er skrevet som avsluttende arbeid av mastergrad i Geotechnics and geohazards ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU). Oppgaven er levert ved Faggruppe for geoteknikk, ved instituttet for bygg- og miljøteknikk og er skrevet i samarbeid med flere aktører. Tema for oppgaven er estimering av presskrefter ved mikrotunnelling i varierende grunnforhold, og er valgt med bakgrunn i at jeg har en deltidsjobb hos et konsultenfirma og jobber med det samme temaet. Geoteknikkproblem er alltid både spennende og frustrerende. Dette arbeidet var ikke unntak. Det har vært inspirerende å jobbe med et tema som er nyttig. Det er gøy å lære nye ting.

Jeg vil takke hovedveilederen min på NTNU professor Gudmund Eiksund. Han har vært engasjert, hjelpsom og har bistått meg med gode råd både gjennom møter, mailer og teams møter. Utover dette vil jeg rette en stor takk til DMR Miljø og Geoteknikk AS som har bistått med informasjon, geotekniske rapporter, tips og befarings på Fredlybekken hvor mikrotunnelling skal brukes. Jeg vil også takke Øystein Olimb og Jørgen Kristensen fra NoDig-firmaet Olimb. Olimb har bidratt med data fra et tidligere prosjekt, har gitt meg en dyp forståelse av mikrotunnelling, har besvart spørsmål og generell hjelp med oppgaven min. Sist og ikke minst vil jeg takke International Society for Trenchless Technology (ISTT) og Steg Entreprenør AS for deres nyttige materialer som de har delt med meg. Også takk til mamma og pappa som har alltid motvært meg gjennom hele studiet mitt til tross for stor avstand og deres vanskelige livsforhold i Syria. Takk til mine studievenner for motvirende ord og gode stunder sammen gjennom studiet i Trondheim. Studietiden ville aldri vært det samme uten dere !.

Date: 31 Juli, 2023

---

Aziz Sido  
NTNU

---

## Sammendrag

Hensikten med denne masteroppgaven har vært å undersøke ulike metoder for å beregne presskraft som oppstår under mikrotunnelering i varierende grunnforhold. Grunnlag under bakken var delt opp som følgende lag: tørrskropleire, fast silt, bløt leire, fast leire, sand, fast sand og fast leire langs trassen.

Mikrotunnelering er en rørpressingsmetode der hydrauliske sylindre presser kuttehode i løsmasser under bakken som trekker med seg andre rør som blir installert underveis. Denne metoden ofte fører til store og unødvendige kostnader og årsaken er at pressgroper er dimensjonert på noen presskrefter som overstiger den faktiske presskraften. Mitt bidrag er å teste noen metoder og hypoteser for beregning av disse krefter langs rørtrassen og gi et godt overslag over de faktiske kreftene slik at pressgroper kan dimensjoneres mer effektivt.

Ved mikrotunnelering oppstår generert presskraft hovedsakelig på grunn av friksjon langs røret og spissmotstand ved rørfrenten. Denne kraften påvirkes av flere faktorer, inkludert grunnforhold og prosjektspesifikke variabler som rørdimensjon, trasehelning, bruk av smøremiddel og hyppighet/varighet på stans under pressingen. To metoder for beregning av friksjon og to metoder for beregning av spissmotstand blir undersøkt i denne masteroppgaven, basert på et referanseprosjekt som hadde varierende grunnforhold.

På grunn av mangel på informasjon om grunnforhold, grunnundersøkelser....osv, har det blitt antatt flere antakelser. Noe som kunne forventes å føre til noen resultater ikke vil stemme helt med registrerte presskrefter. Disse antakelsene er troverdige og nøyaktige for de har basert seg på noen standard, Statens vegvesen håndbøker, pensumbøker og tidligere forskninger og tips fra veilederen.

En av de foreslåtte modellene for friksjonsberegning er presentert av Ye et al. (2019). Denne modellen ga resultat som ikke stemte helt med registrert presskraft. Det virker som om modellen er sensitiv overfor visse parametere, noe som kan føre til feil i beregningene. En viktig ulempe med denne modellen er at den ikke tar hensyn til omrørt skjærstyrke, noe som kan være en betydelig faktor i norske forhold der det er tilstedeværelse av sensitive masser. I den pågående forskningen er det derfor viktig å forbedre modellene for å gjøre dem mer pålitelige og relevante for norske forhold. Dette kan inkludere å ta hensyn til omrørt skjærstyrke, samt å identifisere og justere de følsomme parametrene som påvirker presskraftberegningene. Ved å gjøre dette vil man kunne øke nøyaktigheten og påliteligheten til beregningene og dermed bidra til bedre planlegging og gjennomføring av mikrotunnelprosjekter i Norge.

Den andre tilnærmingen for beregning av friksjon tar utgangspunkt i massenes omrørte skjærfasthet. Det har blitt brukt tre forskjellige hypoteser b,c og d om hvordan massene rundt røret er plassert. Resultatene viser at hypotese c gav et resultat som stemte med de registrerte presskrefter mens hypoteser b og d underestimerer de. Når det gjelder spissmotstand, anbefales det å teorien for offshore skjørtpenetrering. Nøyaktige grunnundersøkelser og bestemmelse av geotekniske parametre er nøkkelen til å få gode resultater som stemmer med vikeligheten.

Idunn Bue er en tidligere student og har skrevet en masteroppgave om lignende tema. Masteroppgaven hennes har blitt brukt som hovedreferanse for arbeidet mitt. Det som skiller masteroppgaven min enn hennes er at jeg tester modeller og finner ut presskrefter i varierende grunnforhold og ikke bare for leire som Bue gjorde.

---

## Abstract

The purpose of this master's thesis has been to investigate different methods for calculating the compressive force that occurs during microtunneling in varying ground conditions. The foundation below the ground was divided into the following layers: dry crumbly clay, firm silt, soft clay, firm clay, sand, firm sand and firm clay along the route.

Microtunneling is a pipe pressing method where hydraulic cylinders press a cutting head into loose masses under the ground which pulls other pipes that are installed along the way with it. This method often leads to large and unnecessary costs and the reason is that pressure pits are designed for some pressure forces that exceed the actual pressure force. My contribution is to test some methods and hypotheses for calculating these forces along the pipe route and give a good estimate of the actual forces so that pressure pits can be dimensioned more effectively.

In microtunneling, the generated pressure force occurs mainly due to friction along the pipe and tip resistance at the pipe front. This force is affected by several factors, including ground conditions and project-specific variables such as pipe dimensions, route slope, use of lubricant and frequency/duration of stops during pressing. Two methods for calculating friction and two methods for calculating tip resistance are investigated in this master's thesis, based on a reference project that had varying basic conditions.

Due to a lack of information about ground conditions, ground surveys...etc, several assumptions have been made. Something that could be expected to lead to some results will not agree completely with recorded pressure forces. These anatskeles are credible and accurate because they are based on some standard, Norwegian Road Administration handbooks, syllabus books and previous research and tips from the supervisor.

One of the proposed models for friction calculation is presented by Ye et al. (2019). This model produced results that did not fully match the recorded pressure force. It seems that the model is sensitive to certain parameters, which can lead to errors in the calculations. An important disadvantage of this model is that it does not take stirred shear strength into account, which can be a significant factor in Norwegian conditions where there is a presence of sensitive masses. In the ongoing research, it is therefore important to improve the models to make them more reliable and relevant to Norwegian conditions. This may include taking stirred shear strength into account, as well as identifying and adjusting the sensitive parameters that affect the compressive force calculations. By doing this, it will be possible to increase the accuracy and reliability of the calculations and thus contribute to better planning and implementation of microtunnel projects in Norway.

The second approach for calculating friction is based on the stirred shear strength of the masses. Three different hypotheses b, c and d have been used about how the masses around the pipe are placed. The results show that hypothesis c gave a result that agreed with the recorded pressure forces, while hypotheses b and d underestimate them. When it comes to tip resistance, the offshore skirt penetration theory is recommended. Accurate ground investigations and the determination of geotechnical parameters are the key to obtaining good results that agree with the reliability.

Idunn Bue is a former student and has written a master's thesis on a similar topic. Her master's thesis has been used as the main reference for my work. What distinguishes my master's thesis from hers is that I test models and find out pressure forces in varying basic conditions and not just for clay as Bue did.

---

# Innhold

<b>Forord</b>	<b>i</b>
<b>Sammendrag</b>	<b>ii</b>
<b>Abstract</b>	<b>iii</b>
<b>Innholdsfortegnelse</b>	<b>iv</b>
<b>Figurer</b>	<b>vii</b>
<b>Tabeller</b>	<b>ix</b>
<b>Forkortelser</b>	<b>xi</b>
<b>1 Introduksjon</b>	<b>1</b>
1.1 Bakgrunn for oppgaven . . . . .	1
1.2 Problemstilling . . . . .	2
1.3 Tidligere forskning . . . . .	2
1.4 Avgresning . . . . .	3
1.5 Metode . . . . .	3
1.6 Leserveiledning . . . . .	5
<b>2 Litteraturstudie og utdypt bakgrunn</b>	<b>6</b>
2.1 Mikrotunnelering . . . . .	6
2.1.1 Mikrotunneleringsteknikken . . . . .	10
2.1.2 Ulike former av mikrotunnelering . . . . .	14
2.2 Rørmateriale og jekker . . . . .	19
2.3 Styresystem . . . . .	23
2.4 Løsmassetransport system . . . . .	24
2.4.1 Mekanisk transportsystem . . . . .	24
2.4.2 Hydraulisk transportsystem . . . . .	24
2.4.3 Pneumatic trasportsystem . . . . .	25
2.5 Press- og mottaskgrop . . . . .	26
2.5.1 Oppstøtning og forsterkning av press- og mottaksgroper . . . . .	27
2.5.2 Risikoer ved mikrotunnelering . . . . .	29
2.6 Presskrefter . . . . .	30
2.6.1 Bentonitt . . . . .	32



---

2.6.2	Konsekvenser av stop . . . . .	33
2.6.3	Ytterligere prosjektspesifikke faktorer . . . . .	35
<b>3</b>	<b>Teoridel og bakgrunn for beregninger</b>	<b>36</b>
3.1	Hypoteser for hvordan massene legger seg rundt røret . . . . .	36
3.2	Beregning av friksjon langs røret . . . . .	37
3.2.1	Beregninger etter (Ye et al., 2019) . . . . .	37
3.2.2	Friksjonskraft beregnet med utgangspunkt i omrørt skjærstyrke og normalkraft	43
3.2.3	Innvendig friksjon ved startør . . . . .	45
3.3	Beregning av spissmotstand . . . . .	45
3.3.1	Spissmotstand basert på peleteori . . . . .	45
3.3.2	Spissmotstand basert på teori for offshore skjørtpenetrasjon . . . . .	46
3.4	Rørets egenvekt og dens kraftkomponent i retning av rørtraséen . . . . .	46
3.5	Sammenligning av beregningsmodellene . . . . .	47
<b>4</b>	<b>Referanseprosjekt</b>	<b>49</b>
4.1	Klæbuvegen-Nidelva . . . . .	49
4.1.1	Grunnforhold ved prosjektet . . . . .	50
4.2	Fredlybekken prosjekt . . . . .	57
4.2.1	Involverte parter . . . . .	64
4.2.2	Grunnforhold . . . . .	64
<b>5</b>	<b>Antakelser, geotekniske parametre og forutsetninger for beregninger</b>	<b>70</b>
5.1	Klæbuvegen-Nidelva . . . . .	71
5.1.1	Udrenert skjærstyrke . . . . .	72
5.1.2	Omrørt skjærstyrke . . . . .	74
5.1.3	Startør . . . . .	75
<b>6</b>	<b>Beregninger og analyser</b>	<b>77</b>
6.1	Beregninger av friksjonskrefter etter Ye et al. (2019) sine modell . . . . .	77
6.2	Beregninger av friksjonskrefter etter normalkrefter som virker på midten av røret .	85
6.3	Beregning av spissmotstand etter teori for offshore skjørtpenetrasjon . . . . .	93
6.4	Beregning av spissmotstand basert på peleteori . . . . .	97
6.5	Komponenten av rørets egenvekt i retning av rørtraséen . . . . .	97
6.6	Forløp av presskraft etter stans . . . . .	98
<b>7</b>	<b>Resultater</b>	<b>100</b>

---

---

7.1	Beregnet spissmotstand . . . . .	100
7.2	Beregnete friksjoner . . . . .	100
7.2.1	Beregnet friksjon etter Ye et al.(2019) . . . . .	100
7.2.2	Beregnet friksjon etter normalkraft og bruk av hypoteser . . . . .	100
7.3	Beregnete presskrefter . . . . .	100
7.3.1	Beregnete presskrefter når friksjon er beregnet ut fra modell for Ye et al.(2019)	100
7.3.2	Beregnete presskrefter når friksjon er beregnet ut fra modell for bruk av normalkrefter og skjærstyrke og hypoteser . . . . .	105
7.4	Maksimale og minimale presskrefter . . . . .	106
7.5	Økning i presskraft etter stans . . . . .	107
<b>8</b>	<b>Diskusjon</b>	<b>108</b>
8.1	Resultater beregnet ut fra modellen til Ye et al (2019) . . . . .	108
8.2	Resultater beregnet ut fra normalkrefter og hypoteser . . . . .	108
8.3	Endringer i presskraft grunnet opphold . . . . .	109
8.4	Gjennomgang av ytelsen til beregningsmodellen til Ye et al.(2019) . . . . .	109
8.5	Gjennomgang av ytelsen til beregningsmodellen ut fra omrørt skjærstyrke og normalkrefter og ved bruk av hypoteser) . . . . .	111
8.6	Evaluering av spissmotstand . . . . .	111
<b>9</b>	<b>Konklusjon og videre arbeid</b>	<b>112</b>
	<b>Referanser</b>	<b>114</b>

---

## Figurer

1	Sammenligning mellom gøfte- og grøftløse konstruksjonen for legging av rør . . . . .	6
2	Utgraving av leire i tunneleringsfrotten . . . . .	7
3	Inndelig av grøftfrie metoder for rørlegging . . . . .	9
4	Mikrotunnelering . . . . .	11
5	Prinsippskisse for oppsett av tunnelering . . . . .	12
6	Startrør med åpen rørfront . . . . .	15
7	Tunneleringsmaskin med frontklapper . . . . .	16
8	Startrør med lukket rørfront . . . . .	17
9	Trykkammer som bukes med bløt leire . . . . .	18
10	Prinsippskisse av en rørforbindelse med ensidige føringsringer av rør av betong, stålfiberbetong og armert betong . . . . .	19
11	Jekker . . . . .	20
12	Kutterhode med knuser . . . . .	21
13	Kutterhode med steinbiter . . . . .	22
14	Herrenknecht mikrotunnelboringssystem med kutt- og fjerningsmetode og direkte drift av kuttehode for rør med diameter på 400-700mm . . . . .	24
15	Herrenknecht mikrotunnelboringssystem med kutt- og fjerningsmetode og direkte drift av kuttehode for rør med diameter på 250-700mm . . . . .	25
16	Slissevegg . . . . .	28
17	Prinsippene ved kalksementstabilisering . . . . .	29
18	Krefter som oppstår ved mikrotunnelering . . . . .	30
19	Forløp av presskrefter i følge Rogers før og etter smøremiddel pumpes inn . . . . .	33
20	Observasjon av økning i presskraft etter stans på hhv. 1 og 12 timer. I ensgradert grus og sand . . . . .	34
21	Observasjon av økning i presskraft etter stans på hhv. 1 og 12 timer. I leirig silt . . . . .	35
22	Ulike hypoteser for hvordan massene legger seg rundt røret. Gult illustrerer bentonitt eller smøremiddel . . . . .	36
23	Kontaktsituasjon mellom rør, jord og smøremiddel, ut fra hypotese d . . . . .	37
24	Normalspenninger som virker på røret . . . . .	39
25	Jordprismet i Terzaghi silomodell som virker over et rør med ulike måter å bestemme silobredden $b$ på . . . . .	41
26	Oversikt over deloperasjoner nødvendig for å beregne friksjonsmotstand ved mikrotunnelering . . . . .	43
27	Rør med en stigningsvinkel . . . . .	47
28	Fordeler og ulemper i de to ulike beregningsmodellene . . . . .	48
29	Beliggenhet for prosjektet i Klæbuvegen-Nidelva . . . . .	49

---

30	Mikrotunnelering med åpen front i Klæbuvegen-Nidelva . . . . .	50
31	Plan- og profiltegning som viser overdekning over rørtraséen til terrenget . . . . .	51
32	Planområdet og tiltaksområder som behøver geoteknisk tiltak . . . . .	52
33	Illustrasjonen over viser nedslagsfeltet for Fredlybekken, inkludert områder med fellessystem og separatsystem og den opprinnelige bekketraseen som i dag består av overvannsledning og felles avløpsledning . . . . .	58
34	Fredlybekken med delstrekninger og åpen/lukka bekk som vist i forprosjektet. På delstrekning 3-5 er bekkene foreslått lagt over avfallsdeponiet . . . . .	59
35	Et mulig utbyggingsprinsipp for delvis åpen løsning over Nidarvoll skole, ref planforslaget for Nidarvoll, illustrasjonsplan B4 datert 06.12.18 . . . . .	60
36	Illustrasjon av alternativ 1. På delstrekning 4-5 er det utredet to alternative rørtraseer for overvann . . . . .	61
37	Alternativene, og konsekvenser av alternativene . . . . .	62
38	Utklipp fra Trondheim kommunes kartløsning . . . . .	65
39	Omtrentlig plassering av eksisterende og supplerende borepunkt . . . . .	66
40	Fyllmassenes mektighet over avfall . . . . .	67
41	Avfallets mektighet . . . . .	67
42	Kart som viser brønner hvor det er tatt grunnvannsprøver . . . . .	68
43	Eldre og nye målinger av metangass i grunnen. Deponiets utstrekning i rødbrun farge i bakgrunnen . . . . .	69
44	Resultater fra konusforsøk . . . . .	73
45	Sensitiviteten til borhullet 3NGI . . . . .	74
46	Betegnelsen av leire ut fra sensitiviteten . . . . .	75
47	Startrør . . . . .	76
48	Oversikt over metoder for beregninger av presskrefter . . . . .	77
49	Forløp av generert presskraft ved prosjektet . . . . .	98
50	Beregnete presskrefter etter Ye et al. (2019) . . . . .	101
51	Beregnete og målte presskrefter etter hypoteser og spissmotstand er beregnet ut fra peleteori . . . . .	105
52	Beregnete og målte presskrefter etter hypoteser og spissmotstand er beregnet ut fra teori for offshore skjørtpenetrering . . . . .	106
53	Sammenhengen mellom størrelsen på overcut-spalten og beregnet friksjonskraft i modellen utledet av Ye et al. (2019) . . . . .	110
54	Sammenhengen mellom jordstivheten og beregnet friksjonskraft i modellen utledet av Ye et al. (2019) . . . . .	111

---

## Tabeller

1	Presskrefter ved mikrotunnelering . . . . .	30
2	Stedsavhengige elementer som påvirker generert presskraft ved mikrotunnelering .	31
3	Utstøys- og konstruksjonsavhengige elementer som påvirker generert presskraft ved mikrotunnelering . . . . .	31
4	Oversikt over parametere som inngår i beregning av friksjon . . . . .	38
5	Forklaring av parametere som inngår i Hertzian kontaktmodell . . . . .	41
6	Parametre som inngår Terzaghis vertikal spenning . . . . .	42
7	Empiriske parametere for bruk i Terzaghis modell i ulike standarder . . . . .	42
8	Parametre som inngår ligningen for normalkraft . . . . .	43
9	Opprinnelig formel for beregning av friksjonskraft . . . . .	44
10	Justert formel for beregning av friksjonskraft . . . . .	44
11	Parametre som inngår ligningen for beregninger av friksjoner for friksjonsjordarter	44
12	Parametre som inngår ligningen for innvendig friksjon beregnet ut fra Ye et al. (2019)	45
13	Parametre som inngår ligningen for innvendig friksjon ut fra omrørt skjærstyrke .	45
14	Parametre som inngår ligningen for innvendig friksjon for friksjonsjordarter . . . .	45
15	Parametre som inngår ligningen for spissmotstand for kohesjonsjordarter basert på peleteori . . . . .	46
16	Parametre som inngår ligningen for spissmotstand for kohesjonsjordarter basert på teori for offshore skjørtpenetrasjon . . . . .	46
17	Lagdeling fra anleggsplassen, geoteknisk rapport og antakelsen som ble gjort til slutt. Fortsett til neste sider . . . . .	53
18	Prosjektspesifikke parametre i prosjektet ved Klæbuvegen-Nidelva . . . . .	71
19	Geotekniske parametre i prosjektet ved Klæbuvegen-Nidelva, fortsett med neste tabell	72
19	Antakelser for geotekniske parametre i prosjektet ved Klæbuvegen-Nidelva . . . . .	72
20	Empiriske/beregnete parametre i prosjektet Klæbuvegen-Nidelva . . . . .	75
21	Beregnet friksjon etter Ye et al.(2019), fortsett med neste tabeller . . . . .	78
21	Beregnet friksjon etter Ye et al.(2019) . . . . .	79
21	Beregnet friksjon etter Ye et al.(2019) . . . . .	80
21	Beregnet friksjon etter Ye et al.(2019) . . . . .	81
22	Innvendige firksjoner i startrør ved Klæbuvegen-Nidelva, fortsett med neste tabeller	82
22	Innvendige firksjoner i startrør ved Klæbuvegen-Nidelva . . . . .	83
22	Innvendige firksjoner i startrør ved Klæbuvegen-Nidelva . . . . .	84
22	Innvendige firksjoner i startrør ved Klæbuvegen-Nidelva . . . . .	85
23	Friksjon beregnet ut fra normalkraft som virker på midtten av røret, fortsett med neste tabeller . . . . .	86

---

23	Friksjon beregnet ut fra normalkraft som virker på midtten av røret . . . . .	87
23	Friksjon beregnet ut fra normalkraft som virker på midtten av røret . . . . .	88
23	Friksjon beregnet ut fra normalkraft som virker på midtten av røret . . . . .	89
24	Beregnet bidrag for innvendig friksjon i starttrøret med utgangspunkt i normalkraft, fortsett med neste tabeller . . . . .	90
24	Beregnet bidrag for innvendig friksjon i starttrøret med utgangspunkt i normalkraft	91
24	Beregnet bidrag for innvendig friksjon i starttrøret med utgangspunkt i normalkraft	92
24	Beregnet bidrag for innvendig friksjon i starttrøret med utgangspunkt i normalkraft	93
25	Beregning av spissmotstand etter teori for offshore skjørtpenetrasjon, fortsett med neste tabeller . . . . .	94
25	Beregning av spissmotstand etter teori for offshore skjørtpenetrasjon . . . . .	95
25	Beregning av spissmotstand etter teori for offshore skjørtpenetrasjon . . . . .	96
25	Beregning av spissmotstand etter teori for offshore skjørtpenetrasjon . . . . .	97
26	Beregninger av spissmotstand basert på peleteori . . . . .	97
27	Endringer i presskrefter etter stans . . . . .	99
28	Størst og minst verdi for spissmotstand etter peleteori og offshore skjørtpenetrering	100
29	Størst og minst verdi for beregnet friksjon etter Ye et al.(2019) . . . . .	100
30	De største og minste verdiene for beregnede utvendige friksjoner . . . . .	100
31	Avvik mellom målt og beregnet presskraft i prosjektet etter Ye et al.(2019) modell, fortsett med neste tabeller . . . . .	102
31	Avvik mellom målt og beregnet presskraft i prosjektet etter Ye et al.(2019) modell	103
31	Avvik mellom målt og beregnet presskraft i prosjektet etter Ye et al.(2019) modell	104
31	Avvik mellom målt og beregnet presskraft i prosjektet etter Ye et al.(2019) modell	105
32	Største og minste verdier for beregnede presskrefter etter Ye et al.(2019) modell . .	106
33	Beregnet presskraft og spissmotstand beregnet ut fra teori for offshore skjørtpenetrering	106
34	Beregnet presskraft og spissmotstand beregnet ut fra peleteori . . . . .	107
35	Økning i trykket etter stans . . . . .	107

---

## Forkortelser

b	Bredden av jordmassene over røret som påvirker beregnet jordtrykk
f	Friksjonskraft per meter
$\epsilon$	Kontaktvinkelen, spenner ut halve
c	Jordkohesjonen
a	Attraksjon
F	Total friksjonskraft langs utsiden røret
$\varphi$	Jordmassenes friksjonsvinkel
$F_{\text{Innvendig}}$	Innvendig friksjonskraft ved rørfrenten
$\gamma$	Jordmassenes tyngdetetthet
$\mu$	Effektiv friksjonskoeffisient for mikrotunnelering med smøremiddel
e	Jordmassenes poretall
$\mu_s$	Friksjonskoeffisient mellom røret og omkringliggende jordmasser
K-Ka-K0	Jordtrykkskoeffisienten
$\mu_m$	Friksjonskoeffisient mellom røret og smøremiddelet
$E_p$	Rørets elastisitetsmodul
$\delta$	Friksjonsvinkel mellom rør og omkringliggende jordmasser
$E_s$	Jordmassenes elastisitetsmodul
N	Normalkraft på røret grunnet jordtrykk
$\nu_p$	Poisson's ratio for røret
P	Effektiv kraft som virker gjennom rørets senterlinje
$\nu_s$	Poisson's ratio for jorda
W	Rørets egenvekt per meter
$S_u$	Udrenert skjærstyrke
$W_\beta$	Komponenten av rørets egenvekt i retning av rørtaséen
$S_{ur}$	Omrørt skjærstyrke
$S_t$	Sensitivitet
$\sigma_n$	Normalspenninger som virker på røret
$S_{ub}$	Bentonittens eller smøremiddelets skjærstyrke
$\sigma_{mathitv}$	Vertikalt jordtrykk
d	Lengden røret presses inn før massene fjernes fra rørfrenten
$\sigma_a$	Horisontalt jordtrykk
L	Rørtaséens lengde eller dellengde
$\sigma_f$	Spenning ved rørfrenten
$P_s$	Summen av lengden på ytre og indre skjørtperiferi
h	Høyden av masser over røret
r	Ruhet mellom jordmasser og skjørtperiferi
$\beta$	Rørets stigning i forhold til horisontalplanet
$D_{\text{Start,indre}}$	Indre startrørets indre diameter
$D_c$	Indre diameter på utgravning (hullet som røret presses gjennom)
$D_{\text{Start,ytre}}$	Ytre startrørets ytre diameter
$\beta$	Rørets stigning i forhold til horisontalplanet
c	Rørets ytre omkrets
$D_c$	indre diameter på utgravning (hullet som røret presses gjennom)
B	Startrørets tykkelse
$D_p$	Rørets ytre diameter
$A_T$	Startrørets tverrsnittareal
$\Delta_R$	størrelsen på overcut-spalten og delt på to
$N_c$	Bæreevnemfaktor
$B_s$	Kontaktbredden mellom rør og omkringliggende masser
T	Spissmotstand
$B_m$	kontaktbredden mellom rør og smøremiddel

---

# 1 Introduksjon

## 1.1 Bakgrunn for oppgaven

Grøftefri er en teknologi som er brukt til å demensjonere, oppdage, reparere, oppdatere og evaluere eiedeler og styre av underjordiske fasiliteter. Først ble den grøffrie teknologien brukt i olje- og gassindustrien. I dag brukes denne metoden til reparasjon av olje- og damrørledninger, renovering av vannforsyning og dreneringsrørledning [5].

Mikrotunnelering er en metode for grøftefri som går på å legge rør og ledninger under bakken uten behov for å grave grøfter. Kartlegging av vannledninger, avløpsrør, fiberoptiske kabler, avløpsrør og elver, kanaler og elektriske kabler under veier er viktig for bruk av denne metoden. Maskinen som brukes for dette målet kalles mikrotunnelboremaskin (MTBM) eller som kalles noen ganger for mikrotunnelborer. Maskinen graver seg gjennom jorden ved å installere rør mens den går og den presses utfra en pressgrop som etableres først. Den blir styrt av laser eller andre navigasjonssystemer for nøyaktig fremgang og plassering av røret. Metoden går på å installere noen hydrauliske jekker som fører et kuttehode under bakken, etterfulgt av et rørsegment. Denne metoden har blitt brukt i Norge over 30 år og har med seg flere fordeler. Det er ingen behov for gravearbeid over bakken, noe som betyr minimal påvirkning på trafikk og omgivelser. Den gir lavere utslipp og raskere installasjon sammenlignet med tradisjonelle metoder. Spesielt nyttig i byområder hvor det er viktig å begrense forstyrrelser for eksisterende infrastruktur og miljøet [43], [35].

Mikrotunnelering starter med å lage en pressgrop som må være i stand til å tåle krefter som kommer under pressing. I praksis overdimensjoneres disse pressgropene i forhold til den nødvendige kapasiteten ved pressing. Pressmaskinens makskapasitet brukes i dag som utgangspunkt under planlegging. Ofte er det stor forskjell mellom pressmaskinens maksimale kapasitet og den faktiske genererte presskraften. Ved å finne ut en passende modell som gir krefter og som tilsvarer den faktisk genererte presskraften, kan man spare både tid og ressurser. Presskraften er avhengig av sidefriksjon og spissmotstand. I tillegg til rørets egenvekt som spiller inn en rolle hvis rørtraséen har enten helning eller stigning fra pressgropen. Smøremiddelen brukes for å redusere sidefriksjonen langs røret og dermed trekkes rør inn raskere. Rørpresskraft består hovedsakelig av penetreringsmotstand fra trykket ved rørfrenten og friksjonsmotstand mellom røret og omkringliggende jord. Presskraften avhenger av følgende parametere: jordtype, grunnvannsnivå, overliggende masser, overdimensjonering, smøremiddel, stopp under pressingen, feiljustering, lengde på trekkingen og eventuell mellomliggende pressstasjon (IJS - Intermediate Jacking Station) [50], [64].

To mikrotunneleringsprosjekt vil bli lagt til grunn for arbeidet. Den ene er den siste delen for Fredlybekken hvor mikrotunnelering skal brukes. Dette prosjektet er under planlegging og grunnmaterialer, grunnundersøkelser og grunnforhold blir diskutert senere i dette arbeidet. Det andre er Klæbuvegen hvor mikrotunnelering har blitt brukt og jeg har fått data for å kunne teste modeller. Disse var stor mangel på data og var grunnen til at jeg måtte bare anta manglene selv. Dette prosjektet er utført i varierende grunnforhold som inneholdt: fast tørrskorpleire, løs silt, bløt leire, fast leire, middels sand, fast sand og fast leire. Begge prosjekter er i Trondheim og skal bli diskutert i detaljer senere i oppgaven.



---

## 1.2 Problemstilling

Dette arbeidet starter med en kort forklaring til metode mikrotunnelering og utforsking av de forskjellige geotekniske parametre som kan påvirke presskraften. Så kommer det en beskrivelse av prosjektet Fredlybekken på Sluppen og grunnforhold rundt prosjektet. Etterpå vil forskjellige hypoteser og modeller blir testet ved bruk av data fra prosjektet Klæbuvegen. Sist og ikke minst blir det en diskusjonen rundt de oppnådde resultater og noen anbefalinger. Forskningsspørsmålet skal dreie seg om å teste ut noen modeller for esitmering av presskrefter i varierende grunnforhold og hvor gode disse modellene er og om de oppnådde presskreftene er rimelige i forhold til de faktiske presskreftene som man få ved tunneleringsloggeren. Dette blir delt opp i forskjellige spørsmål som skal besvares gjennom denne oppgaven.

- Hva er mikrotunnelering ?
- Hvilke geotekniske parametere er viktige å ta hensyn til når presskrefter skal estimeres ?
- Hvor gode eller dårlige disse modellene er ?
- Stemmer de oppnådde resultatene med de mottatte av loggeren ?
- Er noen av disse modellene brukbare for varierende grunnforhold ?

## 1.3 Tidligere forskning

Noen godt modifiserte friksjonskraftløsninger for rektangulær rørpressing som ble undersøkt er:

- Weber-modell [67]
- UK Pipe Jacking Association (PJA) [16]
- Bennett-modell [19]
- Chapman-modell [21]
- Japan Society of Trenchless Technology [15]
- Pellet Beaucour og Kastner ligning [55]
- Kimberlie Staheli [61]
- China Society of Trenchless Technology [44]

Utforming og valg av et rørjekksystem, slik som jekksylindre, trekkramme, skyveblokk, mellom-jekkstasjon (IJS), rørmateriale med riktig tykkelse og tilstrekkelig trykkstyrke, smøresystem og drivavstand avhenger av nøyaktige skyvekraftestimeringer [56], [40]. Ikke bare stedsrelaterte parametere, dvs. grunnforhold, piezometrisk nivå, overbelastningsspenning og jordspenningshistorie, men også konstruksjonsrelaterte parametere, det vil si overskjæring, bruk av smøremiddel og dets volum, stans, feiljustering, jekkhastighet, buet innretting, lengde på drivverket og mellom jekkestasjon er knyttet til skyvekraftestimeringen. Ingen av modellene som er presentert i litteraturen tar full ut hensyn til de nevnte faktorene [39], [55], [57], [56].

I desember 2019 ble det offentliggjort en nyskapende modell av forskerne Ye et al. [68], som tar i betraktning flere faktorer sammenlignet med tidligere modeller. Den nye modellen tar hensyn til effekten av smøremiddel og jordparametere som friksjonsvinkel,attraksjon, kohesjon og poretrykk osv. I tillegg til designparametere som pressdybde, størrelsen på overcut-spalten og rørdiameter. Det spesielle med denne modellen er dens evne til å håndtere situasjoner der røret potensielt kan være i kontakt med både smøremiddelet og de omkringliggende massene samtidig. Forskerne presenterte også metoder for å bestemme andelen av rørets omkrets som er i kontakt med henholdsvis smøremiddelet og de omkringliggende massene [20].

---

Ji et al. (2018) introduserer en beregningsmodell som de kaller ”Modified Protodyakonov’s arch model”. Denne modellen bygger på antagelsen om at det dannes en ellipseformet sone rundt røret, som ikke påvirkes av spenninger fra massene utenfor. Det er massene innenfor denne ellipsen som hovedsakelig bestemmer størrelsen på jordtrykket som virker på røret. Protodyakonov’s arch model viser seg å være mest egnet for rørtrykk på dybder dypere enn 5 meter. For å estimere presskreftene utover denne dybden, har Yen og Shou (2015) utført numeriske analyser ved hjelp av programmet ABAQUS for to forskjellige referanseprosjekter. Deres tilnærming ble testet på to mikrotunneleringsprosjekter som ble utført i grus, og resultatene stemte godt overens med de målte presskreftene, spesielt nær rørtraséens midtpunkt og sluttspunkt [20].

Ma et al. (2022) har presentert En ny beregningsmodell for estimering av friksjonsmotstanden i rektangulær rørjekkning. Den utviklede modellen ble foreløpig bevist og den kunne gi prediksjonsnøyaktigheten for friksjonskraft innenfor 5,5 % i det større Tokyo-området. Resultatene tyder på at den forbedrede friksjonskraftforutsigelsen kan gi en referanse for fremtidige design av rektangulær rørjekkning over lang avstand. Ytelsene til eksisterende prediksjonsløsninger for rektangulære pipe-jekkning varierer og de fleste av dem gir en overvurdering. De sirkulære rørbaserte erfaringene og teoriene fra mikro-sirkulære pipe-jekkning tilfeller kan vise uegnethet i rektangulær pipe-jekkning. Mens man vurderer den rektangulære geometrien, er Webers modell basert på Terzaghis buform teori ga en bedre prediksjonsnøyaktighet, men undervurderinger i begge tilfeller [45].

## 1.4 Avgresning

Det er flere avgrensninger av oppgaven. Litteraturstudiet presenterer en rekke ulike modeller for beregning av presskrefter. Det er valgt å fordype seg i et tilfelle hvor mikrotunnelering går både kohesjonsjordarter og friksjonsjordarter. I beregningene er data fra prosjektet på Sluppen brukt som utgangspunkt. Beregninger er basert på opplysninger gitt av entreprenørfirmaet Olimb As, som var ansvarlig for den aktuelle mikrotunneleringen på Klæbuvegen. Beregningene er med andre ord ikke generalisert og vil kun gjelde for det gitte grunnparametre som er beregnet. Likevel er det flere av resultatene som kan peke mot typiske trender ved mikrotunnelering i varierende løsmasser.

I denne masteroppgaven er hovedfokuset rettet mot rette rørtraséer som går gjennom varierende grunnforhold. Selv om noen av rørtraséene hadde svake buer i visse områder av referanseprosjektet, ble dette ikke ansett som vesentlig for bøyningen var minimal. Beregningene ble kun utført i Excel, og det erkjennes at mer avansert modellering i simuleringsverktøy som PLAXIS kunne muligens gitt mer nøyaktige resultater. Likevel har håndberegninger og bruk av Excel vist seg å være tilstrekkelig nøyaktig for formålet med oppgaven, som var å undersøke forskjellige beregningsmodeller. Data fra loggeren ble undersøkt å se om det er en sammenheng mellom lengden på stansen og kraftøkningen. Effekten av kraftøkning grunnet stans ble ikke nøye vurdert i oppgaven, da dette ville ha krevd en omfattende prosess med å forholde seg til beregningsmodeller for friksjon og spissmotstand.

## 1.5 Metode

I forberedelsen av denne masteroppgaven ble det gjennomført et grundig litteratursøk som den første fasen. Litteratursøket ble utført ved å benytte ulike søkemotorer, deriblant Oria, CSA technology research database, google og Google Scholar. I tillegg har tidligere masteroppgaver, Ph.D oppgaver, forskningsartikler innenfor det samme fagområdet blitt nøye gjennomgått, og disse har vist seg å være verdifulle kilder av relevans. Det er viktig å understreke at nøye kildekritikk har blitt utøvd, og flere av referansene som er inkludert i denne masteroppgaven, ble funnet gjennom alternative, pålitelige kilder. Å unngå plagiat har vært en primær bekymring, og derfor er det sørget for at all bruk av andres arbeid er riktig sitert og korrekt referert i henhold til etablerte akademiske retningslinjer.

Videre er det verdt å nevne at en tidligere masteroppgave som ble skrevet i vårsemesteret 2019, se [20], som fokuserte på samme metoden mikrotunnelering ga en solid grunnleggende innsikt. Denne tidligere erfaringen har vært til stor hjelp i starten av arbeidet med å lese relevant litteratur og forstå forskningen på en mer inngående måte. En grundig beskrivelse av de valgte modellene

---

og hypotesene vil bli presentert senere for å kunne besvare forskningsspørsmålene. En nøyaktig vurdering av data vil gi grunnen for å trekke en konklusjon og oppnå de ønskede forskningsmålene. Målet er å presentere en velstrukturert oppgave som er nøye planlagt og grundig gjennomført for å sikre at funnene og konklusjonene i denne masteroppgaven er pålitelige og bidrar med ny innsikt til det aktuelle fagfeltet.

Klæbuvegen er et prosjekt som er utført av Olimb og som ble benyttet som utgangspunkt for beregninger og som den eneste referanseprosjekt med noen data. Mangelen på data av dette prosjekt har ført til mange antakelser og som krevde mye tid. Det andre prosjekt kalles for Fredlybekken og som DMR Miljø og Geoteknikk har ansvar for geoteknisk vurdering. Mikrotunneling vil bli en del av dette prosjektet og siden dette prosjektet går under vurdering ble det vurdert å nevne grunnforhold på Sluppen og på det aktuelle byområdet hvor mikrotunneling skal brukes. Det norske firmaet Olimb bidro med relevant informasjon fra noen av sine tidligere prosjekter og ga generell informasjon og oppklaringer underveis. Dette ble gjort gjennom jevnlig e-poster og telefonsamtaler. En betydelig del av arbeidet med masteroppgaven besto i å innhente nødvendig informasjon gjennom e-postkommunikasjon med både nasjonale og internasjonale kilder. I tillegg til noen andre engasjerte aktører som var villige til å dele noen av deres materialer. Bare for å nevne noen er det Asplan Viak, Steg, International Society for Trenchless Technology ISTT og Østegaards As.

---

## 1.6 Leserveiledning

I den gjenværende delen av denne masteroppgaven finnes åtte kapitler, nummerert fra kapittel 2 til kapittel 9. Hver av disse kapitlene er tydelig definert med sine individuelle overskrifter og utforsker følgende temaer:

### **Kapittel 2:** Litteraturstudie og utdypet bakgrunn

- En omfattende oversikt over mikrotunneleringsteknikken, de faktorene som har innvirkning på den resulterende påtrykket og viktigheten av å foreta en forhåndsestimering av påtrykket.

### **Kapittel 3:** Teoridel og bakgrunn for beregninger

- Gjennomgang av anvendte beregningsmodeller og hypoteser.

### **Kapittel 4:** Referanseprosjekter

- Presentasjon av de to prosjektene (Fredlybekken og Klæbuvegen)

### **Kapittel 5:** Antakelser, geotekniske parametre og forutsetninger for beregninger

- Genrell oversikt over de brukte parametrene og antakelsene som ble tatt på grunn av mangel på data.

### **Kapittel 6:** Beregninger og analyser

- Presentasjon av beregninger og delresultater.

### **Kapittel 7:** Resultater

- Her blir det en sammendrag av de endelige og mest betydningsfulle funnene.

### **Kapittel 8:** Diskusjon

- Evaluering av de ulike beregningsmodellene som ble brukt. En grundig diskusjon rundt samsvarende resultater.

### **Kapittel 9:** Konklusjon og videre arbeid

- En oppsummerende avslutning av alt som ble gjort i denne oppgaven og anbefallinger for videre bruk av modeller

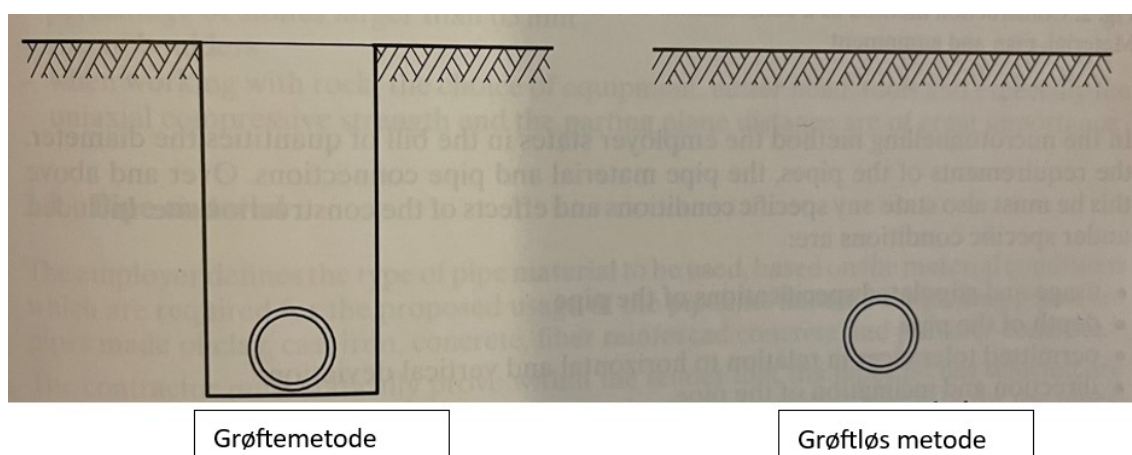
---

## 2 Litteraturstudie og utdypt bakgrunn

### 2.1 Mikrotunnelering

Den første mikrotunneleringen kom på markedet i Tyskland på begynnelsen av 1980 tallet. Disse rørene har en indre diameter på 800mm. Rørpressing er en metode hvor jorden blir av et kuttehode som starter fra pressgropa og slutter på mottaksgropa. Fjernet jord blir transportert tilbake til pressgropa. Kuttehode er fjernstyrt slik at liggende toleranser på  $\pm 30$  mm kan oppnås. Noen fordeler av denne metoden er som følgende [59]:

- Minimal hindring for trafikk, omkjøring er som regel ikk nødvendig.
- Omfattende jordtransport er nødvendig ved konvensjonell graving mens i rørpressing er det bare å fjerne løsmasser som står ved fronten av røret. Konvensjonelle metoder kan koste mye både som byggekostnader og som restaurering av gaten.



Figur 1: Sammenligning mellom grøfte-og grøftløse konstruksjonen for legging av rør  
kilde[59]

No-dig teknologi er gravefrie metoder innen vann og avløp (VA). NoDig-teknologi er bransjens betegnelse på gravefrie metoder innen vann- og avløp (VA). Konvensjonelle løsninger er tidkrevende, plasskrevende, støyende og kostnadsdrivende. I motsatt til konvensjonelle løsninger gir NoDig metoder mer skånsomme løsninger for både omgivelser, fremtidsplan og er kostnadsbesparende. I tillegg gir det redusert CO<sub>2</sub>-utslipp siden det er mindre behov for transport og terrenginngrep. Tradisjonelle løsninger vil vanligvis kreve kostbare sikkerhetstiltak, og vil medføre til negative konsekvenser for beboere i området [9].

Det er umulig å grave dypt i leire med åpne grøft og for å unngå det brukes det trykkluft på fronten og dermed kan arbeidere grave og ser rett i leira [7] (Figur 2).



Figur 2: Utgraving av leire i tunneleringsfrotten  
kilde[13]

I Norge, er vannbransjen ansvarlig for å sørge for at vannet som leveres i springen og i naturen er rent. For å tilby disse tjenestene, er det behov for avanserte og kostnadskrevede tekniske anlegg som har blitt utviklet og utvidet siden 1850-tallet. Det har vært nødvendig å investere betydelige summer i nye ledningsanlegg for å kunne betjene en stadig økende befolkning. På samme tid, har det blitt brukt store mengder penger på stadig mer avanserte behandlingsanlegg for drikkevann, avløpsvann og slam for å overholde strengere myndighetskrav [49].

Selv om det har vært en slik satsing, har det vært utfordringer med å fornye det eksisterende vann- og avløpsnett. Økende lekkasjer fra vannledningsnettet og overbelastede avløpsledninger på grunn av hyppigere og mer intens nedbør skaper utfordringer som krever en offensiv tilnærming for å øke fornyelsestakten i det eksisterende vann- og avløpsnettet. I årene fremover er det viktig å fornye vann- og avløpsnettet på en bærekraftig og kostnadseffektiv måte. Det er nylig blitt gjort spennende teknologiske fremskritt innen dette området, inkludert utviklingen av flere gravefrie løsninger som er tilgjengelige på markedet. NoDig, også kjent som grøftfrie rørlegging, er en internasjonal praksis som koordineres av organisasjoner som International Society for Trenchless Technology [49].

Norge er aktivt engasjert i den skandinaviske foreningen SSTT, som fokuserer på grøftfrie rørleggingsteknologi i Skandinavia. En filosofi innen grøftfrie rørlegging er å betrakte eksisterende rør som en ressurs, uavhengig av deres tilstand, og bruke dem som føringsveier for nye rør. Dette kan gjøres med minimal eller ingen graving, ved å fornye de gamle rørene og etablere nye i urørt terreng. Det finnes både strukturelle og ikke-strukturelle metoder for å renovere rør, der strukturelle metoder styrker rørets egenskaper og motstår opptredende krefter i hele levetiden, mens ikke-strukturelle metoder er avhengig av støtte fra eksisterende rør for å motstå opptredende krefter i hele levetiden [49].

Grøftfrie rørlegging har vært praktisert i Norge siden 1960-tallet. På begynnelsen av 1970-tallet, under Mjøs-aksjonen, ble de første avløpsrørene renovert ved hjelp av strømpeføring. NoDig-entreprenører og produktleverandører har arbeidet hardt og systematisk med å tilpasse metodene til norske forhold, og de har også gitt opplæring til personell. Dette skyldes at arbeid under harde norske vinterforhold krever andre materialer og utstyr enn det som kreves i varmere deler av ver-

---

den. NoDig-metodene har ofte ikke fått fullt utnyttet sitt potensial på grunn av bekymringene og frykten som mange har for ny teknologi og muligheten for at noe kan gå galt. Sammenlignet med konvensjonell graving, har NoDig-metoder vist seg å være økonomisk lønnsomme, krever mindre plass, gir færre forstyrrelser for publikum og har kortere anleggstid [49].

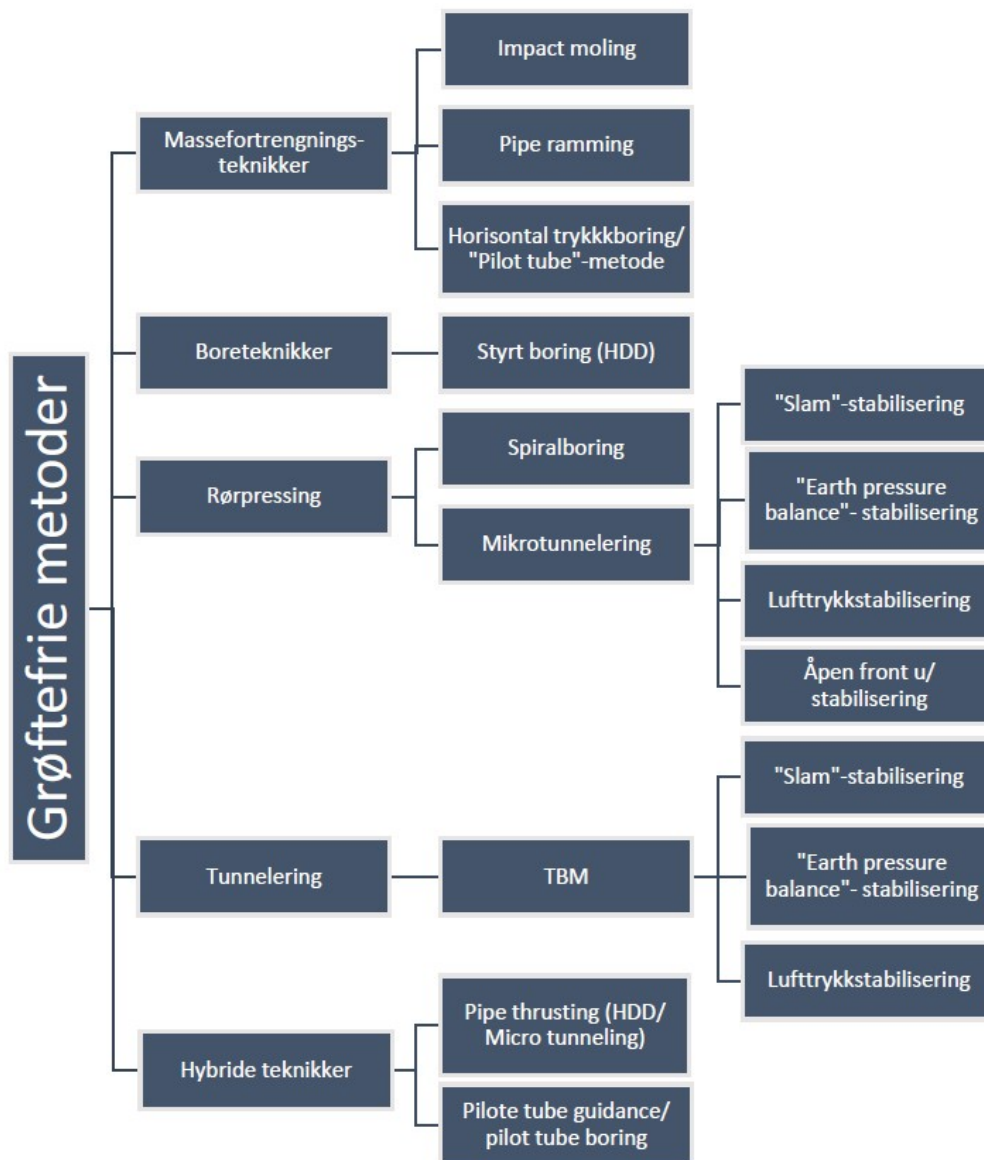
Det er alltid viktig å vurdere NoDig-løsninger som et alternativ i begynnelsen av et prosjekt for ledningsfornyelse. I noen tilfeller kan det likevel være mer hensiktsmessig å benytte graving som metode. En kombinasjon av graving og NoDig-metoder kan ofte være den optimale løsningen, for eksempel ved stikkledningstilkoblinger og når det er behov for å etablere groper for å få tilgang til ledningen [49].

Ifølge Statistisk sentralbyrå (SSB) er utskiftningstakten på vannledningsnettet i Norge mindre enn én prosent per år. Gjennomsnittlig fornyelsesgrad på vannledningsnettet i perioden 2012 til 2014 var 0,6 prosent. Det totale kommunale vannledningsnettet i Norge er på ca. 43 800 km, som tilsvarer jordens omkrets ved ekvator. Alle metodene innenfor kategoriene har sine unike fordeler og begrensninger. Valget av den beste renoveringsmetoden avhenger av flere faktorer, som tilstanden til eksisterende rør og kummer, antall tilkoblinger, grunnforhold, beliggenhet, dybder, avstand til annen infrastruktur, overflateforhold og interesser fra grunneiere. Videre må vi ta hensyn til behovet for midlertidige løsninger i anleggsperioden og fremtidige forsyningsbehov [49].

I rapport 205 fra Norsk Vann, med tittelen Bærekraftig forvaltning av VA-tjenestene fra 2014, presenteres en definisjon av bærekraft i VA-sektoren. Definisjonen bygger på de tre viktige dimensjonene for bærekraft, nemlig økonomisk, miljømessig og sosial. Vanligvis har NoDig-løsninger en pris som er mellom 20-80 prosent lavere enn konvensjonell graving. I tillegg tar det normalt betydelig kortere tid å fullføre prosjektet med NoDig-metoder. Mens konvensjonell graving kan legge 3-10 meter med ledning per dag, kan NoDig-metoder legge 50-150 meter ledning per dag. Den kortere anleggstiden fører også til mindre ressursbruk fra ledningseieren med tanke på oppfølging av prosjekter [49].

Asplan Viak har i sin rapport fra 2010, "NoDig versus åpen grøft", presentert flere eksempler som viser at bruken av NoDig-metoder kan redusere klimabelastningen med opptil 87 prosent. Klimabelastningen er målt ved hjelp av forskjellige parametere, som tar hensyn til redusert grave- og transportbehov, pukkforbruk, mengden av overskuddsmasser, drivstofforbruk og luftforurensing [49].

Mikrotunneling er en innovativ tilnærming som tillater plassering av rør og fornyelse av eksisterende rør uten behov for tradisjonell graving. Dette miljøvennlige alternativet, også kjent som grøftefrie metoder, gjør det mulig å installere alt fra små kabler til store tunneler under bakken uten å forstyrre overflaten. Denne teknikken gir flere fordeler sammenlignet med konvensjonell graving, som å opprettholde intakt overflate, unngå behovet for avstenging av hus, veier og annen infrastruktur i nærheten av arbeidsområdet, og redusere tidsbruk og øke sikkerheten [41], [38], [36], [54]. Ifølge Sterling (2018) er det mulig å identifisere fem hovedgrupper av grøftefrie metoder, som vist i Figur 3.



Figur 3: Inndelig av grøftefrie metoder for rørlegging  
kilde[62]

Som Figur 3 demonstrerer så er mikrotunnelering en form for rørpressing, der det benyttes et liknende prinsipp. Denne tilnærmingen innebærer anvendelse av hydrauliske sylindere i en pressgrop for å lede et kuttehode inn i bakken, etterfulgt av et rørsegment. Mikrotunnelering inkluderer bruk av en ekstern styringsenhet og denne metoden muliggjør effektiv kontroll over stabiliteten og støtten av jorden ved fronten av røret. Samtidig tillater den installasjon av store rørdimensjoner over betydelige avstander. Mikrotunnelering kan benyttes med forskjellig grad av overdekning over rørene. Selv om det er likheter i bruken av begrepet "mikrotunnelering" i ulike land og blant bedrifter og entreprenører i Norge, er det også noen uklarheter og variasjoner. For denne masteroppgaven vil det tas utgangspunkt i definisjonen gitt av Olimb, som beskriver mikrotunnelering som prosessen med å etablere rør med en diameter på mellom 600 og 4600 mm [49].

Mikrotunneleringsteknikken er en spesifikk metode for å legge rør under bakken når det er behov for det. Spesielle steder som kan brukes er under veier, jernbaner, elver, eller andre hindringer uten å forstyrre overflaten. Prinsippet går på å bruke en mikrotunnelboremaskin som blir satt i en startgrøft. Denne grøften kalles ofte pressgrop og en viktig del av prosessen for å kunne presse rør inn i løsmasser. Pressgropen dimensjoneres for å ta opp to forskjellige type krefter. Den ene typen



---

kommer fra jordtrykket rundt gropen. Den andre typen er krefter som kommer fra rørpressing [49].

Bunnen i gropen må være stabil og har god kapasitet til å ta opp krefter som kommer fra maskiner, arbeid, vibrasjoner. Den må også beskyttes godt mot været som snø eller regn som kan svekke gropen. Avstivning, spunting og kalksemenstabillisering er noe av tiltak som gjøres for å ha en så god pressgrop som mulig. Etter å ha pressgropen klar løftes pressmaskinen inn ved hjelp av noen heiser. Maskinen graver seg gjennom alle type løsmasser ved hjelp av hjelp av skjærehodet som enten dytter løsmasser inn, løsner dem eller stopper for å fjerne dem. Rørene skyves inn i massene ved hjelp av store hydrauliske sylindere eller som kalles ofte jekker. Etter hvert som mikrotunnelboremaskinen beveger seg fremover, legges rørseksjoner bak den. Ved hjelp av laseren kontrolleres retningen og helningen av maskinen. Denne teknikken brukes ofte for å legge vann- og avløpsrør, gassrør, fiberkabler og andre underjordiske infrastrukturer. Fordelene er redusert behov for gravearbeid på overflaten, mindre forstyrrelser for trafikk og miljøet, samt høy presisjon og nøyaktighet i tunnelens plassering og dimensjon [49].

Noen forhold må bestemmes før rørpressing begynner [59]:

- Bruk og spesifikasjoner av røret
- Dybden røret ligger på
- Tillatte toleranser i forhold til horisontale og vertikale avvik
- Retning og helning av røret
- Lengde av startrør
- Type og antall koblinger mellom rør og hus

Det finnes noen andre forhold er knyttet til byggeplassen:

- Plassering av byggeplassen
- Beskrivelse av løsmasser og berg
- Informasjon om grunnvann og artesisk vann

### 2.1.1 Mikrotunnelingsteknikken

Byggherrer og rådgivere ønsker ofte større rørdimensjoner på grunn av økt behov for håndtering av større vannmengder, utbygging av nye områder og underdimensjonerte rør. Klimaendringer og økt asfaltering og stensetting av arealer reduserer den naturlige fordrøyningen av overvann, noe som gjør tunneling til en stadig viktigere NoDig-metode. Tunneling tillater etablering av store rør på en effektiv måte uten å grave [49].

Mikrotunneling er en effektiv metode for å etablere store rør uten å grave en tradisjonell grøft. Metoden involverer bruk av store hydrauliske sylindere som skyver rørene inn i massene fra en pressegrøp. Det finnes ulike maskintyper innenfor tunnelingsteknologien, inkludert slurry maskiner og maskiner med åpen front, som kan kjøres med og uten overtrykk. Tunneleringsmaskiner er primært egnet for horisontal tunneling og har en høy grad av presisjon (se Figur 4) [49].

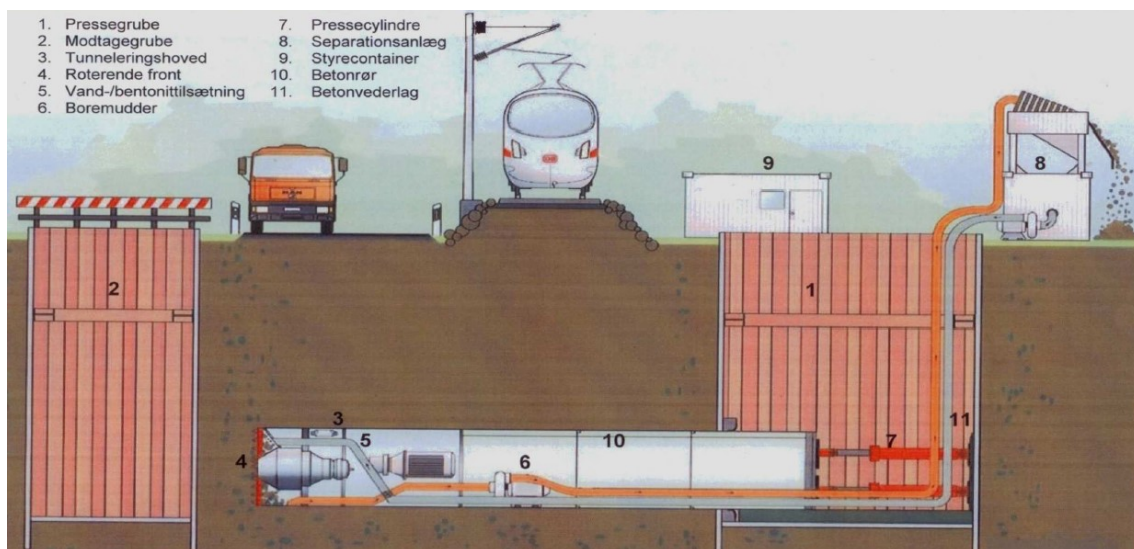


Figur 4: Mikrotunnelering

Ved bruk av denne metoden, er det mulig å manipulere presskreftene med betydelige verdier, opptil 1200 tonn. Denne prosessen innebærer å redusere friksjonen mellom utsiden av røret og de omkringliggende massene ved hjelp av et spesialisert smøremiddel. Et av de vanligste smøremidlene som benyttes i mikrotunnelering er basert på suspensjoner av bentonitt. Bentonitt er en type leirbergart som dannes når vulkansk aske og tuff gjennomgår omdannelse. For å utføre prosessen, pumpes suspensjonen av bentonitt inn for hvert tredje rør som forsiktig presses inn i massene for å oppnå ønsket resultat [20] og [49].

In prosjektering av en rørtrasé, er det viktig å ta hensyn til eksisterende infrastruktur, og kartlegge riggområde, plassbehov for presse- og mottaksgrop, og behovet for spunting av groper. Det er også viktig å undersøke grunnforholdene og beskaffenheten til massene. Grunnvannsnivået og massetypen må vurderes nøye. Tunnelering er en egnet metode i sand, leire og siltige masser. Imidlertid må hindringer som fjell, stein, kombinasjonsmasser, armert betong, stålpunt, bjelker og treverk, vurderes nøye, da de krever ekstra tiltak for å forseres [49].

Mikrotunnelering som metode har flere fordeler, spesielt når det gjelder store dimensjoner og lange lengder. Dette gjør metoden spesielt fordelaktig for prosjekter med store dyp, da konvensjonelle metoder ville ha vært kostbare og tidkrevende. Tunnelering eliminerer behovet for graving, spunting, transport av masser og trafikkomlegging, samt at det reduserer terrenginngrepene og sjeneringen for publikum. I tillegg gir tunnelering mulighet for etablering av rør med varierende fall og kurveradius. Metoden gir også god nøyaktighet i både side og høyde, og det er mulig å tunnelere under grunnvannstand. Tunnelering kan åpne for muligheter der andre metoder ikke er gjennomførbare, som for eksempel under jernbaner [49]. Figur 5 viser en prinsippskisse for oppsett av tunnelering med forkalring på de forskjellige delene.



Figur 5: Prinsippskisse for oppsett av tunnelering  
kilde[14]

En metode for å etablere rør under ulike forhold er mikrotunneling. Mikrotunneling kan benyttes under veier, jernbane, elver, bygninger, koller, flyplasser, hage- og parkområder og fyllinger, og kan utføres med både liten og stor overdekning på rørene. Metoden kan også benyttes for rektangulære kulverter og gangtunneler i alle størrelser. Primært benyttes tykkveggede betongrør som er spesialarmerte for formålet, men det finnes også glassfiberarmerte polyester rør (GRP) for tilpasset utstyr. Rørene produseres med dimensjoner fra 600 mm og opp til 4600 mm, og for rektangulære kulverter finnes det utallige dimensjoner opp til 2500x2000 mm. Betongrørene monteres sammen med stålmuffe og spiss-ende med pakning. Tunneling gir store fordeler på steder der konvensjonelle metoder er utfordrende eller umulig, og kan gjennomføres med svært god nøyaktighet i side og høyde [49].

Mikrotunneling kan også gjennomføres med svært store dimensjoner og trykkes lange lengder, og kan dermed spare store kostnader sammenlignet med graving, spunting og transport av masser. Videre er metoden lite sjenerende for publikum og medfører små terrenginngrep sammenlignet med konvensjonelle metoder. Tunneling kan gjennomføres med svært høy presisjonsgrad og er også egnet for tunneler under grunnvannstand. I Norge er det siden 2007 blitt tunnelert flere strekk på til sammen over 4000 meter med varierende dimensjoner fra 1200 mm og opp til 2400 mm. Det lengste enkelstrekket så langt er et strekk på 520 meter. Med spesielle tiltak er det mulig å presse enda lenger, og pressekrefter opp mot 1200 tonn er mulig [49].

Startrøret er det første røret som presses inn i tunnelen. Det er et spesialdesignet rør laget av stål, som inneholder alt nødvendig utstyr, inkludert styringsutstyr. Startrøret er spesielt tilpasset dimensjonen som skal presses, og det brukes om igjen hver gang. Det presses helt ut i mottaksgrupa, og deretter kobles det til neste rør som skal presses inn i tunnelen [49].

Det er nødvendig med tilstrekkelig plass for følgende elementer:

- Lagring av betongrør
- Lagring av massene som er blitt tunnelert
- Graver og kran for fjerning av de utgravde massene og løfting av rør
- En 10-fots container for utstyr
- Hydraulisk aggregat
- Blandeverk for bentonitt

- 
- En brakke for arbeidere
  - Parkering, dersom det er nødvendig.

Det finnes flere maskintyper med høy presisjonsgrad. Maskiner med lukket front, såkalt slurry-maskin eller maskiner med åpen front og begge to kan kjøres med og uten overtrykk. Tunnelering eller rørpressing er en framgangsmåte for etablering av store rør i løsmasser. Ved hjelp av store hydrauliske sylindere skyves rørene inn i terrenget fra en pressegrøp. Men røret presses innover, blir massene hentet i en vogn bakover til pressegrøpen hvor vognen blir heist opp og tømt. Størrelsen på betongrør varierer fra 1200mm til 2000mm. Startrør inneholder alt av nødvendig utstyr, blant annet elektronisk utstyr for styring og er laget av stål. Siden startrøret er første rør som presses inn er det tilpasset den dimensjonen som skal presses. Tunnerlering er den beste løsningen for rør under veier, jernbane, elver, bygninger, flyplasser, koller, hage- og parkområder og fyllinger. Teknologien er egnet for rektangulære kulverter og gangtunneler i alle størrelser. Metoden er egnet for sand, leire og stilige masser. Med ekstra tiltak er det mulig å forsere hindringer i form av treverk, bjelker, stålsjunt, armert betong, kombinasjonsmasser, stein og fjell [10].

Metoden punkt for punkt [49]:

- Presse- og mottaksgrøpene blir sikret i tråd med gjeldende forskrifter.
- Pressegrøpa er plassert noe lavere enn underkanten av startrøret.
- Startrøret blir senket ned i pressegrøpa eller tilsvarende.
- Pressegrøpa har utløp for vann og kan ha en pumpesump.
- Startrøret blir presset innover i massene ved hjelp av to eller fire hydrauliske pressesylindere. Utstyret i startrøret fjerner massene etter hvert som røret blir presset innover.
- Avhengig av dimensjonen til tunnelen, kan massene transporteres med vogner fra startrøret til pressegrøpa og heises opp for tømning.
- Tunneleringsloggen inneholder informasjon om pressekrefter, fall, retning, tidsbruk, hindringer, massetype og bentonittrykk.

En nøye dokumentasjon av jord- og grunnvannsforholdene er en av de mest kritiske faktorene for suksess i et prosjekt. Derfor er det en fornuftig investering å gjennomføre grundige undersøkelser på forhånd [49]. Ansett:

- Etter at startrøret er presset fra pressegrøpen og inn i massene, fortsetter pressingen ved at rørene senkes ned i grøpen bak startrøret.
- Det tas kontinuerlig målinger av dybde, fall og retning mens tunneleringen pågår.
- Startrøret kan styres i både vertikale og horisontale kurver ved hjelp av laser eller gyro.
- Det er avgjørende å justere maskinen riktig og nøyaktig.
- En pakkboks etableres for å sikre tetting mot massene i pressegrøpen.
- Presserammen blir plassert i grøpen og retning og fall sjekkes mot stikningsdataene.
- Bakspenn/motholdet må dimensjoneres i henhold til de kreftene som oppstår under pressingen.

Ved å redusere CO<sub>2</sub>-utslippene, transportbehovet og terrenginngrepet, oppnår man en positiv effekt på miljøregnskapet. Dette bidrar til å forbedre den totale økonomien, og redusere anleggstiden samtidig som det gir en effektiv gjennomføring [49].

---

### 2.1.2 Ulike former av mikrotunnelering

Det finnes flere ulike varianter av mikrotunnelering. Det er vanlig å skille metodene ut ifra hvordan fronten er støttet opp (skjoldteknologien) [34]:

1. Åpen front – Konvensjonell metode
2. Lukket front – Fullprofilmaskiner
3. Stabilisert front ved luftovertrykk

#### Mikrotunnelering med åpen front

Mikrotunnelering med åpen front kan gå til 1.5m i lengde fra Ø1200mm til Ø4000mm i diameteren. Ved bruk av mikrotunnelering med åpen front, eksisterer det ingen fysisk barriere mellom starttrøets front og massene utenfor. Det bemerkes at det likevel finnes klaffer i fronten som kan lukkes ved behov, for eksempel når det er fare for inntrenging av masser eller under opphold i pressingen. Dette tilnærmingen har flere fordeler, blant annet at eventuelle hindringer som bygningsrester eller store steiner ved fronten kan fjernes mens arbeidet pågår. En annen fordel er at trykket i fronten kan opprettholdes effektivt. En interessant konsekvens av mikrotunnelering med åpen front er at massene samler seg inni rørfronten etter hvert som røret blir presset innover. Disse massene blir kontinuerlig gravd ut og transportert vekk enten i fast form eller omrørt form ved hjelp av en skuff, mens pressingen midlertidig blir satt på vent. Hvor langt røret blir presset inn før massene blir fraktet ut, varierer, men det ligger typisk rundt 0,5 meter. Mikrotunnelering med åpen front er spesielt utbredt i områder med leire uten fritt vann til stede, ettersom slike masser ikke skaper problemer med innsig av vann ved fronten. Denne typen har mulighet for kurver og kan finnes i betongrør, GAP og stålrør [20], [42]. Figur 6 viser et startrør med åpen rørfront.



Figur 6: Startrør med åpen rørfront  
kilde[14]

Det finnes tre forskjellige typer [14]:

- Mikrotunnelering - Åpen front
- Mikrotunnelering - Åpen front trykksatt
- Mikrotunnelering - Åpen front med fræser som brukes ofte i fast/hard materiale. Mye brukt i Tyskland og ikke så ofte i norden på grunn av geologien

#### **Mikrotunnelering med frontklapper**

Denne typen brukes hvor det er risiko for ustabile grunnforhold og er hydraulisk [14]. Figur 7 viser en tunneleringsmaskin med fronklapper.



Figur 7: Tunneleringsmaskin med frontklapper  
kilde[14]

### Mikrotunnelering med lukket front

Når det kommer til bruk av en lukket front i anleggsarbeid, finnes det et sikkert og effektivt system som involverer et roterende borhode plassert foran. Dette borhodet utfører en prosess med å løsne og knuse massene, og dermed skaper det en fysisk barriere mellom disse massene og eventuelle arbeidere som befinner seg inne i røret. Når massene skal fjernes, er det vanlig å benytte enten en skruemekanisme, et slamsystem eller vannspyling. En lukket front blir ofte brukt i områder med friksjonsmasser og tilstedeværelse av fritt vann. Figur 8 viser en tunneleringsmaskin med lukket front [14]. Noen fordeler av denne typen er:

- Robust mot grunnvann
- Robust i forhold til hindring i form av stein, blokk...osv

Noen ulemper:

- Relativ energikrevende
- Avhending av slurry

Noen mikrotunnelering av denne type er:

- Mikrotunnelering - AVN slurry
- Mikrotunnelering - EPB
- Mikrotunnelering - Metode med snegl



Figur 8: Startrør med lukket rørfront  
kilde[14]

### Trykksatt front

Når drivakselen ikke har stor diameter (2,5-3,5 m) er det mulig å plassere kontrollbeholderen rett over akselen. Med denne metoden er drivakselen beskyttet mot været og mikrotunneleringen kan fortsette gjennom vinteren. Kontrollbeholderen kan låses, slik at totalanlegget og drivakselen er sikret utenom arbeidstid. Som diesel med isolert generator er hydrauliske pumper og styreenheter plassert i kontrollbeholderen (2,5 x 6,0 m). Etter oppstilling av kontaineren installeres et overliggende heisesystem, slik at ved bruk av reisekrabbe kan rørmaterialet flyttes fra lagerenheten til kontaineren og deretter over på jekkrammen i drivakselen [59].

Denne types brukes i steder hvor grunnvan står høyt og med bløt leire også [14]. For å beskytte mot vanninntrenging og forbedre stabiliteten i fronten av rør, er det vanlig å benytte seg av teknikken med overtrykk. Dette gjelder spesielt i tilfeller der man ønsker å unngå vanninntrenging i permeable masser, samt forhindre grunnbrudd i leire som ikke har fritt vann. En effektiv metode for å oppnå stabilisering av fronten er ved å bruke luftovertrykk, der et trykkammer monteres foran røret [42]. Lufttrykket reguleres i forhold til jordtrykket, og sikrer at massene forblir stabile under utgravingen. I bakkant av trykkammeret finner vi en sluse som opprettholder lufttrykket mens massene transporteres inn og ut av røret. Det er viktig å merke seg at kun erfarne og faglærte arbeidere bør arbeide i slike trykkamre, og i Norge kreves det sertifisering for å utføre slike oppgaver [20].

Når man arbeider med en lukket front, kan trykksetting oppnås ved bruk av enten en slam-maskin eller en EPB-maskin (Earth Pressure Balance maskin). En slam-maskin injiserer en væske med bentonitt inn i et forseglet kammer for å opprettholde mottrykket mot borhodet under utgravingen.



---

Den utgravde massen blandes med væsken og pumpes tilbake i pressgropa når blandingen er tilstrekkelig. Figur 5 viser en illustrasjon av en slik slam-maskin. På den annen side bruker en EPB-maskin kun de utgravde massene til å stabilisere fronten. Massene holdes under trykk i fronten og fjernes gradvis etter hvert som maskinen beveger seg fremover [62]. Figur 9 viser et trykkammer som brukes med åpen front (se Figur 9).

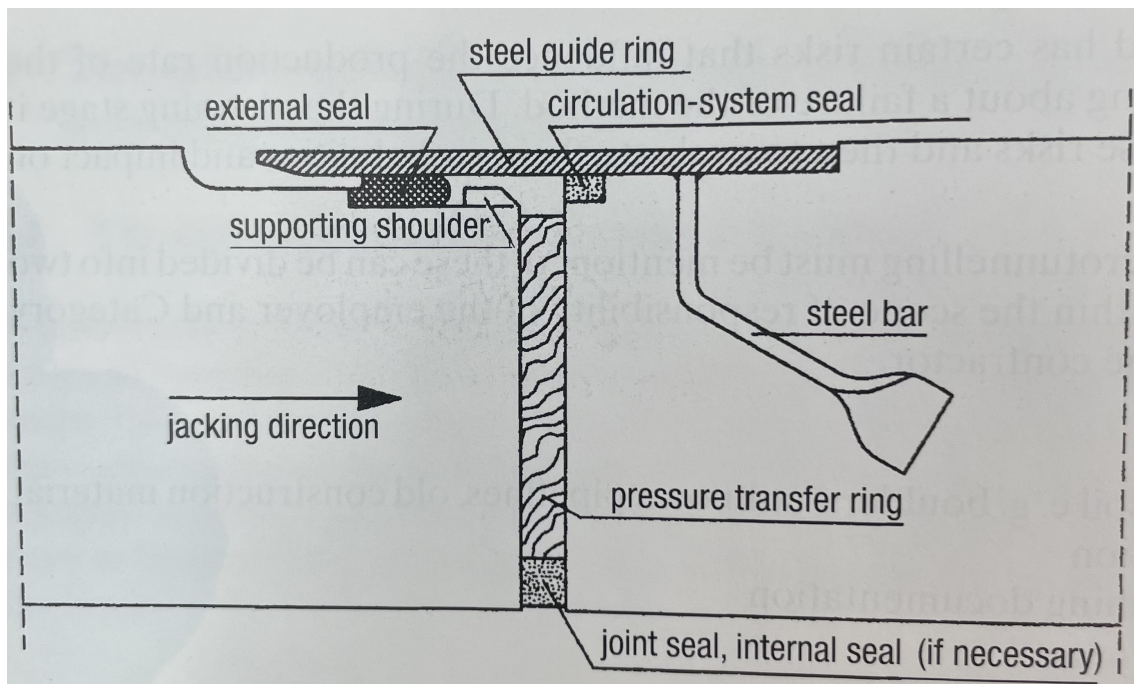


Figur 9: Trykkammer som brukes med bløt leire  
kilde[14]

## 2.2 Rørmateriale og jekker

Det finnes forskjellige type rørmaterialer. Det finnes noen som er laget av leire, støpejern, betong, fiberarmert betong og polymerbetong. For å bestemme presskreften er det noen nødvendige informasjonen som må være klare (se Figur 10):

- Krefter og konstruksjonsforhold
- Detaljer om jorden, friksjonsvinkel, koeffisienten for aktiv jordpressing og forvergningsmodul
- Livslast
- Jevnt fordelte laster
- Rørmateriale



Figur 10: Prinsippskisse av en rørforbindelse med ensidige føringsringer av rør av betong, stålfiberbetong og armert betong

kilde[59]

Jekkene i drivakselen tvinger skjoldet og de påfølgende rørene gjennom undergrunnen. De må utformes slik at motstandskraften kan overvinnnes (se Figur 11). Disse er :

- Motstand i rommet foran kutterhodet
- Sidefriksjon



Figur 11: Jekker  
kilde[59]

Størrelsen på motstanden foran kutterhodet og graden av sidefriksjon påvirkes av jordparametre, rørets ytre diameter og lengden på drivverket. Det er installert to hydrauliske jekker som arbeider trinnvis. Den lille hydraulikkpumpen som leverer alt nødvendig trykk til det hydrauliske utstyret er installert i kontrollbeholderen over drivakselen [59].

Jekkrørene må ikke være tykkere enn rørenes ytre diameter i området for koblinger. For å kunne overføre langsgående krefter som oppstår ved bruk av jekkene, må det plasseres trykkoverføringsringer mellom den enkelte rørene. Overflaten til rørene bør være så glatt som mulig for å redusere sidefriksjonen mellom rør og løsmasser. Derfor er det nødvendig å bruke betonitt for å redusere denne friksjonen. Noen inspeksjoner må utføres på slutten av arbeidet for å sjekke permeabiliteten og det utføres enten med vann eller luft [59]. Mikrotunnelering består av:

- Skjoldet med et tilsvarende kutterhode
- Jordtransportsystem som transporterer jordavfallet gjennom kutterhodet til pressgropen
- Føringsystem for rørpressing som skjoldet styres nøyaktig etter.
- Jekkene som presser skjoldet og de følgende rørene gjennom jorden
- Kontrollbeholderen med I-beam overhead heisesystem

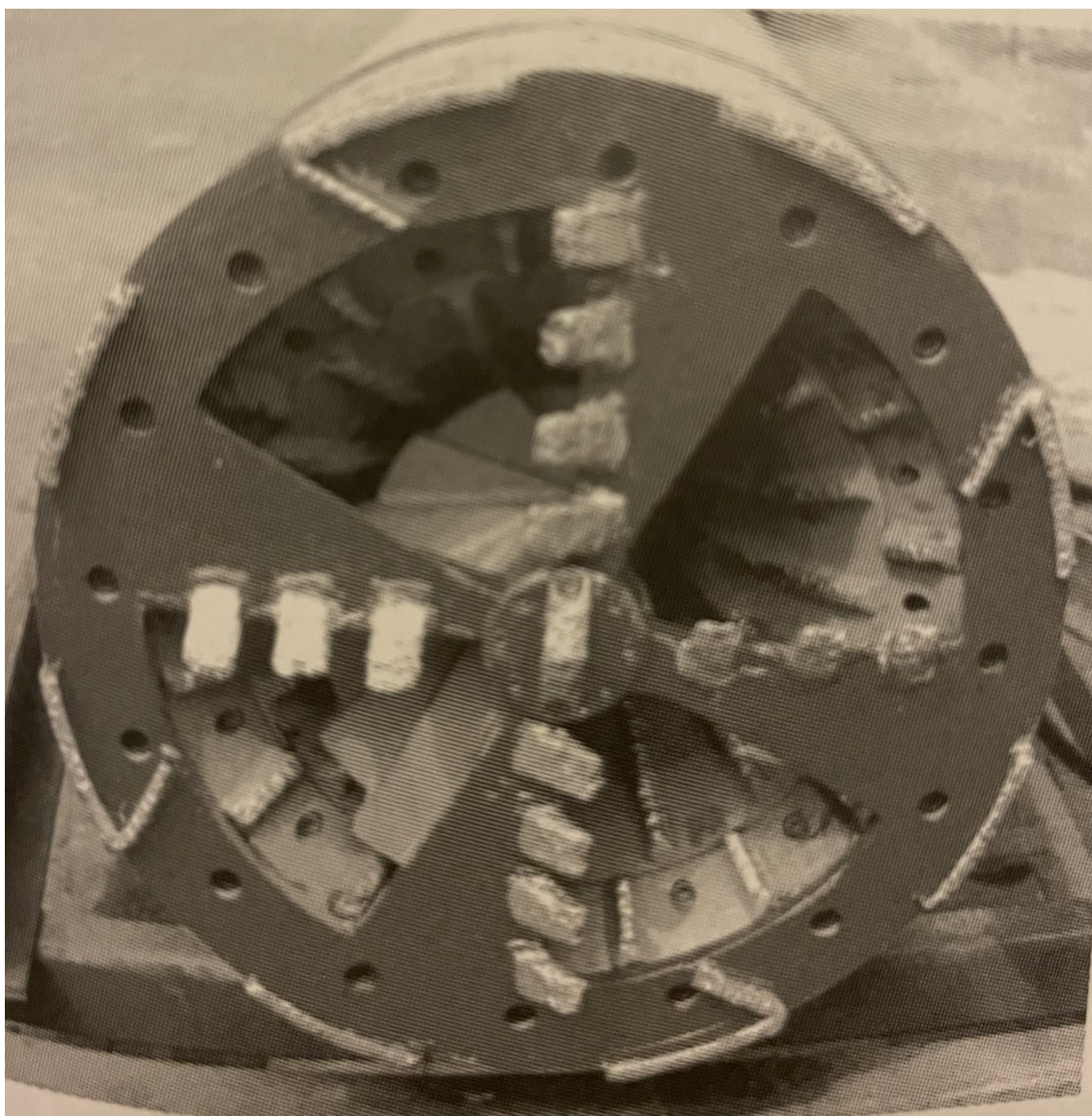
Skjoldet består av to deler, den fremre delen og den bakre delen. Mellom disse to delene ligger et leddlager, som ved hjelp av kontrollert jekk kan vinkles 2-3 grader i alle retninger, slik at skjoldet

---

kan styres. Den fremre delen er utstyrt med kutterhode og kutterhode har som oppgave å løsne jord eller stein som skal fjernes, og pulverisere den, slik at den kan bevege seg gjennom åpningene i skjærehodet og deretter transporteres til pressgrova ved hjelp av hydrauliske eller mekaniske midler. Det er grunnforholdene som bestemmer hvilket type kutterhode man skal bruke. Det finnes to forskjellige typer skjærehoder:

- Kutterhode med knuser:

Ved bruk av denne typen kan steiner passere gjennom åpningen i kutterhodet. Disse steinene går inn i et knusekammer bak kutterhodet, hvor de pulveriseres til en størrelse som gjør det mulig for transportsystemet å laste og transportere dem. Dette kutterhodet er egnet for sprø, grusjord der forholdet mellom steiner som ikke kan passere gjennom åpningen ikke er for stort. For denne typen av kutterhode kreves det et stort dreiemoment for å ha nok kraft til pulveriseringsprosessen i knusekammeret (se Figur 12).



Figur 12: Kutterhode med knuser  
kilde[59]

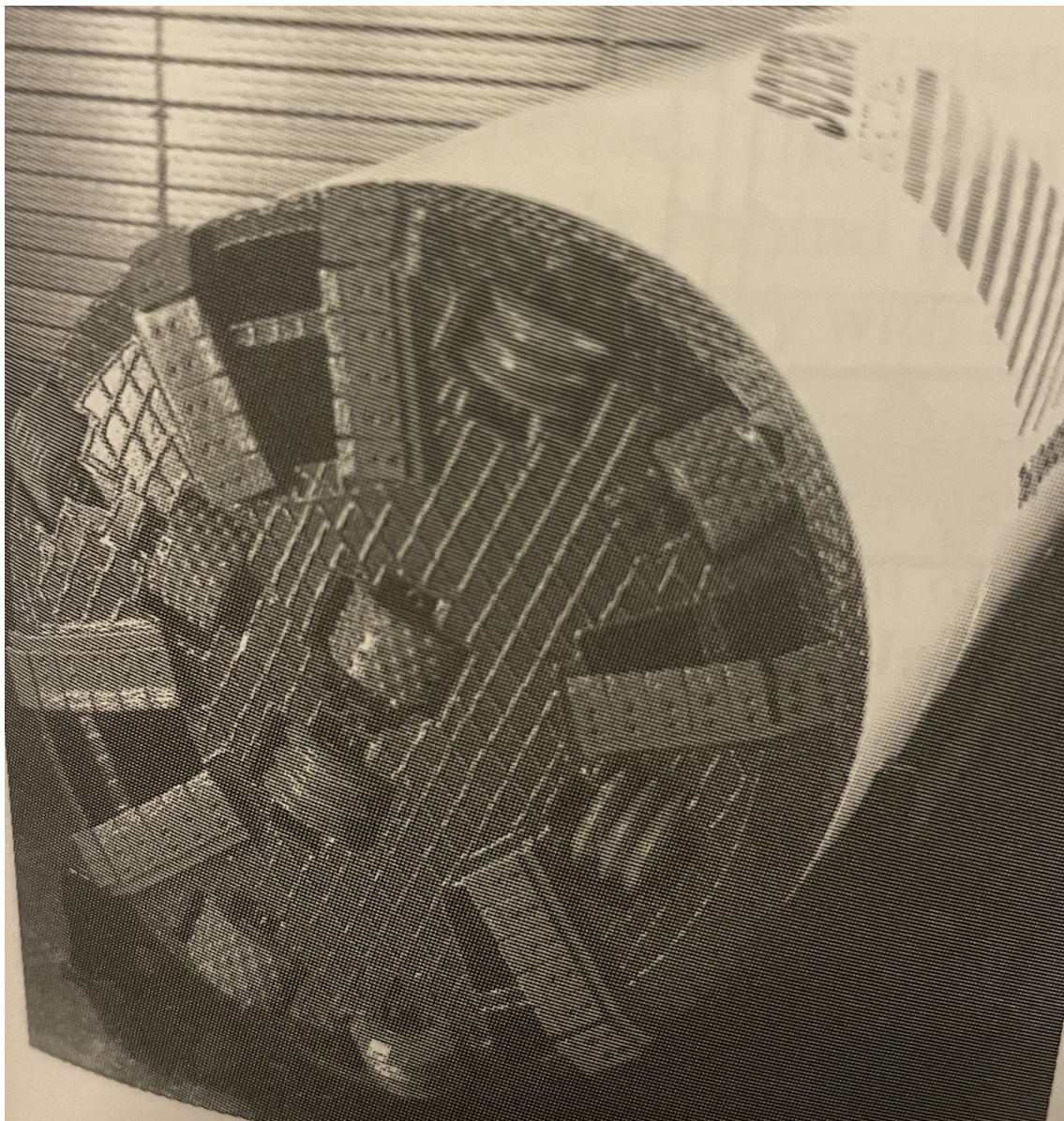
- Kutterhode med steinbiter:

I denne type skjæres stein og føres gjennom små inngangsåpning. Dette kutterhodet er egnet

---

for stein og for pressing gjennom fundamenter. Et stort dreiemoment og konstant trykk er nødvendig for denne typen (se Figur 13).

Hindringer som tre, store steiner, gamle murer eller betongfundamenter som kan være større enn kuttehodets diameter, kan ikke fjernes med de fleste type maskiner med mindre de er utstyrt med fjellskjærer eller annet verktøy. Rørjekkingen kan også avbrytes når kutterhodet står overfor små hindringer som ikke kan passere gjennom åpningene på kutterhodet eller forskyves utover.



Figur 13: Kutterhode med steinbiter  
kilde[59]

---

## 2.3 Styresystem

Innstyring nødvendig slik at eventuelle kursavvik på skjoldet kan korrigeres. For å spesifisere styresystemet må følgende parametere, innenfor rammen av skjermutstyret, måles teknisk og registreres [59]:

- Vertikal forskyvning
- Horisontal forskyvning
- Rull
- Tilbøyelighet
- Kjørekontroll

Som regel et aktivt mål som en laserstråle fra drivakselen sikter mot er plassert i den bakre delen av skjoldet. Gjennom dataoverføring sendes dataene fra måltabellen til kontrollpanelet og vises på en monitor. Streering kan da utføres fra monitoren. En spesiell egenskap ved mikrotunnelering er at alt tilhørende utstyr skal følge skjoldet. Banen til skjoldet er derfor uunngåelig en gradient av den installerte rørledningen. Dette betyr at skjoldets avvik fra planlagt kurs korrigeres, og skjermingen bringes tilbake på kurs, men skjoldets avvik forblir uendret som feil på rørgradienten. Bevissthet om disse begrensningene ved bruk av mikrotunnelsystemer i motsetning til styresystemene er av største betydning [59]. Løs og svært uregelmessig relativ tetthet av jorda kan generelt føre til kursavvik. I løs jord er det fare for at skjoldet kan skyves nedover på grunn av egen vekt og effekten av en overbelastning. Dette gir en nedadgående kurs i hele rørdrevet [59].

Ujevn lagdelt konstruksjonsgrunn forårsaker en ujevn penetrasjon av kutterhodet og en uunngåelig motstand, som er i strid med normal drift. Dette forårsaker avvik i styringen. Spesiell oppmerksomhet til styringen er nødvendig når stratifisering og tetthet stadig endres. De største problemene med styringen viser seg når det penetreres lagdelt jord, hvor de enkelte lagene har ulik tetthet [59]. Under mikrotunneleringen skal alle styredata og påført trykk registreres automatisk. Rørens tøyning i forhold til konstant trykk må spesielt registreres fordi belastningstilfellet til rørdrevet er det kritiske belastningstilfellet. Ved kursavvik blir støpeenden av røret og spaltene i rørfyllingen overføringsenergi spesielt rikelig på rørets ytterkanter. De fleste mikrotunnelsystemer er utstyrt med egnede målesystemer og ved hjelp av en skriver skrives alle viktige måledata ut som en kontinuerlig utskrevet kjøreport [59].

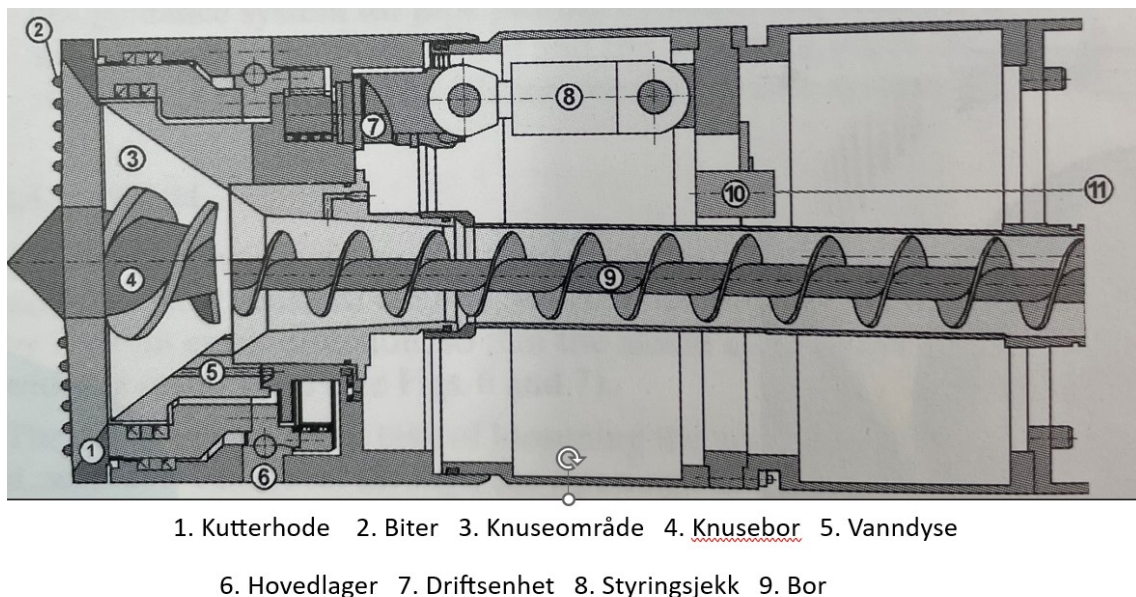
## 2.4 Løsmassetransport system

Løsmasser som har blitt løsnet av kutteren går gjennom åpningene til knusekammeret. Det finnes tre forskjellige metoder for å transportere jorda til styresjakten [59].

- Mekanisk transportsystem
- Hydraulisk transportsystem
- Pneumatisk transportsystem

### 2.4.1 Mekanisk transportsystem

Den løsnete jordmassen fra kutterhodet transporteres via en transportskrue som ligger i et stålrør, til drivakselen hvor den faller ned i en liten beholder som deretter må tas ut av akselen og tømmes i en transportbeholder før innsetning av neste rør. Med mindre rørdiameter er motoren som driver mateskruen og kutterhodet plassert i drivakselen. Dette har en fordel som er at motoren alltid er tilgjengelig og at kun styrejerkkene og målinnretningen finnes innenfor skjoldet. Ulempen er at med stadig økende drivkraft, reduseres tilgjengelig kraft til skjærhodet fordi det trengs mer kraft til den lengre transportskruen. Ved større rørdiameter kan et hjelpeaggregat monteres i skjoldet for skjærhodet. Da er nok kraft tilgjengelig til at kutterhodet kan pulverisere steiene i pukverket (se Figur 14) [59].



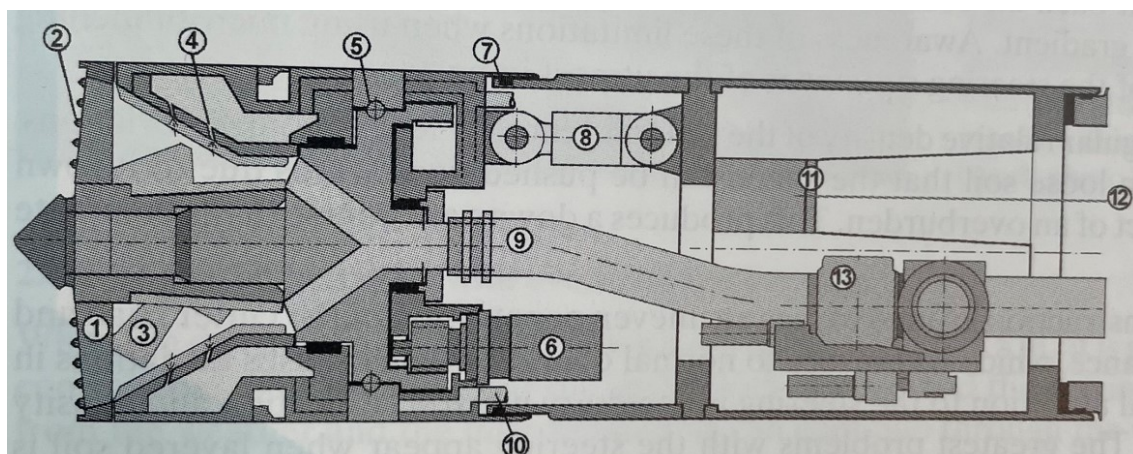
Figur 14: Herrenknecht mikrotunnelboringssystem med kutt- og fjerningsmetode og direkte drift av kuttehode for rør med diameter på 400-700mm

kilde[59]

### 2.4.2 Hydraulisk transportsystem

Den løsnete jordmassen føres inn i et kammer bak kutterhodet hvor den blandes med vann eller bentonitt og deretter transporteres direkte til en setningstank utenfor drivakselen med pumpe. Med det hydrauliske transportsystemet er drivmotoren for kutterhodet i skjoldet, dette betyr at et konstant dreiemoment alltid er tilgjengelig, uavhengig av drivlengden. Hvis en motor blir skadet under kjøring, må skjermen graves helt ut for reparasjon. Ved arbeid i grunnvann er det mulig å installere transportør vannet under trykk, slik at det ved den stasjonære delen produseres et

passende mottrykk og ikke føres grunnvann. Av denne grunn er det hydrauliske transportsystemet spesielt egnet for arbeid i grunnvann (se Figur 15) [59].



1. Kutterhode 2. Biter 3. Knuseområde 4. Injeksjonsdyse 5. Hovedlager  
6. Roterende driftsenhet 7. Hengsel tetning 8. Styrejekk 9. Utslippslinje  
10. Fyllingsrør 11. Laser målskive 12. Laserstråle 13. Omkjøring

Figur 15: Herrenknecht mikrotunnelboringssystem med kutt- og fjerningsmetode og direkte drift av kutterhode for rør med diameter på 250-700mm  
kilde[59]

### 2.4.3 Pneumatic trasportsystem

I dette systemet transporteres jorda pneumatisk til en beholder utenfor drivakselen ved hjelp av sugestyr, som suger jorda ut av pukkkammeret og gjennom en stålrørledning. Kutterhodet er direktedrevet. Steinene pulveriseres i en knuser rett bak kutterhodet, og suges derfor lett ut. En hjelpemotor er nødvendig med en ytelse på 150kw for sugeprosessen. Jordtransportsystemet og kutterhodet må justeres nøyaktig for å passe jordforholdene. En passende skjermytelse kan kun oppnås gjennom riktig valg av system, tilpasset jordforholdene. Det finnes to skjermssystemer et som kan passe til ikke-sammenhengende eller sammenhengende jord [59].



---

## 2.5 Press- og mottaskgrop

Ved begynnelsen av rørarbeidet skal press- og mottaskgropen graves ut. Kostnadene for metoden som velges er sterkt påvirket av type, plassering og størrelse, planleggingsmålet er derfor å holde den så liten som mulig [59].

Det må være nok plass til følgende utstyr:

- Jekkramme med abutment
- To personer
- Alt før- og slamrør (returrør for føring og slam).
- Jordtransport
- En vibrasjonsfri plassering for laseren
- En reservoar med pumpe

Størrelsen på drivakselen bestemmes av lengden på rørene (1m eller 2m) og tilhørende jekkramme. Ved bruk av korte rør (1m) er en liten drivaksel egnet, men antallet stumhylser øker. Drivakselen og mottaksakselen er normalt akselmetoden. Under konstruksjonen av de prefabrikkerte betongsjaktene monteres utskyttings- og mottakstetninger for skjoldet. Som regel er mottakssjakten mindre, siden bare skjoldet må gjenopprettes. Til dette formålet bør en liten kran, som kan monteres på en lastebil, være tilgjengelig [59].

Pressgropa spiller en avgjørende rolle i mikrotunnelering, da den fungerer som utgangspunktet der røret presses inn i jordmassene. Denne gropen må ha tilstrekkelig plass til å inneholde pressmaskinen, rørsegmentene, arbeidere, styringssystemet og eventuelt annet nødvendig utstyr. Det er også viktig at det er mulig å heise opp de utgravde massene fra pressgropa. Både pressgropa og mottaskgropene utgjør omtrent 20-40 % av de totale kostnadene i et mikrotunneleringsprosjekt. Det er viktig å tilpasse størrelsen på gropen til de aktuelle størrelsene på markedet og topografien på stedet for å minimere kostnadene. Ved dimensjonering av pressgropa er det flere elementer som må tas i betraktning, spesielt når det gjelder størrelse og geometri [27]. Her er det en rekke viktige faktorer:

- Antall rørsegmenter
- Helning på rørtraséen om den er stigende eller fallende [49]
- Total størrelse på pressmaskin [27]
- Lengden på rørsegmentene
- Arbeidsareal for diverse tilkoblinger som kabler og rør for returmasser
- Størrelsen på spunter [20]
- Lengde på enkeltstrekk

Det er av avgjørende betydning at pressgroper har tilstrekkelig styrke til å motstå de kreftene de blir påvirket av. Imidlertid er dagens praksis at pressgroper ofte blir overdimensjonert i forhold til den faktiske kraften de blir utsatt for. Maksimalt påkjenning er alltid lavere enn den dimensjoneringen som er gjort for gropene. Dette skyldes ofte at pressgropene ble dimensjonert ut fra pressmaskinens maksimale kapasitet. Fra entreprenørens perspektiv er det alltid nødvendig å eliminere all usikkerhet. Å ha en underdimensjonert pressgrop kan føre til alvorlige negative konsekvenser, høye kostnader og forsinkelser. Å rette opp skader på gropen eller håndtere et rør som sitter fast, kan potensielt koste mer og ta lengre tid enn det som ville blitt investert i en eventuell overdimensjonering fra starten av [20].

Gitt at pressgropene utgjør en betydelig del av budsjettet ved mikrotunnelering, er det sannsynlig at betydelige kostnadsbesparelser kan oppnås ved å nærme seg den faktiske genererte presskraften

---

ved dimensjonering. Likevel må dette gjøres på en måte som minimerer risikoen for entreprenøren, og det er derfor viktig å utvikle metoder for å estimere presskraften som reduserer denne risikoen [20].

Ved planlegging av pressegrupas størrelse tas det hensyn til dimensjonene og antallet av rørene. En bunnplate støpes, tilpasset det planlagte fallet på traséen. Gropas lengde er vanligvis 11 meter, og hvis den er dypere enn en viss grense, planlegges den for spunting og avstivning. Det er kritisk at massene og bakveggen bak gropen ikke forstyrres, siden dette området vil fungere som motkraft for pressingen. Mottaksgropa dimensjoneres ut fra de nødvendige sikkerhetstiltakene og har en lengde på cirka 4,5 meter. Den er tilpasset slik at startløret kan presses ut i gropa eller sjakten, og adkomst til pressegruppen krever trapp eller trappetårn, da stige ikke er godkjent [49].

### 2.5.1 Oppstøtning og forsterkning av press- og mottaksgroper

En viktig faktor som må tas hensyn til ved dimensjonering av pressgropa, er dens robusthet. Pressgropa må være tilstrekkelig stabil for å motstå det ytre jord- og vanntrykket og fungere som et motstykke for pressylindrene mens røret blir trykket inn i massene. Som et resultat er det vanligvis nødvendig med forsterkning av pressgropa i de fleste tilfeller. Det er flere forskjellige metoder for å forsterke den, inkludert:

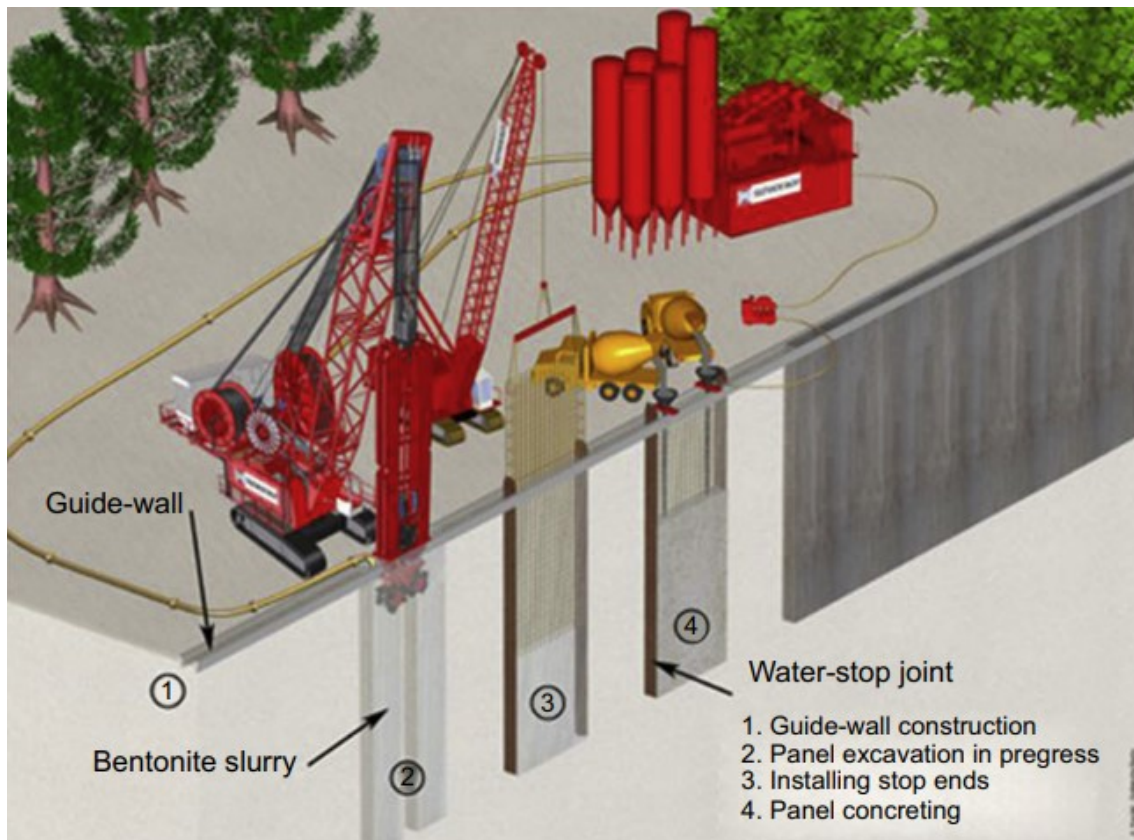
- Sprøyting av betong enten med eller uten armering [27]

- Spuntvegg

Spuntvegger kan ta form som enten enkeltstående vegger eller en kasse med låste hjørner. De er ideelle for bruk under grunnvannstand og utgjør en vanlig metode for å stive av pressgroper når det er nødvendig [20].

- Slissevegg

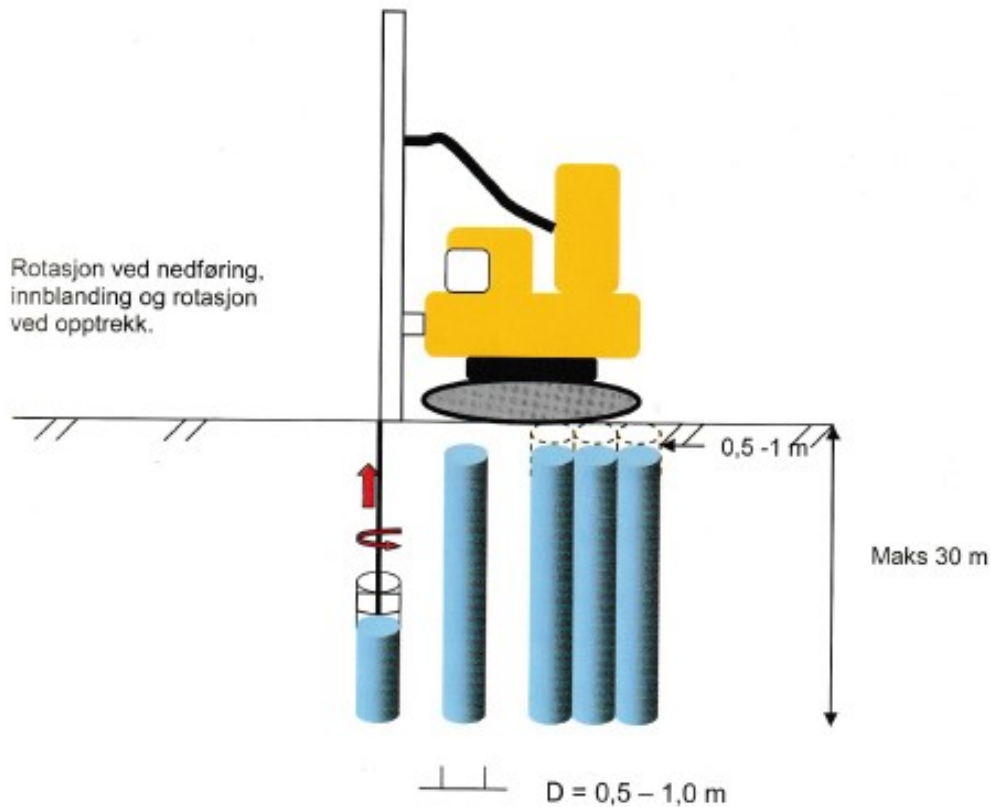
Hvert panel støpes direkte på stedet for å utgjøre en betongstruktur. Denne metoden er spesielt egnet for dype pressgroper som er under grunnvannstanden. Imidlertid krever denne tilnærmingen bruk av tungt utstyr med dimensjoner som av og til kan være vanskelig å kombinere med størrelsen på selve pressgropa [27]. Figur 16 viser prinsippet for slissevegg.



Figur 16: Slissevegg  
kilde[33]

- Kalksementstabiliserende tiltak

For å etablere kalksementpeler brukes en spesiell teknikk hvor en visp festet til bunnen av en borestang roteres og presses ned i bakken til nivået rett under kalksementpelen. Når vispen har nådd ønsket dybde, begynner man å blåse inn bindemiddel samtidig som vispen roteres og løftes opp. Når det gjenstår omtrent 0,5-1 meter opp til bakkenivå, stoppes innblåsningen av bindemiddelet, eller tidligere om ønskelig. Herdeprosessen til kalksementpelen starter umiddelbart etter dette [29]. Kalksementstabiliseringen kan brukes i situasjoner hvor spuntvegger alene ikke gir tilstrekkelig styrke, spesielt i dype groper. I mange tilfeller kan dype groper teknisk sett støttes kun med spuntvegger, men for å oppnå tilfredsstillende sikring mot jord- og vanntrykk, kreves så mye ekstra avstivning mellom veggene i gropan at det gjør det nærmest umulig å bevege seg der. Det kan skape vanskeligheter med transport av utstyr og materialer opp og ned fra gropan [20]. Figur 17 viser prinsippet for kalksementstabilisering.



Figur 17: Prinsippene ved kalksementstabilisering  
kilde[29]

### 2.5.2 Risikoer ved mikrotunneling

Hver konstruksjonsmetode har visse risikoer som kan svik produksjonen og dermed er det viktig å vurdere disse risikoene på og deres sannsynligheter og innvirkninger på byggemetoden [59]. Følgende risikoer ved mikrotunneling må vurderes på forhånd:

Kategori I:

- Hindringer i undergrunnen, f.eks. steinblokker, ukjente rørledninger, gammelt konstruksjonsmateriale
- Ufullstendig jordbeskrivelse
- Seint eller ufullstendig planleggingsdokumentasjon

Kategori II:

- Feil eller havari i sammenbrudd i mikrotunneling under utgraving
- Ukvalifiserte arbeidere
- Svikt i rørene på grunn av presskrefter

## 2.6 Presskrefter

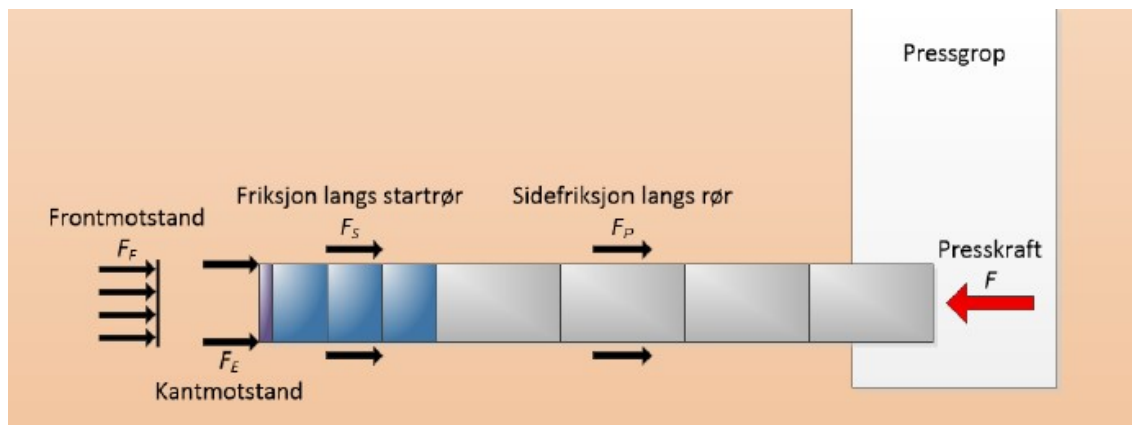
Naturlig variasjon i forholdene kan ha innvirkning på den genererte presskraften under mikrotunnelering, og dette kan gjøre det utfordrende å nøyaktig forutsi den. Med enkelte ord, for at mikrotunneleringen skal fungere, må den påtrykte kraften være større enn summen av friksjonskreftene langs røret og motstanden i rørfrenten [37]. Disse krefter er oppsummert og vist i ligning (1) og symboler er forklart i Tabell 1

$$F \geq F_F + F_E + F_S + F_P \quad (1)$$

Symboler	Forklaring
$F$	Generert presskraft fra pressmaskinen
$F_F$	Front; jordtrykk mot fronten (ved lukket front)
$F_E$	Kantmotstand (motstand til tykkelsen av starttrøret)
$F_S$	Friksjon langs starttrøret
$F_P$	Friksjon langs rørsegmenter

Tabell 1: Presskrefter ved mikrotunnelering

Figur 18 viser ulike typer krefter som opptrer når røret trykkes gjennom massene.



Figur 18: Krefter som oppstår ved mikrotunnelering  
kilde[37]

Friksjonskraften er summen av kreftene som virker i kontaktområdene mellom røret og jorda langs hele rørtraseen. Denne friksjonskraften øker med rørets lengde, og derfor blir den begrensende faktoren for maksimal seksjonslengde [37].

Spissmotstanden er definert som den nødvendige kraften for å skyve rørfrenten gjennom massene under boring. Den kan beregnes ved å legge sammen frontmotstanden ( $F_F$ ) og kantmotstanden ( $F_E$ ), som beskrevet tidligere. Spissmotstanden spiller en motvirkende rolle i rørets fremdrift og varierer avhengig av starttrørets form og borestil. Når det brukes åpen front, avhenger spissmotstanden primært av starttrørets diameter og tykkelse, og den er tilnærmet lik kantmotstanden ( $F_E$ ) som ble nevnt tidligere. Når et slam-system med lukket front benyttes, består spissmotstanden hovedsakelig av kontaktrykket fra borehodet og det støttende hydrauliske trykket [37].

I tillegg til de nevnte komponentene, vil rørets vekt ha innvirkning dersom røret er plassert i en skrånende posisjon. I visse situasjoner med minimal friksjon kan rørets egenvekt være den mest betydningsfulle faktoren som påvirker den genererte presskraften. Et eksempel på dette kan observeres i prosjektet VA-Sluppen, der røret hadde potensial til å gli tilbake i pressgropen [32].

Marshall har samlet opp parametre som kan påvirke generert presskraft og har delt dem opp i to kategorier. Stedsavhengige faktorer og utstys- og konstruksjonsavhengige faktorer [46]. Tabell 2

viser stedsavhengige elementer som påvirker generert presskraft ved mikrotunneling.

Stedsavhengige faktorer	
Element	Forklaring
Permanente og forbigående tilleggsbelastning på grunnoverflaten (1)	Permanente belastninger kan for eksempel være bygninger eller andre konstruksjoner over rørtraséen. Trafikk på overflaten er et eksempel forbigående tilleggsbelastning. Dette vil i likhet med punktet over kunne øke normaltrykket på røret.
Grunnegenskaper og graden av variasjon i grunnforhold langs rørtraséen (2)	Grunnparametere slik som friksjonsvinkel, kohesjon, sensitivitet og tyngdetetthet vil påvirke generert presskraft. Ved mikrotunneling i sensitive masser dannes det gjerne en omrørt sone langs røret, noe som medfører lavere friksjon. Udrenert skjærstyrke vil ha stor innvirkning på spissmotstand. Hvor fort massene konsoliderer vil kunne ha betydning for nødvendig oppstartskraft etter stans.
Grunnstabiliteten (3)	Masser som kollapser rundt/over røret vil medføre økt friksjonskraft fordi normaltrykket på røret øker. Stabile masser kollapser i mindre grad på røret.
Primærbelastning fra overliggende grunn (4)	Belastning fra rørets overliggende masser øker med rørets dybde og massenes densitet. Økt belastning medfører økt normaltrykk på røret, som igjen kan medføre økt friksjon.
Grunnvannsspeilets beliggenhet (5)	Grunnvannsspeilet påvirker effektivspenningene, og dermed friksjonen langs røret.

Tabell 2: Stedsavhengige elementer som påvirker generert presskraft ved mikrotunneling  
kilde[46]

Tabell 3 viser utstys- og konstruksjonsavhengige elementer som påvirker generert presskraft ved mikrotunneling.

Utstys- og konstruksjonsavhengige faktorer	
Bruk av smøring langs røret (1)	Det er vanlig praksis å benytte smøremiddel utvendig langs rørveggen under mikrotunneling. Smøremiddelets viktigste funksjoner er å minske friksjon mellom rør og jord. Dette vil bli ytterligere fordypet i avsnittene nedenfor tabellen.
Bruk av mellomliggende presstasjoner (2)	Bruk av innvendige, mellomliggende pressmaskiner reduserer nødvendig presskapasitet til den utvendige hydrauliske pressmaskinen. De innvendige pressmaskinene dytter etter tur det innvendige røret innover, slik at kun en seksjon av gangen beveger seg framover
Bruk av trykksatt front (3)	Benyttes trykksatt front vil påvirke nødvendig kraft for å trenge gjennom massene ved fronten.
Frekvens og varighet på stans i mikrotunneling (4)	Dette er et meget viktig punkt. Det er godt dokumentert at stopp i pressingen i kohesive masser vil medføre en presskraft ved oppstart som er større enn nødvendig presskraft ved en jevn bevegelse fremover. Ved lengre stans kan økningen være betydelig. Denne delen vil bli videre utdypet i avsnittet nedenfor tabellen.
Størrelse på overcut-spalte (5)	Avhengig av grunnforholdene og startrøret, vil det kunne oppstå et åpenrom mellom rør og omkringliggende masser, se Figur 10. Dette åpenrommet kalles overcut-spalte, og har betydning for generert presskraft ved at det påvirker friksjonen langs røret. En liten overcut-spalte vil medføre økt friksjon, og omvendt.
Rørtraséens kurve (6)	En kurvet trase medfører noe økt friksjon langs røret.

Tabell 3: Utstys- og konstruksjonsavhengige elementer som påvirker generert presskraft ved mikrotunneling

kilde[46]

---

### 2.6.1 Bentonitt

I praksis er det slik at når det tunneleres brukes det en borevæske som skal redusere friksjonen. Dette kalles cr16 og den blandes med vann gir det en slags slim som arbeidere bruker for å pumpe ut rundt betongrørene. For hvert tredje betongrør det presses inn i bakken blir det et betongrør med dyser gjennom det som kobles slanger til. Disse slagene går til bladverk over bakken hvor borevæsken lages og pumpes inn. Det som lager stor friksjoner etter deres erfaring er når borehull blir åpne. Det som skjer er at det blir enten en kollaps og massene vil legge seg på røret og skape friksjoner. Morenemasser er det verste som gjør slik. 13. smøremiddelet blir bare brukt på tunnellingens siden det ikke er noen måte å smøre røret på under en rørpressing. Der hvor starttrøret går gjennom spuntten setter vi opp en plate som vi monterer en pakning på for å holde på væske for å redusere mengden vann som kommer inn i pressegroppen. Når vi smører med væske så har vi manuelle kraner inne i rørene slik at vi åpner 2 kraner og spyler ut gjennom 6dyser, dette gjør vi mellom 3-5minutter før vi stenger kranene og åpner 2 nye. Når vi kommer til toppen vil vi se at væsken tenger seg gjennom pakningen og kommer inn i pressegroppen. Den totale mengden brukt væske blir skrevet opp i presseloggen. Når vi sammenlikner inntrengingen av smørevæske med trykket vi presser med, så kan vi gjøre en kvalifisert gjetning på hvordan borehullet rundt betongrørene ser ut, om det har kollapset eller om det står og er tett (J. Kristensen, anleggsleder og prosjektingeniør i Olimb, personlig kommunikasjon, 21.04.2020).

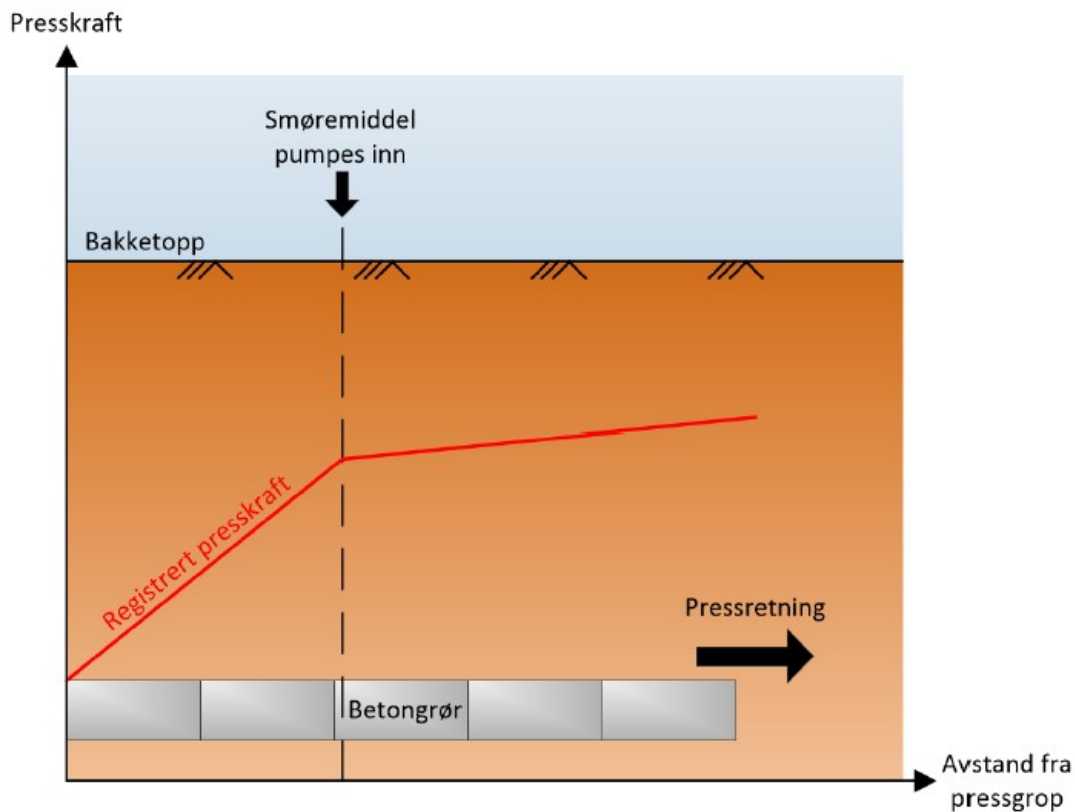
Det er vanlig praksis å anvende et smøremiddel utvendig på rørveggene under mikrotunneling. Hensikten med smøremiddelet er å redusere friksjonen mellom røret og jorden, samtidig som det opprettholder tilstrekkelig indre trykk for å stabilisere tunnelboringen. Smøremiddelet er mest effektivt når det påføres jevnt og danner et glatt lag mellom røret og den utgravde jorden. Imidlertid vil effekten av smøremiddelet reduseres hvis grunnen kollapser og blir tyngre på røret [46].

Bentonitt er et naturlig produkt som brukes som smøremiddel i tunneling for å redusere friksjonen mellom massene og røret. Det er miljøvennlig og inneholder ingen skadelige kjemikalier. Når det blir brukt, forblir det i bakken og danner en barriere mellom massene og røret[49]. Bentonittsuspensjoner er et svært vanlig smøremiddel som brukes ved mikrotunneling. Dette er en blanding av naturlige leirmineraler (bentonitt) og vann, som mikses sammen med kolloidale mørtelblandinger ved pressgropa. For å oppnå beste resultat bør blandingen få svulle i noen timer før den brukes. Den ferdige blandingen pumpes deretter inn gjennom et midlertidig rørsystem som er koblet til innsprøytningsuttak støpt i rørene. En jevn fordeling av smøremiddelet rundt røret er ønskelig for optimal effekt [46].

I følge Marshall (1998) [46] er følgende kraftreduksjoner grunnet bruk av bentonitt observert i ulike typer sand/leire:

- 20 % reduksjon i sand
- 73 % reduksjon i fin sand
- 30-50 % reduksjon i leire
- 56 % reduksjon i svart, vulkansk sand
- 25 % reduksjon i leirholdig sand

I 1989 utførte Rogers en studie hvor de undersøkte presskreftene under installasjon av rør med en diameter på 1,8 m. For å lette installasjonen ble det benyttet et smøremiddel basert på bentonitt på deler av strekningen. De begynte med å presse røret inn en viss avstand uten smøremiddel, og dette førte til en nesten lineær økning i presskraften. Imidlertid endret situasjonen seg markant da de begynte å pumpe inn bentonittbasert smøremiddel. Etter dette viste presskreftene en annen trend; de holdt seg på et lavere og mer stabilt nivå gjennom resten av strekningen [58]. Figur 19 viser forløpet som presskreftene tok før og etter bruk av smøremiddelet.



Figur 19: Forløp av presskrefter i følge Rogers før og etter smøremiddel pumpes inn kilde[58]

Dette er bare et utvalg av en rekke observasjoner for bruk av smøremiddel og dets effekt på presskrefter men graden av kraftreduksjon vil selvsagt variere avhengig av mange faktorer. For eksempel jordbunnens egenskaper, mengden bentonittsmøremiddel som er brukt, og måten det er påført. Disse observasjonene gir likevel en indikasjon på hva som kan forventes når bentonittsmøremiddel brukes for å redusere motstandskraften [20].

## 2.6.2 Konsekvenser av stop

Å stoppe arbeidet midtveis i mikrotunneling vil føre til en oppstartskraft som overstiger den kraften som kreves for jevn fremdrift. Når det presses i sand, kan denne økningen i kraft tilskrives forskjellen mellom statisk og kinetisk friksjonskoeffisient, blant andre faktorer. I leire er den mest sannsynlige årsaken til denne økningen en spesifikk konsolideringsmekanisme. Pauser i arbeidet er nødvendige og kan forekomme i form av helgepauser, nattlige pauser, stopp ved påsetting av nytt rør, eller stopp ved fjerning av masser fra fronten. Det finnes begrenset data om stoppefenomenet, da registrering av presskraft vanligvis utføres etter at kraften har stabilisert seg [20].

Ifølge studien utført av Rogers et al. (1989), ble det observert økninger i kraft under mikrotunneling av rør med en diameter på 1,8 m [58]. Noen av deres funn er som følgende:

- En økning på 150 % i gjennomsnittlig presskraft etter lengre avbrekk, som for eksempel en helgepause.
- En økning på 50 % i presskraften ble observert etter korte avbrekk, for eksempel en natts pause.

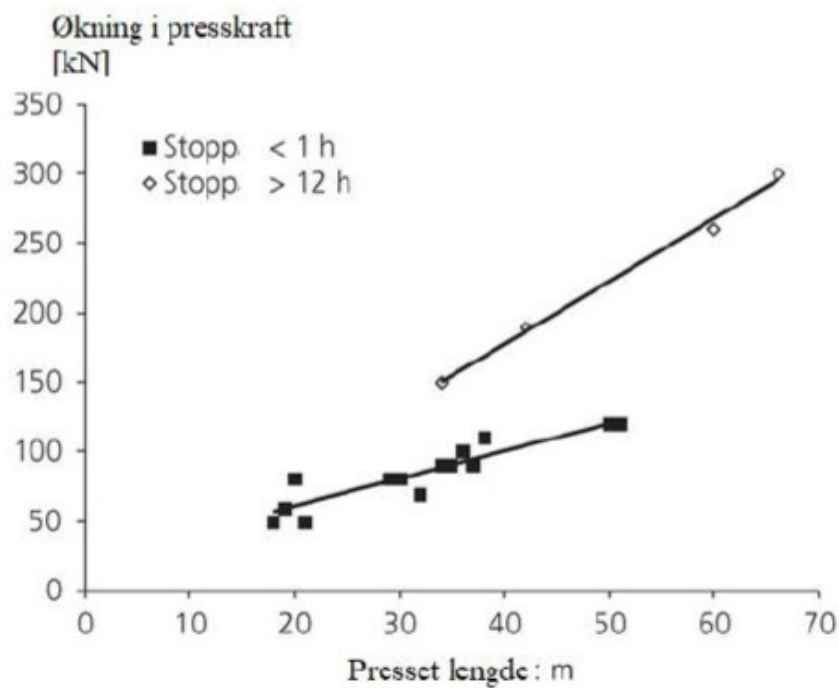
Økningen i presskraft avhenger likevel av forskjellige faktorer, som grunnforhold, rørdiameter og



---

lengden på presset. Studier har påvist en klar sammenheng mellom lengden på presset og den resulterende økningen i presskraft på grunn av stansing [22].

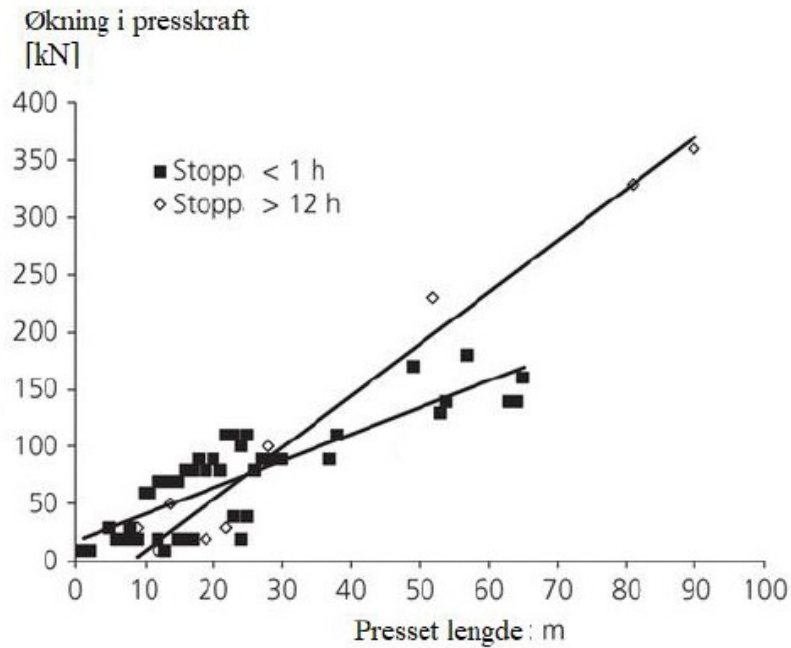
Figur 20 viser loggførte økninger etter stans på 1 og 12 timer, i henholdsvis ensgradert grus/sand.



Figur 20: Observasjon av økning i presskraft etter stans på hhv. 1 og 12 timer. I ensgradert grus og sand

kilde[22]

Figur 21 viser loggførte økninger etter stans på 1 og 12 timer, i henholdsvis ensgradert i leirig silt.



Figur 21: Observasjon av økning i presskraft etter stans på hhv. 1 og 12 timer. I leirig silt kilde[22]

### 2.6.3 Ytterligere prosjektspesifikke faktorer

Det er nødvendig å ta hensyn til ulike faktorer ved beregning av presskraft for hvert individuelle prosjekt. Disse variablene må nøye vurderes og analyseres for å sikre korrekt dimensjonering og utførelse av prosjektet. Foruten de tidligere nevnte elementene i dette kapittelet, vil generert presskraft med mikrotunneling også bli påvirket av følgende faktorer [20]:

- Deler av kalksementstabilisering plassert langs rørgaten eller ved trykk- og mottakshull.
- Hellingsgraden til rørgaten.
- Valget mellom trykksatt front som brukes eller ikke.
- Kurvatur på rørgaten
- Dybden av jorddekning over røret

---

### 3 Teoridel og bakgrunn for beregninger

For effektiv mikrotunnelering må påført kraft være høyere enn den kombinerte motstanden fra friksjon langs røret og motstanden fra spissen på tunnelboret. Det er nødvendig å estimere begge disse momentene. Dersom rørtraséen har en stigning eller fall fra pressgropen, må det også tas hensyn til rørets egenvekt i beregningene [37].

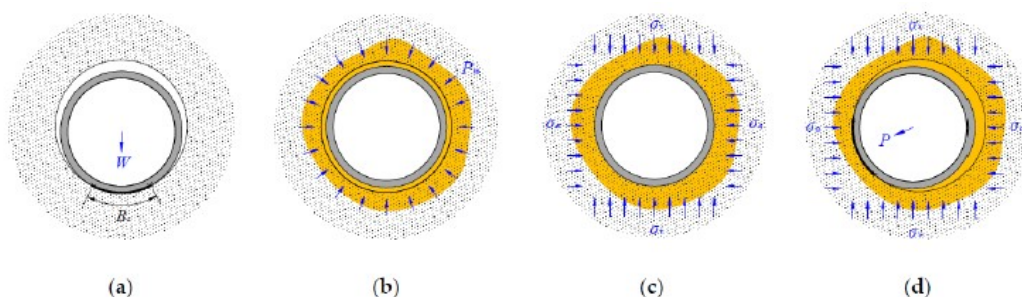
Dette kapitlet tar for seg følgende:

- En betydningsfull faktor når det gjelder oppstått friksjon, er hvordan massene fordeler seg rundt røret. I dette delkapitlet diskuteres flere mulige hypoteser for dette.
- I denne delen vil det presenteres to forskjellige tilnærminger for å beregne friksjonskrefter langs rørveggen. Det tas utgangspunktet i de forhåndsbestemte antakelsene som er gjort.
- Her gjelder beregninger for spissmotstand
- Her presenteres kort hvordan komponenten av rørets egenvekt i retning av rørtraséen beregnes ved stigning eller fall

#### 3.1 Hypoteser for hvordan massene legger seg rundt røret

Forutsigelsen av hvordan massene vil plassere seg rundt røret under mikrotunnelering kan være en utfordring. Dette fenomenet er imidlertid av stor betydning når det gjelder å forstå den resulterende friksjonen. I en studie utført av Ye et al. i 2019, ble det presentert fire ulike hypoteser om hvordan massene kan distribueres rundt røret [68]. Disse hypotesene er som følgende:

- **Hypotese a:** Hullet rundt røret er stabilt. Røret dyttes langs bunnen av hullet der rørets egenvekt vil være avgjørende for generert friksjon (se Figur 22a)
- **Hypotese b:** Overcut-spalten er fylt helt med bentonitt/smøremiddel, og røret er stabilt under trykket fra smøremiddelet (se Figur 22b)
- **Hypotese c:** Hullet rundt røret er ustabil. De omkringliggende jordmassene kollapser og er i full kontakt med hele det utvendige rørarealet (se Figur 22c)
- **Hypotese d:** Hullet rundt røret er stabilt under trykket fra bentonittblandingen. Deler av røret kommer i kontakt med de omkringliggende massene (se Figur 22d)



Figur 22: Ulike hypoteser for hvordan massene legger seg rundt røret. Gult illustrerer bentonitt eller smøremiddel

kilde[68]

Etttersom vi antar i hypotesen d at røret er i kontakt med både bentonitt og den omkringliggende jordmassen, blir det viktig å fastslå størrelsen på området der røret kommer i kontakt med den omkringliggende jordmassen (Bs). For dette formålet har Hertzian- eller Person-kontaktmodellen blitt brukt.

## 3.2 Beregning av friksjon langs røret

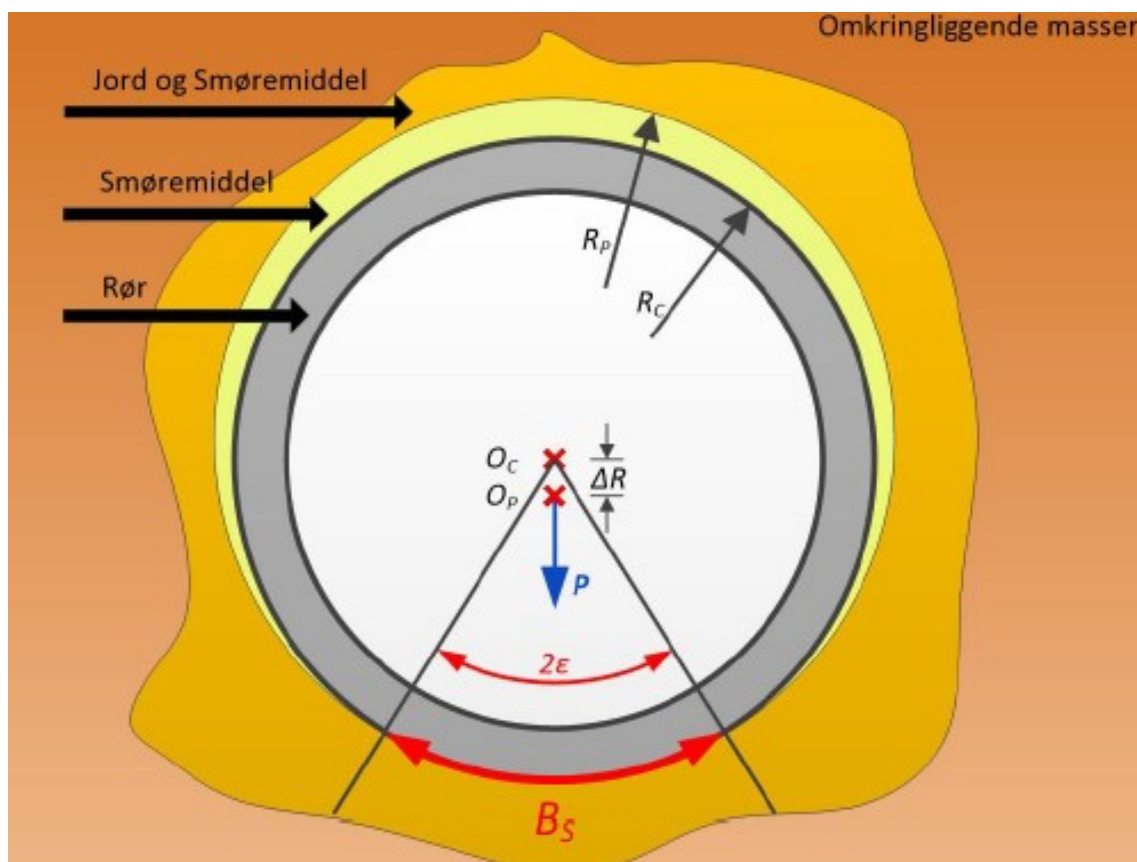
For beregninger av presskrefter under mikrotunnelering er friksjonen langs røret et sentralt moment. I de påfølgende avsnittene presenteres to ulike tilnærminger for å beregne friksjonskreftene, som er av betydelig betydning i denne sammenhengen

### 3.2.1 Beregninger etter (Ye et al., 2019)

Selvom Ye et al. (2019) har utviklet en nyskapende modell for beregning av friksjonskrefter ved mikrotunnelering, skiller den seg betydelig fra tidligere eksisterende modeller. Den nye modellen tar hensyn til flere variabler, som for eksempel smøremiddeleffekten, ulike jordparametere (f.eks. friksjonsvinkel, kohesjon og poretall) og designparametere (f.eks. pressdybde, overcut-spalte og rørdiameter). Dette gir den en betydelig høyere grad av fleksibilitet sammenlignet med tidligere modeller [20].

I tillegg til dette har Ye et al. (2019) også testet beregningsmodellen på fire forskjellige prosjekter med varierte grunnforhold. Resultatene viste en god overensstemmelse mellom beregnede og målte presskrefter i feltet. Det gir en betryggende indikasjon på modellens nøyaktighet og anvendelighet i praktiske anvendelser [20].

Det er viktig å merke seg at Ye et al. (2019) har bygget på eksisterende modeller og tatt i bruk superposisjonsprinsippet, men deres tilnærming og utvidelse av variabler gjør at deres modell representerer en betydelig ny bidrag til feltet. Ye et al. (2019) har tatt utgangspunkt i hypotese d. Det er da antatt at kontaktområdet mellom rør og jord er vilkårlig plassert med en kontaktbredde  $B_s$  og en korresponderende kontaktvinkel på  $2\epsilon$  [68]. Figur 23 viser kontaktsituasjon mellom rør, jord og smøremiddel, ut fra hypotese d.



Figur 23: Kontaktsituasjon mellom rør, jord og smøremiddel, ut fra hypotese d kilde[68]

Generert friksjon langs røret etter Ye et al. (2019) kan uttrykkes slik som står i ligning (2):

$$f = \mu N = f_s + f_m = \mu_s N_s + \mu_m N_m \quad (2)$$

Parameter	Forklaring	Verdi
$\mu_s$	Kinetisk friksjonskoeffisient mellom rør og jord	Ifølge (Ye et al., 2019) kan $\varphi$ forenklet settes lik $\tan(\varphi/2)$ , der $\varphi$ angir massenes friksjonsvinkel.
$\mu_m$	Kinetisk friksjonskoeffisient mellom rør og smøremiddel	Kan settes lik 0,01 etter resultat rapportert av Guo et al. (2015) [31].
$\mu$	Effektiv friksjonskoeffisient som gjenspeiler effekten av både smøremiddel og kontaktbredde mellom rør og jord	Verdien må beregnes
$N$	Total normalkraft som virker på røret [kN/m]	
$N_s$	Total normalkraft i kontaktområdet mellom rør og jord	
$N_m$	Total normalkraft i kontaktområdet mellom rør og smøremiddel	
$B_s$	Kontaktlengde mellom rør og jord	
$B_m$	Kontaktlengde mellom rør og smøremiddel	

Tabell 4: Oversikt over parametere som inngår i beregning av friksjon  
kilde[68]

For å beregne  $N_s$  og  $N_m$  er det nødvendig å nøyaktig fastslå kontaktbredden  $B_s$  og dens posisjon. En rekke varierte faktorer kan føre til kontakt mellom rør og jord, noe som gjør det svært utfordrende å eksakt beregne  $B_s$  og dens posisjon for en spesifikk del av røret. For å forenkle problemstillingen, tas det derfor hensyn til hele rørstrekket og legges til grunn følgende antakelser:

- Kontakt mellom røret og jorden oppstår jevnt fordelt langs røret, uavhengig av posisjon.
- Den resulterende kraften som virker ved kontaktpunktet, betegnet som  $N_s$ , er nesten lik trykket fra jorden i kontaktområdet  $B_s$

Med utgangspunktet i dette kan følgende ligninger benyttes:

$$P = N_s = \frac{B_s}{C} N = \frac{\epsilon}{\pi} N \quad (3)$$

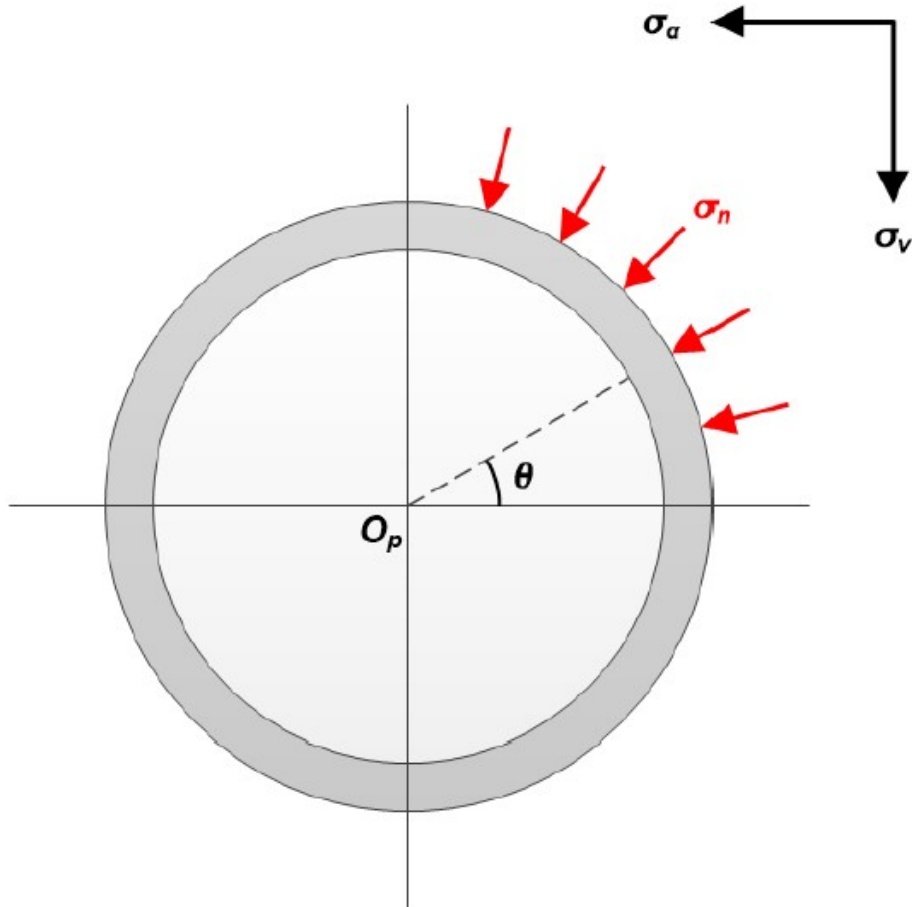
$$f N_m = \frac{B_m}{C} N \quad (4)$$

Hvor  $C$  er rørets ytre omkrets, og  $\epsilon$  er hvale vinkelen som utspenner kontaktbredden  $B_s$  som er vist i Figur 23.  $N$  er total normalkraft som kan bestemmes ved å integrere normalspenningene  $\sigma_n$  over et element av røroverflaten:

$$N = 4 \int_0^{\pi/2} \sigma_n \frac{D_p}{2} d\theta = 2D_p(\sigma_\nu + \sigma_a) \quad (5)$$

$$\sigma_n = \sigma_\nu \sin \theta + \sigma_a \cos \theta \quad (6)$$

Hvor  $\theta$  er vinkelen mellom radiuslinjen og horisontallinjen i hvert punkt langs røromkretsen. Denne vinkelen er vist i Figur 24.



Figur 24: Normalspenninger som virker på røret  
kilde[68]

Parametre  $\sigma_v$  og  $\sigma_a$  angir henholdsvis vertikalt og horisontalt jordtrykk. Horisontalt jordtrykk  $\sigma_a$  er lik vertikal jordtrykk  $\sigma_v$  ganget med jordtrykkskoeffisienten  $K$  eller som kalles også hviletrykkskoeffisienten. Vertikal jordtrykk  $\sigma_v$  kan bestemmes ved å benytte Terzaghis silomodell som er presentert i .....

Innsetting av ligning (3) og ligning (4) i ligning (2) gir følgende ligninger:

$$\mu = \mu_s \lambda_s + \mu_m \lambda_m \quad (7)$$

Hvor

$$\lambda_s = \frac{B_s}{C} = \frac{\epsilon}{\pi} \quad (8)$$

og

$$\lambda_m = \frac{B_m}{C} \quad (9)$$

$$B_m = C - \frac{B_s}{1 + e} \quad (10)$$

Hvor  $e$  er jordas poreteall. Kontaktvinkelen  $\epsilon$  kan bestemmes ved hjelp av metoder beskrevet i..... Ved innsetting av ligning (10) i ligning (7) kan  $\mu$  uttrykkes slik:

$$\mu = \mu_s \frac{\epsilon}{\pi} + \mu_m \left(1 - \frac{\epsilon}{\pi(1 + e)}\right) \quad (11)$$

Bredden på kontakten  $B_s$  bestemmer vinkelen  $\theta$  og er derfor avgjørende for å kunne beregne friksjonskoeffisienten  $\mu$ . Det finnes to forskjellige modeller for å beregne  $\mu$ , som ble foreslått av Ye et al. (2019). Disse modellene er kjent som Hertzian- og Person kontaktmodell.

---

### Bestemmelsen av kontaktbredden $B_s$ etter Person kontaktmodell

En mer generell kontaktmodell for beregning av  $B_s$  presenteres, kjent som Persons kontaktmodell. Denne modellen anbefales som førstevalg når det oppstår usikkerhet rundt størrelsen på forventet kontaktbredde. Person utledet følgende integro-differensialligning i denne sammenhengen [23], [24]

$$B = 4(1 - \beta) - 2(1 - \alpha) \int_{-\xi}^{+\xi} q(t) \frac{dt}{1 + t^2} - \frac{\pi}{2}(1 + \alpha) \frac{E_p \Delta R}{1 - \nu_p^2} p \quad (12)$$

Som kan også skrives som:

$$\frac{\pi(1 + \alpha)E_p \Delta R}{(1 - \nu_p^2)p} = 4(1 - \beta) - 2(1 - \alpha) \int_{-\xi}^{+\xi} q(t) \frac{dt}{1 + t^2} - B \quad (13)$$

Og hjelpeparametre er definert som følger

$$\Delta R = \frac{D_c - D_p}{2} \quad (14)$$

$$\xi = \tan\left(\frac{\epsilon}{2}\right) \quad (15)$$

$$\alpha = \frac{1 - \eta}{1 + \eta} \quad (16)$$

$$\beta = \frac{\lambda}{2(1 + \eta)} \quad (17)$$

$$\eta = \frac{E_p}{E_s} \frac{1 - \nu_s^2}{1 - \nu_p^2} \quad (18)$$

$$\lambda = \frac{1 - 2\nu_p}{1 - \nu_p} - \eta \frac{1 - 2\nu_s}{1 - \nu_s} \quad (19)$$

Ciavarella et al.(2001) har løst nøkkeluttrykk i ligning (13), mens Ye et al. (2019) har utført en videre omforming og forenkling. Dermed kan ligning (13) forenklet skrives som følger :

$$\frac{\pi E_s \Delta R}{1 - \nu_p^2} p + \frac{1 - 2\nu_s}{1 - \nu_s} = \frac{1 - [\ln(\xi^2 + 1) + 2\xi^4]}{\xi^2(\xi^2 + 1)} \quad (20)$$

Ved å løse ut for  $\xi$ , kan kontaktvinkelen  $\epsilon$  bestemmes, se ligning (14) og ligning (15). Dette kan for eksempel gjøres grafisk.  $P$  inngår i ligning (20) ovenfor, og kan finnes etter ligning (3). Sammenhengen mellom kontaktvinkelen  $\epsilon$  og kontaktbredden  $B_s$  kan sees fra Figur 23.

### Bestemmelsen av kontaktbredden $B_s$ etter Hertzian kontaktmodell

Hertzian kontaktmodell representerer en ukomplisert tilnærming for å beregne  $B_s$  [47], [48] og [60]. Hertzian kontaktmodell egner seg ifølge [23] best når den påførte kraften er liten eller når kontaktvinkelen mellom jord og rør er mindre enn 30o, og har dermed visse begrensninger. Modellen består av følgende ligninger:

$$B_s = 1,6(PK_d C_e)^{\frac{1}{2}} \quad (21)$$

Hvor

$$K_d = \frac{D_c D_p}{D_c - D_p} \quad (22)$$

$$C_e = \frac{1 - \nu_p^2}{E_p} + \frac{1 - \nu_s^2}{E_s} \quad (23)$$

Parametre i ligning (21), ligning (22) og ligning (23) er forklart i Tabell 5

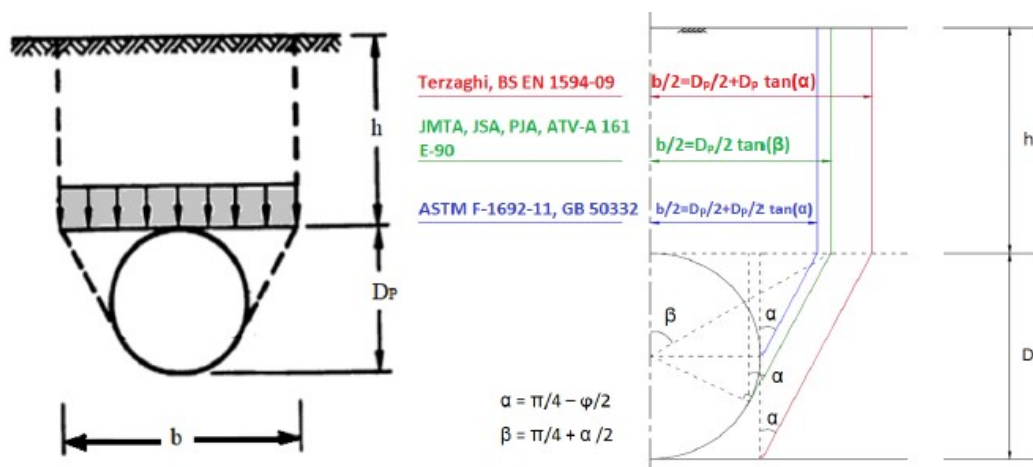
Parameter	Forklaring	Enhet
$D_c$	Indre diameter av utgravning	[m]
$D_p$	Ytre rørdiameter	[m]
$E_p$	Elastisitetsmodulen til røret	kPa
$E_s$	Elastisitetsmodulen til jordmaterialet	kPa
$\nu_p$	Poissons ratio for rør	-
$\nu_s$	Poissons ratio for jord	-
P	Effektiv ytre kraft som virker gjennom rørets tyngdepunkt. Vanligvis settes den lik rørets vekt per lengdeenhet, W.	kN/m

Tabell 5: Forklaring av parametere som inngår i Hertzian kontaktmodell  
kilde[68]

### Terzaghis silomodell

Selv om det har vært en del beregninger for denne modellen, er det gjort kun for sammenligning mellom denne modellen og effektivspenninger. Vertikal effektivspenninger i midten av røret er tatt med i videre beregninger. Dette er vist i vedlegg (Beregninger av normalkrefter) og er forklart i delkapittel 3.2.1

I 1943 utviklet Terzaghi en teori kjent som silo-teorien, som tar for seg et jordprisme med dimensjoner høyde (h) og bredde (b) over et undersøkt element [63]. Teorien antar at jordprismet kan bevege seg i forhold til massene som omgir det. Denne bevegelsen oppstår på grunn av forstyrrelser i elementet under prismet, for eksempel på grunn av mikrotunneling. Som et resultat oppstår det vertikal friksjon langs sidene av jordprismet, som ifølge Thomson (1993) [64] gir en støttende effekt for massene som hviler på røret. Terzaghis silomodell den mest utbredte tilnærmingen for å beregne jordtrykk på rør [54], [53], [36], [69], [60] og [48]. Figur 25 viser jordprismet i Terzaghis silomodell som virker over et rør med ulike måter å bestemme silobredden b på.



Figur 25: Jordprismet i Terzaghis silomodell som virker over et rør med ulike måter å bestemme silobredden b på

kilde[68] og [64]

Det vertikale jordtrykket  $\sigma_v$  beregnes etter ligning (24) med parametre som er forklart i Tabell 6

$$\sigma_v = \frac{b\gamma - 2c}{2K \tan(\delta)} (1 - e^{-2K \tan(\delta) \frac{h}{b}}) \quad (24)$$



Parameter	Forklaring	Enhet
K	Jordtrykkskoeffisienten	-
$\gamma$	Jordas tyngdetetthet	$[kN/m^3]$
h	Høyden av masser over røret	[m]
c	Jordas kohesjon	[kPa]
$\delta$	Friksjonsvinkel mellom rør og jord	[rad]
b	Silobredden over røret	[m]

Tabell 6: Parametre som inngår Terzaghis vertikal spenning kilde[63]

For å bestemme verdiene av h, c og  $\gamma$ , er det nødvendig å utføre målinger og laboratorieforsøk. I tillegg kreves det kjennskap til de empiriske parameterne b,  $\delta$ . Ye et al. (2019) har evaluert disse parameterene etter ulike standarder og som er vist i Tabell 7. Det ble observert at verdier som ble anbefalt i standardene PJA, ASTM F 1962-11 og GB 50332-2002 viste en beregnet presskraft som var i god overensstemmelse med de faktiske målte verdiene på stedet. Blant disse standardene var det kun PJA-standardene som inkluderte kohesjon. Basert på dette oppfordrer Ye et al. (2019) til å benytte verdier for b, og K som anbefales i PJA-standardene (se Tabell 7)

Parameter	b	$\delta$	K	c
Terzaghi (Japan)	$D_p(1 + 2 \tan \alpha)$	$\varphi$	1	c
JMTA (Japan)	$(D_p + 0,08) \tan \beta$	$\varphi$	1	c
JSA (Japan)	$(D_p + 0,1) \tan \beta$	$\varphi$	1	c
PJA (Storbritannia)	$D_p \tan \beta$	$\varphi$	$K_a = \tan^2 \alpha$	c
BS EN 1594 (Storbritannia)	$D_p(1 + 2 \tan \alpha)$	$\varphi$	$K_0 = 1 - \sin \varphi$	c
AVT A-161(Tyskland)	$1,732D_p$	$\varphi/2$	$K_0 = 0,5$	Ingen
ASTM F 1962-11 (USA)	$1,5D_p$	$\varphi/2$	$K_a = \tan^2 \alpha$	Ingen
GB 50332-2002 (Kina)	$D_p(1 + \tan \alpha)$	$\varphi$	$K_a = \tan^2 \alpha$	Ingen

Tabell 7: Empiriske parametre for bruk i Terzaghis modell i ulike standarder

## Beregninger av normalkraft

Normalkraft er avgjørende i beregningene og spesielt for friksjonsjordarter. Derfor ble normalkrefter beregnet etter flere måter.

- Først ved bruk av ligning (24) for å finne ut normalkraften
- Så ble normalkrefter beregnet etter å ha beregnet verikal- og horisontal effektivspenninger. Her ble det tre type beregninger. En ligning (25) er brukt for beregninger av effektivspenninger på toppen av røret . En ligning (26) er brukt for beregninger av effektivspenninger i midten av røret og sist ligning (27) er brukt for beregninger av effektivspenninger på bunnen av røret og til slutt ble normalkrefter beregnet ved å bruke Equation 31. Alle parametre er forklart i ??

$$\sigma'_v = \gamma \cdot z - \gamma_w \cdot h \quad (25)$$

$$\sigma'_v = (z + \frac{D_p}{2}) \cdot \gamma - (\frac{h}{2} + \frac{D_p}{2}) \cdot \gamma_w \quad (26)$$

$$\sigma'_v(z + D) \cdot \gamma - (h + D) \cdot \gamma_w \quad (27)$$

$$\sigma'_a = \sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v \quad (28)$$

$$\theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \quad (29)$$

$$\sigma_A = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_h + \sigma'_v) + \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_v - \sigma'_h) \cdot \cos 2\theta \quad (30)$$

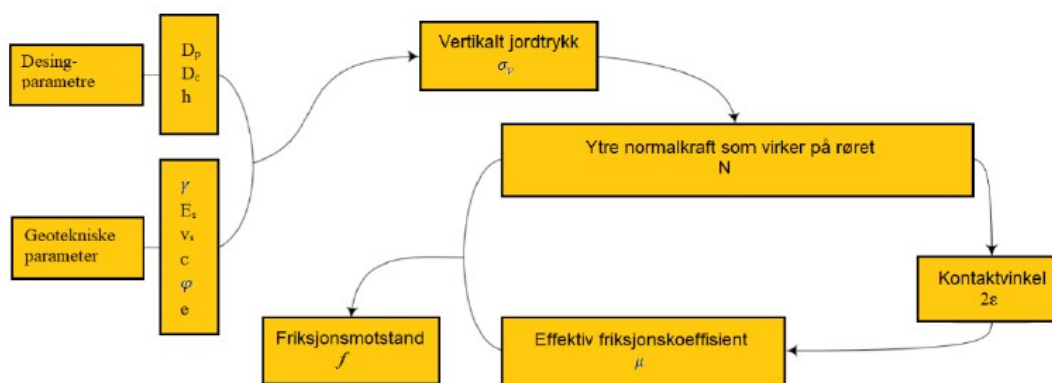
$$N = \sigma_A \cdot A_i \quad (31)$$

Parameter	Forklaring
$\sigma'_v$	Vertikal effektivspenning [kPa]
$\gamma$	Jordas tyngdetetthet [ $kN/m^3$ ]
$z$	Overdekning til terreng [m]
$\gamma_w$	Vannets tyngdetetthet [ $kN/m^3$ ]
$h$	Grunnvannets dybde [m] og er antatt lik $\frac{z}{2}$
$D_p$	Rørets diameter [m]
$\sigma'_h$	horisontal effektivspenning [kPa]
$\varphi$	Massens friksjonsvinkel [rad]
$\theta$	Orienteringsvinkel på det horisontale bruddplanet [rad]
$\sigma_A$	Normalspenning at bruddplanet [kPa]
$A_i$	Rørets areal [ $m^2$ ] her er det beregnet lik $\frac{\pi \cdot D^2}{4}$

Tabell 8: Parametre som inngår ligningen for normalkraft

### Sekvens av beregninger

Flere deloperasjoner er nødvendige for å beregne friksjonskraft, som beskrevet av Ye et al. i deres arbeid fra 2019. Prosessen kan virke kompleks, og det kan være utfordrende å vite hvor man skal begynne. For å starte beregningene, gir Figur 26 en oversikt over de ulike parameterne som må bestemmes, samt den påfølgende rekkefølgen for beregning av komponentene.



Figur 26: Oversikt over deloperasjoner nødvendig for å beregne friksjonsmotstand ved mikrotunneling

kilde[68]

### 3.2.2 Friksjonskraft beregnet med utgangspunkt i omrørt skjærstyrke og normalkraft

Den følgende modellen er basert på en beregningsmetode for offshore-skjørtpenetrasjon som har hentet inspirasjon fra tidligere arbeider innen feltet. Det er viktig å merke seg at den presenterte beregningsmetoden er konseptuelt forskjellig fra tilnærmingen beskrevet i studien av (Ye et al., 2019) [20]. Offshore skjørtpenetring er en avansert teknologi som brukes i konstruksjonen av

diverse undervannsstrukturer, offshore vindturbiner og anker. Denne metoden har visse likheter med mikrotunneling, der et hul-rørformet objekt presses gjennom jordmassene. I den opprinnelige formuleringen er det nevnt et ruhetsforhold, kalt  $r$ , som definerer forholdet mellom røret og de omkringliggende massene. Dette er spesielt viktig å vurdere når man jobber med betongrør i kombinasjon med sand eller pukk. For referanseprosjekt ble mikrotunnelingen utført i blant annet i leire, og derfor er det mer hensiktsmessig å bruke omrørt skjærstyrke ( $S_{ur}$ ) for analysen [20].

$$F = P_s \cdot r \cdot \int_0^d S_u(Z) dz \quad (32)$$

Tabell 9 viser parametre som inngår i ligning (32)

Parameter	Forklaring
$P_s$	summen av lengden på ytre og indre skjørtperiferi
$r$	ruhet mellom jordmasser og skjørtperiferi
$S_u$	massenes udrenerte skjærstyrke
$d$	avstanden skjørten trykkes inn før massene fjernes fra fronten

Tabell 9: Opprinnelig formel for beregning av friksjonskraft

Denne modellen inngår tre hypoteser i beregninger. I hypotese b inngår bentonittens skjærstyrke som er avgjørende. ligning (33) ble brukt i beregninger hvor  $S_u, b$  er bentonittens skjærstyrke.

$$F = \pi \cdot D_p \cdot \int_0^L S_{u,b}(X) dx \quad (33)$$

ligning (34) er brukt for å finne ut friksjonskrefter etter hypotese c og er kun brukt for kohesjonsjordart mens for friksjonsjordarter var normalkraft avgjørende og derfor ble ligning (35) brukt.

$$F = \pi \cdot D_p \cdot \int_0^L S_{ur}(X) dx \quad (34)$$

Tabell 10 viser parametre som inngår i ligning (34)

Parameter	Forklaring
$D_p$	Betongrørets ytre diameter
$S_{ur}$	Massenes omrørte skjærstyrke
$L$	Lengde på rørtrasé, eller lengde på delstrekning hvor benyttet $S_{ur}$ er gjeldende

Tabell 10: Justert formel for beregning av friksjonskraft

For beregninger av friksjoner for friksjonsjordarter ble ligning (35) brukt. Parametre bruk i ligningen er forklart i Tabell 11

$$F = \int_0^L N \cdot \mu \cdot dx \quad (35)$$

Parameter	Forklaring
$N$	Normalkraft
$\mu$	Effektiv friksjonskoeffisient
$L$	Lengde på rørtrasé, eller lengde på delstrekning

Tabell 11: Parametre som inngår ligningen for beregninger av friksjoner for friksjonsjordarter

### 3.2.3 Innvendig friksjon ved startrør

Når det utføres mikrotunnelering med en åpen front, skyves røret forsiktig innover før massene foran fjernes. Dette kan føre til friksjon mellom massene inne i røret og den indre veggen av røret. Selv om denne faktoren sannsynligvis bidrar lite til den totale presskraften, er det likevel viktig å ta den med i beregningene.

#### Innvendig friksjon når det er beregnet etter Ye et al. (2019)

I følge Ye et al. (2019) skal innvendig friksjon ved rørfrenten beregnes slik:

$$F_{innvendig} = f \cdot d \quad (36)$$

Parametre som inngår i ligning (36) er forklart i Tabell 12

Parameter	Forklaring
f	friksjonen beregnet i det aktuelle punktet (dvs. friksjonen som er beregnet for de utvendige rørene)
d	Lengden røret presses innover før massene ved fronten fjernes.

Tabell 12: Parametre som inngår ligningen for innvendig friksjon beregnet ut fra Ye et al. (2019)

#### Innvendig friksjon når det er beregnet ut fra omrørt skjærfasthet og normalkraft

Ved bruk av omrørt skjærstyrke for kohesjonsjordarter blir beregningen for innvendig friksjon for kohesjonsjordarter ved startrør som følger:

$$F_{innvendig} = \pi \cdot D_{startrør,indre} \cdot d \cdot S_{ur} \quad (37)$$

Parametre som inngår i ligning (37) er forklart i Tabell 13

Parameter	Forklaring
$D_{start,indre}$	Startrørets indre diameter
d	Lengden røret presses innover før massene ved fronten fjernes.
S	Massenes omrørte skjærstyrke

Tabell 13: Parametre som inngår ligningen for innvendig friksjon ut fra omrørt skjærstyrke

For beregning av innvendig friksjon i friksjonsjordarter blir ligning (38) brukt i beregninger. Symboler er forklart i Tabell 14

$$f = \mu \cdot W \quad (38)$$

$$\mu = \tan \frac{\varphi}{2} \quad (39)$$

Parameter	Forklaring
W	Rørets egenvekt
$\varphi$	Massenes friksjonsvinkel.

Tabell 14: Parametre som inngår ligningen for innvendig friksjon for friksjonsjordarter

## 3.3 Beregning av spissmotstand

### 3.3.1 Spissmotstand basert på peleteori

Peleteori kan gi et estimat på hvor stor spissmotstanden er ved mikrotunnelering.  $N_c = 6$  og  $N_q = 15$  er gitt (G. Eiksund, personlig kommunikasjon, 27.03.2020). Det tas utgangspunkt i dypt

fundament på  $S_u$ -basis. Beregninger av spenningen ved rørfronten vil være avhengig av jordart. For kohesjonsjordarter blir denne ligning (57) brukt. Parametre er forklart i Tabell 15

$$T = N_c \cdot S_u \cdot A_t \quad (40)$$

Parameter	Forklaring
$N_c$	Bæreevnefaktor
$S_u$	Undrenert skjærstyrke
$A_t$	Startrørets tverrsnittareal

Tabell 15: Parametre som inngår ligningen for spissmotstand for kohesjonsjordarter basert på peleteori

For beregning av spissmotstand for friksjonsjordarter ble disse ligning (60), ligning (58) og ligning (59) brukt

$$T_{\text{spissmotstand for friksjonsjordarter}} = t \cdot o \cdot \sigma_{\text{på spissen}} \quad (41)$$

$$\sigma_{\text{på spissen}} = N_q \cdot (\sigma_{\text{hi}} + a) - a \quad (42)$$

$$\sigma_{\text{hi}} = \frac{F_i}{A_i} \quad (43)$$

### 3.3.2 Spissmotstand basert på teori for offshore skjørtpenetrasjon

For beregning av spissmotstand for kohesjonsjordarter basert på teori for offshore skjørtpenetrasjon er ligning (55) brukt og som er forklart i Tabell 16

$$T = (N_c \cdot S_u \cdot (1 + d_c) + q_t) \cdot A_t \quad (44)$$

Parameter	Forklaring
$d$	Lengden røret presses inn før masser fjernes fra fronten
$B$	Startrørets tykkelse
$\gamma$	Massenes tyngdetetthet
$N_c$	Bæreevnefaktor
$d_c$	Faktor som justerer for pressdybde $d$ i forhold til rørtykkelse $B$ og som er lik $0,4 \cdot \arctan \frac{d}{B}$
$S_u$	Undrenert skjærstyrke
$q_t$	Faktor som justerer for vekten av masser i rørfronten og som er lik $\gamma \cdot d$
$A_t$	Startrørets tverrsnittareal og som er beregnet ved bruk av ligning (54)

Tabell 16: Parametre som inngår ligningen for spissmotstand for kohesjonsjordarter basert på teori for offshore skjørtpenetrasjon

For friksjonsjordarter som løs silt, middels sand og fast sand er denne ligning (45) brukt. Symboler er forklart i Tabell 16

$$T = (N_q \cdot \sigma_h + q_t) \cdot A_t \quad (45)$$

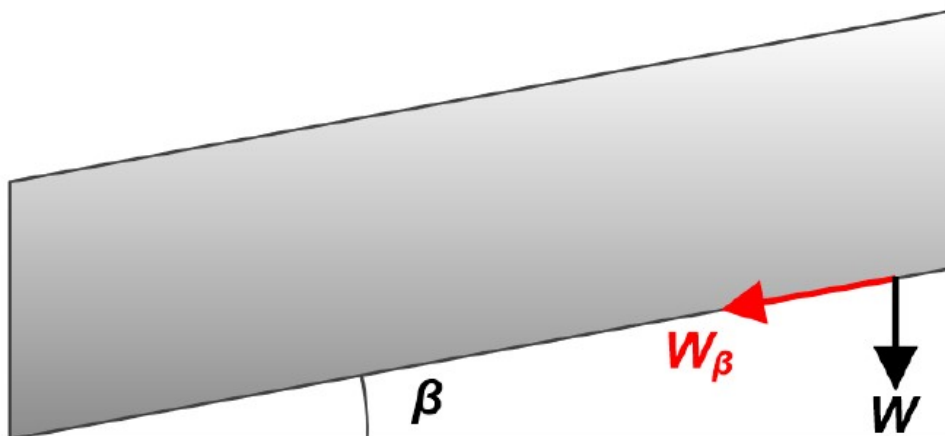
### 3.4 Rørets egenvekt og dens kraftkomponent i retning av rørtraséen

Mikrotunneling i prosjektet ble utført med fall fra pressgropen. Kraftkomponenten av rørets egenvekt blir inkludert i beregning av presskraft ved å trekke denne komponentkraften fra de øvrige

---

utregnede kreftene til slutt. Figur 27 viser rørets egenvekt, stigningsvinkel  $\beta$  og kraftkomponenten som er beregnet ved bruk av ligning (54)

$$\frac{W_B}{W} = \sin \beta \rightarrow W_\beta = W \cdot \sin \beta \quad (46)$$



Figur 27: Rør med en stigningsvinkel  
kilde[68]

### 3.5 Sammenligning av beregningsmodellene

[20] har oppsummert fordeler og ulemper ved de ulike beregningsmodeller. Ye et al. (2019) ikke tar omrørt skjærstyrke i betraktning er en stor svakhet under norske forhold hvor det er høy tilstedeværelse av sensitive masser som med stor sannsynlighet har innvirkning på generert presskraft. Dett er vist i Figur 28

Friksjon beregnet etter Ye et al. (2019)	
Fordel	Svakhet
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Inkluderer kontaktbredde mellom jord og rør</li> <li>• Tar overdekning på røret i betraktning</li> <li>• Bentonittens effekt tas i betraktning</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Inkluderer ikke omrørt skjærstyrke</li> <li>• Er følsom for enkelte parametre</li> <li>• Krever kjennskap til mange ulike geotekniske parametre</li> <li>• Mer komplisert/tidkrevende beregning</li> </ul>
Friksjon beregnet ut fra omrørt skjærstyrke	
Fordel	Svakhet
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Inkluderer omrørt skjærstyrke, og fanger derfor enklere opp variasjoner langs traseen</li> <li>• Enklere beregning</li> <li>• Krever kjennskap til langt færre geotekniske parametre (gjelder hypotese <math>b</math> og <math>c</math>)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Gir ingen metode for bestemmelse av kontaktbredden <math>B_s</math>, men metoder presentert av Ye et al. (2019) kan benyttes</li> <li>• Tar ikke rørets overdekning i betraktning</li> </ul>

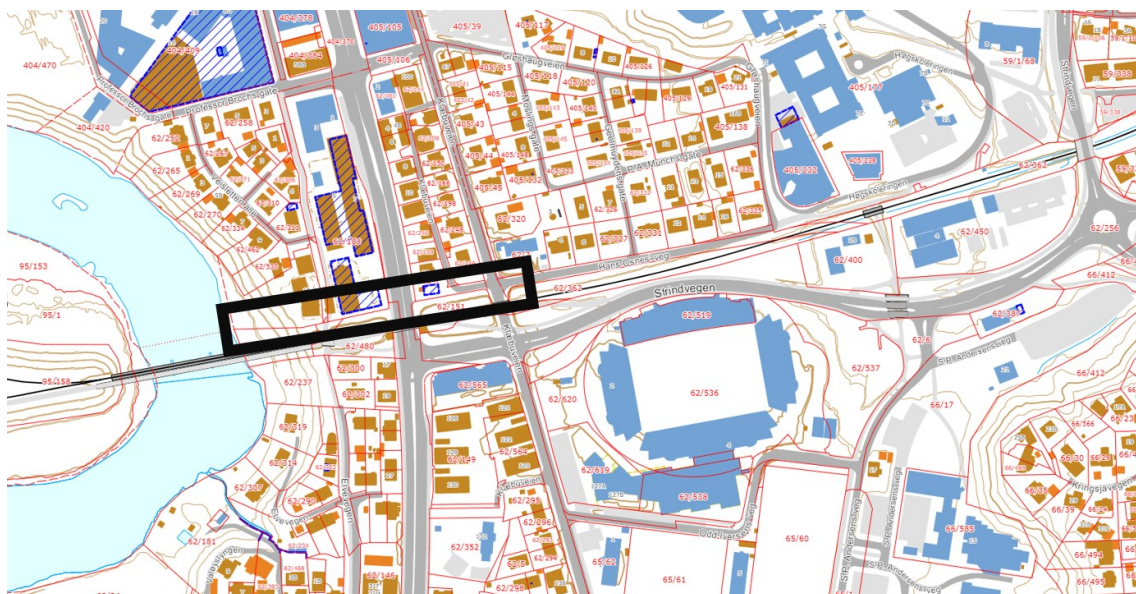
Figur 28: Fordeler og ulemper i de to ulike beregningsmodellene  
kilde[20]

## 4 Referanseprosjekt

Beregninger vil bli utført med utgangspunkt i et referanseprosjekt og det andre prosjektet kommer til å bruke mikrotunnelering i vår 2023. Noe som blir seint å gjøre beregninger for dette prosjektet siden det ikke er utført ennå og går under planlegging men det har vært verdt å nevne grunnforholdene. Det ene prosjektet som ble gjort beregninger for kalles Klæbuvegen-Nidelva som var ferdig utført i 2021. I dette kapittelet vil det gis en kort beskrivelse av begge prosjekter og grunnforholdene.

### 4.1 Klæbuvegen-Nidelva

Høsten 2021 ble det utført mikrotunnelering ved Klæbuvegen-Nidelva. Prosjektet er i utgangspunktet et mikrotunnellprosjekt, men berører også jernbanen, broer og vegger. Trondheim kommune som byggherre hadde plan om å etablere en ny overvannsledning fra Klæbuveien til Nidelva. I denne anledning var Olimb AS engasjert for gjennomføring av prosjektet ved bruk av mikrotunnellering metode. NGI som rådgiver var engasjert for geotekniske vurderinger av prosjektet. Figur 29 viser prosjekts beliggenhet i Trondheim.



Figur 29: Beliggenhet for prosjektet i Klæbuvegen-Nidelva  
kilde[12]

Olimb Anlegg AS hadde ansvar for mikrotunnellering for overvannsledning på Klæbuvegen-Nidelva i Trondheim. Prosjektet omfattet ny overvannsledning som krevde geoteknisk vurdering for mikrotunnellering, spuntgrop, flominntak, erosjonssikring (utgraving og utfylling) og kulverter. NGI gjorde en geoteknisk prosjektering for prosjektet og som inneholdt:

- Prosjektering av spuntvegg for å støtte pressgrop.
- Vurdering av stabilitet og deformasjoner som konsekvens av tunnelering.
- Innflytelse av kollaps ved uhell
- Utgraving for etablering av flominntak ved Holtermannsvegen.
- Vurdering av skråningsstabilitet ved tunnelutløp ved Nidelva.

Aktuell rørtraséen i prosjektet ved Klæbuvegen er markert oransje i Figur 32, og var i utgangspunktet ca. 245 meter. Tilstrekkelig informasjon om presskrefter var kun tilgjengelig for de første



---

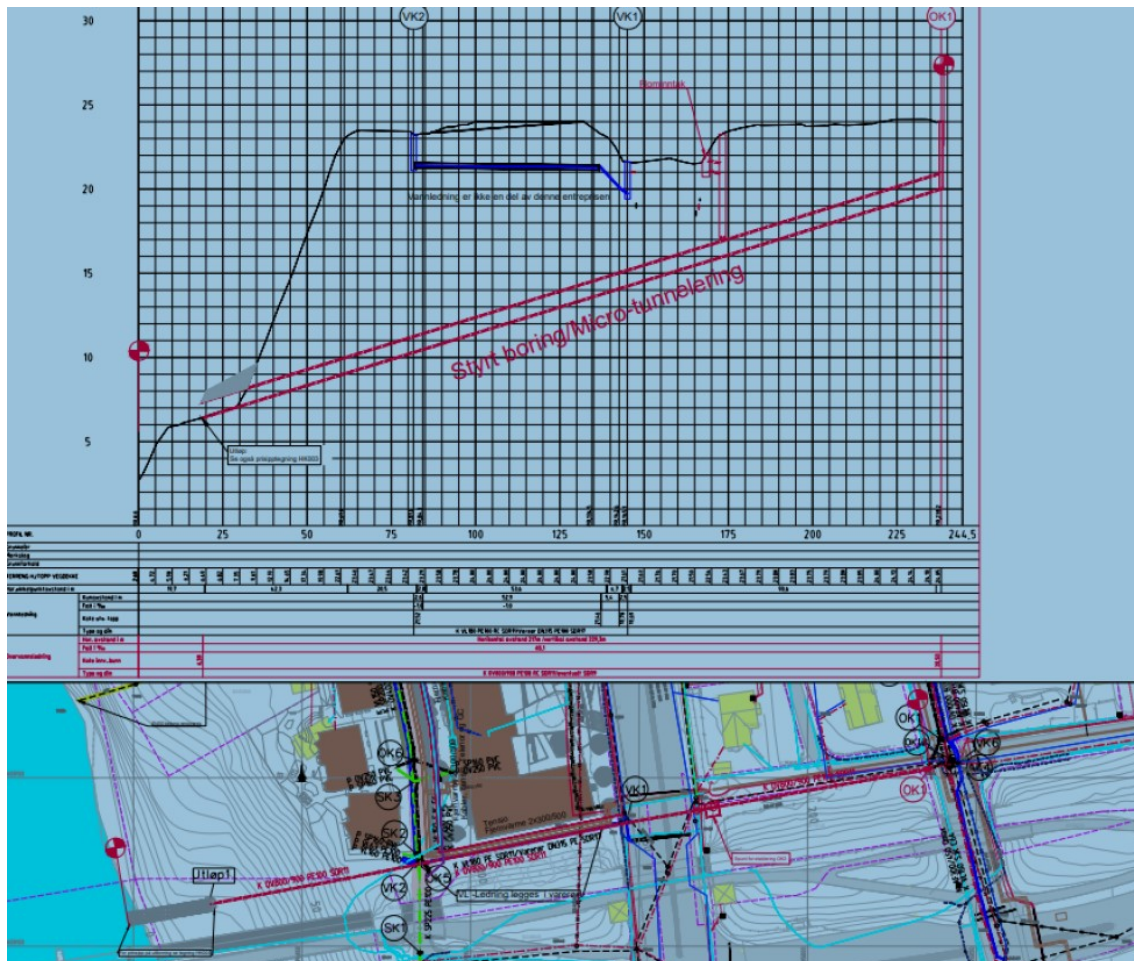
185 meterne, og derfor vil kun denne delen av strekningen tas i betraktning i de videre analysene. Betongrørene i prosjektet hadde en ytre diameter 1490 mm, og en indre diameter på 1200 mm. Mikrotunneleringen foregikk med åpen front, og fronten var ikke trykksatt (se Figur 30). Arbeidet foregikk mandag-torsdag, fra klokka 07-19. Dette medfører en helgepause på mer enn 80 timer. Påsetting av nytt rør tok ca. 1 time (J. Kristensen, anleggsleder og prosjektingeniør i Olimb, personlig kommunikasjon, 21.04.2020).



Figur 30: Mikrotunnelering med åpen front i Klæbuvegen-Nidelva  
kilde[Mottat fra Olimb AS]

#### 4.1.1 Grunnforhold ved prosjektet

Pressgropa har blitt etablert til toppen av skråningen på vestenden av tunnelen ved Nidelva hvor terrenget ligger på Kote +23. Derfra faller terrenget til Kote +3 ved Nidelva. Jernbanelinjen for Stavne-Leangenbanen går parallelt med tunelltraséen og jernbanen ligger på en fylling av høyde ca. 5m [8]. Figur 31 viser de forskjellige høyden og overdekning til terrenget.



Figur 31: Plan- og profiltegning som viser overdekning over rørtraséen til terrenget  
kilde[65]

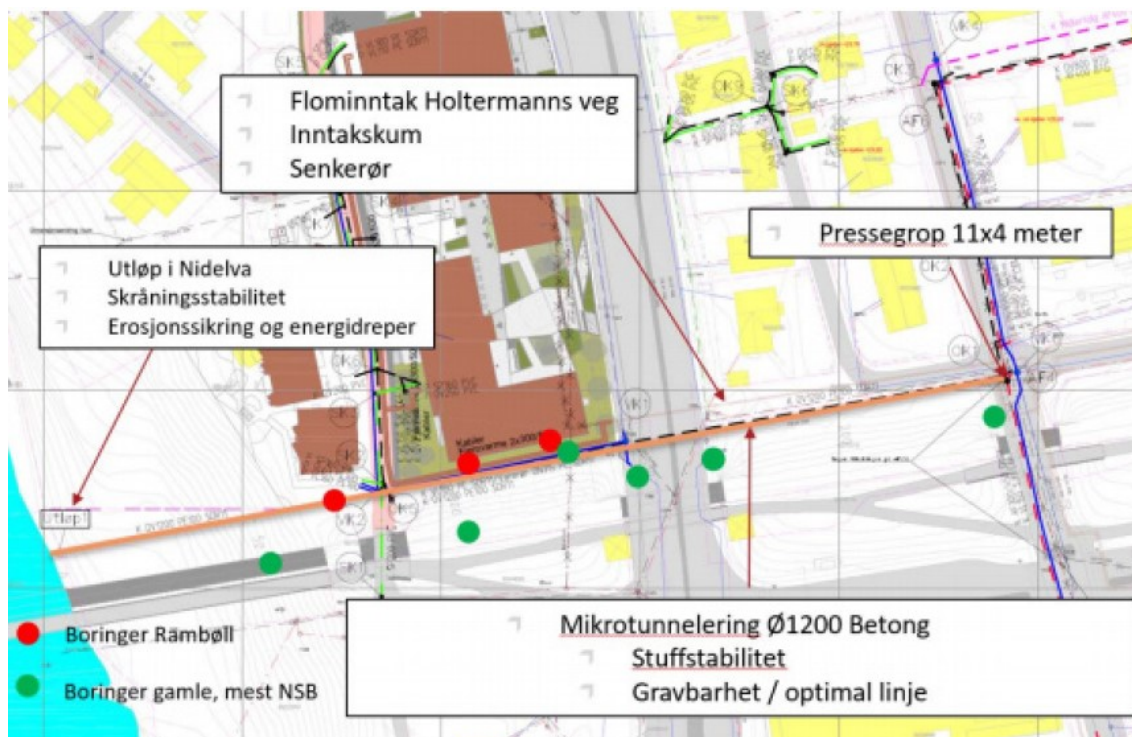
Ifølge nasjonal løsmassedatabase er området dekket av ulike typer avsetninger, inkludert fyllmasser, elve- og bekkesedimenter, samt en betydelig havavsetning. Rambøll har gjennomført flere grunnundersøkelser, som har avdekket at grunnforholdene består av rasmasser av leire som har blitt omstrukturert etter tidligere skredaktivitet i områdene ovenfor. Disse rasmassene ligger over en hovedsakelig fast leire. Under sonderinger på området ble det observert høy motstand i enkelte områder, der det ble nødvendig å bruke slagboring og vannspyling for å nå dypere ned. Dette indikerer tilstedeværelsen av sand- eller gruslag i massene [8].

Den øverste leirjorden (rekonsolidert rasmateriale) viser varierende skjærfasthet og vanninnhold i lagene, men det er ikke en kontinuerlig variasjon mellom borpunktene. Grunnundersøkelsene viser at grunnen hovedsakelig består av rekonsoliderte rasmasser av leire, hvor leiren er overveiende middels fast til fast/meget fast, med områder av myk leire innimellom. Sonderingene tyder på at det er omtrent de samme forholdene over hele området, og alt peker mot et lag av friksjonsmaterialer med varierende tykkelse mellom de øvre rekonsoliderte rasmassene og det som antas å være en homogen leire nedenfor [8].

Resultatene fra sonderingsundersøkelser viser liknende geotekniske forhold over hele området. Laboratorieanalysene indikerer en gjennomsnittlig tetthet på jordmassene på omtrent  $18,5\text{-}22,0 \text{ kN/m}^3$  og en udrenert skjærfasthet på rundt  $28\text{-}370 \text{ kPa}$  for rekonsolidert løsmateriale. Vanninnholdet i de innsamlede prøvene varierte fra ca. 15% til 40%. I tillegg har NGI utført ekstra grunnundersøkelser for prosjektet, som inkluderer feltundersøkelser som dreietrykk og CPTU, samt laboratorieforsøk som treaks, ødometer og rutiner [8].

Grunnundersøkelsene i prosjektområdet indikerer at jorden hovedsakelig består av rekonsolidert

leiremasser. Leiren i området er generelt middels fast til fast, men det finnes også forekomster av myk leire. Stivheten og fastheten til jordlagene blir vurdert basert på NGI's undersøkelser, som er grunnlaget for analysen og planleggingen av prosjektets tiltak. Grunnvannstanden varierer vanligvis med årstidene og nedbørmengden. Observasjoner fra trykkmålere i prosjektområdet indikerer tilstedeværelsen av flere grunnvannsnivåer, og de faste lagene som er påvist i dypet har drenerende egenskaper [8]. Figur 32 viser plan- og tiltaksområde.



Figur 32: Planområdet og tiltaksområder som behøver geoteknisk tiltak  
kilde[65]

Tabell 17 viser lagdeling fra anleggsplassen og fra geotnisk rapport rørtraséen og antakelsen ut fra dette blir lagdeling slik i beregningene videre:

- Fast tørrskorpeleire
- Løs silt
- Bløt leire
- Fast leire
- Middels sand
- Fast sand
- Fast leire

Høyden av masser over røret varierer mellom 0-12 meter langs rørtraséen, se Figur 31

Antall meter fra pressgrop [m]	Hindringer eller andre forhold fra anleggsplassen	Jord materialer fra geoteknisk rapporter	Oppdeling av lag i forskjellige dybder
6	Fast leire	Sand	Fast tørrskorpeleire
9	Fast leire	Sand	
12	Fast leire	Sand	
15	Løs silt morene	Sand	Løs silt
18	Bløt leire	Sand	Bløt leire
20	leire	Sand	Fast leire
27	leire	Sand	
27	Fast leire	Sand	
30	Fast leire	Sand	
33	Fast leire	Sand	
36	Fast leire	Leire	
39	leire	Leire	
42	leire	Leire	
45	leire	Leire	
48	Fast leire	Leire	
51	Fin leire	Leire	
54	Hard leire	Leire	
57	Hard leire	Leire	
60	Leire	Leire	
63	Hard leire	Leire	
66	Hard leire	Leire	
69	Hard leire	Leire	
72	Hard leire	Leire	
75	Hard leire	Leire	
78	leire	Leire	
81	leire	Leire	
84	Sand/Leire	Leire	
87	Sand/Leire	Leire	
90	Sand/Leire	Leire	
93	Sand/Leire	Leire	
96	Sand	Leire	Middels sand
99	Sand	Leire	
102	Sand	Leire	
105	Sand	Leire	
108	Sand	Leire	
111	Sand	Leire	
114	Sand	Leire	
117	Sand	Leire	
120	Sand	Sand	
123	Sand	Sand	
126	Sand	Sand	

Tabell 17: Lagdeling fra anleggsplassen, geoteknisk rapport og antakelsen som ble gjort til slutt. Fortsett til neste sider

Antall meter fra pressgrop [m]	Hindringer eller andre forhold fra anleggsplassen	Jord materialer fra geoteknisk rapporter	Oppdeling av lag i forskjellige dybder
133.9	Elevegrus/Små stein	Sand	
133.1	Elevegrus/Små stein	Sand	
133.3	Elevegrus/Små stein	Sand	
133.6	Elevegrus/Små stein	Sand	
134.8	Elevegrus/Små stein	Sand	
135	Elevegrus/Små stein	Sand	
135.15	Elevegrus/Små stein	Sand	
135.4	Elevegrus/Små stein	Sand	
135.6	Elevegrus/Små stein	Sand	
135.8	Elevegrus/Små stein	Sand	
136.1	Elevegrus/Små stein	Sand	
136.3	Elevegrus/Små stein	Sand	
136.6	Elevegrus/Små stein	Sand	
136.8	Elevegrus/Små stein	Sand	
137.1	Elevegrus/Små stein	Sand	
137.3	Elevegrus/Små stein	Sand	
137.5	Elevegrus/Små stein	Sand	
137.6	Elevegrus/Små stein	Sand	
137.7	Elevegrus/Små stein	Sand	
137.8	Elevegrus/Små stein	Sand	
137.9	Elevegrus/Små stein	Sand	
138	Elevegrus/Små stein	Sand	
138.1	Elevegrus/Små stein	Sand	
138.2	Elevegrus/Små stein	Sand	
138.3	Elevegrus/Små stein	Sand	
138.35	Elevegrus/Små stein	Sand	
138.5	Elevegrus/Små stein	Sand	
138.7	Elevegrus/Små stein	Sand	
138.85	Elevegrus/Små stein	Sand	Fast sand
139	Elevegrus/Små stein	Sand	
139.25	Elevegrus/Små stein	Sand	
139.4	Elevegrus/Små stein	Sand	
139.6	Elevegrus/Små stein	Sand	
139.9	Elevegrus/Små stein	Sand	
140.1	Elevegrus/Små stein	Sand	
144	Elevegrus/Små stein	Leire	
144.2	Elevegrus/Små stein	Leire	
144.4	Elevegrus/Små stein	Leire	
144.5	Elevegrus/Små stein	Leire	
144.7	Elevegrus/Små stein	Leire	
144.9	Elevegrus/Små stein	Leire	
145.1	Elevegrus/Små stein	Leire	
145.2	Elevegrus/Små stein	Leire	
145.4	Elevegrus/Små stein	Leire	
145.7	Elevegrus/Små stein	Leire	
145.8	Elevegrus/Små stein	Leire	
146	Elevegrus/Små stein	Leire	
146.1	Elevegrus/Små stein	Leire	
146.3	Elevegrus/Små stein	Leire	
146.6	Elevegrus/Små stein	Leire	
146.9	Elevegrus/Små stein	Leire	
147.1	Elevegrus/Små stein	Leire	
147.3	Elevegrus/Små stein	Leire	
147.6	Elevegrus/Små stein	Leire	
147.8	Elevegrus/Små stein	Leire	
148	Elevegrus/Små stein	Leire	

Antall meter fra pressgrop [m]	Hindringer eller andre forhold fra anleggsplassen	Jord materialer fra geoteknisk rapporter	Oppdeling av lag i forskjellige dybder
148.3	Leire-Grus	Leire	
148.6	Leire	Leire	
148.9	Leire	Leire	
149.2	Leire	Leire	
149.6	Leire-Litt sand	Leire	
149.8	Leire	Leire	
152.2	Sand/leire	Leire	
152.2	Sand/leire	Leire	
152.8	Sand/leire	Leire	
153	Leire	Leire	
153.6	Leire	Leire	
154	Leire	Leire	
162	Leire	Leire	
162.4	Leire	Leire	
163.8	Leire	Leire	
163.9	Leire	Lagdelt sand/silt	
163	Leire	Lagdelt sand/silt	
163.5	Leire	Lagdelt sand/silt	
163.7	Leire	Lagdelt sand/silt	
164	Leire	Lagdelt sand/silt	
164.5	Leire	Lagdelt sand/silt	
165	Leire	Lagdelt sand/silt	
165.3	Leire	Lagdelt sand/silt	
165.85	Leire	Lagdelt sand/silt	
166.25	Leire	Lagdelt sand/silt	
166.75	Leire	Lagdelt sand/silt	
167.15	Leire	Lagdelt sand/silt	Fast leire
168	Leire	Lagdelt sand/silt	
168.45	Leire	Lagdelt sand/silt	
168.75	Leire	Lagdelt sand/silt	
169.05	Leire	Lagdelt sand/silt	
169.3	Leire	Lagdelt sand/silt	
169.75	Leire	Lagdelt sand/silt	
170.45	Leire	Lagdelt sand/silt	
171	Leire	Lagdelt sand/silt	
171.3	Leire	Lagdelt sand/silt	
171.6	Leire	Lagdelt sand/silt	
171.75	Leire	Lagdelt sand/silt	
172.25	Leire	Lagdelt sand/silt	
172.6	Leire	Lagdelt sand/silt	
173	Leire	Lagdelt sand/silt	
173.5	Leire	Lagdelt sand/silt	
173.8	Leire	Lagdelt sand/silt	
174	Leire	Lagdelt sand/silt	
174.45	Leire	Lagdelt sand/silt	
174.95	Leire	Lagdelt sand/silt	
175.3	Leire	Lagdelt sand/silt	
176.05	Leire	Lagdelt sand/silt	
176.3	Leire	Lagdelt sand/silt	
176.85	Leire	Lagdelt sand/silt	
176.5	Leire	Lagdelt sand/silt	
177.28	Leire	Lagdelt sand/silt	
178.1	Leire	Lagdelt sand/silt	

---

Antall meter fra pressgrop [m]	Hindringer eller andre forhold fra anleggsplassen	Jord materialer fra geoteknisk rapporter	Oppdeling av lag i forskjellige dybder
178.59	Leire	Lagdelt sand/silt	Fast leire
179.1	Leire	Lagdelt sand/silt	
179.8	Leire	Lagdelt sand/silt	
180.6	Leire	Lagdelt sand/silt	
181.25	Leire	Lagdelt sand/silt	
181.95	Leire	Lagdelt sand/silt	
182.8	Leire	Lagdelt sand/silt	
183.4	Leire	Lagdelt sand/silt	
184.2	Leire	Lagdelt sand/silt	
185.15	Leire	Lagdelt sand/silt	
185.8	Leire	Lagdelt sand/silt	

---

## 4.2 Fredlybekken prosjekt

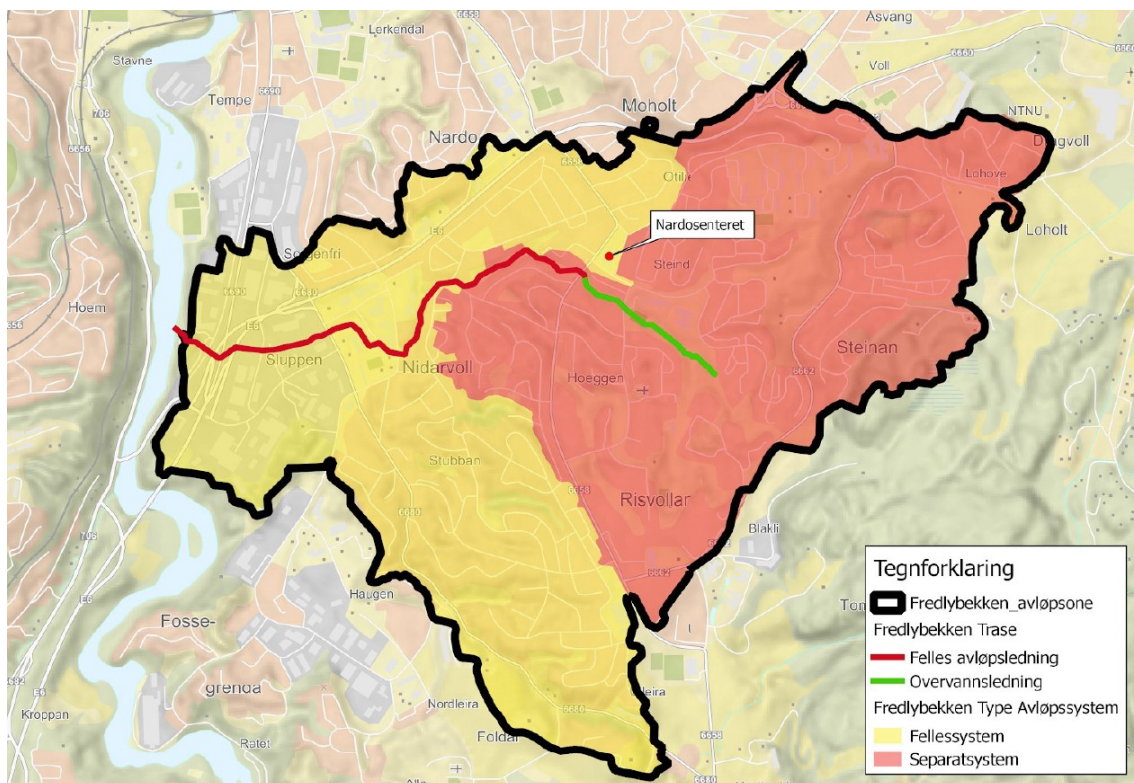
Det har vært behov for separering av overvann og spillvann (kloakk) i Fredlybekken og det var en diskusjon om hvilke strekninger skal være åpen og hvilke skal være lukket. Dette både på grunn av framdrift for byggeprosjektene på Nidarvoll, men også fordi et nytt overvannssystem må på plass for å stoppe forurensende utslipp av kloakk til Nidelva. På grunn av klimaendringer vil det bli mer nedbør og sterkere regnskyll. NVE har dokumentert en økning på 18 % i nedbørsmengder i Norge siden 1900. Ifølge en klimaprofil for Sør-Trøndelag fra Norsk klimaservicesenter i 2017, vil årsnedbøren øke med rundt 20 % innen år 2100, med størst økning på sommeren. Episoder med kraftig nedbør vil øke betydelig i både intensitet og frekvens. Fortetting, som inkluderer mer bebyggelse og flere tette overflater, fører til at mer vann renner av overflaten og at avrenningen skjer raskere. Den kombinerte effekten av klimaendringer og fortetting belaster eksisterende rørsystemer mer enn tidligere [65].

Fredlybekken er et omfattende infrastrukturprosjekt med bruk av NoDig teknologi på sluppen for regnvann i regi av Trondheim kommune. NoDig er en betegnelse for renovering av gamle rør eller etablering av nye med minimalt eller ingen graving. Ti meter under bekken utføres prosjektet med krevende forhold for det tunneleres gjennom sensitiv leire for å bygge en 375m lang overvannstunnel ned til Nidelva. Prosjektet er stort og innebærer blant annet nytt overvannsutløp i Nidelva. Røret begynner fra utleirevegen via sluppenområdet til Nidelva og det ble etablert på 50-60 tallet i det oppringelige bekkedraget. Kloakk og overvann føres inn i et felles avløpsrør ut av området og ned til Nidelva. Utfordringen er at når det kommer store mengder av regn, har ikke pumpestasjonen ved Nidelva tilstrekkelig kapasitet til å pumpe alt avløpsvannet over i kloakktunnelen. Some konsekvenser slippes det store deler av avløpsvannet rett i Nidelva og lager det største utslippet av kloakk til Nidelva fra kommunens avløpsnett. Trondheim kommune har som mål om å åpne tidligere bekker som er lagt i rør slik at vannet blir en ressur i bymiljøet, med økt biologisk mangfold og ikke minst bedre flomsikkerhet. Første ble vedtaket vedtatt i 2010 og det er fremdeles flere uavklarte problemstillinger. Reguleringsplaner er omfattende og inneholder alt fra etablering av skoler, helsehus, næringsområdet og en rekke private interesser [70].

Opprinnelig ble avløpsvann og overvann ledet gjennom samme rør, kalt fellessystemet”, da avløpsvannet og regnvannet ble ansett som lignende i sammensetning. Rundt 1970 ble dette endret, og det ble bygget separat avløpssystemer der avløpsvann og overvann ble ledet gjennom separate rør. Imidlertid sliter en del av de eldre fellessystemene med kapasitetsproblemer i dag. Dette kan føre til problemer som kjelleroversvømmelser, der avløpsvann trenger inn i bygninger via sluk, og overløpsutslipp når avløpssystemet ikke kan håndtere mengden vann. Dette kan føre til at forurenset vann slippes ut i lokale bekker, elver eller havet. En av disse eldre fellessystemene som har kapasitetsproblemer er Fredlybekken, og den er i dag ansvarlig for det største utslippet av kloakk til Nidelva [65].

I nedre del av Fredlybekken ble det bygd et fellessystem (Sluppen, Nidarvoll og Nardo), mens separatsystemet (Risvolla, Hoeggen, Othilienborg, mm) ble bygd senere og dekker de øvre delene av bekken, som er vist i Figur 33. Figur 33 viser også Fredlybekkens opprinnelige bekketrasé, som nå består av både en overvannsledning og en felles avløpsledning. På grunn av at det separerte avløpsvannet fra den øvre delen må transporteres gjennom området med fellessystem, kan dette området kalles et ”ikke-virksomt separatsystem” [65].



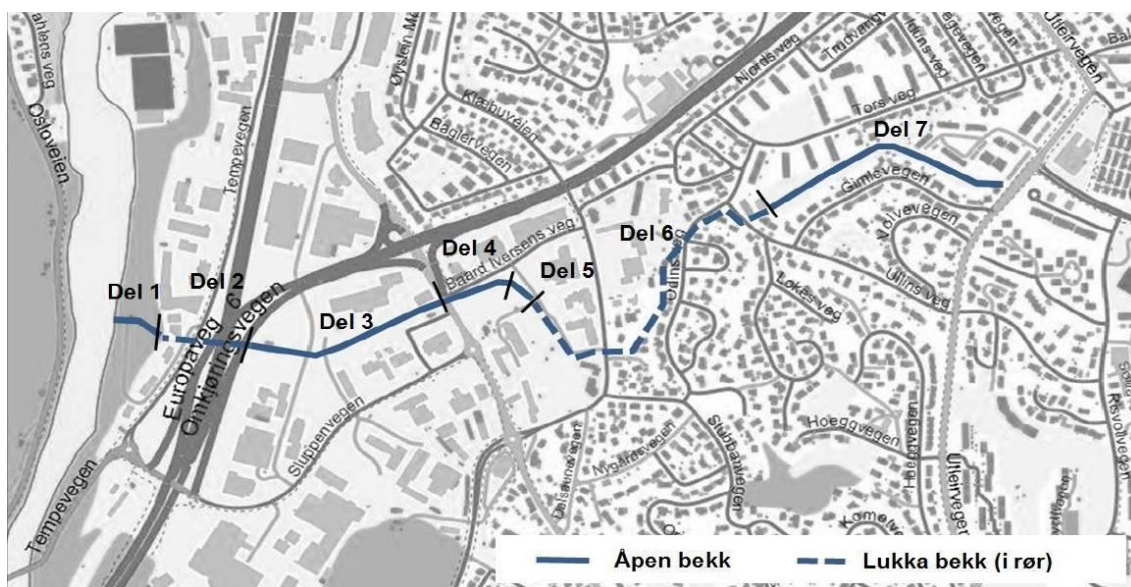


Figur 33: Ilustrasjonen over viser nedslagsfeltet for Fredlybekken, inkludert områder med fellessystem og separatsystem og den opprinnelige bekketraseen som i dag består av overvannsledning og felles avløpsledning

kilde[65]

Det primære målet med Fredlybekk-prosjektet er å redusere utslipp av forurensning til Nidelva og å forhindre oversvømmelser og skade på eiendommer. For å oppnå dette vil man gjøre separatsystemet i øvre del av området funksjonelt ved å konstruere en ny overvannstrase som vil føre alt overvann fra områder med separatsystem til Nidelva. Avhengig av nedbørmengde vil vannføringen i denne traseen variere fra ca. 3 l/s på de tørreste dagene til rundt 3000 l/s ved et 20-års regn, som skjer en gang hvert 20. år. Vannmengdene vil øke i nedoverbakke etter hvert som flere områder med fellessystem blir omgjort til separatsystem. Den nye overvannstraseen kan bygges som en åpen bekk, en underjordisk overvannsledning, eller som en kombinasjon av begge deler [65].

I 2013 utarbeidet Multiconsult AS et forprosjekt for Fredlybekken på oppdrag fra Trondheim kommune. Forprosjektet inneholdt en løsning for å håndtere åpent overvann, en ny kloakkledning og en landskapsutforming med en turvei gjennom bydelen. Målet var å styrke forbindelsen mellom Estenstadmarka og Nidelvkorridoren og forbedre gåforholdene i bydelen. Geotekniske og miljøgeologiske undersøkelser ble også gjennomført som en del av prosjektet. Deler av den opprinnelige bekkedalen, mellom Nidelva og Klæbuveien, er et nedlagt kommunalt avfallsdeponi. Området over deponiet er ikke egnet for bygging på grunn av setninger og deponiggass. Derfor ble det i forprosjektet foreslått å bruke området som en grønnstruktur med en åpen bekk, Se Figur 34.



Figur 34: Fredlybekken med delstrekninger og åpen/lukka bekk som vist i forprosjektet. På delstrekning 3-5 er bekken foreslått lagt over avfallsdeponiet  
kilde[65]

Det har blitt vurdert flere alternativer for overvannshåndtering på strekningen, blant annet en lukket løsning hvor vannet ledes gjennom rør, en åpen løsning hvor vannet renner fritt i en bekk, og en delvis åpen løsning som kombinerer de to. I alle de vurderte alternativene er det lagt til grunn at overvann og spillvann skal holdes atskilt, og den nye overvannsløsningen skal være dimensjonert for en flom med en sannsynlighet på 1/200 årlig, med en tilleggssikkerhet på 20 % [65].

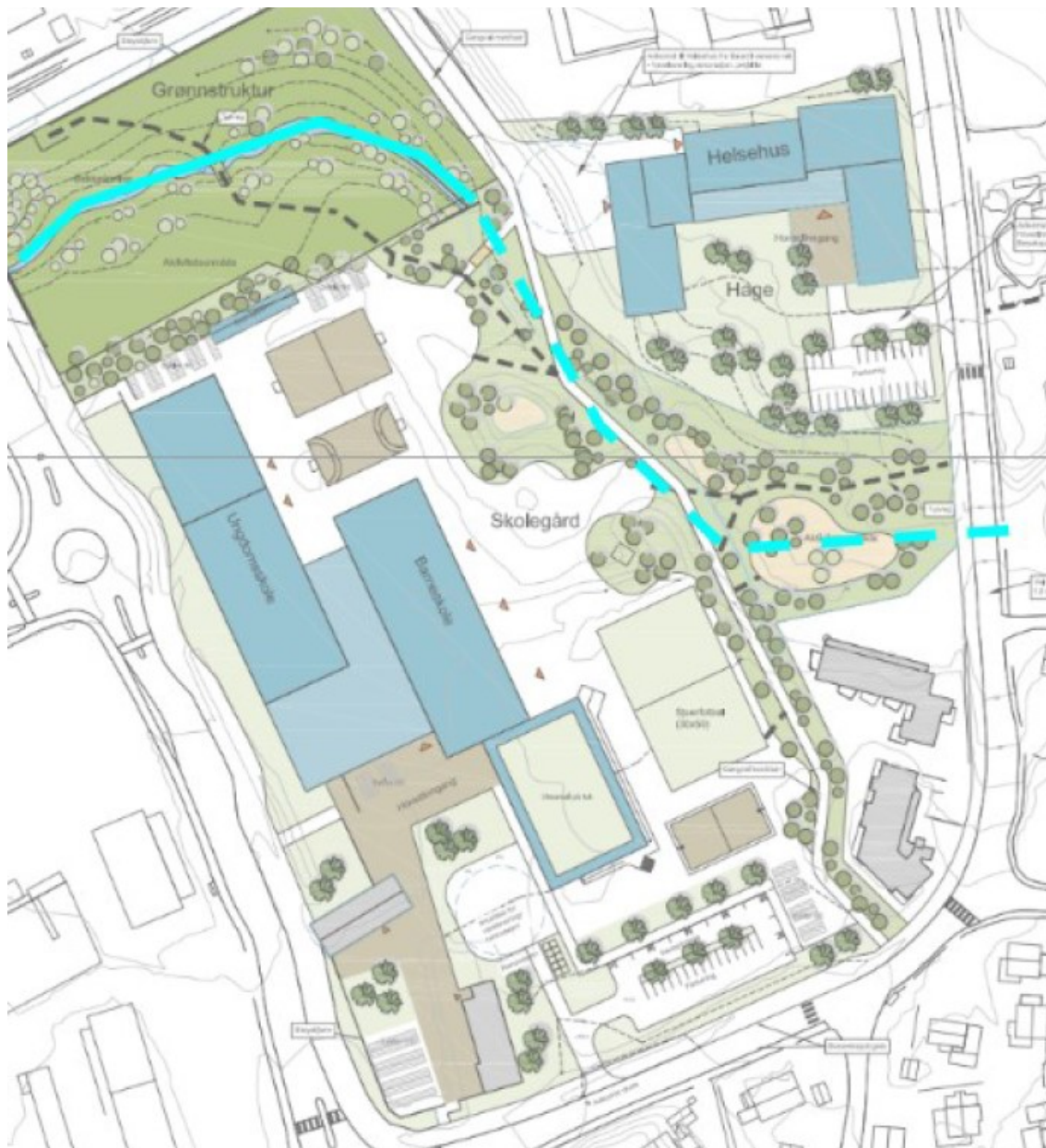
Det er gjennom disse tre planarbeidene at en endelig beslutning om hvordan overvann og spillvann skal håndteres mellom Utleirvegen og Nidelva vil bli tatt:

- Kommunedelplan for Sluppen, etterfulgt av reguleringsplaner
- Detaljregulering av Bratsbergvegen 18 og Klæbuveien 198, samt en plan for offentlige bygninger på Nidarvoll
- Detaljregulering av øvre del av Fredlybekken, mellom Utleirvegen og Klæbuveien.

Formålet med Kommunedelplanen for Sluppen er å fungere som et verktøy for å styre den kortsiktige og langsiktige utviklingen av området, samt å sette rammer for fremtidig utvikling. Planen tar sikte på å presentere en ny hovedvei for alle trafikkgupper og skape en attraktiv og miljøvennlig bydel på Sluppen [65].

Delstrekning 4 og 5 er inkludert i planen, som har som mål å tilrettelegge for oppføring av et nytt rehabiliteringssenter, samt en barne- og ungdomsskole med flerbrukshall. Bygningsrådet behandlet planprogrammet for planarbeidet i sak 19/18 den 6. februar 2018. En tilleggsutredning kalt "Alternativsvurderinger VÅle gjennomført den 14. mai 2018 for å evaluere forskjellige alternativer for lukkede overvannsrør og deres eventuelle konsekvenser for utviklingen av de offentlige tjenestoområdene. To alternative hovedprinsipper for en lukket løsning ble skissert i figur 5 a. En lukket overvannsledning må følge Sluppenvegen vest for Nidarvoll, og kan derfor ikke følge den naturlige bekkedalen. Et lukket overvannsrør må enten dele byggeområdet eller ligge på byggbar grunn langs fyllingskanten i nord, på grunn av det store dimensjonskravet til røret, som er 2 meter i diameter. Dette kan føre til at utbyggingsarealer blir båndlagt hvis en lukket løsning blir valgt. I videre arbeid kan det være gunstig å bygge de to skolene i et sammenhengende volum med noe sambruk av areal. En lukket løsning kan dermed påvirke utbyggingen negativt ved å redusere utbyggingsarealet. Valg av overvannsløsning vil ikke påvirke utviklingen av rehabiliteringssenteret [65].

Etter vurdering har det blitt bestemt at en åpen bekk vil gi størst fleksibilitet for utvikling av det offentlige tjenestetilbudet. Derfor blir det foreslått i planforslaget å legge overvannet i åpen bekk som en del av grunnstrukturen, som vist i Figur 35. En åpen overvannsløsning gir også muligheten til å føre overflatevann fra skolegårdene og ut til bekken i en åpen løsning, som tidligere har blitt gjennomført i andre skolegårdsprosjekter som Byåsen, Åsveien og Lade. Reguleringsplanen for øvre del av Fredlybekken inkluderer de resterende delene av delstrekning 6 (øst for Klæbuveien) og hele del 7 [65].



Figur 35: Et mulig utbyggingsprinsipp for delvis åpen løsning over Nidarvoll skole, ref planforslaget for Nidarvoll, illustrasjonsplan B4 datert 06.12.18

kilde[65]

Formålet med planen er å sikre tilstrekkelig plass for fremtidig kommunalt vann- og avløpsanlegg for å redusere kloakkutslipp til Nidelva og for å hindre skader ved flom. Det er blitt vurdert tre forskjellige helhetsløsninger for Fredlybekken [65]:

- **Alternativ 1: Lukket bekk**

---

Det overskytende vannet fra Utleirvegen transporteres gjennom rør og ender opp i Nidelva. Når det gjelder delstrekningene 1-3, så er det annerledes enn de andre alternativene fordi rørene som frakter overvannet befinner seg langs Sluppenvegen. Når det gjelder delstrekningene 4-5, så er det blitt vurdert to forskjellige alternativer for rørføringen av overvannet. På grunn av størrelsen på overvannsledningen (2 meter i diameter), vil den uansett begrense mulighetene for å bygge nye skolebygg og føre til behov for masseutskiftning av store deler av avfallsdeponiet. Å ha en lukket løsning kan derfor være risikabelt fordi det kan føre til mangel på utbyggingsareal og ha en negativ innvirkning på utviklingen av området, se Figur 36.



Figur 36: Illustrasjon av alternativ 1. På delstrekning 4-5 er det utredet to alternative rørtraseer for overvann

kilde[65]

- **Alternativ 2: Åpen bekk**

På delstrekningene 3-5 i Nidarvoll og Sluppen åpnes bekken, men på delstrekning 6 blir den lukket igjen. Overvannet fra Ullins vei til Utleirvegen føres i en åpen bekk på delstrekning 7, i tråd med det foreslåtte alternativet i forprosjektet. Bekkens utstrekning er imidlertid blitt redusert i den øvre delen av delstrekning 7 på grunn av innspill fra beboere i området. Dette alternativet ble brukt som grunnlag for utformingen av detaljreguleringen av Fredlybekken øvre del, og bekken vil nå bli åpnet på en total strekning på ca. 910 meter.

- **Alternativ 3: Delvis åpen bekk**

På delstrekningene 3-5 over Nidarvoll og Sluppen vil bekken bli åpnet, men på delstrekning 6-7 vil overvannet bli ført gjennom rør. Bekken vil bli åpnet på en total strekning på omtrent 540 meter.

En oversikt over de forskjellige alternativene og konsekvensene av disse alternativene er vurdert og samlet i tabellen nedenfor.

		Svært positiv virkning	Positiv virkning	Liten/ingen virkning	Negativ virkning	Svært negativ virkning
	Utredningstema	Alt. 1: Lukket bekk	Alt. 2: Åpen bekk	Alt. 3: Delvis åpen bekk	Kommentar	
K o n s e k v e n s e r	Redusert forurensning				Alle alternativene vil sikre en betydelig reduksjon av forurensning til Nidelva ved reduserte utslipp av kloakk	
	Overvann og vannmiljø				Alternativ 1 oppfyller ikke mål i kommunens plan for avløp og vannmiljø og Vanndirektivet. Alternativene med åpent bekkeløp vil best sikre god håndtering av overvann, en bedre selvrensende effekt for overvannet og dermed en bedre vannkvalitet. Effekten vil være større jo lengre strekning man har med åpen bekk, og øvre del har størst potensiale til å forbedre vannkvaliteten grunnet mer fall og større potensiale for selvrensing.	
	Biologisk mangfold				Alternativene med åpent bekkeløp vil best kunne bidra til å styrke det biologiske mangfoldet.	
	Skadeflom				Alle alternativene er dimensjonert for å sikre området mot oversvømmelse og skadeflokker. Et åpent bekkprofil vil være mer fleksibelt mht. kapasitet og vil generelt gi en bedre flomsikring enn bekk i rør. Åpen bekk kan gi utfordringer med å unngå at inntaksrister går tett der bekk går over i rør. Dette må sikres ved god utforming av inntakene. Lukket løsning kan gi større utfordringer ved hendelser der sluk tettes, f.eks. av løv eller is og snø.	
	Nærmiljø				Alternativer 2 og 3 med åpen bekk gir opplevelseskvaliteter og muligheter for læring om vannmiljø ved skolen og mulighet for mer variert miljø ved utvikling på Sluppen. Alternativ 2 gir i tillegg mulighet for et variert nærmiljø i øvre del av Fredlydalen.	
	Arealbruk/byutvikling				Alternativ 2 og 3 gir færrest begrensninger på byggearealet for Nidarvoll skole, og størst fleksibilitet ved utvikling av Sluppen. I disse alternativene benyttes også arealer over avfallsfyllinga, som ikke kan bebygges, til bekk og grønnstruktur.  Åpen overvannsløsning gir mulighet for å lede overflatevann også fra andre utbyggingsområder ut til bekken.	
	Beregnet prosjektkostnad	250 mill kr	302 mill kr	302 mill kr		

Figur 37: Alternativene, og konsekvenser av alternativene  
kilde[65]

Prosjektkostnadene for de tre alternativene er blitt beregnet og presentert i tabellen oppover. Alternativ 1, som involverer en lukket bekk på hele strekningen, er beregnet å være 52 millioner kroner billigere enn alternativene med åpen bekk. De største kostnadsforskjellene er knyttet til to faktorer. Håndteringen av forurensede masser for alternativene med åpen bekk over avfallsfyllingene på Nidarvoll og Sluppen er beregnet til å koste 55 millioner kroner, mens dette tallet for alternativet med lukket bekk er på bare 7 millioner. Det er imidlertid betydelig usikkerhet knyttet til både mengder og enhetspriser for denne faktoren. Alternativene med åpen bekk inneholder også kostnader for oppgradering av uterom langs bekken, inkludert trær, annen vegetasjon og møblering, som øker anleggets kvalitet, men også øker kostnadene med 21,5 millioner kroner for alternativ 2

---

og 19 millioner for alternativ 3.

Forskning viser at det er viktig å betrakte pågående planarbeid som en helhet, da valg av løsninger for en bestemt delstrekning kan påvirke valgene som tas for andre delstrekninger både oppstrøms og nedstrøms. Det er derfor nødvendig å vurdere konsekvensene av de ulike helhetsløsningene når man tar beslutninger om overvannsløsninger i de forskjellige delprosjektene. Det er avgjørende å ta beslutninger om overvannsløsning for å sikre fremdrift i byggeprosjektene på Nidarvoll, og for å unngå kloakkutslipp til Nidelva og begrense bruk av midlertidige løsninger eller dobbeltsystemer.

Det er også interessekonflikter mellom planene. Valget mellom en åpen eller lukket bekk innebærer avveining mellom forskjellige interesser. Valg av løsninger kan ha økonomiske konsekvenser og påvirke kommunens eiendommer.

Alternativ 1, som innebærer en lukket bekk, er den billigste løsningen og vil redusere kloakkutslippene til Nidelva. Imidlertid vil denne løsningen ikke bidra i særlig grad til forbedret vannkvalitet, økt biologisk mangfold eller utvikling av et variert nærmiljø. Videre vil dette alternativet gi størst begrensninger på byggearealet ved Nidarvoll skole og kan dermed begrense muligheten for tilstrekkelig utbyggingsareal.

På grunn av forskjeller i framdrift og detaljeringsnivå i pågående planarbeid, mener rådmannen at det er viktig å velge løsninger som gir størst mulig grad av fleksibilitet for fremtidig planlegging på Sluppen. Hvis overvannet legges i rør på delstrekning 4-7, som er tilfelle i alternativ 1, vil det ikke være mulig å etablere en åpen bekk på Sluppen.

Alternativ 2 foreslår åpen bekk og presenterer færre begrensninger for anleggsområdet ved Nidarvoll skole. Dette alternativet gir fleksibilitet i valg av overvannshåndteringsløsninger på Sluppen, og sikrer en fremtidsrettet og klimasikker vannhåndteringstilnærming i tråd med målene i hovedplanen for avløps- og vannkvalitet og statlige retningslinjer. Noen naboer og grunneiere er imidlertid imot å åpne bekken i seksjon 7.

Alternativ 3, delvis åpen bekk, gir også få begrensninger for anleggsområdet ved Nidarvoll skole og fleksibilitet i valg av overvannshåndteringsløsninger på Sluppen. Men sammenlignet med alternativ 2 har alternativ 3 noe mindre nytte for vannkvalitet, biologisk mangfold og lokalmiljø. For å oppnå størst mulig selvrensing av vassdraget og bedre vannkvalitet i åpen bekk forbi Nidarvoll skole bør bekken åpnes i lengst mulig strekning.

Alternativ 2 og 3 har tilsvarende estimerte kostnader, og merkostnaden ved åpen bekk i forhold til lukket bekk bør veies opp mot oppfyllelsen av målene i hovedplanen for avløp og vannkvalitet, det økte arealet som er vunnet ved Nidarvoll skole, og de ekstra mulighetene en åpen bekk kan gi for skolen og lokalsamfunnet langs bekken. Rådets anbefalte løsning er å åpne bekken både ved Nidarvoll og i øvre del av Fredlydalen, som presentert i alternativ 2 med åpen bekk.

Fredlybekken skal åpnes helt eller delvis mellom Bratsbergvegen – Lysgården – Sluppenvegen. Bekken skal gå fra åpen til lukket løsning ved lysgården som ligger parallelt langs E6. Derfor er det nødvendig å vurdere the place where bekken holdes åpen minimum tol den eer ute av deponiet, og også enda lenger langs E6 sørover.

Fra tilkoblingspunkt ved Leirfossvegen skal det legges ny VA-trase inn mot traseen langs Sluppenvegen. Det har blitt foreslått tre alternativer av Trondheim kommune rangert etter ønskelig prioritering:

- Fra tilkoblingspunkt ved Leirfossvegen og mot nord-vest forbi Leirfossvegen 5
- Fra tilkoblingspunkt ved Leirfossvegen og langs Bratsbergvegen
- Nye rør legges i eksisterende trase beholdes, snirkler seg mellom bygg

Felles for alle 3 alternativ er at dybde på ledning samt bruk og tilgjengelighet av areal over ledning vil være avgjørende for om ledninger kan legges med konvensjonell graving eller om det må benyttes

---

grøftfri rørlegging (NoDig) som for eksempel styrt boring [30]. Geotekniske utfordringer har vært store for alle aktører må forholde seg til sensitiv leire og kvikkleire.

#### 4.2.1 Involverte parter

Statlige etater som Trondheim kommune, Fylkeskommune, NVE, Statens Vegvesen, og så videre, var involvert for å kartlegge alle kabler og ledninger som må omlegges for videre utførelse og å ha kontroll over hvilke tiltak som må utføres for å ivareta elva og annen følsom natur. Asplan Viak var ansvarlig for VA-teknisk prosjektering mens WatnConsult AS og MultiConsult AS for geoteknisk prosjektering [70].

Trondheim kommune har knyttet til seg Vianova Trondheim for utarbeidelse av totalentreprisen i prosjektet. Totalentreprenør Steg Entreprenør AS i samarbeid med danske Østergaard AS har på sin side knyttet til seg Multiconsult, Asplan Viak, WatnConsult og Niras i sin prosjektering. Prosjektet har en totalramme på 60 millioner kroner, og er en del av et større infrastruktur prosjekt i Trondheim kommune [13].

Trondheim kommune har vært byggherre i prosjektet. Krysning av Bratsbergvegen som en del av prosjektet skal utføres som en totalentreprise [30]. Statens vegvesen har hatt en sentral rolle i infrastrukturprosjekt med blant annet etablering av en ny bru, Nydalsbrua, over Nidelva. I noen deler av prosjektet har det blitt spuntet arbeidsgroper og for stabilisering ble det utført kalkstabilisering i andre deler. I den nedre delen hvor overvannsledningen tunneleres ut ble det lagt en motfylling i elva for stabilisering. Alle aktører har vist stor kunnskap, velvilje og innsats for å løse utfordringene.

Åpen front med overtrykk har blitt brukt hvor massene sluses inn porsonsvis etterhvert som borehodet skyves framover. Dette for å ungså at jorda flommer ukontrollert inn i fronten. Framføring av avløpsledning under E6 med 2000 betongrør krever god planlegging, og Steg Entreprenør i samarbeid med Østergaard har valgt å gå for tunnelering med åpen, trykksatt front. Her er det mulighet for å kjøre både i vertikale og horisontale kurver. I Trondheim gjennomføres det to strekk på henholdsvis 275m og 100m i hver sin retning. I tillegg til tunnelering skal det også gjennomføres retningsstyrt boring av 250m spillvannsledning 630millimeter PE og 170m vannledning 250 millimeter PE, samt 100m pilotrørsboring for etablering av spillvannsledning i 710 millimeter PE [13]. Her er det noe fakta om en del av prosjektet:

- 375m 2000mm overvannsledning i betong- tunnelering.
- 100m 710mm spillvannsledning i PE100 RC SCR11-pilotrørsboring.
- 250m 630mm spillvannsledning i PE100 RC SDR11-styrt boring
- 170m 250mm vannledning i PE100 RC SDR11-styrt boring
- Kostnadsramme 60 millioner

#### 4.2.2 Grunnforhold

Av alle utførte grunnundersøkelser i det aktuelle området er det kun 2 mest relevante og som var utført av Trondheim kommune:

- R.1536 Fredlybekken, 2012, borepunkt 10-13 langs Sluppenvegen [3].
- R.1690 Sluppenvegen, 2017, borepunkt 21-27 og 29-33 [4].

På den ene siden er disse geotekniske undersøkelsene utført utenfor selve deponiet men det kan ikke utelukkes at topplaget i enkelte punkt kan inneholde noe avfall. På den andre siden er undersøkelser i deponiet miljøundersøkelser, eller private undersøkelser utført i forbindelse

med prosjektering av bygg. Statens vegvesen har også utført noen undersøkelser langs E6 [1].

Grunnforholdene i området generelt består av tørrskorpe over leire. På store deler av området antas leira i toppen å være rekonsoliderte rasmasser, opptil de øverste 15 meter [6]. Det er ikke påtruffet berg ved noen av undersøkelsene i området. Det er kjent fra før at løsmassemekktigheten i området er meget stor, opptil 100 meter. Det er påvist sprøbruddmateriale og kvikkleire helt sørvest på tiltaksområdet i området der Sluppenvegen faller ned mot E6, i borepunkt 21 og 22 [4]. Et porepunkt mellom disse heter borepunkt 13 og har ikke vist sensitiv leire. På alle borepunkt har det ikke påvist kvikk eller sensitiv leire ved eksisterende grunnundersøkelser hvor ledninger og bekkeløp skal ligge. Usikkerheten om kvikkleira strekker seg fra borepunkt 21 og nordover langs E6 [3].

Grunnens beskaffenhet har vist seg velegnet til tunnelering og massene er gravd ut og fraktet på traller ut i pressgropene og heist opp for bortkjøring [13].

Det finnes et stort antall grunnundersøkelser både for infrastruktur- og byggeprosjekt i området på sluppen og som fremkommer av Trondheim kommunes kartløsning [12]. Grunnundersøkelser som er utført av offentlige aktører som Trondheim kommune eller Statens vegvesen er tilgjengelige mens private undersøkelser er ikke allment tilgjengelige. Mange av disse undersøkelsene har liten verdi mhp. geoteknikk fordi de er enten miljøtekniske undersøkelser eller gamle geotekniske undersøkelser til liten dybde [30] (se Figur 38).



Figur 38: Utklipp fra Trondheim kommunes kartløsning  
kilde[12]

Hele området ble preget av raviner med bekker i øst, mens i vest er området relativt flatt og bekkedalene som fantes der ble benyttet til søppeldeponi fra ca. ca. 1940-1970. Forurensning i området, avfall i massene, forurenset grunnvann vil føre til ekstra arbeid og kostnader for graving. Etterhvert



har ravinene gjenfylt og Fredlybekken lagt i rør. I forbindelse med påkobling ved Leirfossvegen og krysning av Brattsbergvegen har det vært behov for supplerende geotekniske grunnundersøkelser. I tillegg til noen grunnundersøkelser langs E6 for omlegging av bekk. Bekken ligger grunt at det kan bli utfordring med for lite overdekning over kulverten, slik at ordinær graving kan være eneste mulighet. Bekken ligger grunt at det kan bli en utfordring med for lite overdekning over kulverten, slik at ordinær graving kan være eneste mulighet.

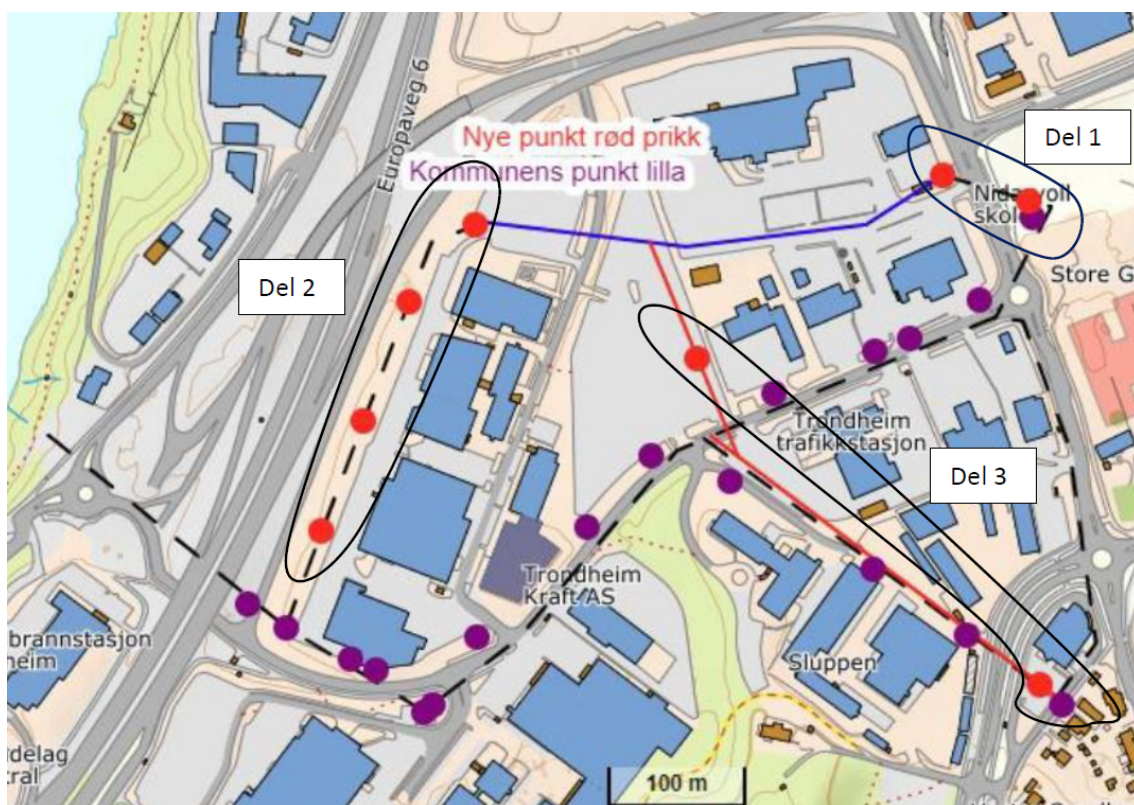
For å slippe å berøre trafikken er det anbefalt med tunneling gjennom Brattsbergvegen.

Ved dybde og med tunnelling metode kan det være aktuelt å etablere en spuntgrop på hver side av Brattsbergvege og grunnundersøkelsene bør da danne grunnlag for dimensjonering av spuntkonstruksjonen. Ved liten dybde og ordinær graving over vege vil det kun være relevant å se på lokalstabilitet av graveskråniger, og nødvendig dybde på sonderinger og prøvetaking antas da å bli begrenset [30].

Det har vært særlig behov med supplerende grunnundersøkelser i forbindelse med press-/mottaksgrøper for tunneling/rørpressing, spuntgrøper/konstruksjoner, samt langs E6 der det ikke er utført undersøkelser tidligere. Supplerende borepunkt blir delt opp slik:

- 2 er for totalentreprisegrunnlag, krysning Brattsbergvegen (del 1)
- 4 for bekkkulvert/tunneling langs E6 (del 2)
- 2 for VA-trase fra Leirfossvegen til Sluppenvegen

Figur 39 viser supplerende borepunkt sammen med omtrentlig plassering av borpunkter fra kommunes rapporter R.1536 [3] og R.1690 [4].



Figur 39: Omtrentlig plassering av eksisterende og supplerende borepunkt  
kilde[12]

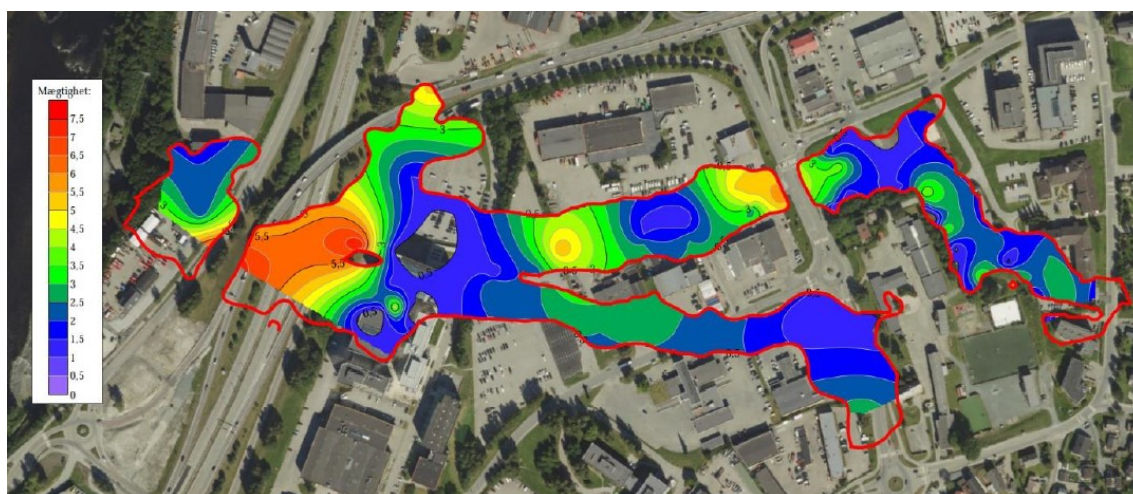
Hensikten med grunnundersøkelser er å gi datagrunnlag for geoteknisk vurdering av et område. Det ble utført 13 dreitrykkssonderinger og 4 trykksønderinger av Trondheim kommune. Samtidig

ble det tatt opp til sammen 24 54mm prøver og 2 representative prøver. I tillegg ble det gjort poretrykkmålinger i 5 punkt [3]. Det er allerede bygd en betongkylvert med ytre diameter ca. 2,4 meter under E6 ved Sluppenvegen, der forprosjektet nå skal koble seg på. Det er allerede klargjort for bekkeåpning mot Brastbergvegen. Det ble også tatt opp prøver underveis ved mikrotunneleringen på Sluppen. Disse prøvene har gitt informasjon om de ulike massetypene som befinner seg på nivå med rørtraséen. Original grunn i området består stort sett av tørrskorpeleire over leire. Leira som er funnet i området er fra middels fast til fast. Enkelte steder er leira kvikk eller sensitiv [30].

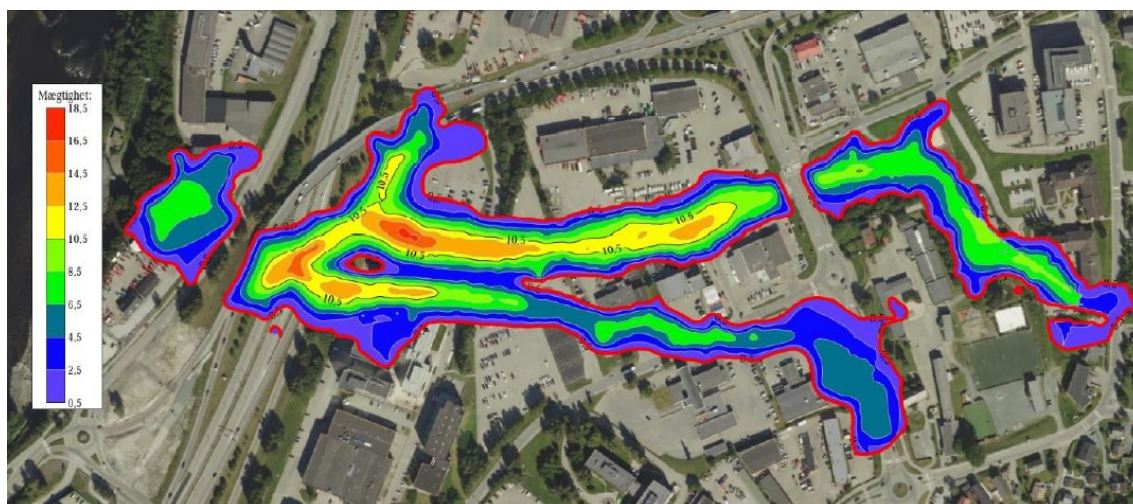
### Grunnforurensning

Deler av tiltaksområdet overlapper med det gamle deponiet som medfører til forurensning i grunnen. 472 jordprøver ble tatt av geologere i området men mange av dem er gamle og noen av prøvepunkter var på områder hvor det ble masseutskiftning og ikke lenger relevante til prosjektet. Analyseprogrammene i de tidligere undersøkelsene varierer, men det er samlet sett analysert opp til 99 forskjellige stoffer i jordprøvene. Det er generelt funnet tungmetaller, oljeforbindelser og PAH i prøvene, hvor mange faller in under tilstandsklasse 4, 5 og > 5 [2].

Figur 40 viser tykkelsen på overdekkingen over avfallsmassene. Figur 41 viser avfallets mektighet.



Figur 40: Fyllmassenes mektighet over avfall kilde[30]

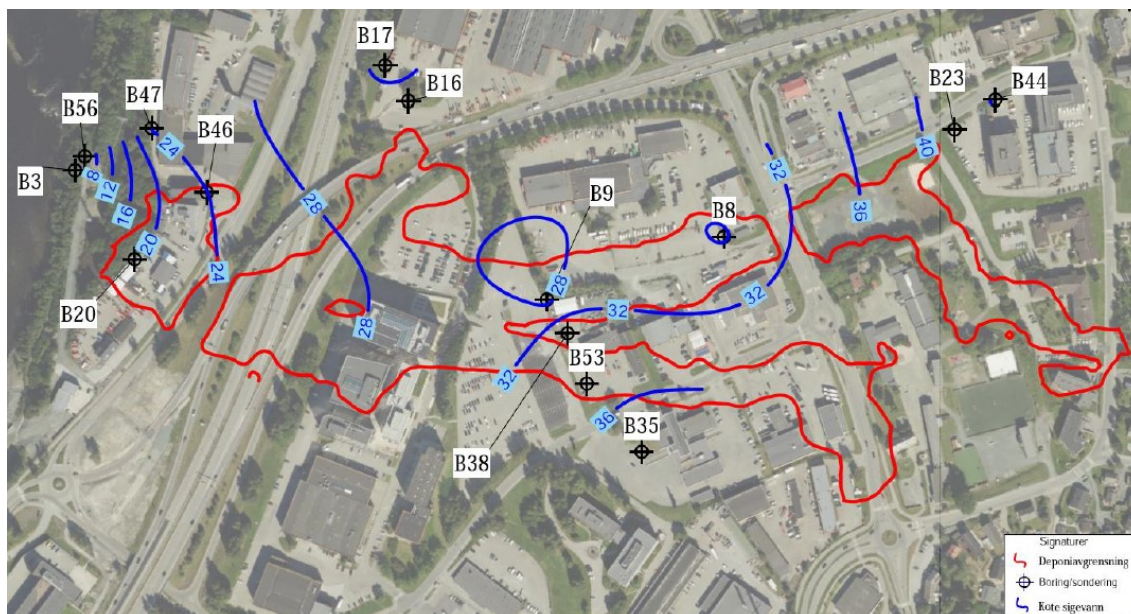


Figur 41: Avfallets mektighet kilde[30]

### Grunnvann

Grunnvannet er spesielt relevant i forbindelse med graving under grunnvannsspeilet, da vann i byggegrop er en generell utfordring. Det er mulig å pumpe vann til kommunalt spillvannsnett men dette er avhengig av forurensningsinnholdet. Hvis det inneholder olje så kan det fjernes ved å pumpe vannet via en oljeutskiller.

Figur 42 viser plasseringen av borepunktene. Deponiet er markert med rød linje og kotene for grunnvannet er indikert med blå linjer. en initial vurdering indikerer at innholdet av tungmetaller er høyt, spesielt i de vestre delene av deponiet. Dette kan medføre spesielle krav i forhold til håndtering av vann i byggegropen. I området rundt punkt B8 og B9 er grunnvannet omtrent 2 meter under bakken.

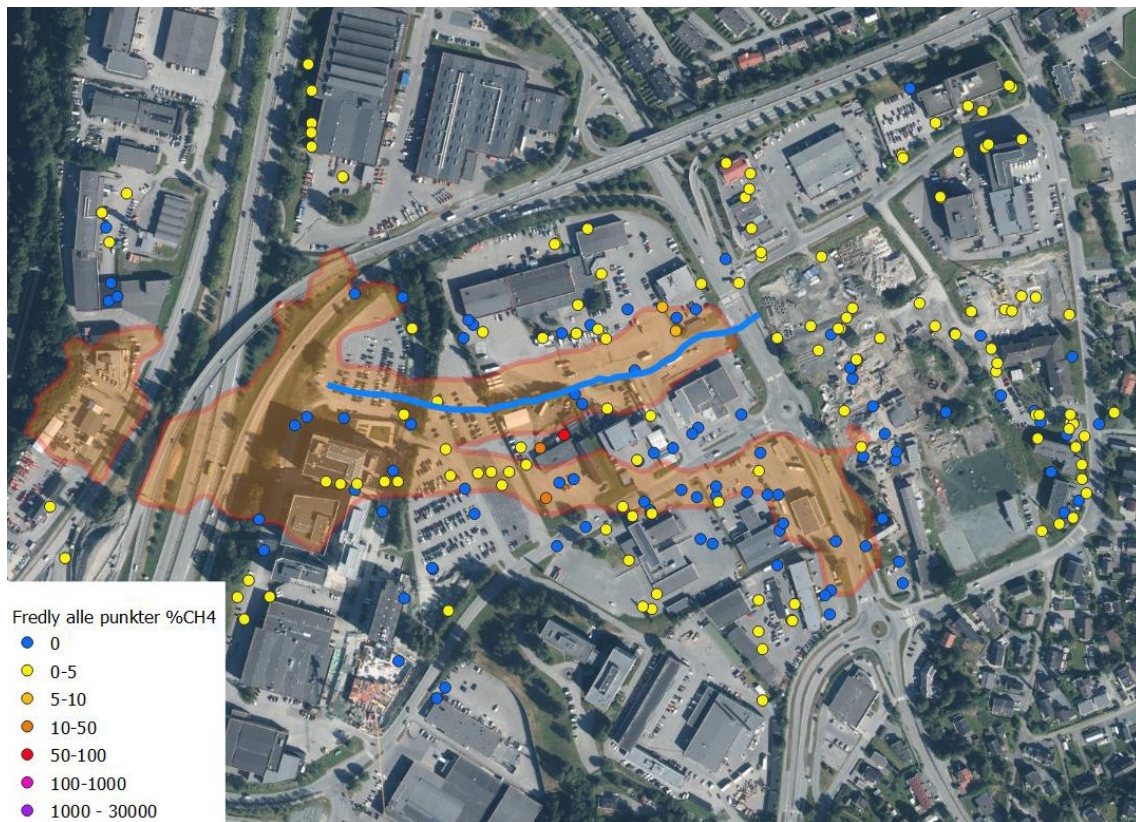


Figur 42: Kart som viser brønner hvor det er tatt grunnvannsprøver  
kilde[30]

## Gass

Datagrunnlaget skal være godt nok til arbeid med bekkeåpning, planlegging av VA-trasse i Leirfossvegen/Brattsbergvegen, der tilknytningen til etappe 3 skal skje. DMR har gode data for deponigass på at det er betydelige gassmengder i grunnen rett på vestsiden av Brattsbergvegen der hvor kryssningen av bekken tenkes. Gassmengdene vi har registrert der krever åpenbart at det gjøres tiltak, både med hensyn på eksplosjonssikkerhet og helse.

Situasjonen er ikke annerledes i Sluppenvegen hvor VA-traseen krysser deponiet lengre sør. Det er også registrert betydelige gassmengder i grunnen hele veien vestover langs bekkeløpet. Rett på vestsiden av Lysgården, hvor det er mulig bekkeløpet skal åpnes, er det også registrert mye gass i grunnen. Som Figur 43 viser, er det funnet metangass relativt langt fra deponiet. Det er også registrert metangass i grunnen også langs de to mulige VA-traseene, men konsentrasjonene er ikke dramatisk høye.



Figur 43: Eldre og nye målinger av metangass i grunnen. Deponiets utstrekning i rødbrun farge i bakgrunnen

kilde[30]

---

## 5 Antakelser, geotekniske parametre og forutsetninger for beregninger

I dette kapittelet vil vi presentere parameterne som skal brukes i beregningene. De fleste av disse parameterne er basert på geotekniske rapporten som ble motatt av Olimb As [8]. I tillegg til dette ble infomasjonen og data fra entreprenørselskap brukt som utgangspunkt. Det har vært så utfordrende med prosjektet Klæbuvegen-Nidelva som hadde lite info og dermed ble det antatt mange anatakelser som blir nevnt underveis. I disse tilfeller ble erfaringstall, Statens vegvesen sine håndbøker, faglige pensumer og bøker og infromasjon fra veilederen benyttet for videre arbeid. Dette medfører til et avvik mellom krefter som et resultat av beregninger som ble gjort i denne oppgaven og krefter som tunneleringsloggeren hadde. Men dette avviket er ikke så stort og gir oss et godt bilde og en mal som kan brukes for videre arbeid. Disse geotekniske parameterene er delt opp slik:

- **Prosjektspesifikke parametre**

Fysiske størrelser knyttet til rør, rørtrasé, overdekning på røret og lignende.

- **Geotekniske parametre**

Massenes tyngdetetthet, friksjonsvinkel, skjærstyrke og lignende.

- **Empiriske/ beregnede parametre**

Noen sentrale parametre som er beregnet fra de øvrige parameterne. Deriblant friksjonskoeffisienter og jordtrykkskoeffisienter. Noen av parameterne er fastsatt ut fra anbefalinger i litteraturen.

## 5.1 Klæbuvegen-Nidelva

Tabell 18 viser prosjektspesifikke parametre i prosjektet ved Klæbuvegen-Nidelva

Prosjektspesifikke parametre				
Parameter	Symbol	Verdi	Enhet	Begrunnelse/ referanse
Indre diameter av utgraving	$D_c$	0	mm	Overcut-spalten var 0 mm (J. Kristensen, anleggsleder og prosjektingeniør i Olimb, personlig kommunikasjon, 21.04.2020).
Ytre diameter av røret	$D_p$	1,49	m	Informasjon mottatt fra (J. Kristensen, anleggsleder og prosjektingeniør i Olimb, personlig kommunikasjon, 21.04.2020).
Rørets egenvekt	W	16	kN/m	
Rørsegmentenes lengde	L	3	m	
Startrørets areal	$A_s$	0,110	m <sup>2</sup>	Startrørets ytre omkrets var 1,53 m (J. Kristensen, anleggsleder og prosjektingeniør i Olimb, personlig kommunikasjon, 21.04.2020). Arealet er beregnet etter .....
Høyden av jordmasser over røret	h	0-12	m	Se Figur 31
Rørets stigning	s	0,372	Grader	Stigningen ble oppgitt til 6,51 ‰, hvilket tilsvarer 0,372 grader (J. Kristensen, anleggsleder og prosjektingeniør i Olimb, personlig kommunikasjon, 21.04.2020).
Poissons ratio for røret	$\nu_p$	0,15	-	Poissons ratio for betong ligger mellom 0,1-0,2 [11]. Verdien midt mellom disse ytterpunktene er valgt.
Elastisitetsmodul for røret	$E_p$	37278	MPa	Hentet fra hefte med statiske beregninger gjort av Haba-Beton [18]. Gjelder for selve betongmaterialet. Betongrøret er riktignok armert med stål som har langt høyere stivhet enn dette. Det er likevel valgt å se bort fra dette, fordi innsetting av høyere stivhet utgjør forsvinnende lite for beregnet friksjonskraft. Dette skyldes at betongens stivhet uansett er langt høyere enn jordas stivhet [20]

Tabell 18: Prosjektspesifikke parametre i prosjektet ved Klæbuvegen-Nidelva

Tabell 19 viser geotekniske parametre i prosjektet ved Klæbuvegen-Nidelva. Noen parametre som gjelder jorda må bestemmes på forhånd [59]:

- Tyngdetetthet til kohesjonsjordarten
- Konsistensen av løsmassen
- Kornstørrelsen og kornfordelingen og hvor kornkurven ser ut
- Andel steiner større enn 65mm
- Ved arbeid med berg er valg av utstyr, skjærehode, verktøy og spesielt den enaksede trykkfastheten og skilleplanavstanden av stor betydning.

Prosjektspesifikke parametre				
Parameter	Symbol	Verdi	Enhet	Begrunnelse/ referanse
Jordas tyngdetetthet	$\gamma$	18,6	$kN/m^3$	Gjennomsnittlig tyngdetetthet på nivå med rørtrase [8]
Elastisitetsmodul for jordmaterialet	$E_s$	16	$MPa$	Her benyttes tommelfingerregel foreslått av geotekniker Rolf Lauritzen, hvor $E_s$ settes lik $400 \cdot S_u$ [20].
Poissons ratio for jorda	$\nu_s$	0,25	-	Informasjon om Poissons ratio var ikke å finne i geoteknisk datarapport for dette prosjektet. Verdier er derfor antatt ut fra erfaringstall/typiske verdier ut fra [52].
Jordas porettall	$e$	0,67	-	Informasjon om porettall/porøsitet var ikke tilgjengelig i geoteknisk datarapport. Valget er derfor basert på at typiske verdier for porøsitet ( $n$ ) ligger på mellom 40-60 % for leire [28]. 40 % er valgt for dette tilfellet. Videre finnes porettallet fra følgende formel: $e = \frac{n}{1-n}$
Udrenert skjærstyrke	$S_u$	40	kPa	Se utdypende forklaring i avsnitt under tabellen. Basert på [8]
Sensitiviteten	$S_t$	4,4	-	
Udrenert skjærstyrke, omrørt	$S_{u,r}$	9.09	kPa	

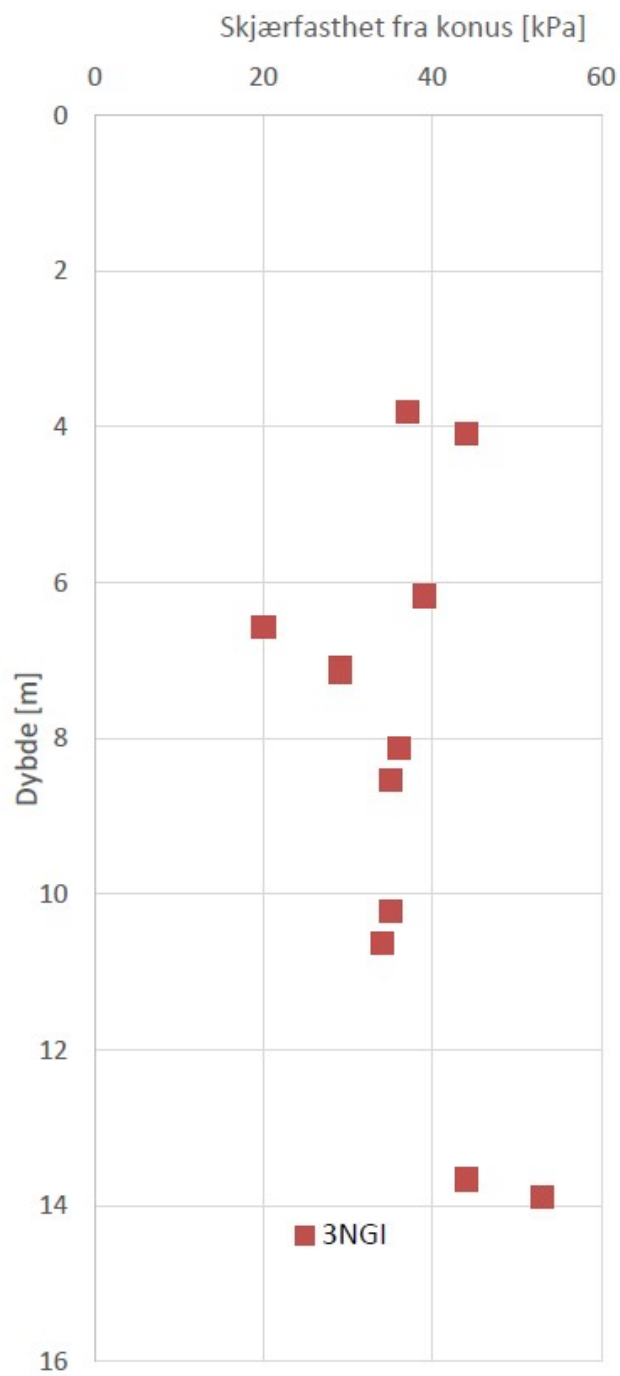
Tabell 19: Geotekniske parametre i prosjektet ved Klæbuvegen-Nidelva, fortsett med neste tabell

Materialtype (jordarter)	Massens friksjonsvinkel $\varphi$ [grader]	Friksjonsvinkel for løsmasser [rad]	Jords tyngdetetthet $\gamma$ [ $kN/m^3$ ]	Jords attraksjon $a$ [ $kN/m^2$ ]	Jordas kohesjon $c$ [kPa]
Fast tørrskorpeleire	30	0.5236	19	0	1.8
Løs silt	32	0.5585	17.5	2.5	1.6
Bløt leire	25	0.4363	19	2.5	1.8
Fast leire	30.8	0.5376	19	5	1.8
Middels sand	42	0.733	18	15	0
Fast sand	39	0.6807	17	35	0
Fast leire	30.8	0.5376	19	5	1.8

Tabell 19: Antakelser for geotekniske parametre i prosjektet ved Klæbuvegen-Nidelva kilde[66] [51], [17], [71], [72], [8], [25], [26], [20] og [68]

### 5.1.1 Udrenert skjærstyrke

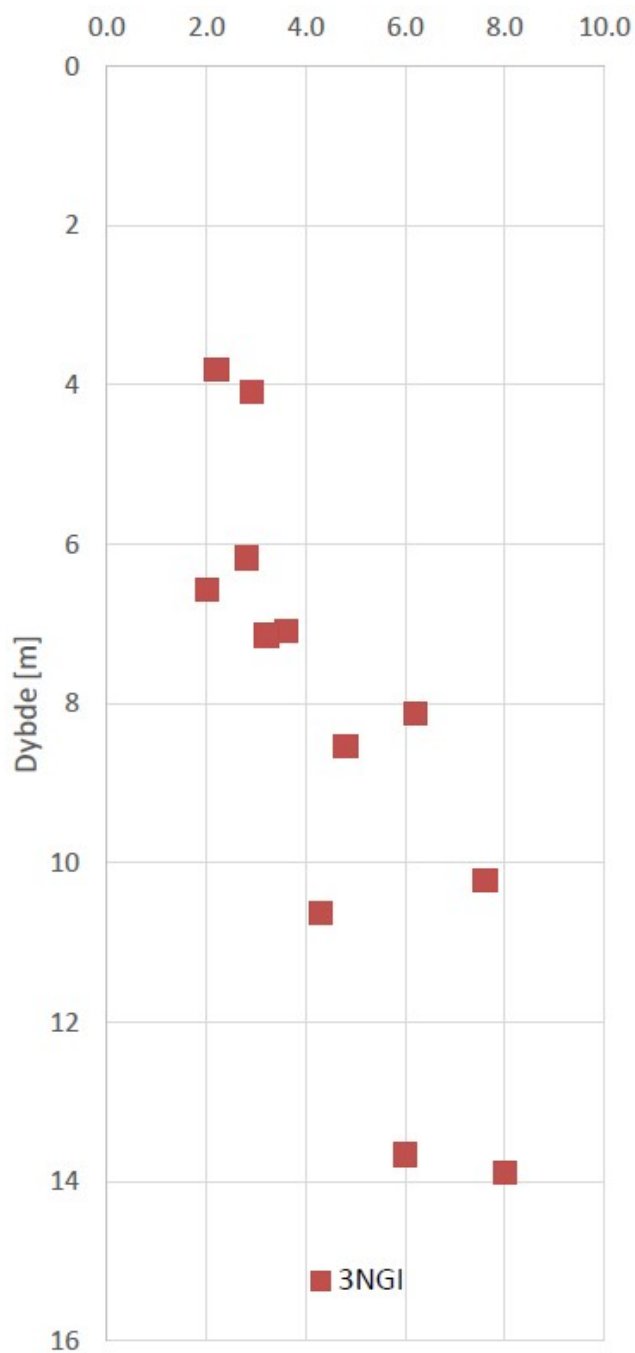
Det var noe utfordrende å velge en representativ udrenert skjærstyrke for prosjektet med tenkt på magel av data fra Olimb As. Det eneste som fantes i referanserapporten [8], var skjærstyrke og sensitiviteten til et bohull som ble tatt som utgangspunktet og representativ for hele prosjektet og langs rørtraseen. Resultatet fra konusforsøket som ble gjort på prøven som ble tatt av borhullet NGI 3 viser at skjærstyrke ligger et sted mellom ca 20 kPa og opp til 60 kPa. 40 kPa som gjennomsnittlig verdi av de to ble brukt som representativ udrenert skjærstyrke for leire for hele prosjektet i beregninger (se Figur 44).



Figur 44: Resultater fra konusforsøk  
kilde[8]

Samtidig varierte sensitiviteten i samme borhullet fra 2 til 8. Derfor ble det verdien  $St = 4.4$  som representativ sensitivitet for leire også i beregninger (se Figur 45).





Figur 45: Sensitiviteten til borhullet 3NGI  
kilde[8]

### 5.1.2 Omrørt skjærstyrke

Detaljert informasjon om omrørt skjærstyrke nøyaktig langs traseen har ikke vært tilgjengelig. Det er derfor tatt utgangspunkt i prøven tatt opp fra borhull 3NGI. Med den bestemte udrenert skjærstyrken og sensitiviteten og med bruk av ligning (47) blir omrørt skjærstyrke til leire  $S_{u,r} = 9,09kPa$

$$S_{u,r} = \frac{S_u}{S_t} \quad (47)$$

Basert på det blir leiren av type middels sensitiv som representativ for hele prosjektet og som ble tatt som utgangspunktet for beregninger (se Figur 46).

Betegnelse	Sensitivitet $S_t$
Lite sensitiv	< 8
Middels sensitiv	8 - 30
Meget sensitiv	> 30

Figur 46: Betegnelsen av leire ut fra sensitiviteten  
kilde[66]

Tabell 20 viser empiriske/beregnete parametre i prosjektet Klæbuvegen-Nidelva.

Materialtype (jordarter)	Kinetisk friksjons-koeffisient mellom rør og jord $\mu_s$	Kinetisk friksjons-koeffisient mellom rør og smøremiddel $\mu_m$	Jordtrykks-koeffisienten (for beregning av jordtrykk) K	Friksjons-vinkel mellom jord og rør $\delta$ [grad]	Bredden av silo over rør b[m]
Fast tørrskorpeleire	0.1503	0.01	0.5	17.1	6.6444
Løs silt	0.2837	0.01	0.4701	31.68	6.5421
Bløt leire	0.125	0.01	0.5774	14.25	6.9141
Fast leire	0.1544	0.01	0.488	17.56	6.6031
Middels sand	0.2217	0.01	0.3309	25	6.0728
Fast sand	0.2586	0.01	0.3707	29	6.2068
Fast leire	0.1544	0.01	0.488	17.56	6.6031

Tabell 20: Empiriske/beregnete parametre i prosjektet Klæbuvegen-Nidelva  
kilde[66] [51], [17], [71], [72], [8], [25], [26], [20] og [68]

Here er ligninger som ble brukt for beregninger i Tabell 20

$$\delta = [\%] \cdot \varphi \quad (48)$$

$$K = K_a = K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (49)$$

$$\mu_s = \tan \frac{\delta}{2} \quad (50)$$

$$b = D_p \cdot \tan \beta \quad (51)$$

$$\beta = \frac{\pi}{4} + \frac{\alpha}{2} \quad (52)$$

$$\alpha = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \quad (53)$$

### 5.1.3 Startrør

Startrørets tverrsnittsareal spiller en viktig rolle i beregninger av spissmotstand. Dette spesielle røret har forskjeller i forhold til de andre rørene, blant annet på grunn av sine tynnere vegger og

---

materialet det er laget av, nemlig stål. Startrørets tykkelse var konstant 25 mm i alle referanseprosjektene. Videre, rett i forkant av startrøret, finnes det en utvidelse som danner en overcut-spalte. Denne overcut-spalten var ikke til stede i prosjektet Klæbuvegen-Nidelva, og ble derfor ikke tatt med i beregningene. Siden startrøret i prosjektet hadde en spesiell form (se Figur 47) ble arealet av startrøret beregnet slik [20]:

$$A_{\text{startrør}} = \frac{\pi}{4} \cdot (D_{\text{ytre diameter ved startrør}}^2 - D_{\text{indre diameter av startrør}}^2) + 1,4 \cdot D_{\text{indre diameter av startrør}} \cdot t \quad (54)$$

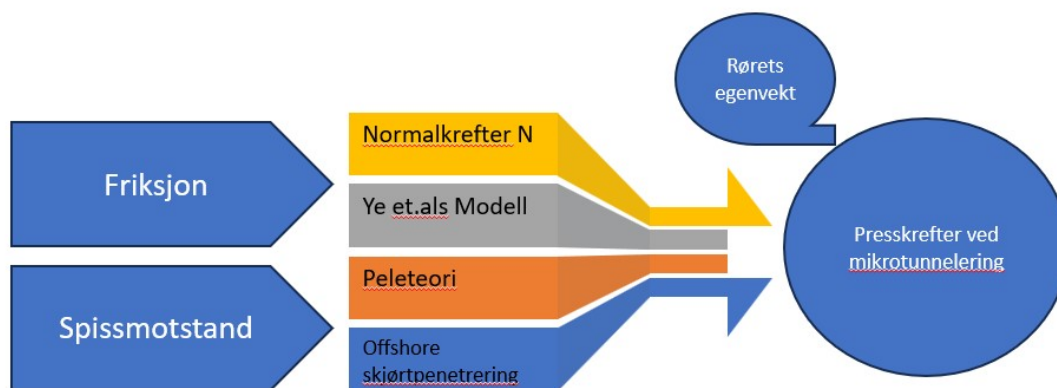


Figur 47: Startør  
kilde[14]

---

## 6 Beregninger og analyser

Figur 48 viser oversikt over komponentene som presskraften består av. I beregningene ble friksjonene beregnet basert på to metoder. Ved å bruke modellen som var presentert av Ye et al. (2019) og ved å bruke skjærstyrken og normalkraft som virker på midte av røret. Det samme gjelder spissmotstand som også ble beregnet på to metoder. En gang ble teori for offshore skjørtpenetrering og en annen gang med bruk av peleteori. Alle beregninger blir vedlagt ved denne oppgaven og det blir gjort i Excel.



Figur 48: Oversikt over metoder for beregninger av presskrefter

Dette kapitlet handler om:

- Beregninger av friksjoner i forhold til de to oppnevnte metodene
- Spissmotstandsberegninger gjort etter de to oppnevnte metodene
- Beregning av rørets egenvekt i retning av rørtraséen
- Kraftutvikling etter stans

### 6.1 Beregninger av friksjonskrefter etter Ye et al. (2019) sine modell

Tabell 21 viser beregnet friksjon etter etter Ye et al.(2019) som har Person og Hertzian som kontakmodeller. Som beregninger viser, har sand lavere friksjonsmotstand enn leire og fast tørrskorpleire har den laveste. Noe som betyr at det brukes mer krefter i leire enn ellers. Disse er utført i Excel, se vedlegg Person og Hertzian. Det vises også tydelig at to typer fast leire har resultert i to forskjellige type krefter en type hadde høyere krefter enn den ander sevl om begge to hadde samme massens friksjonsvinkel. Dette skyldes hovedsakelig at overdekkning, jo høyere overdekkning, jo høyere vertikalspenninger over røret og dermed har det resultert til høyere friksjoner på den ene enn på den andre. Det samme gjelder innvendige friksjoner ved startrør som er vist i Tabell 22.

Antall meter fra pressgrop [m]	Overdekning til terreng [m]	Materialtype (jordarter)	Friksjonsmotstand Persons kontaktmodell f1 [kN/m]	Friksjonsmotstand Hertzian kontaktmodell f2 [kN/m]
6	0	Fast tørrskorpeleire	0.3	0.98
9	0		0.3	0.98
12	0.4		0.56	1.79
15	1.9	Løs silt	1.31	6.87
18	3	Bløt leire	1.26	3.53
20	4	Fast leire	2.87	9.24
27	7.5		5.15	16.46
27	7.5		5.15	16.46
30	8.9		6.06	19.35
33	9.9		6.71	21.42
36	11.3		7.62	24.31
39	12		8.08	25.75
42	12		8.08	25.75
45	11.9		8.01	25.54
48	11.6		7.82	24.92
51	11.5		7.75	24.72
54	11.2		7.56	24.1
57	11.1		7.49	23.89
60	10.7		7.23	23.07
63	10.5		7.1	22.65
66	10.5		7.1	22.65
69	10.5		7.1	22.65
72	10.5		7.1	22.65
75	10.4		7.04	22.45
78	10.3		6.97	22.24
81	10.1	6.84	21.83	
84	10	6.77	21.62	
87	9.8	6.64	21.21	
90	9.5	6.45	20.59	
93	9.2	6.25	19.97	
96	9.2	3.99	16.62	
99	9	3.91	16.27	
102	8.8	3.82	15.92	
105	8.6	3.74	15.58	
108	8.4	3.65	15.23	
111	8.2	3.57	14.88	
114	7.5	3.27	13.67	
117	7	3.06	12.8	
120	5.5	2.43	10.2	
123	5.2	2.3	9.67	
126	5	2.22	9.33	

Tabell 21: Beregnet friksjon etter Ye et al.(2019), fortsett med neste tabeller

Antall meter fra pressgrop [m]	Overdekning til terreng [m]	Materialtype (jordarter)	Friksjonsmotstand Persons kontaktmodell f1 [kN/m]	Friksjonsmotstand Hertzian kontaktmodell f2 [kN/m]
133.9	4.6	Fast sand	2.59	12.23
133.1	4.6		2.59	12.23
133.3	4.6		2.59	12.23
133.6	4.6		2.59	12.23
134.8	4.6		2.59	12.23
135	4.6		2.59	12.23
135.15	4.6		2.59	12.23
135.4	4.6		2.59	12.23
135.6	4.6		2.59	12.23
135.8	4.5		2.54	11.99
136.1	4.5		2.54	11.99
136.3	4.5		2.54	11.99
136.6	4.5		2.54	11.99
136.8	4.5		2.54	11.99
137.1	4.5		2.54	11.99
137.3	4.4		2.49	11.74
137.5	4.4		2.49	11.74
137.6	4.4		2.49	11.74
137.7	4.3		2.44	11.5
137.8	4.3		2.44	11.5
137.9	4.3		2.44	11.5
138	4.3		2.44	11.5
138.1	4.3		2.44	11.5
138.2	4.3		2.44	11.5
138.3	4.3		2.44	11.5
138.35	4.3		2.44	11.5
138.5	4.4		2.49	11.74
138.7	4.4		2.49	11.74
138.85	4.4		2.49	11.74
139	4.4		2.49	11.74
139.25	4.2		2.38	11.26
139.4	4.2		2.38	11.26
139.6	4.2		2.38	11.26
139.9	4.2		2.38	11.26
140.1	4		2.28	10.77
144	3.8		2.17	10.29
144.2	4.1		2.33	11.01
144.4	4.1		2.33	11.01
144.5	4.1		2.33	11.01
144.7	4.1		2.33	11.01
144.9	4.1		2.33	11.01
145.1	4.1		2.33	11.01
145.2	4.1		2.33	11.01
145.4	4.1		2.33	11.01
145.7	4.1		2.33	11.01
145.8	4.1		2.33	11.01
146	4.2		2.38	11.26
146.1	4.2		2.38	11.26
146.3	4.2	2.38	11.26	
146.6	4.2	2.38	11.26	
146.9	4.2	2.38	11.26	
147.1	4.4	2.49	11.74	
147.3	4.4	2.49	11.74	
147.6	4.8	2.7	12.71	
147.8	4.8	2.7	12.71	
148	4.8	2.7	12.71	

Tabell 21: Beregnet friksjon etter Ye et al.(2019)

Antall meter fra pressgrop [m]	Overdekning til terreng [m]	Materialtype (jordarter)	Friksjonsmotstand Persons kontaktmodell f1 [kN/m]	Friksjonsmotstand Hertzian kontaktmodell f2 [kN/m]
148.3	4.8	Fast leire	3.39	10.89
148.6	5.2		3.65	11.72
148.9	5.2		3.65	11.72
149.2	5.2		3.65	11.72
149.6	5.2		3.65	11.72
149.8	5.2		3.65	11.72
152.2	5.2		3.65	11.72
152.2	5.2		3.65	11.72
152.8	5.2		3.65	11.72
153	5.2		3.65	11.72
153.6	5.2		3.65	11.72
154	5.2		3.65	11.72
162	4.9		3.45	11.1
162.4	4.9		3.45	11.1
163.8	4.7		3.32	10.69
163.9	4.7		3.32	10.69
163	4.8		3.39	10.89
163.5	4.7		3.32	10.69
163.7	4.7		3.32	10.69
164	4.7		3.32	10.69
164.5	4.7		3.32	10.69
165	4.7		3.32	10.69
165.3	4.7		3.32	10.69
165.85	4.6		3.26	10.48
166.25	4.6		3.26	10.48
166.75	4.6		3.26	10.48
167.15	4.5		3.19	10.27
168	4.5		3.19	10.27
168.45	4.4		3.13	10.07
168.75	4.4		3.13	10.07
169.05	4.4		3.13	10.07
169.3	4.4		3.13	10.07
169.75	4.3		3.06	9.86
170.45	4.3		3.06	9.86
171	4.3		3.06	9.86
171.3	4.3		3.06	9.86
171.6	4.2		3	9.65
171.75	4.2		3	9.65
172.25	4.2		3	9.65
172.6	4.2		3	9.65
173	4.2	3	9.65	
173.5	4.1	2.93	9.45	
173.8	4.1	2.93	9.45	
174	4.1	2.93	9.45	
174.45	4.1	2.93	9.45	
174.95	4.1	2.93	9.45	
175.3	4.1	2.93	9.45	
176.05	4	2.87	9.24	
176.3	4	2.87	9.24	
176.85	3.85	2.77	8.93	
176.5	3.85	2.77	8.93	
177.28	3.8	2.74	8.83	
178.1	3.8	2.74	8.83	

Tabell 21: Beregnet friksjon etter Ye et al.(2019)

---

Antall meter fra pressgrop [m]	Overdekning til terreng [m]	Materialtype (jordarter)	Friksjonsmotstand Persons kontaktmodell f1 [kN/m]	Friksjonsmotstand Hertzian kontaktmodell f2 [kN/m]
178.59	3.7	Fast leire	2.67	8.62
179.1	3.6		2.61	8.42
179.8	3.6		2.61	8.42
180.6	3.5		2.54	8.21
181.25	3.5		2.54	8.21
181.95	3.5		2.54	8.21
182.8	3.4		2.48	8
183.4	3.4		2.48	8
184.2	3.4		2.48	8
185.15	3.4		2.48	8
185.8	3.4		2.48	8

Tabell 21: Beregnet friksjon etter Ye et al.(2019)



Antall meter fra pressgrop [m]	Overdekning til terreng [m]	Materialtype (jordarter)	Innvendig friksjon startør vha. Person [kN]	Innvendig friksjon i startør vha. Hertzian [kN]
6	0	Fast tørrskorpeleire	0.15	0.49
9	0		0.15	0.49
12	0.4		0.28	0.9
15	1.9	Løs silt	0.65	3.44
18	3	Bløt leire	0.63	1.77
20	4	Fast leire	1.43	4.62
27	7.5		2.58	8.23
27	7.5		2.58	8.23
30	8.9		3.03	9.68
33	9.9		3.35	10.71
36	11.3		3.81	12.15
39	12		4.04	12.87
42	12		4.04	12.87
45	11.9		4.01	12.77
48	11.6		3.91	12.46
51	11.5		3.88	12.36
54	11.2		3.78	12.05
57	11.1		3.75	11.95
60	10.7		3.62	11.53
63	10.5		3.55	11.33
66	10.5		3.55	11.33
69	10.5		3.55	11.33
72	10.5		3.55	11.33
75	10.4		3.52	11.22
78	10.3		3.48	11.12
81	10.1	3.42	10.91	
84	10	3.39	10.81	
87	9.8	3.32	10.61	
90	9.5	3.22	10.3	
93	9.2	3.13	9.99	
96	9.2	Middels sand	2	8.31
99	9		1.95	8.14
102	8.8		1.91	7.96
105	8.6		1.87	7.79
108	8.4		1.83	7.61
111	8.2		1.79	7.44
114	7.5		1.64	6.83
117	7		1.53	6.4
120	5.5		1.21	5.1
123	5.2		1.15	4.84
126	5	1.11	4.66	

Tabell 22: Innvendige friksjoner i startør ved Klæbuvegen-Nidelva, fortsett med neste tabeller

Antall meter fra pressgrop [m]	Overdekning til terreng [m]	Materialtype (jordarter)	Innvendig friksjon starttrør vha. Person [kN]	Innvendig friksjon i starttrør vha. Hertzian [kN]
133.9	4.6	Fast sand	1.3	6.11
133.1	4.6		1.3	6.11
133.3	4.6		1.3	6.11
133.6	4.6		1.3	6.11
134.8	4.6		1.3	6.11
135	4.6		1.3	6.11
135.15	4.6		1.3	6.11
135.4	4.6		1.3	6.11
135.6	4.6		1.3	6.11
135.8	4.5		1.27	5.99
136.1	4.5		1.27	5.99
136.3	4.5		1.27	5.99
136.6	4.5		1.27	5.99
136.8	4.5		1.27	5.99
137.1	4.5		1.27	5.99
137.3	4.4		1.24	5.87
137.5	4.4		1.24	5.87
137.6	4.4		1.24	5.87
137.7	4.3		1.22	5.75
137.8	4.3		1.22	5.75
137.9	4.3		1.22	5.75
138	4.3		1.22	5.75
138.1	4.3		1.22	5.75
138.2	4.3		1.22	5.75
138.3	4.3		1.22	5.75
138.35	4.3		1.22	5.75
138.5	4.4		1.24	5.87
138.7	4.4		1.24	5.87
138.85	4.4		1.24	5.87
139	4.4		1.24	5.87
139.25	4.2		1.19	5.63
139.4	4.2		1.19	5.63
139.6	4.2		1.19	5.63
139.9	4.2		1.19	5.63
140.1	4		1.14	5.39
144	3.8		1.09	5.14
144.2	4.1		1.17	5.51
144.4	4.1		1.17	5.51
144.5	4.1		1.17	5.51
144.7	4.1		1.17	5.51
144.9	4.1		1.17	5.51
145.1	4.1		1.17	5.51
145.2	4.1		1.17	5.51
145.4	4.1		1.17	5.51
145.7	4.1		1.17	5.51
145.8	4.1		1.17	5.51
146	4.2		1.19	5.63
146.1	4.2		1.19	5.63
146.3	4.2	1.19	5.63	
146.6	4.2	1.19	5.63	
146.9	4.2	1.19	5.63	
147.1	4.4	1.24	5.87	
147.3	4.4	1.24	5.87	
147.6	4.8	1.35	6.36	
147.8	4.8	1.35	6.36	
148	4.8	1.35	6.36	

Tabell 22: Innvendige frirsjoner i starttrør ved Klæbuvegen-Nidelva

Antall meter fra pressgrop [m]	Overdekning til terreng [m]	Materialtype (jordarter)	Innvendig friksjon startsrør vha. Person [kN]	Innvendig friksjon i startsrør vha. Hertzian [kN]
148.3	4.8	Fast leire	1.69	5.45
148.6	5.2		1.82	5.86
148.9	5.2		1.82	5.86
149.2	5.2		1.82	5.86
149.6	5.2		1.82	5.86
149.8	5.2		1.82	5.86
152.2	5.2		1.82	5.86
152.2	5.2		1.82	5.86
152.8	5.2		1.82	5.86
153	5.2		1.82	5.86
153.6	5.2		1.82	5.86
154	5.2		1.82	5.86
162	4.9		1.73	5.55
162.4	4.9		1.73	5.55
163.8	4.7		1.66	5.34
163.9	4.7		1.66	5.34
163	4.8		1.69	5.45
163.5	4.7		1.66	5.34
163.7	4.7		1.66	5.34
164	4.7		1.66	5.34
164.5	4.7		1.66	5.34
165	4.7		1.66	5.34
165.3	4.7		1.66	5.34
165.85	4.6		1.63	5.24
166.25	4.6		1.63	5.24
166.75	4.6		1.63	5.24
167.15	4.5		1.6	5.14
168	4.5		1.6	5.14
168.45	4.4		1.56	5.03
168.75	4.4		1.56	5.03
169.05	4.4		1.56	5.03
169.3	4.4		1.56	5.03
169.75	4.3		1.53	4.93
170.45	4.3		1.53	4.93
171	4.3		1.53	4.93
171.3	4.3		1.53	4.93
171.6	4.2		1.5	4.83
171.75	4.2		1.5	4.83
172.25	4.2		1.5	4.83
172.6	4.2		1.5	4.83
173	4.2	1.5	4.83	
173.5	4.1	1.47	4.72	
173.8	4.1	1.47	4.72	
174	4.1	1.47	4.72	
174.45	4.1	1.47	4.72	
174.95	4.1	1.47	4.72	
175.3	4.1	1.47	4.72	
176.05	4	1.43	4.62	
176.3	4	1.43	4.62	
176.85	3.85	1.39	4.47	
176.5	3.85	1.39	4.47	
177.28	3.8	1.37	4.41	
178.1	3.8	1.37	4.41	

Tabell 22: Innvendige frirksjoner i startsrør ved Klæbuvegen-Nidelva

Antall meter fra pressgrop [m]	Overdekning til terreng [m]	Materialtype (jordarter)	Innvendig friksjon startør vha. Person [kN]	Innvendig friksjon i startør vha. Hertzian [kN]
178.59	3.7	Fast leire	1.34	4.31
179.1	3.6		1.3	4.21
179.8	3.6		1.3	4.21
180.6	3.5		1.27	4.11
181.25	3.5		1.27	4.11
181.95	3.5		1.27	4.11
182.8	3.4		1.24	4
183.4	3.4		1.24	4
184.2	3.4		1.24	4
185.15	3.4		1.24	4
185.8	3.4		1.24	4

Tabell 22: Innvendige frirsjoner i startør ved Klæbuvegen-Nidelva

## 6.2 Beregninger av friksjonskrefter etter normalkrefter som virker på midten av røret

Tabell 23 viser friksjonskrefter beregnet ut fra normalkraft som virker på midtten av røret. Disse er berget etter de tre forskjellige hypoteser som ble nevnt tidligere. Beregningene er utført i Excel, se vedlegg beregnete friksjoner etter hypoteser.

Antall meter fra pressgrop [m]	Overdekning til terreng [m]	Materialtype (jordarter)	Presskraft hypotese b [kN/m]	Normalkraft som virker på midten av røret N [kN/m]	Presskraft hypotese c [kN/m]	Presskraft hypotese d [kN/m]
6	0	Fast tørrskorpeleire	7.02	29.97	42.53	12.58
9	0			29.97	42.53	12.58
12	0.4			55.00	42.53	12.58
15	1.9	Løs silt	7.02	123.46	35.40	7.28
18	3	Bløt leire	7.02	129.62	42.53	12.58
20	4	Fast leire	7.02	278.04	42.53	12.58
27	7.5			495.31	42.53	12.58
27	7.5			495.31	42.53	12.58
30	8.9			582.22	42.53	12.58
33	9.9			644.30	42.53	12.58
36	11.3			731.21	42.53	12.58
39	12			774.66	42.53	12.58
42	12			774.66	42.53	12.58
45	11.9			768.45	42.53	12.58
48	11.6			749.83	42.53	12.58
51	11.5			743.62	42.53	12.58
54	11.2			725.00	42.53	12.58
57	11.1			718.79	42.53	12.58
60	10.7			693.96	42.53	12.58
63	10.5			681.55	42.53	12.58
66	10.5			681.55	42.53	12.58
69	10.5			681.55	42.53	12.58
72	10.5			681.55	42.53	12.58
75	10.4			675.34	42.53	12.58
78	10.3			669.13	42.53	12.58
81	10.1			656.71	42.53	12.58
84	10			650.51	42.53	12.58
87	9.8			638.09	42.53	12.58
90	9.5	619.47	42.53	12.58		
93	9.2	600.84	42.53	12.58		
96	9.2	Middels sand	7.02	402.85	154.64	26.65
99	9			394.43	151.41	26.14
102	8.8			386.02	148.18	25.63
105	8.6			377.60	144.95	25.12
108	8.4			369.18	141.72	24.61
111	8.2			360.77	138.48	24.10
114	7.5			331.31	127.18	22.32
117	7			310.26	119.10	21.05
120	5.5			247.14	94.87	17.23
123	5.2			234.51	90.02	16.46
126	5	226.10	86.79	15.95		

Tabell 23: Friksjon beregnet ut fra normalkraft som virker på midtten av røret, fortsett med neste tabeller

Antall meter fra pressgrop [m]	Overdekning til terreng [m]	Materialtype (jordarter)	Presskraft hypotese b [kN/m]	Normalkraft som virker på midten av røret N [kN/m]	Presskraft hypotese c [kN/m]	Presskraft hypotese d [kN/m]
133.9	4.6	Fast sand	7.02	246.77	87.39	15.87
133.1	4.6			246.77	87.39	15.87
133.3	4.6			246.77	87.39	15.87
133.6	4.6			246.77	87.39	15.87
134.8	4.6			246.77	87.39	15.87
135	4.6			246.77	87.39	15.87
135.15	4.6			246.77	87.39	15.87
135.4	4.6			246.77	87.39	15.87
135.6	4.6			246.77	87.39	15.87
135.8	4.5			241.87	85.65	15.60
136.1	4.5			241.87	85.65	15.60
136.3	4.5			241.87	85.65	15.60
136.6	4.5			241.87	85.65	15.60
136.8	4.5			241.87	85.65	15.60
137.1	4.5			241.87	85.65	15.60
137.3	4.4			236.97	83.92	15.32
137.5	4.4			236.97	83.92	15.32
137.6	4.4			236.97	83.92	15.32
137.7	4.3			232.07	82.18	15.05
137.8	4.3			232.07	82.18	15.05
137.9	4.3			232.07	82.18	15.05
138	4.3			232.07	82.18	15.05
138.1	4.3			232.07	82.18	15.05
138.2	4.3			232.07	82.18	15.05
138.3	4.3			232.07	82.18	15.05
138.35	4.3			232.07	82.18	15.05
138.5	4.4			236.97	83.92	15.32
138.7	4.4			236.97	83.92	15.32
138.85	4.4			236.97	83.92	15.32
139	4.4			236.97	83.92	15.32
139.25	4.2			227.17	80.44	14.78
139.4	4.2			227.17	80.44	14.78
139.6	4.2			227.17	80.44	14.78
139.9	4.2			227.17	80.44	14.78
140.1	4			217.36	76.97	14.23
144	3.8			207.56	73.50	13.68
144.2	4.1			222.26	78.71	14.50
144.4	4.1			222.26	78.71	14.50
144.5	4.1			222.26	78.71	14.50
144.7	4.1			222.26	78.71	14.50
144.9	4.1			222.26	78.71	14.50
145.1	4.1			222.26	78.71	14.50
145.2	4.1			222.26	78.71	14.50
145.4	4.1			222.26	78.71	14.50
145.7	4.1			222.26	78.71	14.50
145.8	4.1			222.26	78.71	14.50
146	4.2			227.17	80.44	14.78
146.1	4.2			227.17	80.44	14.78
146.3	4.2	227.17	80.44	14.78		
146.6	4.2	227.17	80.44	14.78		
146.9	4.2	227.17	80.44	14.78		
147.1	4.4	236.97	83.92	15.32		
147.3	4.4	236.97	83.92	15.32		
147.6	4.8	256.58	90.86	16.42		
147.8	4.8	256.58	90.86	16.42		
148	4.8	256.58	90.86	16.42		

Tabell 23: Friksjon beregnet ut fra normalkraft som virker på midtten av røret

Antall meter fra pressgrop [m]	Overdekning til terreng [m]	Materialtype (jordarter)	Presskraft hypotese b [kN/m]	Normalkraft som virker på midten av røret N [kN/m]	Presskraft hypotese c [kN/m]	Presskraft hypotese d [kN/m]
148.3	4.8	Fast leire	7.02	327.70	42.53	12.58
148.6	5.2			352.53	42.53	12.58
148.9	5.2			352.53	42.53	12.58
149.2	5.2			352.53	42.53	12.58
149.6	5.2			352.53	42.53	12.58
149.8	5.2			352.53	42.53	12.58
152.2	5.2			352.53	42.53	12.58
152.2	5.2			352.53	42.53	12.58
152.8	5.2			352.53	42.53	12.58
153	5.2			352.53	42.53	12.58
153.6	5.2			352.53	42.53	12.58
154	5.2			352.53	42.53	12.58
162	4.9			333.91	42.53	12.58
162.4	4.9			333.91	42.53	12.58
163.8	4.7			321.50	42.53	12.58
163.9	4.7			321.50	42.53	12.58
163	4.8			327.70	42.53	12.58
163.5	4.7			321.50	42.53	12.58
163.7	4.7			321.50	42.53	12.58
164	4.7			321.50	42.53	12.58
164.5	4.7			321.50	42.53	12.58
165	4.7			321.50	42.53	12.58
165.3	4.7			321.50	42.53	12.58
165.85	4.6			315.29	42.53	12.58
166.25	4.6			315.29	42.53	12.58
166.75	4.6			315.29	42.53	12.58
167.15	4.5			309.08	42.53	12.58
168	4.5			309.08	42.53	12.58
168.45	4.4			302.87	42.53	12.58
168.75	4.4			302.87	42.53	12.58
169.05	4.4			302.87	42.53	12.58
169.3	4.4			302.87	42.53	12.58
169.75	4.3			296.66	42.53	12.58
170.45	4.3			296.66	42.53	12.58
171	4.3			296.66	42.53	12.58
171.3	4.3			296.66	42.53	12.58
171.6	4.2			290.46	42.53	12.58
171.75	4.2			290.46	42.53	12.58
172.25	4.2			290.46	42.53	12.58
172.6	4.2			290.46	42.53	12.58
173	4.2			290.46	42.53	12.58
173.5	4.1			284.25	42.53	12.58
173.8	4.1			284.25	42.53	12.58
174	4.1	284.25	42.53	12.58		
174.45	4.1	284.25	42.53	12.58		
174.95	4.1	284.25	42.53	12.58		
175.3	4.1	284.25	42.53	12.58		
176.05	4	278.04	42.53	12.58		
176.3	4	278.04	42.53	12.58		
176.85	3.85	268.73	42.53	12.58		
176.5	3.85	268.73	42.53	12.58		
177.28	3.8	265.63	42.53	12.58		
178.1	3.8	265.63	42.53	12.58		

Tabell 23: Friksjon beregnet ut fra normalkraft som virker på midtten av røret

Antall meter fra pressgrop [m]	Overdekning til terreng [m]	Materialtype (jordarter)	Presskraft hypotese b [kN/m]	Normalkraft som virker på midten av røret N [kN/m]	Presskraft hypotese c [kN/m]	Presskraft hypotese d [kN/m]
178.59	3.7	Fast leire	7.02	259.42	42.53	12.58
179.1	3.6			253.21	42.53	12.58
179.8	3.6			253.21	42.53	12.58
180.6	3.5			247.00	42.53	12.58
181.25	3.5			247.00	42.53	12.58
181.95	3.5			247.00	42.53	12.58
182.8	3.4			240.79	42.53	12.58
183.4	3.4			240.79	42.53	12.58
184.2	3.4			240.79	42.53	12.58
185.15	3.4			240.79	42.53	12.58
185.8	3.4			240.79	42.53	12.58

Tabell 23: Friksjon beregnet ut fra normalkraft som virker på midtten av røret

Tabell 24 viser bidrag fra innvendig friksjon i startør.



Antall meter fra pressgrop [m]	Overdekning til terreng [m]	Materialtype (jordarter)	Innvendig friksjon starttrør [kN]
6	0	Fast tørrskorpeleire	21.12
9	0		
12	0.4		
15	1.9	Løs silt	4.59
18	3	Bløt leire	21.12
20	4	Fast leire	21.12
27	7.5		
27	7.5		
30	8.9		
33	9.9		
36	11.3		
39	12		
42	12		
45	11.9		
48	11.6		
51	11.5		
54	11.2		
57	11.1		
60	10.7		
63	10.5		
66	10.5		
69	10.5		
72	10.5		
75	10.4		
78	10.3		
81	10.1		
84	10		
87	9.8		
90	9.5		
93	9.2		
96	9.2	Middels sand	6.14
99	9		
102	8.8		
105	8.6		
108	8.4		
111	8.2		
114	7.5		
117	7		
120	5.5		
123	5.2		
126	5		

Tabell 24: Beregnet bidrag for innvendig friksjon i starttrøret med utgangspunkt i normalkraft, fortsett med neste tabeller

Antall meter fra pressgrop [m]	Overdekning til terreng [m]	Materialtype (jordarter)	Innvendig friksjon startør [kN]
133.9	4.6	Fast sand	5.67
133.1	4.6		
133.3	4.6		
133.6	4.6		
134.8	4.6		
135	4.6		
135.15	4.6		
135.4	4.6		
135.6	4.6		
135.8	4.5		
136.1	4.5		
136.3	4.5		
136.6	4.5		
136.8	4.5		
137.1	4.5		
137.3	4.4		
137.5	4.4		
137.6	4.4		
137.7	4.3		
137.8	4.3		
137.9	4.3		
138	4.3		
138.1	4.3		
138.2	4.3		
138.3	4.3		
138.35	4.3		
138.5	4.4		
138.7	4.4		
138.85	4.4		
139	4.4		
139.25	4.2		
139.4	4.2		
139.6	4.2		
139.9	4.2		
140.1	4		
144	3.8		
144.2	4.1		
144.4	4.1		
144.5	4.1		
144.7	4.1		
144.9	4.1		
145.1	4.1		
145.2	4.1		
145.4	4.1		
145.7	4.1		
145.8	4.1		
146	4.2		
146.1	4.2		
146.3	4.2		
146.6	4.2		
146.9	4.2		
147.1	4.4		
147.3	4.4		
147.6	4.8		
147.8	4.8		
148	4.8		

Tabell 24: Beregnet bidrag for innvendig friksjon i startørret med utgangspunkt i normalkraft

Antall meter fra pressgrop [m]	Overdekning til terreng [m]	Materialtype (jordarter)	Innvendig friksjon startør [kN]
148.3	4.8	Fast leire	21.12
148.6	5.2		
148.9	5.2		
149.2	5.2		
149.6	5.2		
149.8	5.2		
152.2	5.2		
152.2	5.2		
152.8	5.2		
153	5.2		
153.6	5.2		
154	5.2		
162	4.9		
162.4	4.9		
163.8	4.7		
163.9	4.7		
163	4.8		
163.5	4.7		
163.7	4.7		
164	4.7		
164.5	4.7		
165	4.7		
165.3	4.7		
165.85	4.6		
166.25	4.6		
166.75	4.6		
167.15	4.5		
168	4.5		
168.45	4.4		
168.75	4.4		
169.05	4.4		
169.3	4.4		
169.75	4.3		
170.45	4.3		
171	4.3		
171.3	4.3		
171.6	4.2		
171.75	4.2		
172.25	4.2		
172.6	4.2		
173	4.2		
173.5	4.1		
173.8	4.1		
174	4.1		
174.45	4.1		
174.95	4.1		
175.3	4.1		
176.05	4		
176.3	4		
176.85	3.85		
176.5	3.85		
177.28	3.8		
178.1	3.8		

Tabell 24: Beregnet bidrag for innvendig friksjon i startørret med utgangspunkt i normalkraft

Antall meter fra pressgrop [m]	Overdekning til terreng [m]	Materialtype (jordarter)	Innvendig friksjon startør [kN]
178.59	3.7	Fast leire	21.12
179.1	3.6		
179.8	3.6		
180.6	3.5		
181.25	3.5		
181.95	3.5		
182.8	3.4		
183.4	3.4		
184.2	3.4		
185.15	3.4		
185.8	3.4		

Tabell 24: Beregnet bidrag for innvendig friksjon i startørret med utgangspunkt i normalkraft

### 6.3 Beregning av spissmotstand etter teori for offshore skjørtpenetrasjon

Tabell 25 viser beregning av spissmotstand etter teori for offshore skjørtpenetrasjon. I tillegg ble disse verdiene  $S_u = 40kPa$ ,  $A_t = 0.1101m^2$ ,  $N_c = 6$ ,  $N_q = 15$ ,  $d = 0,5m$  og  $B = 0,025m$  brukt i beregningene.

Det er to forskjellige ligninger som ble brukt for beregninger av spissmotstand etter teori for offshore skjørtpenetrasjon siden løssammser var bestående av både friksjons- og kohesjonsjordarter.

For fast tørrskorpleire, bløt leire og og fast leire er denne ligning (55) brukt.

$$T = (N_c \cdot S_u \cdot (1 + d_c) + q_t) \cdot A_t \quad (55)$$

For løs silt, middels sand og fast sand er denne

$$T = (N_q \cdot \sigma_h + q_t) \cdot A_t \quad (56)$$

Antall meter fra pressgrop [m]	Overdekning til terreng [m]	Materialtype (jordarter)	Hjelpfaktor qt	Faktor dc	Spissmotstand ut fra teori for offshore skjørtpenetrering [kN]
6	0	Fast tørrskorpeleire	9.5	0.6083	43.56
9	0				
12	0.4				
15	1.9	Løs silt	9.5	0.6083	69.87
18	3	Bløt leire	9.5	0.6083	43.56
20	4	Fast leire	9.5	0.6083	43.56
27	7.5				
27	7.5				
30	8.9				
33	9.9				
36	11.3				
39	12				
42	12				
45	11.9				
48	11.6				
51	11.5				
54	11.2				
57	11.1				
60	10.7				
63	10.5				
66	10.5				
69	10.5				
72	10.5				
75	10.4				
78	10.3				
81	10.1				
84	10				
87	9.8				
90	9.5				
93	9.2				
96	9.2	Middels sand	9	0.6083	93.12
99	9				
102	8.8				
105	8.6				
108	8.4				
111	8.2				
114	7.5				
117	7				
120	5.5				
123	5.2				
126	5				

Tabell 25: Beregning av spissmotstand etter teori for offshore skjørtpenetrasjon, fortsett med neste tabeller

Antall meter fra pressgrop [m]	Overdekning til terreng [m]	Materialtype (jordarter)	Hjelpfaktor qt	Faktor dc	Spissmotstand ut fra teori for offshore skjørtpenetrering [kN]
133.9	4.6	Fast sand	9	0.6083	85.98
133.1	4.6				
133.3	4.6				
133.6	4.6				
134.8	4.6				
135	4.6				
135.15	4.6				
135.4	4.6				
135.6	4.6				
135.8	4.5				
136.1	4.5				
136.3	4.5				
136.6	4.5				
136.8	4.5				
137.1	4.5				
137.3	4.4				
137.5	4.4				
137.6	4.4				
137.7	4.3				
137.8	4.3				
137.9	4.3				
138	4.3				
138.1	4.3				
138.2	4.3				
138.3	4.3				
138.35	4.3				
138.5	4.4				
138.7	4.4				
138.85	4.4				
139	4.4				
139.25	4.2				
139.4	4.2				
139.6	4.2				
139.9	4.2				
140.1	4				
144	3.8				
144.2	4.1				
144.4	4.1				
144.5	4.1				
144.7	4.1				
144.9	4.1				
145.1	4.1				
145.2	4.1				
145.4	4.1				
145.7	4.1				
145.8	4.1				
146	4.2				
146.1	4.2				
146.3	4.2				
146.6	4.2				
146.9	4.2				
147.1	4.4				
147.3	4.4				
147.6	4.8				
147.8	4.8				
148	4.8				

Tabell 25: Beregning av spissmotstand etter teori for offshore skjørtpenetrasjon

Antall meter fra pressgrop [m]	Overdekning til terreng [m]	Materialtype (jordarter)	Hjelpfaktor qt	Faktor dc	Spissmotstand ut fra teori for offshore skjørtpenetrering [kN]
148.3	4.8	Fast leire	9.5	0.6083	43.56
148.6	5.2				
148.9	5.2				
149.2	5.2				
149.6	5.2				
149.8	5.2				
152.2	5.2				
152.2	5.2				
152.8	5.2				
153	5.2				
153.6	5.2				
154	5.2				
162	4.9				
162.4	4.9				
163.8	4.7				
163.9	4.7				
163	4.8				
163.5	4.7				
163.7	4.7				
164	4.7				
164.5	4.7				
165	4.7				
165.3	4.7				
165.85	4.6				
166.25	4.6				
166.75	4.6				
167.15	4.5				
168	4.5				
168.45	4.4				
168.75	4.4				
169.05	4.4				
169.3	4.4				
169.75	4.3				
170.45	4.3				
171	4.3				
171.3	4.3				
171.6	4.2				
171.75	4.2				
172.25	4.2				
172.6	4.2				
173	4.2				
173.5	4.1				
173.8	4.1				
174	4.1				
174.45	4.1				
174.95	4.1				
175.3	4.1				
176.05	4				
176.3	4				
176.85	3.85				
176.5	3.85				
177.28	3.8				
178.1	3.8				

Tabell 25: Beregning av spissmotstand etter teori for offshore skjørtpenetrasjon

Antall meter fra pressgrop [m]	Overdekning til terreng [m]	Materialtype (jordarter)	Hjelpfaktor qt	Faktor dc	Spissmotstand ut fra teori for offshore skjørtpenetrering [kN]
178.59	3.7	Fast leire	9.5	0.6083	43.56
179.1	3.6				
179.8	3.6				
180.6	3.5				
181.25	3.5				
181.95	3.5				
182.8	3.4				
183.4	3.4				
184.2	3.4				
185.15	3.4				
185.8	3.4				

Tabell 25: Beregning av spissmotstand etter teori for offshore skjørtpenetrasjon

## 6.4 Beregning av spissmotstand basert på peleteori

Tabell 26 viser beregninger for spissmotstand basert på peleteori. ligning (57) brukt for beregninger av spissmotstand for (tørrskorpleire, bløt leire og fast leire). ligning (58), ligning (59) og ligning (60) er brukt for beregninger av spissmotstand for (løs silt, middels sand og fast sand)

$$T = N_c \cdot S_u \cdot A_t \quad (57)$$

$$\sigma_{\text{på spissen}} = N_q \cdot (\sigma_{\text{hi}} + a) - a \quad (58)$$

$$\sigma_{\text{hi}} = \frac{F_i}{A_i} \quad (59)$$

$$T_{\text{spissmotstand for friksjonsjordarter}} = t \cdot o \cdot \sigma_{\text{på spissen}} \quad (60)$$

Materialtype (jordarter)	Jords attraksjon [kN/m <sup>2</sup> ]	Gjennomsnittelig horisontal spenning innvendig [kPa]	Spenning på spissen [kPa]	Spissmotstand ut fra peleteori [kN]
Fast tørrskorpleire	0	191.79	-	26.43
Løs silt	2.5	41.65	659.82	76.66
Bløt leire	2.5	191.79	-	26.43
Fast leire	5	191.79	-	26.43
Middels sand	15	55.76	1046.44	121.58
Fast sand	35	51.44	1261.63	146.58
Fast leire	5	191.79	-	26.43

Tabell 26: Beregninger av spissmotstand basert på peleteori

## 6.5 Komponenten av rørets egenvekt i retning av rørtraséen

Rørtrasé i prosjektet hadde en stigning på 6.51 % fra mottaksgropa som gir følgende kraftkomponent. Siden denne fungerer i motsatt vei til friksjoner så blir det trukket av til slutt i beregninger.



Se vedlegg (beregnete friksjoner etter hypoteser).

$$W_{\beta} = W \cdot \sin \beta = 16 \cdot \sin(0.373 \cdot \frac{\pi}{180}) = 0.104kN/m \quad (61)$$

## 6.6 Forløp av presskraft etter stans

Selv om noen hopp i forløpet av generert presskraft kommer fra lagskifting under mirkotunnelering som Figur 49 viser, er det en annen årsak også. Det er stans som kan varer i mange timer etter en arbeidsdag til neste dag på jobb eller flere dager som kan være helger. Figuren viser tidlig så mange hopp i som forårsaker pressøkning som kan relateres til stans i arbeidet. Tabell 27 viser endringer i presskrefter etter stans. Trenden varierte noen ganger med enkelte perioder med økning, andre med nedgang, og til tider var den stabil. Verdiene varierte mellom 0 - 4556.92 kN og med en gjennomsnitt på 957.43 kN. I perioder med lange stans i flere dager var det stor økning i presskraft etter stans. Dette blir mer krevende når det er leire som det skjedde på en periode med dette prosjektet.



Figur 49: Forløp av generert presskraft ved prosjektet

Tabell 27 viser endringer i i presskrefter etter stans. Selv om presskraften reduseres betydelig i midten av rørtraséen, kan dette fenomenet muligens tilskrives endringer i massenes egenskaper etter at røret har passert. Det er en mulighet for at det dannes en mykere sone der friksjonen tidligere var høy. En alternativ forklaring kan være dannelse av et stabilt hull i de faste massene etter at et visst antall rørssegmenter har passert, noe som kan føre til en reduksjon i friksjonen i dette området.

Periode med stans	Avstand fra pressgropen [m]	Materialtype (jordarter)	Sist registrert presskraft før stans [kN]	Registrert presskraft etter stans [kN]	Trenden	Forskjellen i presskraft [kN]	Forskjellen i prosent [%]	
17 jan 2022 - 19 jan 2022	30	Fast leire	492.64	2955.84	Økende	2463.2	500.00	
19 jan 2022 - 01 feb 2022	33		2955.84	3448.48	Økende	492.64	16.67	
1 feb 2022 - 2 feb 2022	39		3448.48	1970.56	Synkende	1477.92	42.86	
2 feb 2022 - 3 feb 2022	48		1970.56	2463.2	Økende	492.64	25.00	
3 feb 2022 - 7 feb 2022	51		1985.34	2724.3	Økende	738.96	37.22	
7 feb 2022 - 9 feb 2022	54		2724.3	2463.2	Synkende	261.1	9.58	
9 feb 2022 - 10 feb 2022	60		2463.2	2463.2	Stabil	0	0.00	
10 feb 2022 - 23 feb 2022	87		2463.2	3202.16	Økende	738.96	30.00	
23 feb 2022 - 1 mar 2022	99		Middels sand	3448.48	4680.08	Økende	1231.6	35.71
1 mar 2022 - 2 mar 2022	102			4680.08	4926.4	Økende	246.32	5.26
2 mar 2022 - 3 mar 2022	108	5419.04		5665.36	Synkende	246.32	4.55	
3 mar 2022 - 4 mar 2022	114	6158		7143.28	Økende	985.28	16.00	
4 mar 2022 - 5 mar 2022	117	7143.28		7882.24	Økende	738.96	10.34	
5 mar 2022 - 7 mar 2022	120	7882.24		9360.16	Økende	1477.92	18.75	
7 mar 2022 - 11 mar 2022	133.9	Fast sand	9360.16	9360.16	Stabil	0	0.00	
11 mar 2022 - 12 mar 2022	136.6		9360.16	7882.24	Synkende	1477.92	15.79	
12 mar 2022 - 13 mar 2022	144		6158	6896.96	Økende	738.96	12.00	
13 mar 2022 - 14 mar 2022	145.1		7389.6	7389.6	Stabil	0	0.00	
14 mar 2022 - 15 mar 2022	152.2		6650.64	6650.64	Stabil	0	0.00	
15 mar 2022 - 16 mar 2022	152.8	6650.64	7882.24	Økende	1231.6	18.52		
16 mar 2022 - 31 mar 2022	162	6650.64	9852.8	Økende	3202.16	48.15		
31 mar 2022 - 2 apr 2022	167.15	8128.56	8128.56	Stabil	0	0.00		
2 apr 2022 - 3 apr 2022	171.3	9113.84	10591.76	Økende	1477.92	16.22		
3 apr 2022 - 4 apr 2022	173.8	9852.8	10345.44	Økende	492.64	5.00		
4 apr 2022 - 5 apr 2022	176.5	10838.08	10714.92	Synkende	123.16	1.14		
5 apr 2022 - 5 apr 2022	185.8	10714.92	6158	Synkende	4556.92	42.53		
Gjennomsnittelig økning i presskraft = 957.43 kN								

Tabell 27: Endringer i presskrefter etter stans

---

## 7 Resultater

### 7.1 Beregnet spissmotstand

Tabell 28 viser den største- og minste verdien for beregnet spissmotstand etter peleteori og etter offshore skjørtpenetrering teori.

Spissmotstand [kN]		
	Etter peleteori	Etter peleteori
Størst verdi	146.58	93.12
Minst verdi	26.43	43.56

Tabell 28: Størst og minst verdi for spissmotstand etter peleteori og offshore skjørtpenetrering

### 7.2 Beregnede friksjoner

#### 7.2.1 Beregnet friksjon etter Ye et al.(2019)

Tabell 29 viser den største- og minste verdien for beregnet friksjon etter Ye et al.(2019).

Friksjon beregnet etter Ye et al. (2019) [kN/m]		
	Etter person kontaktmodell	Etter Hertzian kontaktmodell
Størst verdi	8.08	25.75
Minst verdi	0.30	0.98

Tabell 29: Størst og minst verdi for beregnet friksjon etter Ye et al.(2019)

#### 7.2.2 Beregnet friksjon etter normalkraft og bruk av hypoteser

Tabell 30 viser en oppsummering av de største og minste utvendige friksjoner etter de tre hypotesene. Jo dypere mikrotunnelingen går under bakken jo høyere blir friksjonen på grunn av overdekning. Dette noe de oppptatte verdiene har vist.

De største og minste verdiene for beregnede utvendige friksjoner [kN/m]			
	Hypotese b	Hypotese c	Hypotese d
Største verdier	7.02	154.64	36.65
Minste verdier	7.02	35.40	7.28

Tabell 30: De største og minste verdiene for beregnede utvendige friksjoner

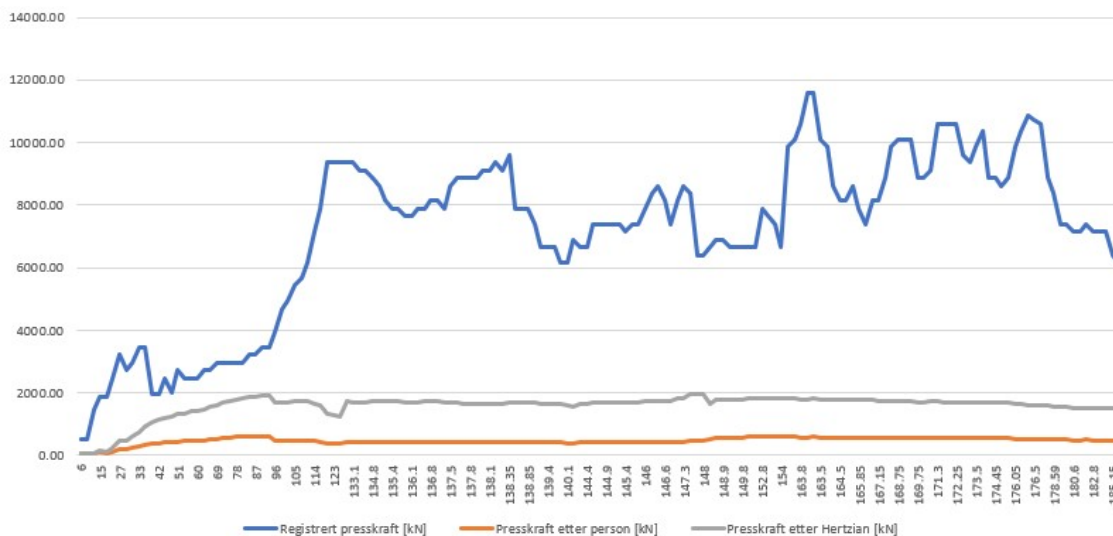
### 7.3 Beregnede presskrefter

Det ble brukt to modeller for beregninger av spissmotstand. Den ene ble gjort etter peleteori og den andre ble gjort etter teori for offshore skjørtpenetrering. Siden det var ikke mulig å sammenligne spissmotstander med noen registrerte data ble det besluttet å gå videre med modellen for offshore skjørtpenetrering. Grunnen til det var at i peleteori ble det brukt mange antakelser underveis i beregninger på grunn av mangel på data. Dette gir høyere usikkerhet i de endelige resultatene.

#### 7.3.1 Beregnede presskrefter når friksjon er beregnet ut fra modell for Ye et al.(2019)

Figur 50 viser resulterende presskrefter etter Person og Hertzian kontaktmodeller og sammenligning med registrert presskrefter. Disse modellene ga lavere verdier enn de registrerte. Forløp for registrerte og beregnede presskrefter er økende i begge tilfeller. Forløp for beregnede er nesten går

givnt langs trassen og det skyldes at modellene tar ikk i betrakning stans som den registrerte gjør. Peronmodell ga lavere verdier enn Hertzians modell gjør. Avvik i verdier er oppsumert i Tabell 31. De høyeste avvikene var i det siste laget fast leire. Årsaken er at i modellene gjevner krefter seg langs trassen mens de går opp i de målte jo mer går mikrotunnelering langs traseen.



Figur 50: Beregnede presskrefter etter Ye et al. (2019)

Antall meter fra pressgrop [m]	Overdekning til terreng [m]	Materialtype (jordarter)	Avvik person [kN]	Avvik Hertzian [kN]
6	0.00	Fast tørrskorpeleire	447.74	443.69
9	0.00		447.15	441.07
12	0.40		1428.66	1413.81
15	1.90	Løs silt	1758.85	1675.33
18	3.00	Bløt leire	1782.44	1741.52
20	4.00	Fast leire	2362.91	2235.44
27	7.50		3019.75	2714.30
27	7.50		2527.11	2221.66
30	8.90		2730.65	2331.78
33	9.90		3183.60	2698.25
36	11.30		3130.47	2529.86
39	12.00		1611.96	922.78
42	12.00		1588.04	845.84
45	11.90		2059.72	1270.86
48	11.60		1567.62	746.49
51	11.50		2286.80	1421.55
54	11.20		2013.42	1120.13
57	11.10		1994.81	1059.94
60	10.70		1988.43	1038.23
63	10.50		2221.65	1241.72
66	10.50		2200.66	1174.07
69	10.50		2425.99	1352.74
72	10.50		2405.00	1285.09
75	10.40		2388.93	1232.95
78	10.30		2373.26	1182.04
81	10.10	2363.29	1149.12	
84	10.00	2594.91	1347.63	
87	9.80	2586.31	1319.04	
90	9.50	2830.70	1557.86	
93	9.20	2829.95	1554.06	
96	9.20	3472.56	2260.60	
99	9.00	4208.29	2984.43	
102	8.80	4451.89	3217.71	
105	8.60	4942.31	3699.39	
108	8.40	5186.92	3936.83	
111	8.20	5678.36	4422.68	
114	7.50	6687.19	5502.31	
117	7.00	7441.51	6302.25	
120	5.50	8986.92	8054.89	
123	5.20	8995.56	8088.75	
126	5.00	8999.63	8103.83	

Tabell 31: Avvik mellom målt og beregnet presskraft i prosjektet etter Ye et al.(2019) modell, fortsett med neste tabeller

Antall meter fra pressgrop [m]	Overdekning til terreng [m]	Materialtype (jordarter)	Avvik person [kN]	Avvik Hertzian [kN]
133.9	4.60	Fast sand	8939.43	7649.36
133.1	4.60		8941.42	7659.06
133.3	4.60		8694.60	7410.31
133.6	4.60		8693.85	7406.68
134.8	4.60		8444.54	7145.81
135	4.60		8197.73	6897.06
135.15	4.60		7704.71	6402.60
135.4	4.60		7457.77	6153.25
135.6	4.60		7457.27	6150.83
135.8	4.50		7217.64	5935.09
136.1	4.50		7216.91	5931.53
136.3	4.50		7462.74	6175.47
136.6	4.50		7462.01	6171.91
136.8	4.50		7707.84	6415.85
137.1	4.50		7707.11	6412.29
137.3	4.40		7467.56	6196.97
137.5	4.40		8206.04	6933.60
137.6	4.40		8452.13	7178.76
137.7	4.30		8459.17	7211.07
137.8	4.30		8458.93	7209.93
137.9	4.30		8458.70	7208.79
138	4.30		8704.79	7453.97
138.1	4.30		8704.55	7452.83
138.2	4.30		8950.64	7698.01
138.3	4.30		8704.09	7450.55
138.35	4.30		9196.61	7942.62
138.5	4.40		7464.70	6183.00
138.7	4.40		7464.22	6180.67
138.85	4.40		7463.86	6178.93
139	4.40		6970.87	5684.54
139.25	4.20		6246.03	5010.37
139.4	4.20		6245.69	5008.70
139.6	4.20		6245.23	5006.47
139.9	4.20		5751.91	4510.48
140.1	4.00		5766.24	4576.36
144	3.80		6511.92	5343.73
144.2	4.10		6242.36	4990.21
144.4	4.10		6241.91	4988.03
144.5	4.10		6980.65	5725.90
144.7	4.10		6980.20	5723.72
144.9	4.10		6979.76	5721.54
145.1	4.10		6979.31	5719.36
145.2	4.10		6979.09	5718.26
145.4	4.10		6732.33	5469.76
145.7	4.10		6977.98	5712.81
145.8	4.10		6977.75	5711.72
146	4.20		7462.24	6166.69
146.1	4.20		7954.65	6658.21
146.3	4.20	8200.52	6902.30	
146.6	4.20	7707.19	6406.31	
146.9	4.20	6967.55	5664.01	
147.1	4.40	7690.51	6329.22	
147.3	4.40	8182.67	6819.54	
147.6	4.80	7904.41	6426.21	
147.8	4.80	5933.33	4453.13	
148	4.80	5932.81	4450.61	

Tabell 31: Avvik mellom målt og beregnet presskraft i prosjektet etter Ye et al.(2019) modell

Antall meter fra pressgrop [m]	Overdekning til terreng [m]	Materialtype (jordarter)	Avvik person [kN]	Avvik Hertzian [kN]
148.3	4.80	Fast leire	6118.31	5005.41
148.6	5.20		6324.88	5125.71
148.9	5.20		6323.82	5122.22
149.2	5.20		6076.44	4872.42
149.6	5.20		6075.02	4867.77
149.8	5.20		6074.31	4865.45
152.2	5.20		6065.80	4837.58
152.2	5.20		6065.80	4837.58
152.8	5.20		7295.28	6062.21
153	5.20		7048.25	5813.57
153.6	5.20		6799.80	5560.28
154	5.20		6059.42	4816.67
162	4.90		9264.92	8026.30
162.4	4.90		9509.90	8268.22
163.8	4.70		10019.20	8813.13
163.9	4.70		11004.16	9797.36
163	4.80		10996.43	9773.21
163.5	4.70		9527.53	8323.67
163.7	4.70		9280.57	8075.23
164	4.70		8048.00	6840.46
164.5	4.70		7553.75	6342.53
165	4.70		7552.14	6337.23
165.3	4.70		8043.81	6826.70
165.85	4.60		7313.89	6116.17
166.25	4.60		6819.99	5619.38
166.75	4.60		7557.37	6353.16
167.15	4.50		7567.00	6383.53
168	4.50		8303.34	7113.84
168.45	4.40		9298.20	8129.34
168.75	4.40		9543.61	8372.67
169.05	4.40		9542.70	8369.68
169.3	4.40		9541.95	8367.19
169.75	4.30		8320.04	7166.17
170.45	4.30		8317.97	7159.34
171	4.30		8562.66	7400.29
171.3	4.30		10039.70	8875.28
171.6	4.20		10049.98	8907.80
171.75	4.20		10049.55	8906.37
172.25	4.20		10048.10	8901.59
172.6	4.20		9061.81	7912.97
173	4.20	8814.33	7662.83	
173.5	4.10	9316.82	8186.53	
173.8	4.10	9808.61	8676.36	
174	4.10	8330.12	7196.57	
174.45	4.10	8328.85	7192.37	
174.95	4.10	8081.11	6941.38	
175.3	4.10	8326.44	7184.43	
176.05	4.00	9321.06	8199.06	
176.3	4.00	9813.01	8689.41	
176.85	3.85	10321.39	9231.81	
176.5	3.85	10199.17	9111.74	
177.28	3.80	10079.69	9000.00	
178.1	3.80	8353.29	7268.61	

Tabell 31: Avvik mellom målt og beregnet presskraft i prosjektet etter Ye et al.(2019) modell

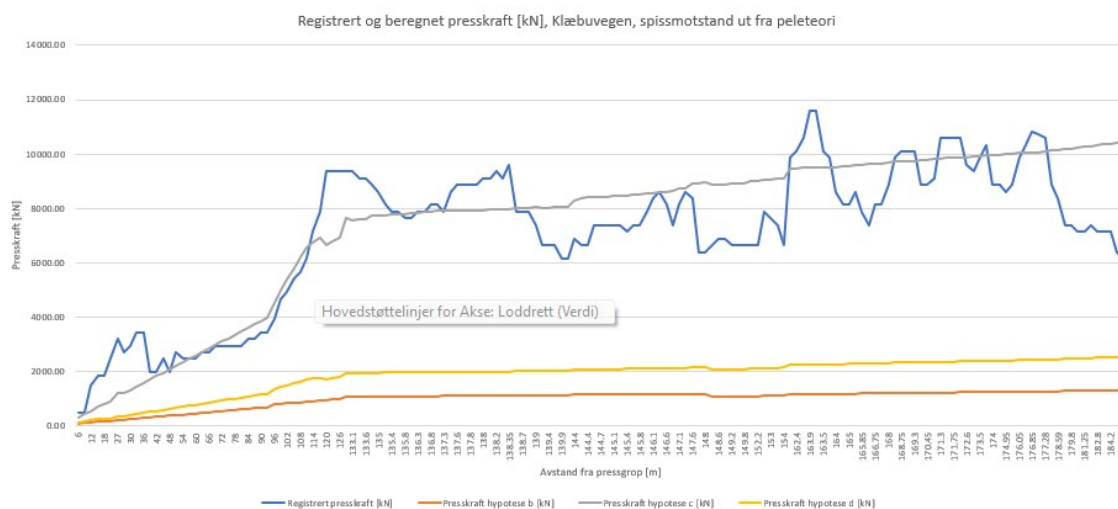
Antall meter fra pressgrop [m]	Overdekning til terreng [m]	Materialtype (jordarter)	Avvik person [kN]	Avvik Hertzian [kN]
178.59	3.70	Fast leire	7870.98	6808.58
179.1	3.60		6896.03	5855.94
179.8	3.60		6894.28	5850.12
180.6	3.50		6657.70	5634.45
181.25	3.50		6656.11	5629.18
181.95	3.50		6900.72	5869.83
182.8	3.40		6664.21	5654.37
183.4	3.40		6662.78	5649.63
184.2	3.40		6660.88	5643.31
185.15	3.40		5919.67	4896.85
185.8	3.40		5671.80	4645.39

Tabell 31: Avvik mellom målt og beregnet presskraft i prosjektet etter Ye et al.(2019) modell

### 7.3.2 Beregnede presskrefter når friksjon er beregnet ut fra modell for bruk av normalkrefter og skjærstyrke og hypoteser

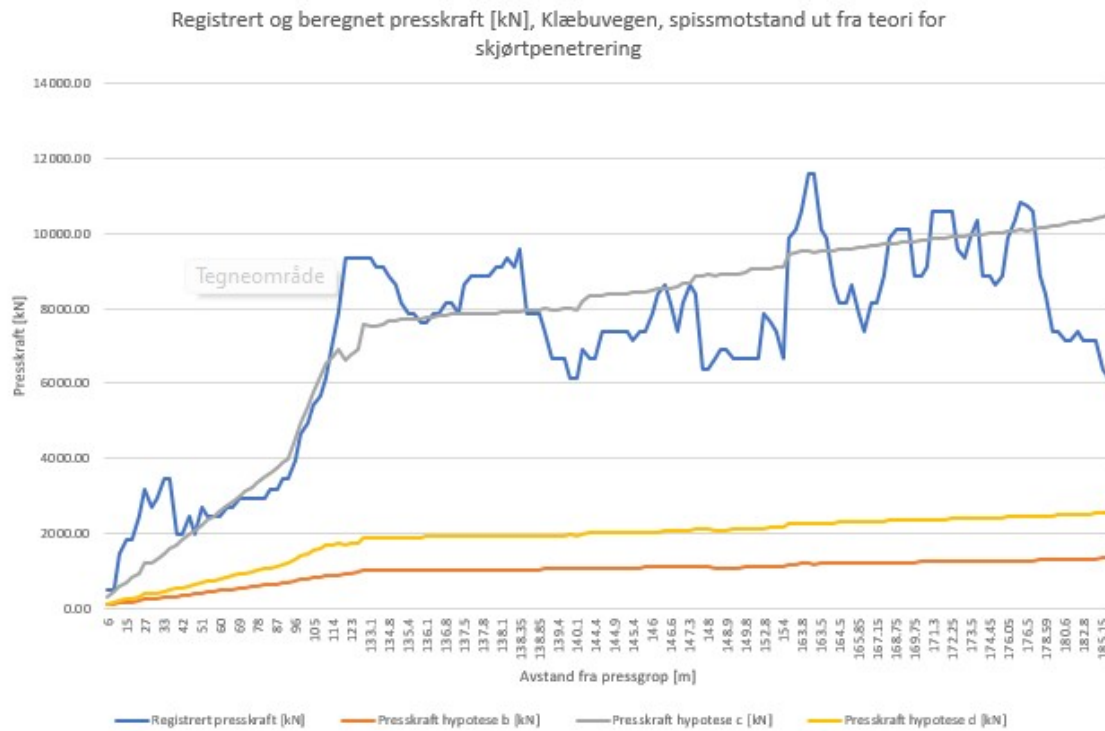
Jordparametre for de forskjellige jordmodellene er tolket ut fra prosjekteringsrapport [8]. Der hvor de tilgjengelige grunnundersøkelsene er ikke egnet til å tolke en eller flere parametre, brukes erfaringstall fra SVV håndbok. Kjørstyrken og omrørt skjærstyrke er beregnet som gjennomsnittet av verdiene fra et borhull.

Figur 51 viser beregnede og målte presskrefter etter hypoteser og spissmotstand er beregnet ut fra peleteori og Figur 52 viser beregnede og målte presskrefter etter hypoteser og spissmotstand er beregnet ut fra teori for offshore skjørtpenetrering. Beregnede presskrefter etter begge teorier viser ikke så mye forskjell mellom dem.



Figur 51: Beregnede og målte presskrefter etter hypoteser og spissmotstand er beregnet ut fra peleteori





Figur 52: Beregnede og målte presskrefter etter hypoteser og spissmotstand er beregnet ut fra teori for offshore skjørtpenetrering

### 7.4 Maksimale og minimale presskrefter

Tabell 32 viser de største og minste verdiene for beregnede presskrefter etter Ye et al.(2019) modell

Største og minste verdier for beregnede presskrefter etter Ye et al.(2019) modell			
	Registrerte presskrefter	Etter person kontaktmodell	Etter Hertzian kontaktmodell
Største verdier	11577.04	618.53	1953.71
Minste verdier	492.64	44.90	48.95

Tabell 32: Største og minste verdier for beregnede presskrefter etter Ye et al.(2019) modell

Tabell 33 viser de største- og minste verdiene for beregnede friksjoner og med spissmotstander som er beregnet ut fra skjørtpenetrering.

Beregnet presskraft og spissmotstand beregnet ut fra teori for offshore skjørtpenetrering [kN]			
	Hypotese b	Hypotese c	Hypotese d
Størst verdi	1349.27	10471.58	2562.39
Minst verdi	106.17	319.26	139.53

Tabell 33: Beregnet presskraft og spissmotstand beregnet ut fra teori for offshore skjørtpenetrering

Tabell 34 viser de største og minste verdiene for beregnet presskrefter og med spissmotstander som er beregnet ut fra peleteori.

---

Beregnet presskraft og spissmotstand beregnet ut fra peleteori [kN]			
	Hypotese b	Hypotese c	Hypotese d
Størst verdi	1332.14	10454.45	2545.26
Minst verdi	89.04	302.13	122.41

Tabell 34: Beregnet presskraft og spissmotstand beregnet ut fra peleteori

## 7.5 Økning i presskraft etter stans

Det har vært økning i pressing etter stans i flere steder lang rørtraseen. Hovedsakelig var grunnen lagskifting mellom leire og sand. Det har ikke alltid vært økende presskrefter for på slutten av traseen var det istedetfor synkende pressing. I noen steder var det ingen endring i pressingen etter opphold i ca.12 timer det skjedde spesielt i nærheten av pressgropen.

Økning i trykket etter stans [kPa]			
	Økningen	Opphold i timer	samme økning verdi med opphold på et annet sted
Største verdier	100	13	-
Minste verdier	10	0.5	1.67

Tabell 35: Økning i trykket etter stans

---

## 8 Diskusjon

### 8.1 Resultater beregnet ut fra modellen til Ye et al (2019)

Det har vært avvik mellom de beregnede og de målte presskreftene i mange steder langs traseen og det gjelder alle de testede modellene. Ingen av beregningsmodellene kunne fange opp det samme forløpet av de målte presskrefter ga. Samtidig ga resultatene en god oversikt over hvordan løsmasser kan oppføre seg under mirkotunnelering og spesielt under varierende grunnforld på samme måte som det testede prosjektet har vært. Utførte beregninger gav en god pekepinn på hva som kunne forventes av maksimal presskraft. Avvik mellom beregnet og målt presskraft kan skyldes at eventuelle variasjoner av geotekniske parametre langs traséen ikke er inkludert i beregningene eller antakelsene kunne gjøres på en bedre måte.

På grunn av mangel på grunnundersøkelser og geotekniske parametre ble det besluttet å bruke  $S_u = 40\text{KPa}$  som udrenert skjærstyrke til leire i enkelte beregninger. Beregninger som ble gjort på Ye et al. (2019) modell og med den valgte skjærstyrken ga noen presskrefter lavere enn de målte. Andelen mellom de maksimale veridene var ca 5% etter Person kontaktmodell og 17% etter Hertzian kontaktmodell. Selv om begge modeller gav lavere resultater enn de registrerte, Hertzian kontaktmodell gav høyere resultater enn Person kontaktmodell gav.

Både omrørt og udrenert skjærfasthet utgjør en liten del av den totale presskraften. Med økende verdier av disse var verdiene av presskrefter synkende. Begge komponenter er del av beregninger til spissmotstand i modellen som er utledet av Ye et al. (2019). Det må utheves også at variasjoner i geotekniske parametre langs traseen kunne gi et bedre bilde av resultater og årsaken til forskjellen mellom de målte og de beregnede. Sett fra geotekniks perspektiv er skjærstyrken til løsmassen eller normalkraften noe avgjørende i sånne prosjekter. Noe som var overraskende og ikke tilfelle i beregningene. En forklaring på dette er at hverken omrørt eller uomrørt skjærstyrke inngår i modellen utledet av Ye et al.(2019).

### 8.2 Resultater beregnet ut fra normalkrefter og hypoteser

Ulike hypoteser gir ulike resultater og skjærstyrken og normalkraften var noe avgjørende. Ved bruk av omrørt skjærfasthet for kohesjonsjordarter og normalkrefter for friksjonsjordarter ga de gode resultater. Det en noen andre faktorer som også spiller inn en roll og dette avvirket langs rørtraséen.

Hypotese C generer et godt resultat som samsvarte helt med målt presskraft mens hypotese b og d ga lavere. Hypotese b er kun avhengig av bentonittens skjærfasthet og her spiller ikke løsmassens egenskaper en stor rolle. Derfor er det forventet at denne hypotesen gir usammensvarende resultater. Hypotese d inkluderer i beregninger de delene som er i kontakt med bentonitt og med løsmasser. Unøyaktighet rundt dette kan gi en forklaring på de endelige resultater.

I hypotese C er normalkraft og skjærstyrke direkte involvert og på en enkelt måte. Denne hypotesen er følsom for normalkraft og skjærstyrke enn de to andre hypotesene. Denne hypotesen var den beste av alle de testede modellene og hypotesene for ga resultater som stemte helt med de målte (se Figur 52 og Figur 51).

Basert på funnene som Tabell 33 viser:

- En god estimat for å kunne finne ut den dimensjonerende presskraften hvis hypotese C skal brukes er å dele den maksimale presskraften som hypotesen C gir med ca 1,11. Dette tallet er beregnet fra forholdet mellom de største veridene som hypotesen C og registrert presskraft ga. Så ganges det med sikkerhetsfaktor etterpå.
- En god estimat for å kunne finne ut den dimensjonerende presskraften hvis hypotese d skal brukes er å gange den maksimale presskraften som hypotesen d gir med 4,52. Dette tallet er funnet fra forholdet mellom de største veridene som hypotesen C og registrert presskraft ga. Så ganges det med sikkerhetsfaktor etterpå.

---

### 8.3 Endringer i presskraft grunnet opphold

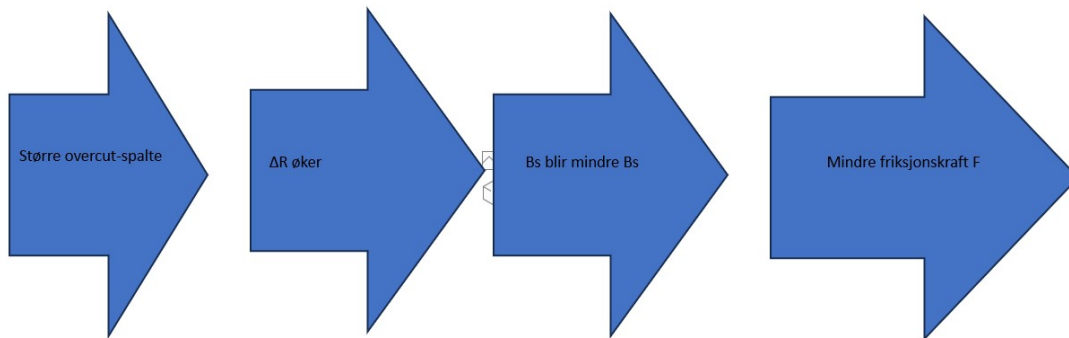
Tunneleringsloggen fra prosjektet viser at presskraften ble registrert 1-23 ganger daglig. Notering presskraft skjer rett etter at den begynner å stabilisere seg over en lengde av rørtraseen eller når noe skjer underveis. Det er ikke alltid at det kreves høyere presskraft rett etter en stans. I hvert fall dette er noe som Tabell 27 vises. I noen steder har det vist seg en liten kraftøkning etter lang stans sammenlignet med stor kraftøkning hvor det var kort stans. Grunnforhold spiller en avgjørende rolle i endringer. Spesielt i leire og med en lang stans krevdes det en høyere presskraft enn det som var før stans. Det er en sammenheng mellom stopplengde etter pressgropen og økning i presskraft generelt sett. Gjennomsnittelig kraftøkning er 957.43 kN som utgjør 8.27% m av maksimal registrert presskraft. I noen steder har tunneleringsloggeren vist å ha en stabil presskraft gjennom en dag. Dette kan skyldes at massene i området er mer sensitive enn resten. Derfor danner det seg en omrørt sone rundt røret i slike steder. Det har også vist seg å ha økende, synkende og stabil presskraft i alle type løsmasser uansett om det er friksjonsjordart eller kohesjonsjordart. Montering av rør og utgraving av masser ved front kan også spille en stor rolle i stans og pressendring. Mengdene av bentonitt og måten rørene smøres med kan være betydelig. I prosjektet ble det brukt kun 0.5 m<sup>3</sup> per rørsegment. Noe er lite bruk i forhold til andre prosjekter (J. Kristensen, anleggsleder og prosjektingeniør i Olimb, personlig kommunikasjon, 21.04.2020).

### 8.4 Gjennomgang av ytelsen til beregningsmodellen til Ye et al.(2019)

Modellen utført av Ye et al. i 2019 vekket min interesse på grunn av dens omfattende tilnærming sammenlignet med tradisjonelle beregningsmetoder. Imidlertid ga evalueringen av modellen en skuffende ytelse når den ble brukt til å beregne prosjektets presskraft, da det ble observert et betydelig avvik mellom de maksimale beregnede og faktiske målte presskraftverdiene (se Tabell 32). Det ser ut til at parameterne som ble brukt i modellen, ikke ble tilstrekkelig fastsatt, og i stedet var de basert på antakelser. Dette indikerer at modellen er svært sensitiv for en eller flere av disse parameterne.

I tiffellet med Klbæuvegen var størrelsen på overcut-spalten neglisjert for den var null (J. Kristensen, anleggsleder og prosjektingeniør i Olimb, personlig kommunikasjon, 21.04.2020). Påvirkningen av friksjonen i henhold til Ye et al. (2019) avhenger i stor grad av to faktorer: høyden av masser over røret,  $h$ , og størrelsen på overcut-spalten. Overcut-spalten er spesielt viktig for friksjonsberegningen.  $\Delta R$  er en parameter som spiller en rolle i både Person- og Hertzian-kontaktmodellen. Denne parameteren beregnes som halvparten av differansen mellom huldiameteren,  $D_c$ , og den ytre rørdiameteren,  $D_p$ . Siden huldiameteren inkluderer både  $D_p$  og overcut-spalten, tilsvarer  $\Delta R$  størrelsen på overcut-spalten delt på to.

En liten økning i  $\Delta R$  eller  $D_c$  fører til en betydelig reduksjon i beregnet friksjon fordi beregnet kontaktbredde,  $B_S$ , blir mindre (se ligning (21), ligning (22), ligning (23) og ligning (20) ). Dette konseptet er tydelig illustrert i Figur 53, der Kontaktbredden  $B_s$  viser andelen av rørets ytre omkrets som er i kontakt med jorda, mens resten av rørets omkrets antas å være i kontakt med smøremiddel/bentonitt.



Figur 53: Sammenhengen mellom størrelsen på overcut-spalten og beregnet friksjonskraft i modellen utledet av Ye et al. (2019)

En minimal justering av overcut-spalten på noen centimeter, kan tilsynelatende virke betydelig for beregninger av presskraft. Størrelsen på overcut-spalten bestemmes ut fra dimensjonene, geologien og lengden på rørtraséen men for enkelhets skyld bestemmes den i praksis ut fra rørdiameter slik [20]:

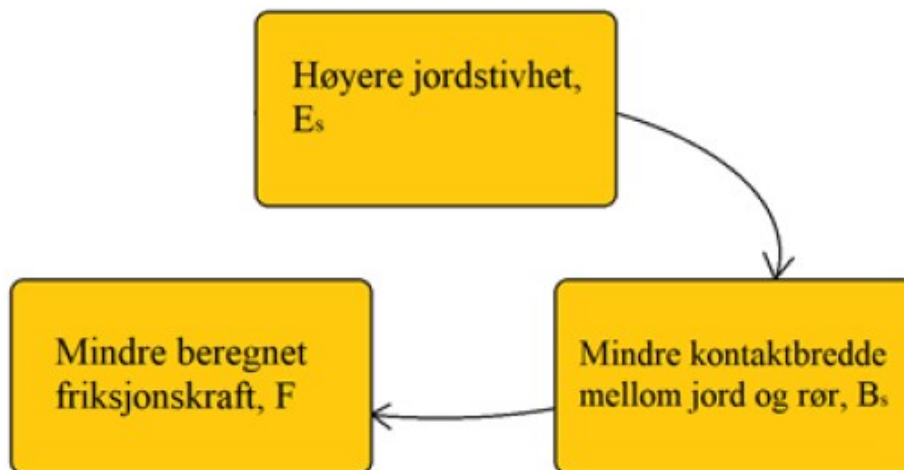
- Rør med en diameter større enn 2000 mm har en overkutt-spalte på omtrent 45 mm.
- Rør med en diameter på 1200-1600 mm har en overkutt-spalte på omtrent 25 mm.

Ye et al. (2019) tar utgangspunkt i å beregne jordtrykket som virker normalt på røroverflaten. Deretter anvender de beregnede friksjonskoeffisienter for å bestemme friksjonen. Når overdekningen øker, har de observert følgende effekter:

- Beregnet effektiv friksjonskoeffisient øker
- Beregnet jordtrykk øker

Som en konsekvens av dette, øker også den beregnede friksjonen. De oppnådde en maksimal overdekning på 12 meter ved Klæbuvegen. Tabell 29 viser tydelig at de maskimale verdiene var akkurat på steder hvor det var den høyeste overdekningen langs rørtraseen. Når det dannes et stabilt hull rundt røret, vil det ikke være direkte kontakt mellom røret og de overliggende massene. Dermed blir ikke jordspenningene overført direkte til røret. På samme måte, når en omrørt sone dannes rundt røret, vil ikke tyngden fra de overliggende massene påvirke røret i samme grad. Likevel er det viktig å merke seg at sammenhengen mellom beregnet friksjon og overdekning ikke er lineær. I følge studien av Ye et al. (2019) avtar friksjonsøkningen med økende overdekning [20].

Økt stivhet i jorden fører til en reduksjon i kontaktfeltets bredde, kalt  $B_s$ . En mindre  $B_s$  fører igjen til en lavere beregnet friksjon (se ligning (21), ligning (22), ligning (23) og ligning (20)). I denne masteroppgaven er jordens stivhet avhengig av udrenert skjærstyrke, som uttrykkes som  $E_s = 400 \cdot S_u$ . Som et resultat vil udrenert skjærstyrke ha en indirekte innvirkning på beregningene, og det er interessant å merke seg at en økning i udrenert skjærstyrke faktisk fører til en reduksjon i friksjon. Det er imidlertid viktig å erkjenne at dette resultatet sannsynligvis ikke gjenspeiler virkeligheten. Dette har [20] vist i Figur 54.



Figur 54: Sammenhengen mellom jordstivheten og beregnet friksjonskraft i modellen utledet av Ye et al. (2019)

## 8.5 Gjennomgang av ytelsen til beregningsmodellen ut fra omrørt skjærstyrke og normalkrefter og ved bruk av hypoteser)

De ulike hypotesene genererte varierende resultat og her er en liten oppsummering.

- Hypotese b underestimerte presskreftene. I denne hypotesen var det kun bentonittens skjærstyrke avgjørende for generert friksjon.
- Samme tendensen hadde hypotese d som b. I hypotese d var kontaktbredden  $B_s$  avgjørende
- Hypotese C ga treffende resultater på presskreftene. I denne hypotesen var jordmassenes omrørt skjærstyrke avgjørende for beregnet friksjon.

Variasjoner i massens fasthet vil medføre til variasjon i generert presskraft. En kompinasjon av omrørt skjærstyrke og normalkraft som virker i midten vil gi et godt resultat.

## 8.6 Evaluering av spissmotstand

To forskjellige tilnærminger for å beregne spissmotstand ble undersøkt. Den ene bygger på peleteori, mens den andre tar utgangspunkt i teorien om offshore skjørtpenetrering. Peleteorien inneholder færre variabler, og er derfor enklere, men beregningen av spissmotstand etter teorien om offshore skjørtpenetrering er heller ikke særlig komplisert. Den siste metoden resulterer vanligvis i en noe høyere beregnet spissmotstand sammenlignet med den som er beregnet etter peleteori. Det ble klart under beregningsprosessen at den målte spissmotstanden (registrert trykkraft i begynnelsen av traseen) nesten alltid var høyere enn den som ble beregnet. Derfor ser det ut til å være mer hensiktsmessig å benytte teorien om offshore skjørtpenetrering for å beregne spissmotstanden. Spissmotstanden er konstant, mens friksjonen øker med rørets lengde (forutsatt homogene grunnforhold, konstant overdekning og kun korte stans).

Det er viktig å fremheve at den beregnede spissmotstanden utgjør en betydelig mindre del av den totale beregnede maksimale presskraften under mikrotunnelering. Spissmotstanden spiller en betydelig rolle i begynnelsen av rørtraséen, men den blir mindre betydningsfull mot slutten av traseen. En enkel vurdering kan derfor gjøre det fornuftig å ekskludere denne komponenten og kun fokusere på friksjonen. Dette gjelder spesielt med mindre man har å gjøre med kalksementstabiliserte eller svært faste masser. I slike tilfeller kan spissmotstanden være relevant å ta med i betraktningen [20].

---

## 9 Konklusjon og videre arbeid

Formålet med denne masteroppgaven har vært å undersøke ulike tilnærminger for å beregne presskraften som oppstår under mikrotunneling i forskjellige grunnforhold. Ofte dimensjoneres pressgropa for mikrotunnelingsprosjekter med en betydelig større presskraft enn det som faktisk genereres i virkeligheten. Derfor er det verdifullt å kunne forutsi presskraften på forhånd, slik at pressgropa ikke blir overdimensjonert og unødvendig ressurser og arbeid unngås. I Kapittel 2 gir jeg en grundig innføring i metoden for mikrotunneling, og gir også en oversikt over de ulike faktorene som påvirker generert presskraft.

Når det trykkes gjennom masser som er stabilisert med kalksement, gamle rasmasse, veioppfyllinger eller lignende med høy fasthet, kan spissmotstanden likevel utgjøre en betydelig del av den genererte kraften. Det er også viktig å vurdere hvor raskt massene re-konsoliderer etter at trykket er stoppet, da rask re-konsolidering vil føre til økt oppstartstrykk.

Basert på Hertzian- og Person kontaktmodell presentert av Ye et al. (2019), vil variasjonen i massenes stivhet ( $E$ ) og Poissons tall ( $\nu$ ) påvirke kontaktbredden ( $B_s$ ) mellom rør og omkringliggende jordmasser. Når elastisitetsmodulen ( $E$ ) og Poissons forhold ( $\nu$ ) øker, vil kontaktbredden reduseres, sammen med friksjonskoeffisienten, noe som fører til en mindre generert presskraft. Videre, ifølge Ye et al. (2019), vil en økning i friksjonsvinkelen resultere i en økning i presskraften. Dette skyldes at en større friksjonsvinkel gir en økt friksjonskoeffisient mellom massene og røret. Disse påvirkningene gjelder for de spesifikke grunnforholdene som er beskrevet av Ye et al. (2019).

Massenes følsomhet har en betydelig effekt på den resulterende kraften som genereres under trykktesting (i leire). I områder med myk/sensitiv masse dannes det vanligvis en opprørt sone rundt røret med lav friksjon. Størrelsen på den opprørte sonen påvirker den genererte kraften. Når massene er fastere (med høy udrenert skjærstyrke), vil trykkraften øke, hovedsakelig på grunn av økt spissmotstand. Imidlertid vil spissmotstanden vanligvis ikke utgjøre en betydelig andel på grunn av det lille tverrsnittsarealet til startpunktet.

To forskjellige tilnærminger for å beregne friksjon ble undersøkt i denne oppgaven. En av metodene ble presentert i en studie utført av Ye et al. i 2019, mens den andre baserte seg på prinsipper knyttet til omrørt skjærstyrke.

Resultatene fra Ye et al. (2019) viser ikke overensstemmelse med de registrerte presskraftverdiene. En vellykket tilnærming i beregningene involverer nøyaktige verdier for størrelsen på overcutspalten og overdekning av røret til terrenget. Modellen har imidlertid ikke tatt med omrørt skjærstyrke i beregningene, noe som antas å ha betydelig innvirkning på genereringen av presskraften, spesielt i norske forhold der leirmasser er sensitive. Som et resultat er modellen ikke egnet for å beregne friksjonen i slike grunnforhold uten ytterligere justeringer.

Beregningene av friksjoner ut fra omrørt skjærstyrke har vist varierende resultat basert på de tre testede hypotesene. Hypotese b og d underestimerte presskrefter mens hypotese c gav et godt resultat. Hypotese c er direkte avhengig av omrørt skjærstyrke. I tillegg er den avhengig av rørtraséens lengde. Ved bruk av denne hypotesen kan den maksimale verdien ganges med 1,11.

To forskjellige tilnærminger ble undersøkt for å beregne spissmotstand. Resultatene indikerer at beregningen basert på teorien for offshore skjørtpenetrering er mer konsistent med registrerte presskrefter sammenlignet med peleteorien. Derfor anbefales det å bestemme spissmotstanden ved å benytte denne metoden. Likevel må det nevnes at spissmotstanden vanligvis utgjør en liten del av den maksimale presskraften ved mikrotunneling og kan utelates.

Generelt sett virker det mest hensiktsmessig å evaluere friksjonen langs rørtraséen ved å vurdere den omrørte skjærstyrken, basert på de ulike hypotesene b-d som beskriver hvordan massene fordeler seg rundt røret. Disse hypotesene ble tidligere presentert av Ye et al. i 2019. Ved å ta utgangspunkt i omrørt skjærstyrke blir det enklere å fange opp eventuelle variasjoner langs traseen. Denne metoden er også mindre komplisert og ser ut til å ha lavere risiko for å gi feilaktige resultater. Den kan derfor vurderes som en passende modell for dimensjonering. I områder hvor det forventes fastere masser kan uforstyrret skjærstyrke benyttes i stedet for omrørt skjærstyrke.

---

En viktig faktor som må vurderes er effekten av avbrudd i produksjonsprosessen. Å ha avbrudd både i helger og om natten vil føre til en økning i den nødvendige kraften som kreves ved oppstart. Dataene som er samlet inn i denne masteroppgaven gir begrenset grunnlag for å anslå noe mer enn at det kan forventes en betydelig økning i kraft, spesielt etter lengre avbrudd i produksjonen.

Det er aktuelt å bruke se dypere på disse modellene i varierende grunnforhold. Et viktig element for testing av disse beregningene er bestemmelsen på geotekniske parametre. Grunnundersøkelser, geotekniske rapporter og tidligere erfaringer er nøkkelord i sånne type prosjekt. Derfor anbefales det å teste beregninger som ble gjort i denne oppgaven med mer konkrete og nøyaktige verdier av tidligere utførte prosjekter. Kalksementstabilisering var ikke en del av prosjekt Klæbuvegen-Nidelva og ikke i beregningene heller. Overcut-spalten var heller ikke aktuelt og ble ikke tatt med i beregninger. Disse er viktige elementer og bør derfor tas med i beregninger ved senere anledning. Her må også effekten av stans legges inn, helst med utgangspunkt i lengde på stans og ellers geotekniske parametre. Vedlagte Excelark kan potensielt revideres til et dimensjoneringsverktøy hvor rørdimensjon, lengde på trase og geotekniske parametre legges inn for ulike parseller.



---

## Referanser

- [1] Statens vegvesen (1969). *Redegjørelse for fundamenteringsforholdene for motorveg Trondheim sør*. (Oppdrag:Ud.69A datert 21. juni 1969). Veglaboratoriet:Statens vegvesen. (Hentet: 24. februar 2023).
- [2] Miljødirektoratet (2009). *Helsebaserte tilstandsklasser for forurenset grunn*. TA 2553/2009.
- [3] Trondheim kommune (2012). *R.1536 Fredlybekken*. (Datarapport fra grunnundersøkelser datert 20. Juni 2012). Trondheim:Trondheim kommune. (Hentet: 24. februar 2023).
- [4] Trondheim kommune (2017). *R.1690 Sluppenvegen*. (Rapport fra geoteknisk avdeling datert 27. februar 2017). Trondheim:Trondheim kommune. (Hentet: 24. februar 2023).
- [5] Wopson (2017). *Betydningen av Robot til Trenchless Reparasjon av Avløpsrørledning*. Hentet: 02. Mai 2023.
- [6] Rambøll (2018). *Geoteknisk vurdering kommunedelplan Sluppen*. (Oppdrag:1350030092, G-rap-001, datert 21. desember 2018). (Hentet: 24. februar 2023).
- [7] Fredrik Drevon (2023). *Midgardsormen er Norges største no-dig*. Tilgjengelig fra: <https://www.tu.no/artikler/midgardsormen-er-norges-storste-no-dig/246078> (Hentet: 22. Marsh 2023).
- [8] NGI (2023). *Klæbuvegen-Nidelva*. (Prosjekteringsrapport 202103-02-R datert 09. Des 2021). Trondheim:NGI. (Mottat: 25. April 2023).
- [9] Norconsult (2023). *Norconsult prosjekterer et av Norges største, gravefrie VA-prosjekter under bygging*. Tilgjengelig fra: <https://www.norconsult.no/nyheter/2016/norconsult-prosjekterer-et-av-norges-storste-gravefrie-va-prosjekter-under-bygging/> (Hentet: 23. Marsh 2023).
- [10] Olimb anlegg (2023). *Tunnelering metode*. Tilgjengelig fra: <https://olimb-anlegg.no/boring/tunnelering/> (Hentet: 23. Marsh 2023).
- [11] The Engineering ToolBox (2023). *Poisson's ratio*. Tilgjengelig fra: [https://www.engineeringtoolbox.com/poissons-ratio-d\\_1224.html](https://www.engineeringtoolbox.com/poissons-ratio-d_1224.html) (Hentet: 22. marsh 2023).
- [12] Trondheim kommune (2023). *Kartløsning*. Tilgjengelig fra: <https://kart5.nois.no/trondheim/Content/Main.aspx?layout=trondheim&time=638127019423963721&vwr=asv> (Hentet: 22. februar 2023).
- [13] Vannspeilet (2023). *Gravefritt i sensitiv leire i Trondheim*. Tilgjengelig fra: [https://issuu.com/norsk\\_vann/docs/vannspeilet\\_2-2019\\_original\\_med\\_len](https://issuu.com/norsk_vann/docs/vannspeilet_2-2019_original_med_len) (Hentet: 23. Marsh 2023).
- [14] Steg Entreprenør AS. *Tunnelering kurs No-Dig metoder*. Mottat: 15. Marsh 2023.
- [15] Japan Micro Tunnelling Association mfl. «Pipe-jacking application». I: *JMTA, Tokyo* (2000).
- [16] Pipe Jacking Association mfl. «Guide to best practice for the installation of pipe jacks and microtunnels». I: *Pipe Jacking Association, London* (1995).
- [17] Graham Barnes. *Soil mechanics*. Bloomsbury Publishing, 2017.
- [18] S. BARTLECHER J. NIEDERMEIER. *Structural analysis*.
- [19] Robert David Bennett. *Jacking loads and ground deformations associated with microtunnelling*. University of Illinois at Urbana-Champaign, 1998.
- [20] Idunn Malene Bue. «Estimering av presskrefter ved mikrotunnelering i leire». Masteroppg. NTNU, 2020.
- [21] DN Chapman og Y Ichioka. «Prediction of jacking forces for microtunnelling operations». I: *Tunnelling and Underground Space Technology* 14 (1999), s. 31–41.
- [22] Wen-Chieh Cheng mfl. «Investigation into factors affecting jacking force: a case study». I: *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering* 170.4 (2017), s. 322–334.
- [23] Michele Ciavarella og Paolo Decuzzi. «The state of stress induced by the plane frictionless cylindrical contact. I. The case of elastic similarity». I: *International journal of solids and structures* 38.26-27 (2001), s. 4507–4523.
- [24] Michele Ciavarella og Paolo Decuzzi. «The state of stress induced by the plane frictionless cylindrical contact. II. The general case (elastic dissimilarity)». I: *International journal of solids and structures* 38.26-27 (2001), s. 4525–4533.

- 
- [25] Geotechnical division. *TBA4105 - geoteknikk beregningsmetoder, kompendium*. NTNU. 2020.
- [26] Geotechnical division. *TBA5100 - theoretical soil mechanics*. NTNU. 2016.
- [27] Horizontal Drilling. «Microtunneling and Horizontal Drilling». I: ().
- [28] Arnfinn Emdal. «Introduksjon til geoteknikk». I: *Institutt for bygg, anlegg og transport, NTNU. Tapir akademisk forlag* (2013), s. 191.
- [29] NGF (Norsk Geoteknisk Forening). *Veiledning for grunnforsterkning med kalksementpeler*. 2012.
- [30] DMR Miljø og Geoteknikk AS (2023). *Fredlybekken Nedre del, etappe 4*. (Geoteknisk rapport 22-0247 datert 16. Jan 2023). Trondheim: DMR. (Hentet: 22. februar 2023).
- [31] W Guo mfl. «Experimental study on bentonite lubrication during pipe jacking construction». I: *Journal of Henan Science and Technology* 555.1 (2015), s. 115–118.
- [32] Stein Bjøru og Hanne Wiig og Vegard Woldsengen og Siri Engen. *Fjellsprengningsdagen, Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen*, Oslo, Norway: Norsk forening for fjellsprengningsteknikk (NFF), 2019.
- [33] K Heath. «Marinas in the Arabian Gulf region». I: *Marine Concrete Structures*. Elsevier, 2016, s. 215–240.
- [34] Vilde Hellebust. «Stabilitetsanalyse av kvikkleire ved rørpressing med åpen, trykksatt front». Masteroppg. NTNU, 2019.
- [35] G Jakobsen mfl. «NoDig versus åpen grøft». I: *Porsgrunn kommune, Norsk Vann, SSTT* (2010).
- [36] Xinbo Ji mfl. «A method to estimate the jacking force for pipe jacking in sandy soils». I: *Tunnelling and Underground Space Technology* 90 (2019), s. 119–130.
- [37] Xinbo Ji mfl. «A method to estimate the jacking force for pipe jacking in sandy soils». I: *Tunnelling and Underground Space Technology* 90 (2019), s. 119–130.
- [38] Xinbo Ji mfl. «Earth pressure on shield excavation face for pipe jacking considering arching effect». I: *Tunnelling and Underground Space Technology* 72 (2018), s. 17–27.
- [39] R Kastner mfl. «In-situ monitoring of microtunneling projects». I: *Proceedings of International NO-DIG'96* (1996), s. 171–182.
- [40] Saeid Khazaei, Hideki Shimada, Kikuo Matsui mfl. «Analysis and prediction of thrust in using slurry pipe jacking method». I: *Tunnelling and Underground Space Technology* 19.4/5 (2004), s. 356.
- [41] Saeid Khazaei mfl. «Monitoring of over cutting area and lubrication distribution in a large slurry pipe jacking operation». I: *Geotechnical & Geological Engineering* 24 (2006), s. 735–755.
- [42] Kjetil Kildal. «Tredimensjonale effekter på rørpressingsgrop ved pressing». Masteroppg. NTNU, 2016.
- [43] Steven R Kramer, William J McDonald, James C Thomson mfl. «An Introduction to Trenchless Technology [electronic resource]». I: (1992).
- [44] Baosong Ma og M Najafi. «Development and applications of trenchless technology in China». I: *Tunnelling and Underground Space Technology* 23.4 (2008), s. 476–480.
- [45] Peng Ma mfl. «A new method for predicting the friction resistance in rectangular pipe-jacking». I: *Tunnelling and Underground Space Technology* 123 (2022), s. 104338.
- [46] Mark Marshall og MA Marshall. «Pipe-jacked tunnelling: jacking loads and ground movements». Ph.d.-avh. University of Oxford, 1998.
- [47] GWE Milligan og P Norris. «Site-based research in pipe jacking—objectives, procedures and a case history». I: *Tunnelling and Underground Space Technology* 11 (1996), s. 3–24.
- [48] GWE Milligan og Paul Norris. «Pipe–soil interaction during pipe jacking». I: *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering* 137.1 (1999), s. 27–44.
- [49] Svein Rune Myhre mfl. *ABC for gravefri framtid (Bestillerhåndbok NoDig) offentlig og industri - 2. utgave*. Oslo, Norway: Olimb AS, 2015.
-

- 
- [50] James C Ni, Louis Ge og Wen-Chieh Cheng. «Variation of slurry pipe jacking force in coarse and fine soils». I: *Geo-China 2016*. 2016, s. 182–188.
- [51] S Nordal. *TBA4116 - geotechnical engineering, advanced course: Lecture notes*. NTNU. 2019.
- [52] S Nordal. «TBA4116 Geotechnical Engineering Advanced Course». I: *Lecture notes and background material, Insitutt for bygg, anlegg og transport, NTNU* (2012).
- [53] Kevin G O'Dwyer, Bryan A McCabe og Brian B Sheil. «Interpretation of pipe-jacking and lubrication records for drives in silty soil». I: *Underground Space* 5.3 (2020), s. 199–209.
- [54] DEL Ong og CS Choo. «Assessment of non-linear rock strength parameters for the estimation of pipe-jacking forces. Part 1. Direct shear testing and backanalysis». I: *Engineering Geology* 244 (2018), s. 159–172.
- [55] A-L Pellet-Beaucour og R Kastner. «Experimental and analytical study of friction forces during microtunneling operations». I: *Tunnelling and Underground Space Technology* 17.1 (2002), s. 83–97.
- [56] Saeed Rahjoo mfl. «Comparison of jacking load models for trenchless pipe jacking». I: *Pipelines 2012: Innovations in Design, Construction, Operations, and Maintenance, Doing More with Less*. 2012, s. 1507–1520.
- [57] CD F ROGERS og SJ S YONAN. «Experimental study of a jacked pipeline in sand». I: *Tunnels & tunnelling* 24.6 (1992), s. 35–38.
- [58] CDF Rogers, MP O'Reilly og R Atkin. «Pipe jacking beneath Burnham-on-sea: a case history». I: *Proc. of the 2 nd Int. Conf. on Foundations and Tunnels*. Bd. 89, s. 51–56.
- [59] Ulrich Smoltczyk. *Geotechnical engineering handbook*. Bd. 2. Die Deutsche Bibliothek, 2002, s. 430–440.
- [60] AI Sofianos, P Loukas og Ch Chantzakos. «Pipe jacking a sewer under Athens». I: *Tunnelling and underground space technology* 19.2 (2004), s. 193–203.
- [61] Kimberlie Staheli. *Jacking force prediction: An interface friction approach based on pipe surface roughness*. Georgia Institute of Technology, 2006.
- [62] Raymond L Sterling. «Developments and research directions in pipe jacking and microtunneling». I: *Underground Space* 5.1 (2020), s. 1–19.
- [63] Karl Terzaghi. «Theoretical soil mechanics». I: *John Wiley and Sons* (1965).
- [64] James Thomson. *Pipejacking & Microtunnelling*. CRC Press, 1993.
- [65] byplankontoret (2019) Trondheim kommune. *Utforming av ny overvannstrasé i Fredlybekken-prosjektet*. (Geoteknisk rapport 22-0247 datert 11. Marsh 2019). Trondheim: Kommune. (Hentet: 22. Marsh 2023).
- [66] V.Statens vegvesen. *Geoteknikk i vegbygging (Håndbok V220)*. Vegdirektoratet, Oslo, Veiledning, Jun 2018.
- [67] Walter Weber. «Experimentelle Untersuchungen in rolligem Boden zur Dimensionierung von Pressbohranlagen». Ph.d.-avh. 1981.
- [68] Yichao Ye mfl. «Prediction of friction resistance for slurry pipe jacking». I: *Applied Sciences* 10.1 (2019), s. 207.
- [69] Haifeng Zhang mfl. «A new model to predict soil pressure acting on deep burial jacked pipes». I: *Tunnelling and Underground Space Technology* 60 (2016), s. 183–196.
- [70] Steg Entreprenør as og ØSTEGAARD. *Gjennomføringsplan*. (Mottat: 14. Marsh 2023).
- [71] O. R AARHAUG. *Geoteknikk og fundamenteringslære 1*. NKI Forlaget, 1991.
- [72] O. R AARHAUG. *Geoteknikk og fundamenteringslære 2*. NKI Forlaget, 2008.

---

## Vedlegg

Følgende er vedlagt som Excelfiler ved denne masteroppgaven:

- Tolkninger av data
- Beregninger av normalkrefter
- Beregnede friksjoner etter hypoteser
- Person og Hertzian

