

Forankring av rørgater i bratt terreng

Forsøk med materialer og metoder

Erlend Hillestad Bårgard
Håkon Bergsager

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: Juni 2012

Hovedveileder: Arne Aalberg, KT

Medveileder: Leif Lia, IVM

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2012

FAGOMRÅDE: Vassdragsteknikk	DATO: 11.6.2012	ANTALL SIDER: 111 + 45 (Vedlegg)
--------------------------------	--------------------	-------------------------------------

TITTEL:

Forankring av rørgater i bratt terreng

Buried Penstock in Steep Terrain

UTFØRT AV:

Håkon Bergsager
Erlend Hillestad Bårgard



SAMMENDRAG:

Denne oppgaven tar for seg forankring av nedgravde rørgater. Det er undersøkt interaksjonen mellom rør og jord, først i horisontalt terreng og deretter i bratt terreng med helning over 20 grader. I rapporten er det studert beregningsmodeller som benyttes for beregning av glidestabilitet, motstand mot oppløft og global knekking. Det er sett på både modeller som benyttes i vannkraftbransjen og modeller fra andre fagområder.

For å undersøke hvorvidt de ulike beregningsmodellene gjengir virkeligheten ble det i arbeidet med oppgaven utført to typer forsøk; modellforsøk og feltforsøk. Det er undersøkt følgende i modellforsøk: Aksiell friksjonskraft i horisontalt og bratt terreng, motstand mot oppløft og stivhet i jord og knekking.

Det ble på bakgrunn av modellforsøkene utarbeidet en forsøksplan for feltforsøk, hvor det ble sett på: Aksiell friksjonskraft i horisontalt og bratt terreng og motstand mot oppløft.

Beregning av knekking ble utført med elementmetodeprogrammene Focus Konstruksjon 2D og Abaqus. Dette for å se om programmene kan benyttes til å simulere knekking av rørgater i bratt terreng. Beregningene ble sammenlignet med modellforsøkene og viste at Abaqus er det mest egnede programmet.

Resultatene fra modellforsøkene virker til å følge samme trend som beregningsmodellene. Likevel er det noen avvik som kan komme av unøyaktigheter i målingene fra modellforsøkene. I feltforsøkene faller resultatene fra oppløftforsøkene innforbi de beregnede verdiene. De aksielle friksjonskreftene avviker dertil mye fra de beregnede verdiene. Sannsynligvis skyldes dette usikkerhet omkring friksjonsfaktoren mellom rør og omfyllingsmasse, og jordtrykket rundt røret.

FAGLÆRER: Førsteamanuensis Arne Aalberg og professor Leif Lia

VEILEDER(E): Førsteamanuensis Arne Aalberg og professor Leif Lia

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk og Institutt for vann- og miljøteknikk, NTNU



MASTEROPPGÅVE

Student: **HÅKON BERGSAGER OG ERLEND HILLESTAD BÅRGARD**

Tittel: **FORANKRING AV RØYRGATER I BRATT TERRENG –
FORSØK MED MATERIALAR OG METODAR**

1 BAKGRUNN

I dag byggast dei fleste småkraftverk med nedgravd røyrgate som vassveg. Metoden har store fordelar med vekt på økonomi og miljø. Det er likevel generell usikkerhet om korleis sjølve røyrgate oppfører seg under unormale forhold og korleis dette skal bereknast. Prosjektoppgåvene ”Røyrgate i bratt terreng” og ”Nedgravde røyrgate i bratt terreng” frå NTNU i 2011 dannar eit godt grunnlag for å vurdere bereknings- og leggemetodar for røyrgate for småkraftverk.

Generelt kan det seiast om dagens praksis for berekning og legging at han i liten grad baserar seg på verifiserte testar og parametar, meir på gjennomsnittsverdiar og enkle statiske modellar. På grunn av fleire tilfelle mot brot på røyrgate i den siste tida, må det reknast som ein indikasjon på at grunnlag og/eller utførelse ikkje held mål. På ei anna side finnast det også eksempel på bygging av røyrgate langt utanfor tilråingane til m.a. produsentar, slik at det kan også vere at materialar og metodar ikkje er optimalt utnytta.

Med manglande grunnlag på både metode og parametar bør det gjennomførast forsøk som kan gje oss eit sikrare grunnlag for berekning og bygging av røyrgate. Målet med denne oppgåva er å utføre forsøk og analyse som grunnlag for rett utforming og utførelse av nedgravde røyrgate.

2 NVE

Det finnast i dag ei eiga ”Retningslinje for stenge- og tappeorganer, rør og tverrslagsporter”. Retningslinja dannar grunnlag for planlegging og bygging av røyrgate. Det er eit mål at retningslinja skal formidle eit rett sikkerhetsnivå og ei optimal utnytting av materialar på nedgravde røyrgate. Dette arbeidet vil derfor vere knytt til innhaldet i retningslinja, utan at det er gitt at retningslinja skal endrast.

3 GJENNOMFØRING AV OPPGÅVA

Arbeidet med oppgåva kan delast inn i fire fasar:

3.1 Bakgrunnsmateriale og planlegging

Gjennomgang av tidlegare rapportar, berekningsgrunnlag m.m. må gjerast med tanke på forsøk i laboratorium og i felt. Materialet skal leie fram mot arbeidet med forsøksplanen for masteroppgåva.

Det skal utarbeidast ein plan for forsøka som skal utførast. Planen skal ta omsyn til kva som skal undersøkast og dei fysiske forholda i laboratorium og felt.

3.2 Modelltesting

Det skal utførast modellforsøk i sand for alle forsøka som skal utførast i felt. Formålet er å finne ut korleis forsøka artar seg før det gjerast i fullskala. Som utgangspunkt bør det testast:

1. Friksjon mellom røyr og omfyllingsmasse
2. Krefter frå overlagingstrykk
3. Fordeling av krefter mellom friksjon og opptak i røyrstrengen
4. Deformasjon og krefter i vinkelavvik, horisontalt og vertikalt

Det kan også vere aktuelt å utføre fleire forsøk enn det som ligg i feltprogrammet.

3.3 Forsøk i fullskala

Det skal utførast eksperiment med fullskala røyr i Ekle sandtak. Det er mogeleg å bygge røyra inn tilsvarande som gjerast i ei røyrgate. Røyra kan i enkelte forsøk fyllast med vatn, men det vil ikkje vere råd å trykksette røyra tilsvarande forhold i eit kraftverk. Feltforsøka skal i størst mogeleg grad verifisere laboratorieforsøka.

Forsøka må rapporterast som vitskapelege forsøk.

3.4 Analyse

Forsøka i laboratorium og i felt vil gje tal og innsikt som er nyttig for verifisering, vurdering og eventuell justering av modellar. Arbeidet skal leie fram mot ein konklusjon for kva som vidare må gjerast innanfor fagområdet.

4 KONTAKTPERSONAR

NTNU	Leif Lia, Professor, rettleiar Arne Aalberg, Førsteamanuensis, rettleiar Gudmund Eiksund, Professor (Geoteknikk)
NVE	Dag Norum og Dag Bachke
Brødrene Dahl AS	Bjarte Skaar
Norconsult	Bjørn Vadholm

Det vil i tillegg vere aktuelt å knytte kontakt med fagmiljø som er aktive innanfor studier av betongkonstruksjonar som Sintef, EnergiNorge, andre leverandørar, utanlandske universitet m.fl.

5 RAPPORTFORMAT, REFERANSAR OG ERKLÆRING

Oppgåva skal skrivast som *ein* rapport i eit tekstbehandlingsprogram slik at figurar, tabellar, foto osv. får god rapportkvalitet. Rapporten skal innehalde eit samandrag, ei innhaldsliste, ei liste over figurer og tabellar, ei litteraturliste og opplysningar om andre relevante referansar og kjelder. Oppgåva skal leverast i A4 format som pdf i DAIM og trykkast i tre eksemplar som leverast faglærer/institutt.

Samandraget skal ikkje ha meir enn 450 ord og skal være eigna for elektronisk rapportering.

Masteroppgåva skal ikkje leverast seinare enn mandag 11. juni 2012.

Trondheim, 16. januar 2012

Leif Lia
Professor

FORORD

Denne rapporten er det avsluttende arbeidet for to studenter i mastergradprogrammet Bygg- og Miljøteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskaplige universitet (NTNU) som er utført våren 2012. Oppgaven omhandler forankring av rørgater og er et samarbeidsprosjekt mellom Institutt for konstruksjonsteknikk (KT) og Institutt for vann- og miljøteknikk (IVM).

Selv om vi studerer ulike fordypninger har vi omtrent samme bakgrunn med en blanding av konstruksjon- og vassdragstekniske fag. Et samarbeid om denne oppgaven gjorde det mulig å gjennomføre både modellforsøk i laboratorium og fullskala forsøk i felt.

En stor takk rettes til våre to hovedveiledere; førsteamanuensis Arne Aalberg (KT) og professor Leif Lia (IVM). Det rettes også en takk til Norges vassdrag- og energidirektorat for finansiering i forbindelse med forsøkene og faglige diskusjoner underveis i arbeidet.

Vi ønsker også å takke de ansatte ved NTNUs konstruksjonslaboratorium for bistand under modellforsøkene. En stor takk rettes også til forskningsassistent Samuel Vingerhagen (IVM) for uunnværlig assistanse når vi gjennomførte fullskala forsøk i felt.

Problemstillingen i oppgaven virker til å interessere mange aktører i vannkraftbransjen. En konsekvens av dette er at en rekke personer og bedrifter har engasjert seg i arbeidet, noe vi synes har vært meget hyggeleg. Vi ønsker å takke Brødrene Dahls vannkraftavdeling, Flowtite Technology AS og Norconsult AS som alle inviterte oss til deres hovedkontorer for faglig bistad under arbeidet med oppgaven.

Til slutt takker vi hverandre for samarbeidet. Det har vært et interessant og strevsomt semester som ble avsluttet med en meget intens arbeidsperiode de siste tre ukene. Med store mengder kaffi og godt humør ble vi likevel ferdig med vennskapet i behold!

Trondheim, 11. juni, 2012

Erlend Hillestad Bårgard (IVM)

Håkon Bergsager (KT)

SAMMENDRAG

Denne oppgaven tar for seg forankring av nedgravde rørgater. Det er undersøkt interaksjonen mellom rør og jord, først i horisontalt terreng og deretter i bratt terreng med helning over 20 grader.

I rapporten er det studert beregningsmodeller som benyttes for beregning av glide stabilitet, motstand mot oppløft og global knekking. Det er sett på både modeller som benyttes i vannkraftbransjen og modeller fra andre fagområder.

For å undersøke hvorvidt de ulike beregningsmodellene gjengir virkeligheten ble det i arbeidet med oppgaven utført to typer forsøk. Modellforsøk med rør av polyvinylklorid (PVC) og sand og fullskala feltforsøk med rør av glassfiberarmert plast (GRP) med pukke som omfyllingsmasse. I modellforsøkene ble følgende undersøkt:

- Aksiell friksjonskraft i horisontalt og bratt terreng
- Motstand mot oppløft og stivhet i jord
- Knekkning

Forsøksplanen for feltforsøkene ble utarbeidet på grunnlag av modellforsøkene, og i disse ble det sett nærmere på:

- Aksiell friksjonskraft i horisontalt og bratt terreng
- Motstand mot oppløft

I feltforsøkene ble det også undersøkt i hvilken grad disse kreftene er avhengig av overdekningshøyde og komprimering.

Beregning av knekking ble utført med elementmetodeprogrammene Focus Konstruksjon 2D og Abaqus. Dette for å se om programmene kan benyttes til å simulere knekking av rørgater i bratt terreng. Beregningene ble sammenlignet med modellforsøkene og viste at Abaqus er det mest egnede programmet. Verdiene fra 2D-modellen i Abaqus kan benyttes som gode estimat, men for en fullverdig simulering av knekking av nedgravde rørgater bør det gjennomføres mer avanserte beregninger.

Resultatene fra modellforsøkene virker til å følge samme trend som beregningsmodellene. Likevel er det noen avvik som kan komme av unøyaktigheter i målingene fra modellforsøkene. I feltforsøkene sammenfaller resultatene fra oppløftsforsøkene med de beregnede verdiene. De aksielle friksjonskreftene avviker dertil fra de beregnede verdiene. Sannsynligvis skyldes dette usikkerhet omkring friksjonsfaktoren mellom rør og omfyllingsmasse, og jordtrykket rundt røret. Det er anbefalt konkrete forslag for å studere temaet nærmere.

ABSTRACT

This thesis deals with different ways of anchoring buried penstocks. Studies of pipe-soil interaction both in horizontal and steep inclines above 20 degrees have been conducted.

By investigating methods used for both hydropower and other purposes, different computational models for stability of buried penstocks are introduced, with respect to sliding, uplift resistance and global buckling.

Both model- and full-scale tests are conducted to determine the correlation between the computational models and buried penstock behavior. Pipes of unplasticized polyvinyl chloride (PVC) and loose sand was used in the model-scale experiments. In the full-scale test glass reinforced plastic (GRP) pipes was buried in gravel to approach hydropower conditions as close as possible. The following was investigated in model-scale:

- Axial friction force, horizontal and in steep inclines
- Uplift resistance and stiffness of sand
- Buckling

The experimental program for full-scale test was based on results from model-scale tests, where the following was investigated:

- Axial friction force, horizontal and in steep inclines
- Uplift resistance

The relationship between depth of cover and rate of compression was also investigated in the full-scale test program.

Calculations of pipe buckling were conducted with computer programs based on finite element method to examine the possibilities to run simulations on pipes buried with steep inclines. Two different programs was used for this instance; Focus Konstruksjon 2D and Abaqus. Results from the simulations were compared with values from model-scale tests, which proved that Abaqus was preferable. 2D-calculations with Abaqus may be used as good estimates, but for adequate simulations on buckling of buried pipes, more advanced calculations are required.

Model-scale results and calculation principles shows a tendency to correspond for most tests. Some deviations are observed, which may be caused by inaccuracy in the measurements. Values from the full-scale tests for uplift resistance are in good correlation with the computational models. Results from axial friction in full-scale tests shows some deviation compared to values estimated by calculations. This was expected since these calculations are based on the friction coefficient between pipe and soil, which the exact value is unknown. Finally further studies are suggested in the report.

INNHOOLD

OPPGAVETEKST	V
FORORD.....	IX
SAMMENDRAG	XI
ABSTRACT	XIII
INNHOOLD.....	XV
FIGURLISTE	XVII
TABELLISTE	XXI
FORKORTELSER OG SYMBOLER	XXIII
1 INNLEDNING	1
2 REGELVERK	3
2.1 Stabilitetskrav for nedgravde rør.....	3
2.2 Omfyllingsmasse	3
3 BEREGNINGSMODELLER.....	5
3.1 Egenskaper til jord og omfyllingsmasser	5
3.2 Aksielle friksjonskrefter	8
3.3 Motstand mot oppløft	13
3.4 Knekking og forankring med aksielle trykkrefter	16
4 PRØVING AV BEREGNINGS-METODER MED FORSØK.....	21
4.1 Modellforsøk i pelelaboratorium.....	21
4.2 Modellforsøk i kasse	22
4.3 Fullskala feltforsøk i sandtak	23
5 MODELLFORSØK	25
5.1 Egenskaper til sand.....	25
5.2 Egenskaper til rør	26
5.3 Utstyr	30
5.4 Fremgangsmåte for modellforsøk	32
5.5 Resultater modellforsøk	40
6 NUMERISKE BEREGNINGER (FEM)	57
6.1 Modell i Focus.....	57
6.2 Resultater Focus	58
6.3 Modell i Abaqus	59
6.4 Resultater Abaqus	63

7	FELTFORSØK.....	69
7.1	Egenskaper til rør	69
7.2	Egenskaper til pukk.....	70
7.3	Utstyr.....	71
7.4	Fremgangsmåte for forsøk i felt.....	72
7.5	Resultater fra feltforsøk.....	81
8	DISKUSJON	95
8.1	Aksiell friksjonskraft.....	95
8.2	Motstand mot oppløft.....	101
8.3	Knekking	104
9	OPPSUMMERING	107
9.1	Konklusjon	107
9.2	Videre arbeid	108
10	KILDER	109
11	VEDLEGG	111

FIGURLISTE

Figur 1.1: Forankring av rør; (a) oppstrøms forankring, (b) nedstrøms forankring, (c) forankring fra friksjon.....	1
Figur 2.1: Tykkelse av omfyllingsmasse i løsmassegrøft.....	4
Figur 3.1: Vertikalspenning på jordelement.....	5
Figur 3.2: Prinsippskisse jordtrykk på vertikal vegg.....	6
Figur 3.3: Jordtrykkskoeffisienter som funksjon av friksjonsvinkel.....	7
Figur 3.4: Spenningsfordeling i ASCE (1984).....	9
Figur 3.5: Normalspenningen fra forsøk; (a) tett lagret sand, (b) løst lagret sand. Figur lånt fra Wijewickreme <i>et al.</i> (2008).....	10
Figur 3.6: (a) Vertikal bruddflate og spenningsfordeling, (b) krefter vertikal bruddflate.....	11
Figur 3.7: (a) Bruddflate rundt rør og spenningsfordeling, (b) krefter bruddflate rundt rør.....	12
Figur 3.8: Modeller for oppløft; (a) vertikale bruddflater, (b) skrå bruddflater, (c) strømning rundt rør.....	13
Figur 3.9: Krefter i vertikal avvinkling; (a) lengdesnitt, (b) tverrsnitt.....	14
Figur 3.10: Forskyvningsfelt i sand ($\delta_{peak} = \delta_{mob}$); (a) ved maksimal oppløftskraft, (b) ved en vertikal forskyvning på $0.5D$. Figur lånt fra Cheuk <i>et al.</i> (2007).....	15
Figur 3.11: Idealisert relasjon mellom oppløftskraft og vertikal forskyvning. Figur lånt fra Palmer <i>et al.</i> (2003).....	16
Figur 3.12: Knekkning av rørgate i bratt terreng.....	17
Figur 3.13: (a) Bjelke på elastisk underlag, (b) knekkform.....	18
Figur 3.14: Jordmodell med bi-lineære fjærer. Figur lånt fra ALA (2001).....	18
Figur 3.15: (a) Åpne- lukkemekanisme ved kontakt mellom to klosser, (b) stabil og ustabil tilstand.	19
Figur 4.1: Foto fra forsøk i pelelaboratoriet.....	21
Figur 4.2: Forsøkskasse.....	22
Figur 4.3: Dimensjoner på forsøkskasse.....	22
Figur 4.4: Utgraving av grøft i bratt terreng.....	23
Figur 5.1: Deformerte rør etter stukingsforsøk.....	27
Figur 5.2: Snitt av muffeskjøl for 32 mm PVC-rør.....	28
Figur 5.3: Punktlast på fritt opplagt bjelke.....	28
Figur 5.4: Moment - rotasjonsforløp muffeskjøl 32 mm.....	29
Figur 5.5: Moment - rotasjonsforløp muffeskjøl 50 mm.....	29
Figur 5.6: Jekk for å påføre aksielle trykkrefter.....	30
Figur 5.7: Digital S-type lastcelle med påmontert sfærisk lager på venstre side.....	30
Figur 5.8: Digital forskyvningsmåler.....	31
Figur 5.9: Enkel vekt.....	31
Figur 5.10: Måleur med magnetfot.....	32
Figur 5.11: Skisse av forsøkskasse med utstyr for aksiell friksjon.....	33
Figur 5.12: (a) Plate for avretting av sandens overflate, (b) tetteanordning av gummi mellom rør og endeplate.....	33
Figur 5.13: Forsøkskasse med helning $\alpha=25^\circ$, markert øvre og nedre ende.....	34
Figur 5.14: (a) Rør med gjengestang, (b) rigg for opptrekkforsøk i pelelaboratoriet.....	36
Figur 5.15: Nedtrykksforsøk i pelelaboratoriet.....	37
Figur 5.16: Skisse av forsøkskasse med utstyr for knekking.....	38
Figur 5.17: Orientering av røret ved hjelp av horisontalspent tråd.....	39
Figur 5.18: Initial formfeil knekking.....	39

Figur 5.19: Typisk last- forskyvningsdiagram horisontalt trekkeforsøk, $H/D=3$, $D=32\text{mm}$, $L=0.5\text{m}$..	41
Figur 5.20: Bruddlaster horisontale trekkeforsøk.....	42
Figur 5.21: Typisk last- forskyvningsdiagram skrå trekkeforsøk, $H/D=2$, $D=32\text{mm}$, $L=3.0\text{m}$, trekkraft i øvre ende.....	42
Figur 5.22: Bruddlaster skrå trekkeforsøk, $H/D=2$, $D=32\text{mm}$, trekkraft i øvre og nedre ende	43
Figur 5.23: Bruddlaster skrå trekkeforsøk inkl. rørtyngde, $H/D=2$, $D=32\text{mm}$, trekkraft i øvre og nedre ende.....	44
Figur 5.24: Bruddlaster trekkeforsøk, $D=32\text{mm}$, ulike rørlengder.....	45
Figur 5.25: Typisk knekkingsforsøk, $H/D=4$; (a) kraft i lastcelle L1 og L2, (b) differanse mellom lastceller.....	46
Figur 5.26: Bruddlaster trekke- og knekkingsforsøk, $D=32\text{mm}$	46
Figur 5.27: Typisk last- forskyvningskurve oppløftsforsøk, $H/D=3$, $D=50\text{mm}$	47
Figur 5.28: Bruddlaster oppløftsforsøk	48
Figur 5.29: Typisk last- forskyvningsdiagram nedtrykksforsøk, $D=32\text{mm}$	49
Figur 5.30: Typisk knekkingsforløp, $H/D=4$, (a) før knekking, (b) etter knekking	49
Figur 5.31: Typisk last-forskyvningsdiagram knekkingsforsøk, $H/D=4$, $D=32\text{mm}$	50
Figur 5.32: Typisk last-tidsdiagram knekkingsforsøk, $H/D=4$, $D=32\text{mm}$	51
Figur 5.33: Knekklast, kontinuerlig og rør med muffeskjøter.....	51
Figur 5.34: (a) Rør etter knekking i sand, (b) samme rør, plastisk deformert.....	53
Figur 5.35: Sferisk lager i kassens venstre side ved knekking med formfeil nedover.....	55
Figur 6.1: Modell i Focus Konstruksjon 2D.....	57
Figur 6.2: Focus: Knekkform kontinuerlig rør; (a) høy jordstivhet, (b) lav jordstivhet.....	58
Figur 6.3: Focus: Knekkform rør med muffeskjøter; (a) høy jordstivhet, (b) lav jordstivhet	59
Figur 6.4: Skisse av geometri i Abaqus-modell	60
Figur 6.5: B31 Bjelkeelement.....	61
Figur 6.6: Rør med randbetingelser og fjærer i Abaqus-modell.....	62
Figur 6.7: Aksialfjær med kraft- forskyvningsforløp	62
Figur 6.8: Kraft- forskyvningsdiagram knekking, kontinuerlig rør, $H/D=2$,	64
Figur 6.9: Knekkform ved forskyvning i x-retning lik 50 mm, kontinuerlig rør, $H/D=2$,	64
Figur 6.10: Knekkform ved forskyvning i x-retning lik 14 mm.....	64
Figur 6.11: Kontinuerlig rør, $H/D=4$; (a) kraft- forskyvningsdiagram jordfjær, (b) forskyvningsforløp jordfjær	66
Figur 6.12: Kontinuerlig rør, $H/D=4$; (a) rotasjon-tidsdiagram fra rotasjonsfjær, (b) moment-rotasjonsdiagram rotasjonsfjær	67
Figur 7.1: Stedlige masser i Ekle Sandtak.....	69
Figur 7.2: Omfyllingsmasser feltforsøk; (a) 4/16 mm puk, (b) detalj kornform	70
Figur 7.3: Jekk 16 tonn tilkoblet håndpumpe	71
Figur 7.4: Lastcelle feltforsøk, 300 kN	71
Figur 7.5: Forskyvningsmåler feltforsøk.....	72
Figur 7.6: Lengdesnitt grøft i flatt terreng.....	73
Figur 7.7 Gjennomsnittlige mål på tverrsnitt av grøft i flatt terreng	73
Figur 7.8: Ståplate med utsparing installert i grøft.....	74
Figur 7.9: Flens med blindlokk og krok	74
Figur 7.10: Nedgravd rør klar for trekkeforsøk i felt	75
Figur 7.11: Forsøksutstyr oppmontert for friksjonsforsøk	76
Figur 7.12: Skisse av forsøksoppsett for friksjonsforsøk	76
Figur 7.13: Måling av helning på bratt grøft i felt.....	77
Figur 7.14: Legging av rør i bratt terreng.....	78

Figur 7.15: Skisse av rør for oppløftsforsøk.....	79
Figur 7.16: Foto av forsterket rør for oppløftsforsøk	79
Figur 7.17: Skisse av forsøksoppsett for oppløftsforsøk.....	80
Figur 7.18: Oppløftsforsøk; (a) Jekk forankret i hjullaster (b) rør under påfylling av omfyllingsmasser	81
Figur 7.19: Last- forskyvningsdiagram trekkeforsøk i flatt terreng, H/D=2, ukomprimert	83
Figur 7.20: Last- tid kurve trekkeforsøk i flatt terreng, H/D=2, komprimert.....	84
Figur 7.21: Last- forskyvningsdiagram trekkeforsøk i flatt terreng, H/D=2, komprimert	85
Figur 7.22: Last- forskyvningsdiagram trekkeforsøk i flatt terreng, H/D=3, ukomprimert	86
Figur 7.23: Last- forskyvningsdiagram trekkeforsøk i bratt terreng, H/D=2, ukomprimert	87
Figur 7.24: Utsnitt av last- tid diagram bratt terreng, H/D=2, ukomprimert.....	88
Figur 7.25: Last- forskyvningsdiagram oppløftsforsøk, H/D=2, komprimert.....	89
Figur 7.26: Last- tid diagram oppløftsforsøk, H/D=2, komprimert.....	90
Figur 7.27: Bruddform oppløftsforsøk, H/D=2, ukomprimert	91
Figur 7.28: Bruddform oppløftsforsøk, H/D=3	92
Figur 8.1: Bruddlast og beregningsmodeller, horisontale trekkeforsøk i sand, D = 32mm	95
Figur 8.2: Friksjonskraft fra horisontale trekkeforsøk og beregningsmodeller, D=32 mm.....	96
Figur 8.3: Bruddlast fra skrå trekkeforsøk og beregningsmodeller korrigert for drivende krefter, H/D=2, $\alpha=25^\circ$, D=32	97
Figur 8.4: Variasjon av rørdiameter i horisontalt trekkeforsøk	98
Figur 8.5: Feltforsøk og beregningsmodeller	99
Figur 8.6: Resultat fra oppløftsforsøk i sand, 32 og 50 mm.....	101
Figur 8.7: Endeeffekter oppløftsforsøk	102
Figur 8.8: Sammenligning mellom feltforsøk og teoretiske modeller, oppløft	103
Figur 8.9: Knekklast for kontinuerlig rør, Abaqus og modellforsøk.....	104
Figur 8.10: Knekklast for rør med muffeskjøter, Abaqus og modellforsøk.....	105
Figur 8.11: Skisse av knekkform for kontinuerlig rør H/D=2.....	106

TABELLISTE

Tabell 5.1: Forsøksoversikt	25
Tabell 5.2: Egenskaper til Hokksund Sand (Moen, 1978)	25
Tabell 5.3: Mineralsammensetning Hokksund Sand (NGI, 1976)	26
Tabell 5.4: Resultat fra stukingsforsøk.....	26
Tabell 5.5: Geometri og materialdata PVC-rør	27
Tabell 5.6: Dimensjoner på muffeskjøt PVC-rør	28
Tabell 5.7: E-modul 32 mm og 50 mm PVC-rør.....	28
Tabell 5.8: Forsøksmatrise horisontale trekkeforsøk, $\alpha=0^\circ$	34
Tabell 5.9: Forsøksmatrise skrå trekkeforsøk, $\alpha=25^\circ$	35
Tabell 5.10: Forsøksmatrise oppløftsforsøk	36
Tabell 5.11: Forsøksmatrise nedtrykksforsøk	37
Tabell 5.12: Forsøksmatrise knekkingsforsøk i sand	40
Tabell 5.13: Resultat fra skyve- og trekkeforsøk, $H/D=2$, $D=32\text{mm}$, $L=3\text{m}$	40
Tabell 5.14: Resultat oppløftsforsøk, $H/D=2$, $D=32\text{ mm}$	48
Tabell 5.15: Utbøyd form av rør i knekkingsforsøk.....	52
Tabell 5.16: Knekkingsforsøk med initial formfeil nedover for kontinuerlig rør og rør med muffeskjøter.....	54
Tabell 5.17: Knekklast ved ulike rørdiameter ved $H/D=2$	56
Tabell 6.1: Inndata Focus-modell.....	58
Tabell 6.2: Resultater fra Focus-modell	59
Tabell 6.3: Geometri Abaqus-modell	60
Tabell 6.4: Steg i Abaqus simulering	63
Tabell 6.5: Oversikt over knekklast og knekkform fra Abaqus simulering	65
Tabell 6.6: Inputverdier jordfjær Abaqus simulering.....	66
Tabell 7.1: Geometri og materialdata GRP-rør (Flowtite, 2010)	70
Tabell 7.2: Forsøksmatrise friksjonsforsøk i flatt terreng	77
Tabell 7.3: Forsøksmatrise trekkeforsøk i bratt terreng	78
Tabell 7.4: Forsøksmatrise oppløftsforsøk.....	81
Tabell 7.5: Oversikt over trekkeforsøk og værdata	82
Tabell 7.6: Estimat på endedeformasjon av rør.....	82
Tabell 7.7: Resultater trekkeforsøk i flatt terreng, $H/D=2$, ukomprimert.....	83
Tabell 7.8: Oversikt over lastpåføring i trekkeforsøk, $H/D=2$, komprimert.....	84
Tabell 7.9: Resultater trekkeforsøk i flatt terreng, $H/D=2$ Komprimert.....	85
Tabell 7.10: Resultater trekkeforsøk i flatt terreng, $H/D=3$, ukomprimert.....	86
Tabell 7.11: Resultat fra trekkeforsøk i bratt terreng, $H/D=2$, ukomprimert	87
Tabell 7.12: Resultater fra trekkeforsøk i bratt terreng, $H/D=2$, komprimert med gravemaskinskuffe	88
Tabell 7.13: Oversikt over oppløftsforsøk og værdata	89
Tabell 7.14: Pålasting oppløftsforsøk i felt, $H/D=2$, komprimert	90
Tabell 7.15: Resultat oppløftsforsøk	91
Tabell 7.16: Bruddprofil fra oppløftsforsøk	93
Tabell 8.1: Oversikt over bruddlaster for aksiell friksjon i feltforsøk.....	98
Tabell 8.2: Tilbakeregning av friksjonskoeffisient fra feltforsøk i flatt terreng.....	100
Tabell 8.3: Resultater og beregninger fra feltforsøk i bratt terreng.....	100
Tabell 8.4: Forholdstall resultater og beregninger fra feltforsøk i bratt terreng.....	100
Tabell 8.5: Målt mobiliseringsdistanse fra oppløftsforsøk i felt	103

FORKORTELSER OG SYMBOLER

FORKORTELSER

FEM	Finite element method (Elementmetoden)
GRP	Glassfiberarmert plast
NTNU	Norges teknisk-naturvitenskaplige universitet
NVE	Norges vassdrags- og energidirektorat
PE	Polyetylen
PP	Polypropylen
PVC	Polyvinylklorid

SYMBOLER

Store latinske bokstaver

A	Flateareal
D	Rørdiameter
E	E-modul
F	Kraft/Last
F_a	Aksiell friksjonskraft
F_{bend}	Bendkraft i avvinkling
F_{bratt}	Friksjonskraft i bratt terreng
F_{cr}	Teoretisk knekklast
F_{driv}	Drivende krefter
F_{flatt}	Friksjonskraft i flatt terreng
$F_{forsøk}$	Aksialkrefter påkjent i forsøk
F_{j-j}	Friksjonskraft i jord
F_{maks}	Bruddlast
F_o	Motstand mot oppløft
F_{stab}	Stabiliserende krefter
$F_{r-j,ok}$	Friksjonskraft mellom rør og jord i overkant av rør
$F_{r-j,side}$	Friksjonskraft mellom rør og jord på rørets side
$F_{r-j,uk}$	Friksjonskraft mellom rør og jord i underkant av rør
G	G-modul
G_j	Tyngde av jord
G_r	Tyngde av rør
G_v	Tyngde av vann
H	Dybde fra overflate til rørsenter
H'	Dybde fra overflate til topp rør
I	Annet arealmoment
K	Jordtrykkskoeffisient
K_0	Hviletrykkskoeffisient
K_a	Aktiv jordtrykkskoeffisient
K_p	Passiv jordtrykkskoeffisient
L	Lengde av rør
L_m	Lengde av muffeskjøt
M	Moment
N	Normalkraft
P	Punktlast
S	Sikkerhetsfaktor

Små latinske bokstaver

a	Attraksjon
c	Kohesjon
c_u	Graderingstall
e	Godstykkelse rør
e_{m1}	Tykkelse av muffeskjøt
e_{m2}	Mål på muffeskjøt
e_{m2}	Mål på muffeskjøt
f_t	Strekfasthet
f_a	Motstandstall
k	Stivhet i muffeskjøt
k_α	Stivhet i muffeskjøt/rotasjonsfjær
k_w	Stivhet i jordfjær
n	Antall elementer
n_{\min}	Porøsitetstall, minimum
n_{\max}	Porøsitetstall, maksimum
t	Tid
w	Vanninnhold
z	Vertikal avstand fra overflate

Store greske bokstaver

ΔL	Deformasjon i lengderetning
------------	-----------------------------

Små greske bokstaver

α	Vinkel i vertikalplan
α_{cr}	Stabilitetsvinkel
γ_j	Tørr tyngdetetthet jord
γ_r	Tyngdetetthet rør
δ	Forskyvning
δ_1	Total forskyvning til glidning
δ_2	Total forskyvning når rør er stabilt
δ_{ini}	Initial forskyvning
δ_{mob}	Mobiliseringsdistanse
μ	Friksjonsfaktor mellom rør og jord
ν	Tverrkontraksjon
ξ	Forholdstall mellom friksjonskrefter i bratt- og flatt terreng
ρ_j	Romvekt jord
ϕ	Friksjonsvinkel i jord
$\phi_{l\ddot{o}s}$	Friksjonsvinkel i løst lagret sand
ϕ_{fast}	Friksjonsvinkel i komprimert sand
σ	Normalspenning på bruddplanet
σ_n	Gjennomsnittlig normalspenning
$\sigma_{n,ok}$	Gjennomsnittlig spenning i overkant av rør
$\sigma_{n,side}$	Gjennomsnittlig spenning på rørets side
$\sigma_{n,uk}$	Gjennomsnittlig spenning i underkant av rør
σ_y	Horisontalspenning i jord
σ_z	Vertikalspenning i jord
τ	Skjærstyrke i jord
ψ	Dilatasjonsvinkel

1 INNLEDNING

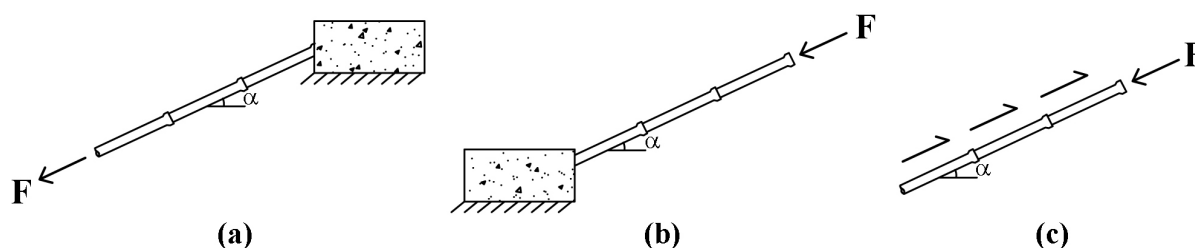
I dag bygges de fleste småkraftverk med nedgravde rørgater som vannvei. På grunn av flere tilfeller av brudd på slike rørgater i den senere tid er det grunn til å tro at beregningsgrunnlaget og/eller utførelsen ikke alltid holder mål. Det kan også tenkes at dagens beregningsmodeller ikke utnytter kapasiteten optimalt, da det finnes flere vellykkede eksempler på rørgater som er bygget under meget utfordrende forhold.

I Norges vassdrag- og energidirektorats «Retningslinjer for stenge- og tappeorganer, rør og tverrslagsporter» står det at det for rørgater med helning over 20 grader skal utføres beregninger etter anerkjente beregningsmodeller som viser hvordan stabiliteten av rørene er ivarettatt. Generelt kan det sies om dagens praksis at slike beregninger i hovedsak baserer seg på enkle statiske modeller og gjennomsnittsverdier. Det er i liten grad gjennomført verifiserte tester av hvordan rør til småkraftverk oppfører seg når de er nedgravd i de omfyllingsmasser som er anbefalt.

En rørgate bygges enten som et kontinuerlig rør eller en kjede av rør sammenkoblet med muffeskjøter. Vanligvis benyttes det rør av polyetylen (PE), duktilt støpejern eller glassfiberarmert plast (GRP).

Målet med denne oppgaven er å undersøke hvordan nedgravde rørgater kan forankres i bratt terreng. Slik forankring kan i hovedsak gjøres på tre måter:

- Aksielle strekkrefter mellom rør med oppstrøms forankring (Figur 1.1a)
- Aksielle trykkrefter mellom rør med nedstrøms forankring (Figur 1.1b)
- Forankring fra friksjonskrefter mellom rør om omfyllingsmasse (Figur 1.1c)



Figur 1.1; Forankring av rør; (a) oppstrøms forankring, (b) nedstrøms forankring, (c) forankring fra friksjon

I oppgaven er det sett på hvordan rør kan forankres med aksielle trykkrefter og friksjon. Forankring som forutsetter at strekkrefter overføres mellom rørene er ikke behandlet da dette blir antatt å være en rørteknisk problemstilling. Det er i samråd med veiledere valgt å undersøke knekking som et stabilitetsproblem for nedgravde rør, samt vinkelavvik i forbindelse med at rørene overfører aksielle trykkrefter.

Med utgangspunkt i tekniske planer for gjennomførte prosjekt med nedgravd rørgate er det undersøkt hvilke teoretiske beregningsmodeller som er vanlig å bruke i vannkraftbransjen. Det er også rettet fokus mot andre fagfelt for å studere i hvilken grad dagens praksis er forankret i andre kjente beregningsmodeller. Disse modellene, med tilhørende formler og skisser, er presentert innledningsvis i rapporten.

Beregningsmodellene er undersøkt ved å gjennomføre modellforsøk, hvor det i forsøkene ble undersøkt følgende:

- Aksiell friksjonskraft mellom rør og omfyllingsmasse i horisontalt og bratt terreng
- Stivhet til omfyllingsmassen og motstand mot oppløft
- Knekking og vinkelavvik ved påkjenning av aksielle trykkrefter

Knekkingsforsøkene ble gjennomført både med kontinuerlige rør og rør med muffeskjøter. Med bakgrunn i stivhetsverdier og bruddlast fra modellforsøkene er det gjennomført numeriske beregninger av knekking i elementmetodeprogram.

Modellforsøkene dannet også grunnlag for å gjennomføre fullskala forsøk i felt, hvor det ble gjennomført et utvalg av forsøkene:

- Aksiell friksjonskraft mellom rør og omfyllingsmasse i horisontalt og bratt terreng
- Motstand mot oppløft

Utvalgte resultater fra feltforsøkene er presentert i kapittel 7. Disse forsøkene ble gjennomført for å verifisere modellforsøkene samt undersøke de mest brukte beregningsmodellene i bransjen. En diskusjon omkring forsøkernes gyldighet og sammenligning med beregningsmodellene er gitt i kapittel 8. Forsøksprogrammet for feltforsøk gikk over to uker og ble ferdigstilt 1. juni 2012. Dette har ført til at det var begrenset med tid til å behandle data fra feltforsøkene.

Selv om oppgavens mål er å undersøke forankring av rørgater i bratt terreng er alle forsøkene, både i modell og felt, gjennomført horisontalt før de blir utført med helning. Denne metodikken er valgt fordi disse resultatene er nødvendige for i best mulig grad å kunne vurdere resultatene fra bratt terreng. Selv om denne type horisontale forsøk er gjennomført av andre tidligere, er det viktig å ha korrekte verdier for de eksakt samme rør og omfyllingsmasse som skal benyttes til forsøk i bratt terreng.

2 REGELVERK

Rørgater for småkraftverk er i Norge underlagt Forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg (Damsikkerhetsforskriften, 2010) med hjemmel i Lov om vassdrag og grunnvann (Vannressursloven, 2001). Forvaltning av forskriften er tillagt Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), som også har utgitt retningslinjer som utfyller forskriften samt angir måter å tilfredsstille dens krav på. Rørgater er spesielt omtalt i Retningslinjer for stenge- og tappeorganer, rør og tverrslagsporter (Elstad *et al.*, 2011).

2.1 Stabilitetskrav for nedgravde rør

Elstad *et al.* (2011) angir som stabilitetskrav for nedgravde rør at sikkerheten mot glidning skal ivaretas av friksjon mellom rør og omfyllingsmasse. For rørgater med helning over 20 grader skal det utføres beregninger etter anerkjente beregningsmodeller som viser at sikkerheten er ivaretatt. Sikkerhetsfaktoren S regnes ved å dividere stabiliserende krefter på drivende krefter etter (2.1).

$$S = \frac{F_{stab}}{F_{driv}} \quad (2.1)$$

I bruddgrensetilstanden hvor det forutsettes drenert grøft skal sikkerhetsfaktoren minst være 1.5. For ulykkestilstand hvor det forutsettes vannfylt grøft til topp av rør skal sikkerhetsfaktoren minst være 1.1. Det er også i retningslinjen angitt en forenklet modell for beregning av stabilitet ved glidning som blir omtalt i kapittel 3.2.2.

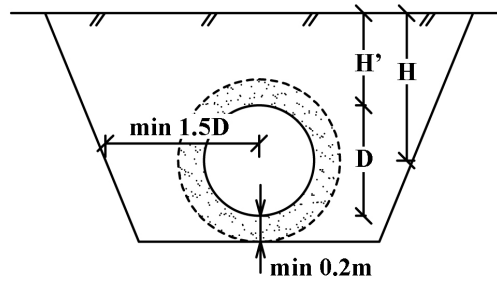
Elstad *et al.* (2011) angir videre at «rørledningen skal monteres slik at rørene er sikret mot aksiell forskyvning og utknekking (rør skal ikke stokke seg eller gli ut av en kopling)» (s. 49). Med dette menes det at rør med muffeskjøter skal installeres ved at rørene skal ligge inni muffeskjøten uten at endeflatene på rørene er i kontakt med hverandre. Rørene skal i henhold til retningslinjen være forankret kun på friksjonskrefter mellom rør og omfyllingsmasse dersom det ikke benyttes betongfundamenter.

For vertikale og horisontale retningsendringer i rørtraseen kan det oppstå bendkrefter som følge av vanntrykket. Kravet er at rør skal ligge i ro uten deformasjoner (Elstad *et al.*, 2011). Det er videre i retningslinjen omtalt en forenklet modell for beregning av stabilitet i vinkelavvik som vil blir beskrevet i kapittel 3.3.1.

2.2 Omfyllingsmasse

I henhold til Elstad *et al.* (2011) skal omfyllingsmassen bestå av et lag graderte masser med tykkelse 0.3 m rundt røret. I løsmassegrøft kan tykkelsen på sålen i grøften reduseres til 0.2 m. Dette laget skal beskytte mot skade av overflaten på røret og eventuell korrosjonsbeskyttelse. Det er ikke samme krav til gradering for omfyllingsmassen utenfor dette laget. Total tykkelse på omfyllingslaget skal være minst 0.8 m og gå $1.5D$ til hver side

for røraksen. Elstad *et al.* (2011) angir også at grøftesåle og omfyllingsmasse skal komprimeres for å hindre setninger og uforutsigbare tilleggspåkjenninger. I Figur 2.1 er noen viktige parametere illustrert. H' er tykkelsen på omfyllingslaget, H er høyden på overdekningen og D er rørdiameter. I denne oppgaven er det valgt å benytte et forholdstall H/D som mål på overdekningshøyden, noe som ofte benyttes i litteratur og beregningsmetoder for nedgravde rør.



Figur 2.1: Tykkelse av omfyllingsmasse i løsmassegrøft

3 BEREGNINGSMODELLER

3.1 Egenskaper til jord og omfyllingsmasser

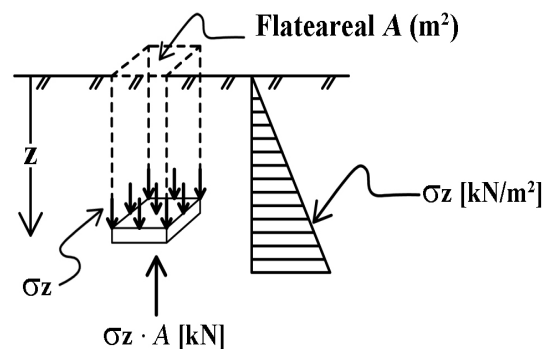
Jordmaterialet rundt det nedgravde røret, også ofte omtalt som omfyllingsmassene, består oftest av to lag. Laget nærmest rørveggen består av knust stein eller naturlige løsmasser med en grov kornfordeling som skal sørge for jevn fordeling av jordkreftene rundt røret og drenering av grøften. Utenpå dette laget benyttes det gjerne stedlig jordmasser.

3.1.1 Materialparametre omfyllingsmasse

Viktige materialparametre for å beskrive omfyllingsmassen, som ofte benyttes i beregningsmodeller for nedgravde rørgater, er tyngdetettheten γ_j og friksjonsvinkelen φ . Parameterne kan enten tas fra erfaringsverdier i litteraturen, for eksempel Statens vegvesens håndbok 16 geoteknikk i vegbygging (2010), eller måles i laboratorium. Tyngetettheten måles ved å veie et kjent volum av massen mens friksjonsvinkelen kan finnes ved triaksialtest. Som en forenklet metode kan friksjonsvinkelen til tørr sand måles ved å drysse sand på en flate og måle helningen til sandhaugen (Aarhaug, 1984).

3.1.2 Vertikale spenninger i jord

Vertikalspenningene på et jordelement kommer hovedsakelig fra tyngden av overliggende jord. Dersom jordmaterialet er homogent vil vertikalspenningen σ_z bli lik tyngden av overliggende jord per flateareal A , som vist i Figur 3.1. Vertikalspenningen øker lineært nedover i jorden som indikert med det skraverte området i figuren.



Figur 3.1: Vertikalspenning på jordelement

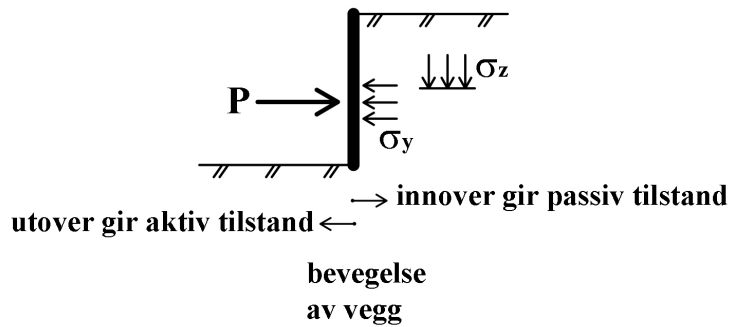
For drenerende omfyllingsmasser beregnes jordspenningene på effektivspenningsbasis, dvs. uten å ta hensyn til poretrykket. Vertikal jordspenning er da gitt etter (3.1) (Aarhaug, 1984):

$$\sigma_z = \gamma_j z \quad (3.1)$$

Hvor z er dybden fra jordoverflaten.

3.1.3 Horisontale spenninger i jord

Horisontalspenningen σ_y kan uttrykkes ved en jordtrykkskoeffisient K multiplisert med vertikalspenningen. Denne koeffisienten har tre grenseverdier som varierer avhengig av hvilke deformasjoner i jordmassen som legges til grunn (Aarhaug, 1984). Dette vises enklest ved å se på en vertikal vegg med løsmasser på den ene siden (Figur 3.2).



Figur 3.2: Prinsippskisse jordtrykk på vertikal vegg

Aktivt jordtrykk: $\sigma_y = K_a \sigma_z$ oppstår dersom veggen beveger seg bort fra jordmassen.

Passivt jordtrykk: $\sigma_y = K_p \sigma_z$ oppstår dersom veggen presses mot jordmassen.

Hviletrykk: $\sigma_y = K_0 \sigma_z$ oppstår dersom veggen står i ro.

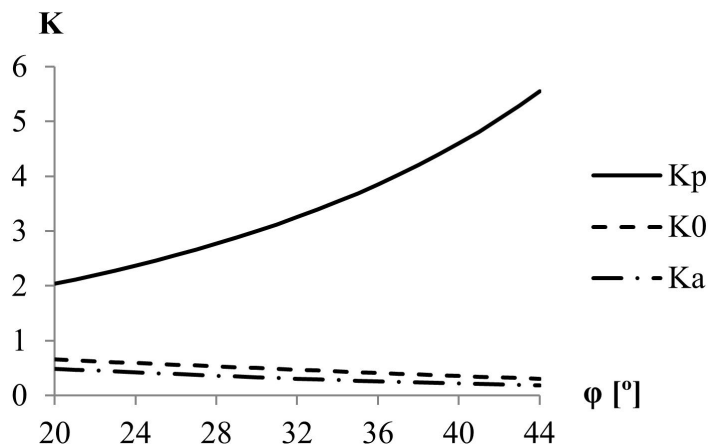
Jordtrykkskoeffisientene kan bestemmes av uttrykkene under (Aysen, 2002).

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (3.2)$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (3.3)$$

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (3.4)$$

Figur 3.3 viser en sammenheng mellom de ulike jordtrykkskoeffisientene. Her ser man at hviletrykkskoeffisienten K_0 alltid ligger mellom den aktive- og passive jordtrykkskoeffisienten. Den passive jordtrykkskoeffisienten K_p er høyest for alle verdier av friksjonsvinklen. K_p er omvendt proporsjonal med den aktive jordtrykkskoeffisienten K_a og hviletrykkskoeffisienten K_0 . Figur 3.3 illustrerer også at K_a og K_0 avtar for økende friksjonsvinkel, mens K_p øker. I praksis vil dette si at det passive jordtrykket blir større med grovere omfyllingsmasser.



Figur 3.3: Jordtrykkskoeffisienter som funksjon av friksjonsvinkel

3.1.4 Skjærstyrke i jord

Et mye brukt og anerkjent bruddkriterium for å beregne skjærstyrken τ i jord er Mohr-Coulomb kriteriet gitt av (3.5)(Aarhaug, 1984).

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad (3.5)$$

Hvor c er kohesjon og σ er normalspenning på bruddplanet

Bruddkriteriet forutsetter at vi har drenert tilstand. For kohesjonsløse masser, som sprengstein, pukk, singel og tørr sand kan det antas at $c = 0$ (Aarhaug, 1984).

3.1.5 Friksjon mellom rør og jord

Friksjonskraften mellom et materiale og jord kan beregnes fra en friksjonsfaktor μ multiplisert med en normalkraft N , der normalkraften virker på en flate av materialet i kontakt med jord. Etersom rør har en krummet overflate benyttes ofte en normalkraft beregnet fra en gjennomsnittlig normalspenning σ_n over en projeksjon av røret. Friksjonskraften mellom rør og jord F_{r-j} på en projisert flate blir da:

$$F_{r-j} = \mu N = \mu \sigma_n D \quad (3.6)$$

3.1.6 Jordmaterialets stivhet

Stivheten til jordmaterialet er avhengig av om røret forskyves opp, ned eller sideveis i grøften. Ved forskyvning oppover vil jorden deformeres frem til det oppstår et brudd. Trykkes røret nedover vil jorden også deformeres men det vil ikke oppstå brudd i jordmaterialet. For drenerte masser som for eksempel sand vil stivheten da øke slik at vi får et ikke-lineært spennings-tøyningsdiagram. En slik sammenheng mellom spenning og tøynings kan bestemmes ved ødometerforsøk i laboratorium (Aarhaug, 1984).

3.2 Aksielle friksjonskrefter

Aksiell forskyvning av et nedgravd rør begrenses av friksjonskrefter som oppstår mellom rør og omfyllingsmasse. Det eksisterer flere ulike modeller for beregning av disse friksjonskreftene avhengig av om røret er helt eller delvis nedgravd og hvilke jordtrykkskoeffisienter som benyttes.

Egentlig burde friksjonskraften beregnes ved å integrere den virkelige fordelingen av trykkspenninger fra omfyllingsmassen langs rørperiferien og multiplisere denne med en friksjonsfaktor. Dette har vist seg å være komplisert for analytiske metoder, slik at det oftest regnes med en eller flere gjennomsnittlige normalkrefter langs rørperiferien multiplisert med en friksjonsfaktor. Friksjonsfaktoren blir enten oppgitt direkte fra forsøk eller som en fraksjon av friksjonsvinkelen i omfyllingsmassen.

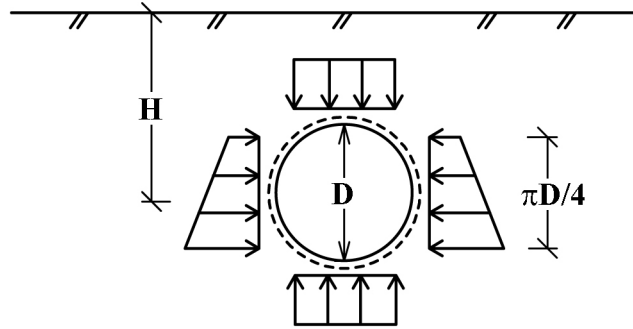
3.2.1 Nedgravde rør i flatt terreng

Friksjonskrefter mellom rør og omfyllingsmasse i flatt terreng er mye undersøkt i forbindelse med prosjektering av olje- og gassledninger. Ulike metoder for å beregne disse kreftene er foreslått, blant annet av Schaminee *et al.* (1990) og Finch *et al.* (1999). I denne oppgaven er det rettet fokus på en anerkjent metode fra en amerikansk retningslinje for jordskjelvdesign av nedgravde olje- og gassrør (ASCE, 1984). Her anbefales det at aksiell friksjonskraft F_a mellom rør og omfyllingsmasse regnes etter (3.7).

$$F_a = (\pi D) \gamma_j H \left(\frac{1 + K_0}{2} \right) \mu \quad (3.7)$$

Hvor F_a blir regnet per lengdemeter rør.

Denne formelen tar ikke hensyn til vekten av røret, noe det kompenseres for ved å ta med et større bidrag fra den overliggende omfyllingsmassen en hva som faktisk er tilfellet. Kraften fra overliggende omfyllingsmasse blir regnet som tyngden av en søyle fra omfyllingsmassens overflate til senter av røret, i en bredde lik en fjerdedel av rørets omkrets ($\pi D/4$). Ved rørets sider blir det beregnet et horisontalt jordtrykk i samme høyde som rørsenteret. Dette blir også antatt å virke over en flate med utstrekning lik en fjerdedel av rørets omkrets, på begge sider av røret. Figur 3.4 illustrerer hvilke spenninger som danner grunnlag for kreftene i (3.7). Figuren viser også bruddflaten med stiplede linjer.



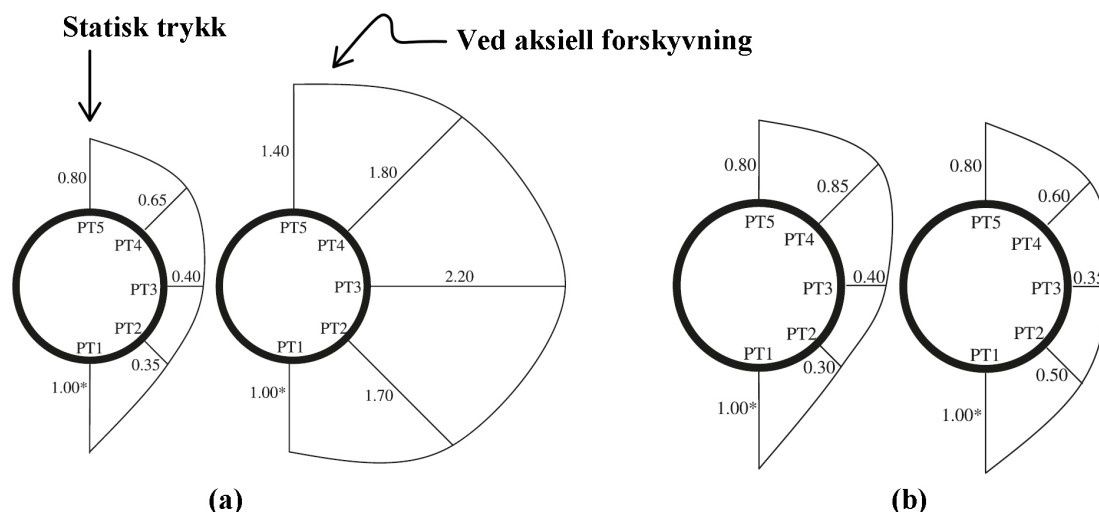
Figur 3.4: Spenningsfordeling i ASCE (1984)

En annen amerikansk retningslinje for design av nedgravde stålrør foreslår at friksjonsfaktoren enten hentes direkte i litteraturen eller beregnes som en fraksjon av friksjonsvinkelen fra (3.8), der f_a er et motstandstall (ALA 2001). For PVC-rør mot sand er et estimat for f_a funnet gjennom forsøk utført av Alam & Allouche (2010), der motstandstallet blir oppgitt å være ca. 0.53 for alle sandtyper. For glassfiberrør (GRP) er det anbefalt å benytte en friksjonsfaktor μ på 0.51, som er å regne som en nedre grense for sand og grus (Jónnson, 2000).

$$\mu = \tan(f_a \varphi) \quad (3.8)$$

Wijewickreme *et al.* (2008) undersøkte aksial friksjonskraft ved å gjennomføre forsøk i fullskala. Her ble det brukt stålrør med diameter lik 457 mm og drenerte masser av sand. Røret ble trukket ut av sanden og resultatene viser at ASCE (1984) stemmer bra for omfyllingsmasser av løst lagret sand, men underestimerer kapasiteten for tett lagret sand med opptil halvparten av observert verdi. Ved å bytte ut K_0 i (3.7) med K , kan forsøksverdiene brukes til å regne tilbake en verdi for K . Det viser seg da at for tett lagrede masser gir dette verdier for K mellom 1.8 og 2.2. Til sammenligning var K_0 i utgangspunktet estimert til 0.42.

Ved gjennomføring av forsøkene til Wijewickreme *et al.* (2008) ble det brukt sensorer i rørveggen for å måle jordtrykket fra sanden på røroverflaten. Resultatene er vist i Figur 3.5 (a) og (b) der røret til venstre viser normalspenninger for statisk trykk og verdiene på røret til høyre viser normalspenningene ved aksial forskyvning. Spenningene er normaliserte, der 1.00 tilsvarer det vertikale jordtrykket ved senter av rør. Målingene ved rørets underkant viste seg å være upålitelige og en verdi på 1.00 ble valgt i illustrasjonsøyemed.



Figur 3.5: Normalspenningen fra forsøk; (a) tett lagret sand, (b) løst lagret sand.
Figur lånt fra Wijewickreme *et al.* (2008)

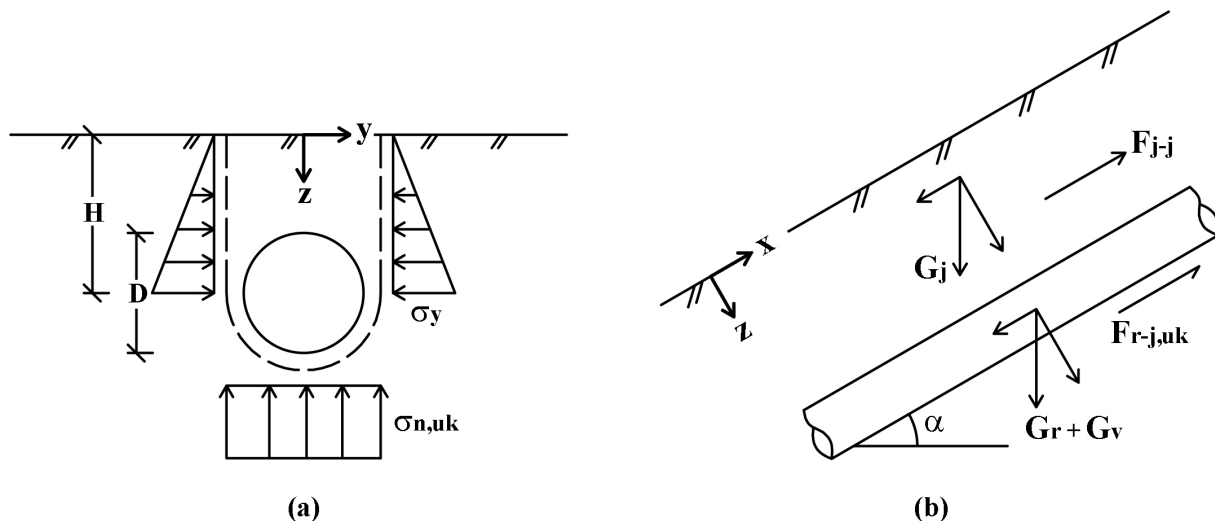
Forsøkene viste at det i tett lagrede masser (Figur 3.5a) ble en signifikant økning av normalspenningen ved aksial forskyvning av røret, der normalspenningen i sensor PT3 har økt med en faktor 5.5. Resultatene fra løst lagret sand er til sammenligning vist i Figur 3.5 (b). Wijewickreme *et al.* (2008) forklarer denne effekten med dilatasjon, som er volumetrisk ekspansjon av massene i sonen rundt røret. Ved komprimering reduseres hulrommet i jordmassen og kornene låses i hverandre. Dette fører til at omfyllingsmassen vil yte større motstand mot skjærdeformasjon.

3.2.2 Nedgravde rør i bratt terreng

For nedgravde rør i bratt terreng vil det oppstå drivende krefter som virker nedover langs røraksen. I tillegg reduseres de stabiliserende kreftene ettersom disse må dekomponeres med hensyn på helningsvinkelen α fra horisontalplanet. Det er lite litteratur på feltet, men det virker til at de fleste aktørene i bransjen tar utgangspunkt i to beregningsmodeller; vertikal bruddflate og bruddflate rundt rør, hvor den mest konservative verdien blir lagt til grunn for endelig utførelse.

Vertikal bruddflate

I NVEs retningslinjer er det angitt en forenklet modell for stabilitetsberegning, der bruddflaten går langs nedre halvdel av røret og følger to vertikale flater opp til terrengoverflaten (Elstad *et al.* 2011). Denne bruddflaten, heretter kalt vertikal bruddflate, er illustrert med stiplede linjer i Figur 3.6 (a). Figur 3.6 (b) viser en skisse over kreftene som virker på det nedgravde rørsegmentet. Tyngde av røret G_r , og eventuell tyngde av vann G_v , dersom røret er vannfylt, virker mellom rørsegmentet og omfyllingsmassen i underkant av røret, mens tyngde fra omfyllingsmassen G_j virker i overkant av røret. Disse kreftene blir vanligvis regnet per løpemeter rør.



Figur 3.6: (a) Vertikal bruddflate og spenningsfordeling, (b) krefter vertikal bruddflate

Den stabiliserende kraften F_{stab} regnes som en sum av friksjonskrefter i omfyllingsmassen F_{j-j} og friksjonskrefter mellom røret og omfyllingsmassen $F_{r-j,uk}$ i underkant av røret.

Friksjonskraften i omfyllingsmassen finnes ved å bruke Mohr-Coulomb kriteriet, som gir:

$$F_{j-j} = \int_0^H \sigma_y \tan \phi dz = \gamma_j (1 - \sin \phi) \frac{H^2}{2} \tan \phi \quad (3.9)$$

Ved rørets underkant virker krefter som oppstår på grunn av tyngden til omfyllingsmassen over røret, selve røret og eventuelt vann i røret. For å finne friksjonskraften mellom rør og omfyllingsmasse i underkant må disse først dekomponeres normalt på røret. Deretter multipliseres de dekomponerte kreftene med en friksjonsfaktor for å finne friksjonskraften mellom rør og omfyllingsmasse.

$$F_{r-j,uk} = D\mu\sigma_{n,uk} \cos \alpha = \mu(G_j + G_r + G_v) \cos \alpha \quad (3.10)$$

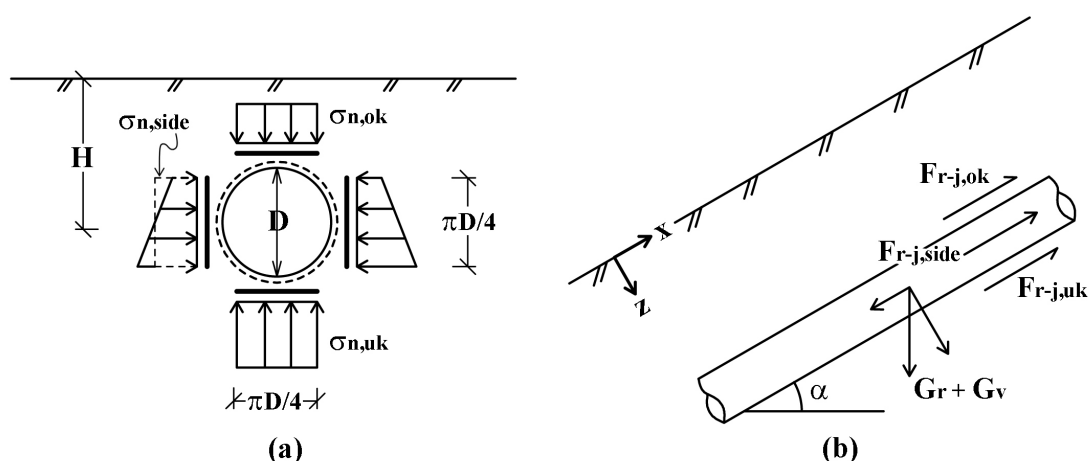
Den drivende kraften F_{driv} er tyngden av omfyllingsmassen over røret og rørtyngden dekomponert parallelt med rørraksen. Det forutsettes her at vannet ikke gir noen drivende kraft, noe som er vanlig praksis i bransjen. Sikkerhetsfaktoren mot glidning kan da regnes etter (3.11):

$$S = \frac{F_{stab}}{F_{driv}} = \frac{2F_{j-j} + F_{r-j,uk}}{(G_j + G_r) \sin \alpha} \quad (3.11)$$

Bruddflate rundt rør

Flere aktører i bransjen ser ut til å beregne stabilitet i bratt terreng også etter en bruddflate rundt røret, heretter kalt bruddflate rundt rør. Selv om modellen ligner mye på ASCE (1984) er det noen vesentlige forskjeller. Det blir her tatt hensyn til tyngden av røret, både som stabiliserende og drivende kraft. I tillegg blir kreftene dekomponert på samme måte som for vertikal bruddflate. I Figur 3.7 (a) er det skissert hvordan spenningene på sidene og i over- og

underkant av røret blir antatt å virke i denne beregningsmodellen. I overkant av røret blir det brukt en gjennomsnittlig spenning $\sigma_{n,ok}$ som er lik vertikalspenningen fra tyngden av den overliggende omfyllingsmassen dekomponert normalt på røret. Ved rørets underkant blir en gjennomsnittlig spenning $\sigma_{n,uk}$ benyttet. Denne er en sum av tyngden av den overliggende omfyllingsmassen og tyngden av røret, dekomponert normalt på røret. Dersom det regnes med vannfylt rør skal også tyngden av vann inkluderes. Ved rørets sidekanter blir en gjennomsnittlig spenning $\sigma_{n,side}$ lik horisontalspenningen ved dybde H fra jordoverflaten benyttet. De fire spenningene blir antatt å virke over hver sin flate med utstrekning lik en fjerdedel av røromkretsen. Figur 3.7 (b) viser en skisse over kreftene som virker på det nedgravde rørsegmentet etter denne beregningsmodellen.



Figur 3.7: (a) Bruddflate rundt rør og spenningsfordeling, (b) krefter bruddflate rundt rør

Den stabiliserende kraften F_{stab} regnes ut fra summen av friksjonskraften i overkant $F_{r-j,ok}$, friksjonskraften i underkant $F_{r-j,uk}$ og friksjonskreftene på sidene av røret $F_{r-j,side}$.

I topp av rør blir friksjonskraften beregnet etter:

$$F_{r-j,ok} = \frac{\pi D}{4} \mu \sigma_{n,ok} = \mu \gamma_j \left(H - \frac{D}{2} \right) \cos \alpha \left(\frac{\pi D}{4} \right) \quad (3.12)$$

For de to rørsidene finner man friksjonskraften fra:

$$F_{r-j,side} = 2 \frac{\pi D}{4} \mu \sigma_{n,side} = \mu K_0 \gamma_j H \left(\frac{\pi D}{4} \right) \quad (3.13)$$

Friksjonskraften i underkant av røret er mye den samme som for vertikal bruddflate, hvor bidraget fra rør og eventuelt vann er det samme. Forskjellen er at her blir tyngden av omfyllingsmassen i overkant av røret G_j beregnet med en bredde som kun er lik en fjerdedel av rørdiameteren. Friksjonskraften i underkant av rør kan da beregnes fra:

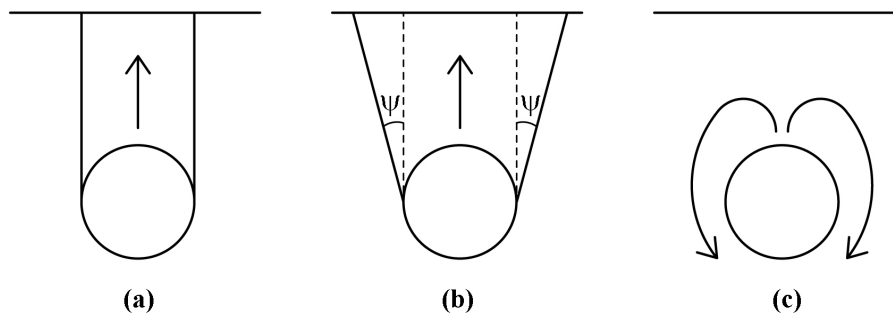
$$F_{r-j,uk} = \frac{\pi D}{4} \mu \sigma_{n,uk} = \mu (G_r + G_v + G_j) \cos \alpha \quad (3.14)$$

For denne bruddflaten ser det ut til å være vanlig å kun bruke vekten av røret dekomponert parallelt med røraksen som drivende kraft. Som i vertikal bruddflate blir det også her forutsatt at vannet ikke gir noen drivende kraft. Sikkerhetsfaktoren mot glidning kan da regnes etter (3.15).

$$S = \frac{F_{stab}}{F_{driv}} = \frac{F_{r-j,ok} + 2F_{r-j,side} + F_{r-j,uk}}{G_r \sin \alpha} \quad (3.15)$$

3.3 Motstand mot oppløft

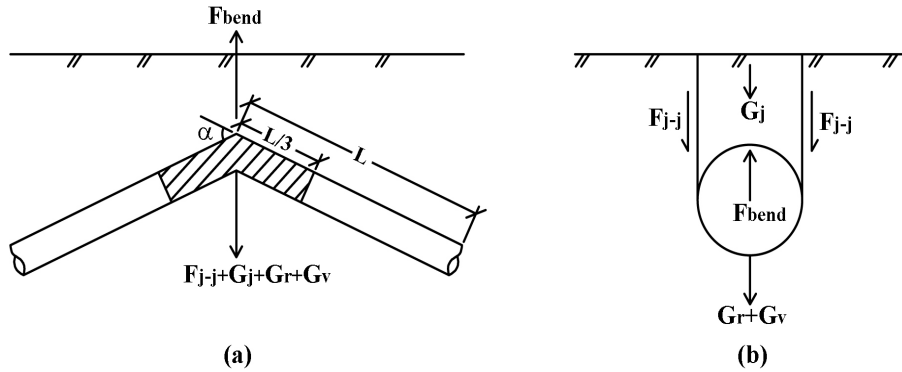
For å beregne motstand mot oppløft må det gjøres antagelser for hvilke krefter som motvirker den vertikale bevegelsen. Det vanlig å anta at røret løfter opp et avgrenset volum av omfyllingsmassen over røret. Mostanden mot oppløft vil da bestå av tyngden til omfyllingsmassen innfor det avgrensede volumet samt skjærkrefter på sidene. Figur 3.10 viser tre ulike modeller for beregning av oppløftskraft. Figur 3.8 (a) illustrerer en modell der det avgrensede volumet av omfyllingsmassen er begrenset av vertikale bruddflater. I Figur 3.8 (b) viser en lignende modell hvor volumet er avgrenset av skrå bruddflater med en vinkel ψ . Figur 3.8 (c) viser at når røret blir satt i bevegelse kan det i stede for en løftemekanisme også oppstå et strømningstilfelle der omfyllingsmassen forflyttes fra over- til undersiden av røret.



Figur 3.8: Modeller for oppløft; (a) vertikale bruddflater, (b) skrå bruddflater, (c) strømning rundt rør

3.3.1 Vertikale bruddflater

Elstad *et al.* (2011) angir at det for vertikale vinkelavvik i en rørsjøt skal benyttes en modell med vertikale bruddflater, tilsvarende den som tidligere vist i Figur 3.8 (a), for å holde røret stabilt. Det antas her at det vil oppstå en bendkraft F_{bend} fra vanntrykket i røret på grunn av vinkelavvik i skjøten. Denne kraften skal stabiliseres av tyngden til vannet, røret og omfyllingsmassen over røret i en lengde opptil en tredel av rørlengden på tilstøtende rør til begge sider (Elstad *et al.*, 2011). Dette er illustrert med det skraverte området i Figur 3.9 (a). De stabiliserende kreftene regnes her etter modellen med vertikale bruddflater. Det antas da at mostanden mot oppløft er lik vekten av omfyllingsmassen over røret G_j og skjærkrefter langs vertikale bruddflater på sidene F_{j-j} , som vist i Figur 3.9 (b). Begge bidrag blir beregnet på samme måte som for aksielle friksjonskrefter etter vertikal bruddflate som tidligere nevnt i kapittel 3.2.2.



Figur 3.9: Krefter i vertikal avvinkling; (a) lengdesnitt, (b) tverrsnitt

Etter denne modellen beregnes da motstanden mot oppløft som:

$$F_o = 2F_{j-j} + G_j + G_r + G_v \quad (3.16)$$

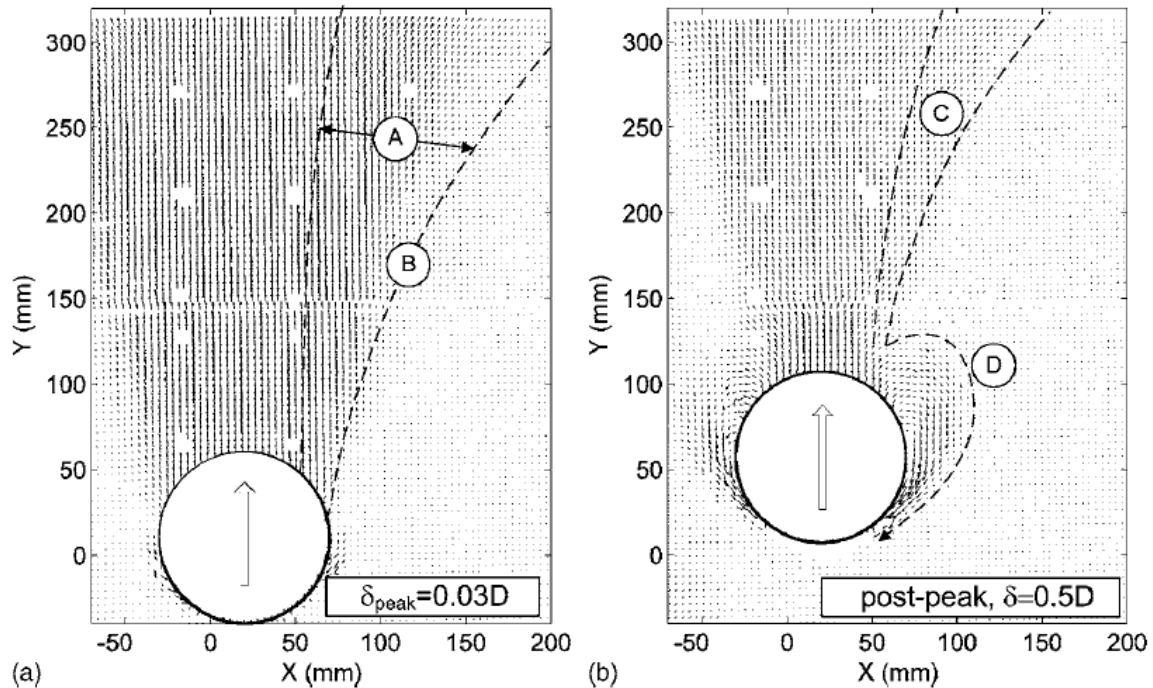
Om man da vil regne stabilitet for et vinkelavvik i en skjøt fås sikkerhetsfaktoren som:

$$S = \frac{(2F_{j-j} + G_j + G_r + G_v)2\frac{L}{3}}{F_{bend}} \quad (3.17)$$

Hvor G_j , G_r og G_v beregnes på samme måte som for vertikal bruddflate i kapittel 3.2.2.

3.3.2 Vinklede bruddflater

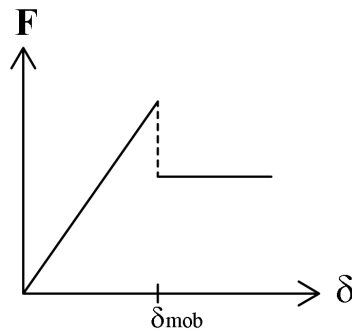
Cheuk *et al.* (2007) gjennomførte forsøk hvor rør ble ført vertikalt opp gjennom omfyllingsmassen, heretter kalt oppløftsforsøk. Forsøkene ble gjennomført med grovkornet sand og rørdiameter på 100 mm. Oppløftskraft ble registrert samtidig som et sensitivt kamera filmet sandens bevegelse under forsøkene. Fra filmen ble det laget et forskyvningsfelt av sanden for ulike vertikale posisjoner av røret. I Figur 3.10 (a) og (b) er to av disse forskyvningsfeltene for kompakt grovkornet sand gjengitt. Figur 3.10 (a) viser forskyvningsfeltet når vertikal forskyvning av røret er lik $0.03D$ fra startposisjonen. Her er sanden som er forskjøvet avgrenset av en bue fra overkant av rør til overflaten av omfyllingsmassen. Denne buen er i Figur 3.10 (a) illustrert med den stiplede linjen (B). Det kan ut i fra dette se ut som om omfyllingsmassen som løftes er avgrenset av et konusformet volum.



Figur 3.10: Forskyvningsfelt i sand ($\delta_{peak} = \delta_{mob}$); (a) ved maksimal oppløftskraft, (b) ved en vertikal forskyvning på $0.5D$. Figur lånt fra Cheuk *et al.* (2007)

I Figur 3.10 (b) er et annet forskyvningsfeltet illustrert hvor røret er forskjøvet $0.5D$ fra startposisjonen. Her viser den stiplede linjen (D) hvordan sanden begynner å strømme rundt røret. Det kan ut i fra dette se ut som om motstanden mot oppløft vil gå over fra en modell med løft av omfyllingsmasser til en strømningsmekanisme, som tidligere vist i Figur 3.8 (c), ved store vertikalforskyvninger av røret.

I forsøket til Chauk *et al.* (2007) ble det registrert at maksimal oppløftskraft oppstod når røret var forskjøvet $0.03D$, noe som tilsvarer 1 % av overdekningen H . Denne verdien stemmer også bra med hva som er observert i samme type forsøk tidligere (Trautmann *et al.*, 1985; Bransby *et al.* 2001). Palmer *et al.* (2003) illustrerte sammenhengen mellom oppløftskraft og vertikal forskyvning med en idealisert relasjon som vist i Figur 3.11. Denne viser at oppløftskraften øker med forskyvningen, hvor kraften når en maksimal verdi ved en forskyvning δ_{mob} , heretter kalt mobiliseringsdistanse. Ved ytterligere forskyvning faller oppløftskraften.



Figur 3.11: Idealisert relasjon mellom oppløftskraft og vertikal forskyvning.
Figur lånt fra Palmer *et al.* (2003)

Siden det er vanskelig å regne på de buede flatene som ble observert av Cheuk *et al.* (2007), er det på bakgrunn av dette og andre forsøk blitt kalibrert formler som tar utgangspunkt i modellen med vinklede bruddflater, som tidligere vist i Figur 3.8 (b). Flere har kalibrert formler til denne modellen (blant annet Vermeer & Sutjiadi, 1985 og Ng & Springman, 1994). I denne oppgaven er det valgt å ta utgangspunkt i en formel fra White *et al.* (2008) som er gjengitt i (3.18). Her blir motstanden mot oppløft F_o satt lik vekten av massene som er avgrenset av volumet innfor de vinklede bruddflatene samt skjærmotstanden langs de samme flatene.

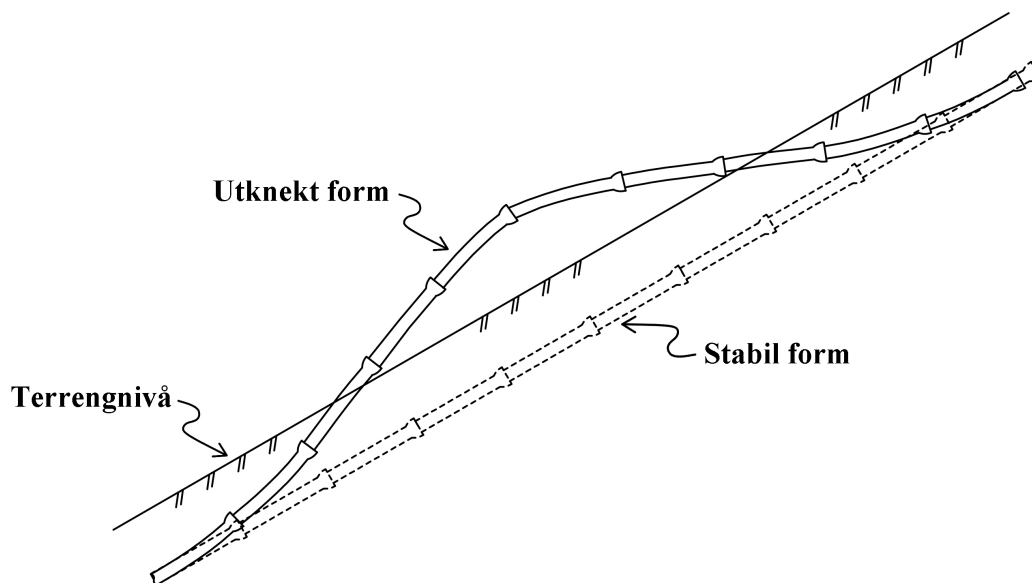
$$F_o = \gamma_j HD + \gamma_j H^2 \tan \psi + \gamma_j H^2 (\tan \varphi - \tan \psi) \left[\frac{1 + K_0}{2} - \frac{(1 + K_0) \cos 2\psi}{2} \right] - \frac{\pi \gamma_j D^2}{8} \quad (3.18)$$

Hvilken verdi som brukes for vinkelen ψ avhenger av tettheten til massene, der tett lagret sand ser ut til å gi et større bidrag til stabiliteten enn løst lagret sand. Cheuk *et al.* (2007) hevder at det for tett lagret sand kan benyttes vinkler mellom 16 og 20 grader, mens 6 til 10 grader er passende verdier for løst lagret sand.

Det er også mulig å bruke (3.18) til å bestemme en øvre grenseverdi for motstanden mot oppløft ved å sette vinkelen ψ lik friksjonsvinkelen til omfyllingsmassen ($\psi = \varphi$). Oppløftskraften blir da kun vekten av de overliggende massene, avgrenset med en vinkel på bruddflatene som er lik omfyllingsmassens friksjonsvinkel. Forsøk viser at denne regnemethoden stemmer dårlig med observert oppførsel og overdimensjonerer motstanden i de fleste tilfeller (Cheuk *et al.*, 2007).

3.4 Knekking og forankring med aksielle trykkrefter

Global knekking av nedgravde rørgater kan oppstå dersom man får etablert aksielle trykkrefter i hele eller deler av rørstrengen. Når de aksielle kreftene overstiger rørstrengens knekklast vil rørene gå fra en stabil til en ustabil likevekt som fører til at rørstrengen knekker ut av grøften. En slik utknekt form er illustrert i Figur 3.12.



Figur 3.12: Knekking av rørgate i bratt terreng

Det spesielle med denne formen for sammenbrudd er at det kan skje svært raskt og uten forvarsel. I tillegg vil ikke rørstrengen gå tilbake til originalformen ved avlastning. Brudd i rørmaterialet kan oppstå på grunn av store bøyespenninger i den utknekte formen. I tillegg kan rør med muffeskjøter gli fra hverandre og føre til brudd på rørledningen og lekkasje.

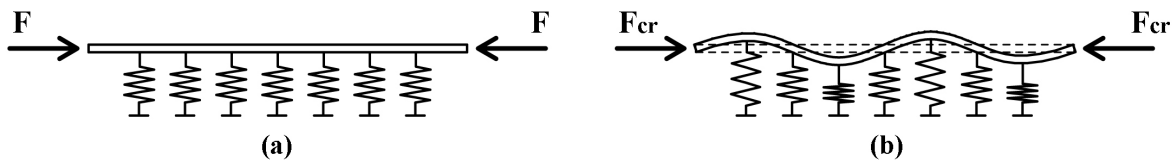
Hobbs (1981) argumenterer for at nedgravde rør vil knekke opp av grøften før de knekker sideveis. Dette kommer av at mostanden mot oppløft er mindre enn det passive jordtrykket som oppstår ved sideveis bevegelse i en grøft. Det er i denne oppgaven derfor valgt å fokusere på knekking og avvinkling i vertikalretning.

For rørgater i bratt terreng vil den aksielle trykkbelastningen av rørene i hovedsak bestå av egenvekten til rørene, dekomponert parallelt med rørraksen. I tillegg kan det oppstå aksialkrefter ved temperatur- og trykkforandringer i røret. Dersom den vertikale bruddflaten som er beskrevet i kapittel 3.2.2 legges til grunn vil også jordmassen bidra til trykkrefter i rørstrengen. Dette fordi det i denne bruddmodellen antas at jordmassen vil henge på røret i overkant, som da fører til økt aksialkraft i rørstrengen tilsvarende tyngden av jordprisme over røret, dekomponert parallelt med rørraksen.

For at knekking skal inntreffe er det en forutsetning at det kan overføres aksielle trykkrefter mellom rørene. For kontinuerlige rørstrenger av for eksempel PE-rør vil dette alltid være tilfellet. For rørstrenger bestående av en kjede av duktile støpejern- eller GRP-rør må endene være i kontakt med hverandre. Det kan tenkes at dette er tilfellet dersom rørene installeres med endeflatene i kontakt med hverandre, med eller uten hensikt. Eventuelt kan det tenkes at rørene over tid glir og kommer i kontakt med hverandre på grunn av setninger, trykk- og temperaturvariasjoner eller fryse-tine prosesser i omfyllingsmassen. Foruten global knekking vil også kapasiteten til en rørstreng belastet med aksialkrefter være begrenset av den aksielle trykkapasiteten til røret og kapasiteten til muffeskjøtene mellom rørene.

3.4.1 Global knekking

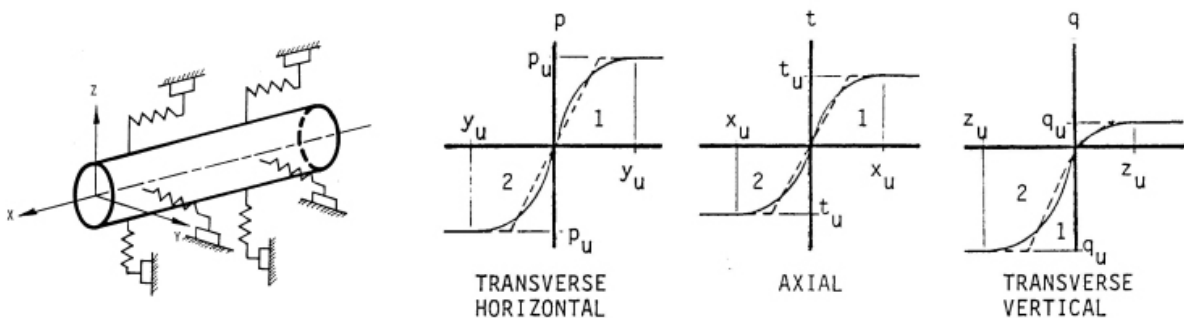
Dersom skjøtene mellom rørene blir neglisjert, eller de har samme bøyestivhet som røret, kan global knekking av en nedgravd rørledning sammenlignes med knekking av en bjelke på elastisk underlag. Dette er illustrert i Figur 3.13 (a), hvor bjelken representerer røret og fjærene omfyllingsmassen. Når de aksielle trykkreftene når knekklasten F_{cr} vil bjelkens form endres fra rett til bølget, illustrert i Figur 3.13 (b). Antall bølger er avhengig av stivheten til bjelken samt stivheten til fjærene i det elastiske underlaget.



Figur 3.13: (a) Bjelke på elastisk underlag, (b) knekkform

Knekkning av en slik kontinuerlig bjelke på elastisk underlag kan løses analytisk etter formler blant annet gitt i Larsen (2010). Siden de lineært elastiske fjærene har samme egenskaper ved uttretting som ved sammenpressing vil ikke denne løsningen gi en riktig modell for nedgravde rør med lave overdekningshøyder, ettersom det vanligvis ikke kan antas at jorden har samme egenskaper opp og ned i grøften.

ALA (2001) anbefaler å modellere omfyllingsmassen som bi-lineære fjærer med stivhet lik de stiplede linjene i Figur 3.14. I ALA (2001) oppgis formler og diagrammer for å regne ut stivheten til fjærene ved hjelp av bruddlast med tilhørende mobiliseringsdistanse. Formlene er basert på kurvetilpassing til forsøksdata fra forsøk gjort på rør, pæler og jordanker.



Figur 3.14: Jordmodell med bi-lineære fjærer. Figur lånt fra ALA (2001)

Ulempen med de bi-lineære fjærene er at de er vanskelig å implementere i en analytisk løsning. Dette må derfor løses numerisk med et avansert elementmetodeprogram, som for eksempel Abaqus.

Foruten løsninger med elementmetodeprogram benyttes det i olje- og gassbransjen en del analytiske løsninger for knekking, for eksempel etter DNV-RP-F110 eller Hobbs (1981). Disse formlene er utarbeidet for kontinuerlige stålrør og baserer seg på at rørledningen knekker opp av grøfta som følge av aksielle trykkspenninger fra store temperatur- og

trykkforandringer i røret. Ettersom rør for småkraftverk ofte har muffeskjøter, samt at belastningen i bratt terreng er noe annerledes, kan ikke disse formlene benyttes direkte.

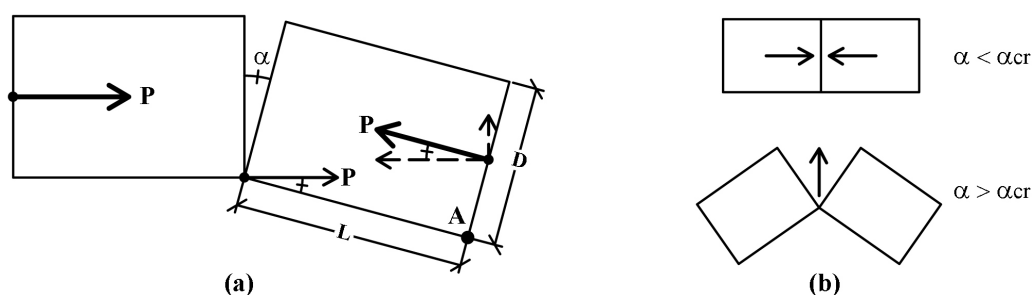
3.4.2 Aksiell trykkapasitet til rør

De fleste rør som blir benyttet for småkraftverk kan betegnes som tynnvegget ettersom godstykkelsen er mye mindre enn radiusen til tverrsnittet. Den aksielle trykkapasiteten til slike rør er oftest begrenset av lokal knekking av rørveggen fremfor kapasitetsoverskridelse i materialet. Når aksiell trykkapasitet oppnås vil det oppstå inn- og utbulinger i rørveggen og ofte brudd i materialet. Måter å finne den aksielle trykkapasiteten på er testing av en passende rørsesjon i laboratorium eller ved beregninger som vist i Larsen (2010).

3.4.3 Vinkelavvik og kapasitet i muffeskjøt

For at rørledningen skal kunne knekke ut globalt må det kunne overføres aksialkrefter mellom rørene. Anleggsflaten tilgjengelig for overføring av aksialkraften vil være avhengig av rørets diameter og godstykkelse. Rør som i dag benyttes til småkraftverk er ofte spisset i den ene enden samtidig som de er tynnvegget. Dette gir liten anleggsflate samtidig som det kan være fare for at rørene glir inn i hverandre.

Ved avvinkling i skjøten er det også usikkert hvor stor anleggsflate som er tilgjengelig ettersom rørendene i utgangspunktet ikke er i kontakt over hele tverrsnittet. Det kan her tenkes at det oppstår en åpne- lukke mekanisme i skjøten. Figur 3.15 (a) viser en forenklet skisse av en slik mekanisme der to klosser med avvinkling α blir presset mot hverandre med en aksiell trykkraft P . Klossene er i kontakt med hverandre kun i et punkt, nederst i skissen. Figur 3.15 (b) illustrerer at avhengig av størrelsen på α vil mekanismen føre til en sammentrykking av anleggsflatene som vil virke stabiliserende, eller kollaps.



Figur 3.15: (a) Åpne- lukkemekanisme ved kontakt mellom to klosser, (b) stabil og ustabil tilstand

Ved momentbetraktning om punkt A vil vi få en stabil tilstand når:

$$\sum M_A < 0$$

Der $\sum M_A$ er regnet positivt med urviser. Innsatt i formelen får vi:

$$PL \sin \alpha - P \sin \alpha \left(\frac{D}{2} \sin \alpha \right) - P \cos \alpha \left(\frac{D}{2} \cos \alpha \right) < 0$$

Løst for α gir dette en grenseverdi for den kritiske vinkelen α_{cr} , heretter kalt stabilitetsvinkel.

$$\alpha < \alpha_{cr} = \sin^{-1} \left(\frac{D}{2L} \right) \quad (3.19)$$

Dersom denne mekanismen opptrer for nedgravde kraftversrør vil dette i en avvinkling med en vinkel mindre en stabilitetsvinkelen føre til en utretting av rørstrengen, og dermed sannsynligvis en større kontaktflate for overføring av trykkrefter. Det kan da tenkes at rørene er i kontakt over hele eller store deler av tverrsnittet, men med en varierende spenningsfordeling. For nedgravde rør vil dette avhenge av om omfyllingsmassens stivhet tillater disse deformasjonene.

Dersom denne mekanismen ikke viser seg å gi tilstrekkelig kontaktflate vil det kunne oppstå høye spenninger som kan føre til kapasitetsoverskridelse i materialet eller lokal knekking av rørveggen i kontaktpunktet. Overføring av krefter i skjøten er også noe mer kompleks enn dette ettersom det også vil oppstå friksjonskrefter mellom rør og skjøt i over- og underkant ved vinkel i skjøten. Dette blir det ikke gått nærmere inn på i denne oppgaven.

4 PRØVING AV BEREGNINGSMETODER MED FORSØK

For å undersøke om beregningsmetodene fra kapittel 3 gjenspeiler den virkelige oppførselen til nedgravde rør er det utført følgende forsøk:

- Modellforsøk i pelelaboratorium
- Modellforsøk i kasse
- Fullskala feltforsøk i sandtak

Forsøkene som er utført kan deles inn i fire kategorier med tilhørende parameter som ønskes undersøkt i parentes:

- Trekkeforsøk (Aksiell friksjonskraft i horisontalt og bratt terreng)
- Oppløftsforsøk (Stivhet til omfyllingsmasse og motstand mot oppløft)
- Nedtrykksforsøk (Stivhet til omfyllingsmasse)
- Knekkingsforsøk (Knekklast og utbøyd form)

4.1 Modellforsøk i pelelaboratorium

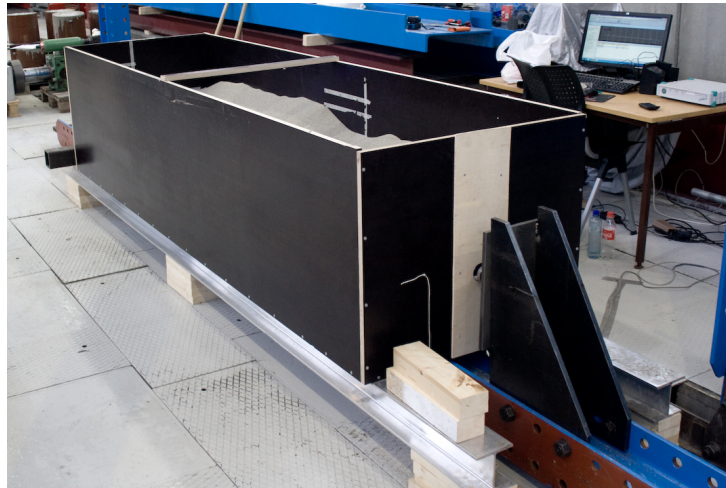
Først ble det gjort forsøk med rør av polyvinylklorid (PVC) og Hokksund Sand som omfyllingsmasse i pelelaboratoriet ved Institutt for bygg, anlegg og transport ved NTNU. Her ble det gjort nedtrykk- og oppløftsforsøk. Laboratoriet består av et 4x4x3 m stort sandkar (Figur 4.1). Sandkaret ble også brukt til å gjennomføre noen av trekkeforsøkene frem til vi måtte flytte oss ettersom andre studenter skulle gjennomføre forsøk i laboratoriet.



Figur 4.1: Foto fra forsøk i pelelaboratoriet

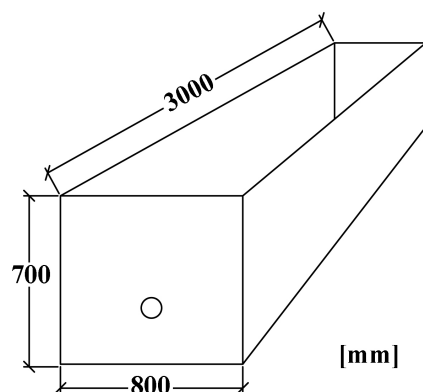
4.2 Modellforsøk i kasse

For å gjennomføre resten av forsøksplanen ble det bygget en tre meter lang forsøkskasse i filmbelagte finerplater ved Institutt for konstruksjonsteknikk ved NTNU (Figur 4.2). Kassen har hull for gjennomføring av rør i begge ender med mulighet for å regulere høyden på røret. Den er også konstruert slik at det er mulig å heve den ene enden for å gjennomføre forsøk med helling på hele oppsettet. Det var dermed mulig å utføre skrå trekkeforsøk som skulle simulere rør lagt i bratt terreng.



Figur 4.2: Forsøkskasse

En skisse av forsøkskassen der målene fremgår er vist i Figur 4.3. Høyden på 700 mm ble valgt for å kunne utføre forsøk med overdekningshøyder opptil $H/D=7$. Øvre grenseverdi for oppløft fra kapittel 3.3.2 med friksjonsvinkelen for vanlig sand ble lagt til grunn for å beregne nødvendig bredde på kassen. Dette for å unngå at sidekantene skulle begrense bruddflaten. Kassens lengde ble bestemt til tre meter for å sikre at rørene skulle knekke ut av sanden.



Figur 4.3: Dimensjoner på forsøkskasse

Det ble i forsøkene i kassen benyttet samme rør og sand som i pelelaboratoriet. Her ble det gjort horisontale og skrå trekkeforsøk, knekkingsforsøk samt noen få oppløftforsøk for å verifisere at kassen gav samme resultat som oppløftforsøkene i pelelaboratoriet.

Gjennomføring av forsøkene i pelelaboratoriet og kassen med tilhørende resultater blir nærmere beskrevet i kapittel 5.

4.3 Fullskala feltforsøk i sandtak

Det ble til slutt gjort fullskala forsøk med reelle kraftverksrør og omfyllingsmasser i Ekle sandtak utenfor Trondheim. Det ble benyttet et avgrenset område av sandtaket der to grøfter ble laget. Den ene ble lagt med bunn i horisontalplanet, mens den andre grøften ble lagt i bratt terreng med helning 34 grader fra horisontalplanet (Figur 4.4). I sandtaket ble det utført oppløftsforsøk samt trekkeforsøk i flatt og bratt terreng. Forsøkene er nærmere beskrevet i kapittel 0.



Figur 4.4: Utgraving av grøft i bratt terreng

5 MODELLFORSØK

Formålet med modellforsøkene er todelt. Det er ønskelig å undersøke i hvilken grad forsøksresultatene stemmer overens med beregningsmodellene, samtidig som modellforsøkene er et forstudium for å undersøke hvordan, om mulig, samme type forsøk kan gjennomføres i fullskala i felt.

Som nevnt i kapittel 4 ble modellforsøkene gjennomført to steder; i pelelaboratoriet og forsøkskasse. Situasjonene som ble undersøkt var friksjon mellom rør og omfyllingsmasser, krefter fra motstand mot oppløft (overlagringstrykk), jordstivhet og krefter i vinkelavvik. Sistnevnte ble undersøkt ved å gjennomføre knekkingsforsøk. En oversikt over hvilke forsøk som ble gjennomført og hvor er gitt i Tabell 5.1. Kryss (X) indikerer at forsøket er gjennomført.

Tabell 5.1: Forsøksoversikt

	Pelelaboratoriet	Forsøkskasse
Trekkeforsøk	X	X
Oppløftsforsøk	X	
Nedtrykksforsøk	X	
Knekkingsforsøk		X

5.1 Egenskaper til sand

For alle forsøk i pelelaboratoriet og forsøkskasse benyttet Hokksund Sand fra Woldstads Sandforretning A/S. Sanden stammer fra glasifluviale avsetninger, avsatt under den marine grense ca. to mil nord for Hokksund. Sorteringen er 0-1 mm med en romvekt på 2.712 kg/dm^3 . En oversikt over sandens egenskaper er gjengitt i Figur 5.2 (Moen, 1978).

Tabell 5.2: Egenskaper til Hokksund Sand (Moen, 1978)

Romvekt	$\rho_j [\text{kg/dm}^3]$	2.712
Vanninnhold «in situ»	$w [\%]$	≈ 0
Porøsitet	n_{min} / n_{maks}	36.4 / 48.7
Graderingstall	c_u	2.04
Friksjonsvinkel	$\varphi_{løst} / \varphi_{fast} [^\circ]$	35.7 / 39.4
Attraksjon	$a [\text{kPa}]$	0

Fra verdiene i Tabell 5.2 kan tørr tyngdetetthet til sand beregnes etter (5.1). Maksimal porøsitet n_{maks} benyttes for løst lagret sand og minimal porøsitet n_{min} for komprimerte masser. Forsøkene i pelelaboratoriet og forsøkskasse er gjennomført kun med løst lagret sand, noe som gir en tørr tyngdetetthet γ_j lik 13.6 kN/m^3 .

$$\gamma_j = \rho_j (1 - n) g \quad (5.1)$$

Sandkornene er kantede og kubiske samt noe stenglige og har mineralsk sammensetning etter Tabell 5.3 (NGI, 1976). Sandens kornfordelingskurve kan finnes i vedlegg A.

Tabell 5.3: Mineralsammensetning Hokksund Sand (NGI, 1976)

Mineral	Andel [%]
Kvarts	35
N _a – Feltspat	25
K – Feltspat	20
Glimmer	10
Amfibol	5
Andre	5

5.2 Egenskaper til rør

Det var ønskelig å benytte samme type rør til alle forsøkene for å kunne sammenligne resultatene best mulig. Rørenes aksielle trykkapasitet måtte være høyere enn forventet knekklast, slik at knekking ble begrensende ved aksielt trykk. I tillegg måtte muffeskjøten kunne overføre hele lasten uten å få varige deformasjoner. For å undersøke dette ble det utført stukingsforsøk i konstruksjonslaboratoriet. Resultatene fra forsøket er gjengitt i Tabell 5.4 hvor Figur 5.1 viser de deformerte rørene. Rør av glassfiber (GRP), polypropylen (PP) og polyvinylklorid (PVC) ble vurdert, der valget til slutt endte på PVC-rør fra GF Piping System på grunn av tilgjengelige dimensjoner, aksial trykkapasitet og muffeskjøtens egenskaper.

Tabell 5.4: Resultat fra stukingsforsøk

Rørtype	F_{max} [kN]
PP 50 mm	9.5
PVC 50 mm	23.0
PVC 50 mm m/muffe	23.2
PVC 32 mm	12.0
PVC 32 mm m/muffe	12.1



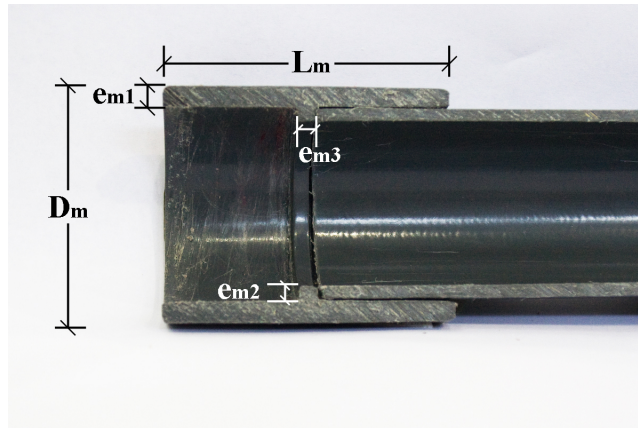
Figur 5.1: Deformerte rør etter stukingsforsøk

Ytre rørdiameter på henholdsvis 32 mm og 50 mm ble valgt fordi det var ønskelig å undersøke resultatenes avhengighet av diameter. Med utgangspunkt i en enkel Abaqus-simuleringen for knekking av nedgravde rør ble 32 mm valgt som nedre grense. Simuleringen viste at det var meget sannsynlig at disse rørene kom til å knekke ut av sanden selv med stor overdekningshøyde. En oversikt over PVC-rørenes geometri og materialdata er sammenfattet i Tabell 5.5. Geometrien ble målt på rørene med skyvelære og målebånd og materialdata er oppgitt fra produsent, GF Piping Systems (2010).

Tabell 5.5: Geometri og materialdata PVC-rør

		32 mm	50 mm
Ytre diameter	D [mm]	32.2	50.2
Godstykkelse	e [mm]	2.2	2.70
Lengde rør kontinuerlig	L [m]	3	
Lengde rør med skjøt	L [m]	0.775	
E-modul	E [N/mm ²]	2 650	2 950
G-modul	G [N/mm ²]	1 019	1 135
Tverrkontraksjon	ν	0.4	
Tyngdetetthet PVC	γ_r [kN/m ³]	13.53	

Figur 5.2 viser målsatt tverrsnitt til en muffeskjøt til PVC-rørene der tilhørende geometriske verdier, målt med skyvelære, er gjengitt i Tabell 5.6.

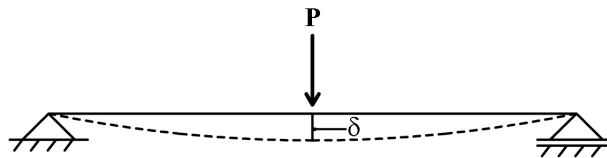


Figur 5.2: Snitt av muffeskjøt for 32 mm PVC-rør

Tabell 5.6: Dimensjoner på muffeskjøt PVC-rør

	32 mm	50 mm
L_m [mm]	42.4	65.5
D_m [mm]	39.1	58.3
e_{m1} [mm]	3.3	3.8
e_{m2} [mm]	2.7	3.1
e_{m3} [mm]	2.9	3.0

E-modulen til rørene blir oppgitt å være større enn 2400 N/mm^2 for alle tilgjengelige rørdiametrene (GR Piping Systems, 2010). Verdien ble kontrollert ved å gjennomføre enkle forsøk der tre meter lange rørdeler ble påkjent av en punktlast som illustrert i Figur 5.3.



Figur 5.3: Punktlast på fritt opplagt bjelke

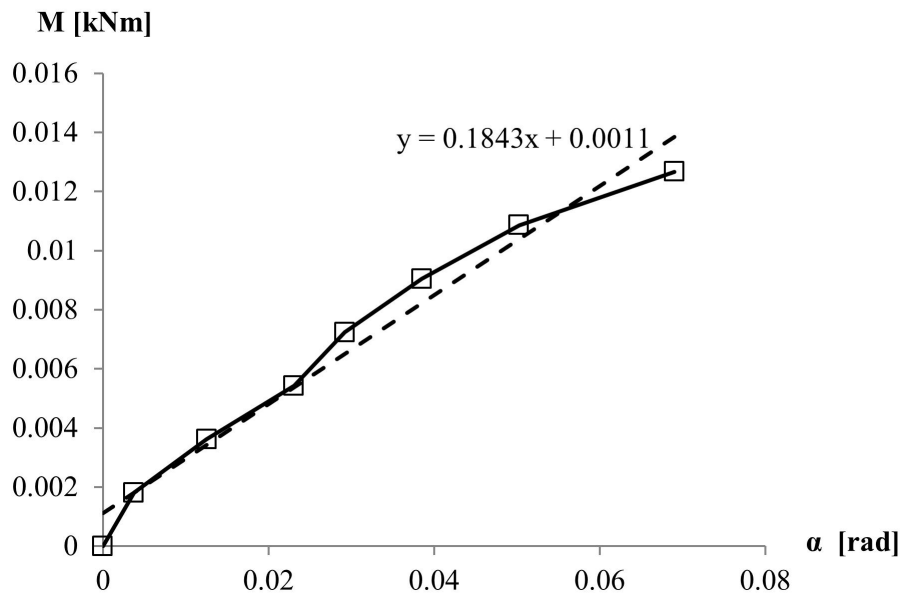
Ved å måle kraft og forskyvning på røret kunne E-modulen lett avledes. Sammenhengen er gitt gjennom nedbøyningsformelen (5.2). Resultatene for E-modulen er gjengitt i Tabell 5.7 som viser at verdiene for våre rør er noe høyere enn den oppgitte minimumsverdien, der 50 mm har større E-modul enn 32 mm.

$$\delta = \frac{PL^3}{48EI} \quad (5.2)$$

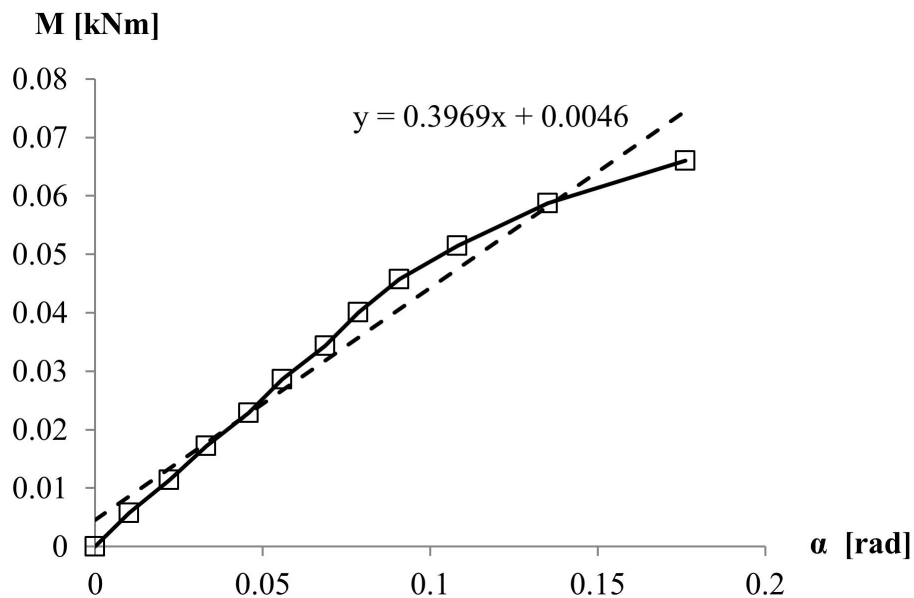
Tabell 5.7: E-modul 32 mm og 50 mm PVC-rør

	32 mm	50 mm
E-Modul [N/mm^2]	2650	2950

De samme forsøkene ble gjennomført med to rørdeler på 1.5 meter sammensatt med muffeskjøt for å undersøke sammenhengen mellom moment og rotasjon ($M-\alpha$) i skjøten. $M-\alpha$ relasjonen for skjøten ble funnet ved å trekke forskyvningen målt på kontinuerlig rør fra forskyvningen målt på rør med skjøter, hvor resterende forskyvning ble antatt å skyldes rotasjon i muffeskjøten. Figur 5.4 og Figur 5.5 viser forløpet for henholdsvis 32 mm og 50 mm rør. For enkelhetens skyld er det benyttet lineær regresjon for å finne kurvens formel. De estimerte formlene y er gitt i figurene, der stigningstallet tilsvarer stivheten til muffeskjøten. Dette gir dermed en stivhet i skjøten for de to rørdiametrene på $k_\alpha \approx 0.18$ kNm/rad for 32 mm og $k_\alpha \approx 0.40$ kNm/rad for 50 mm.



Figur 5.4: Moment - rotasjonsforløp muffeskjøt 32 mm



Figur 5.5: Moment - rotasjonsforløp muffeskjøt 50 mm

5.3 Utstyr

Det ble i forsøkene brukt noe ulikt utstyr for måling og lastpåføring avhengig av hva som ble undersøkt. Dette kapitlet gir en oversikt over alle komponentene. Ved beskrivelse av hvert enkelt forsøk vil det gå tydelig frem hvilke komponenter som ble benyttet.

5.3.1 Jekk

For å påføre aksielle trykkrefter ble det brukt en enkel håndpumpejekk med en kapasitet på 5 tonn. Figur 5.6 viser jekken som er sveiset fast på en plate festet til et mothold til venstre i figuren.



Figur 5.6: Jekk for å påføre aksielle trykkrefter

5.3.2 Lastcelle

Alle trykkrefter ble målt med S-type digitale lastceller fra leverandør PT med trykk- og strekkapasitet på 10 kN. Figur 5.7 viser hvordan lastcellen ble montert med gjengeskruer festet til mothold i ene enden og et sfærisk lager i den andre.

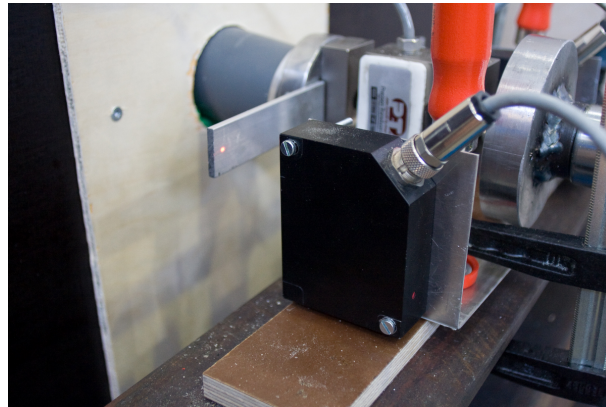


Figur 5.7: Digital S-type lastcelle med påmontert sfærisk lager på venstre side

5.3.3 Lasermåler

For alle forsøk hvor det ble benyttet digital logging ble forskyvningene målt med lasersensor av type OptoNCDT 1400-50. Produsenten Micro-Epsilon (2012) oppgir at laseren har et

virkeområde på 50 mm med oppløsning på 25 mikrometer (μm). Figur 5.8 viser lasermåler montert i samme ende som jekken, der forskyvningen blir målt på et øre festet til røret ca. 80 mm fra lastsenteret. Det ble montert to lasermålere i denne enden av kassen. En på hver side av røret for å kunne fange opp eventuelle skjelheter i pålastingen. Målerne ble festet til en underliggende stålbjelke som var uavhengig av resten av oppsettet.



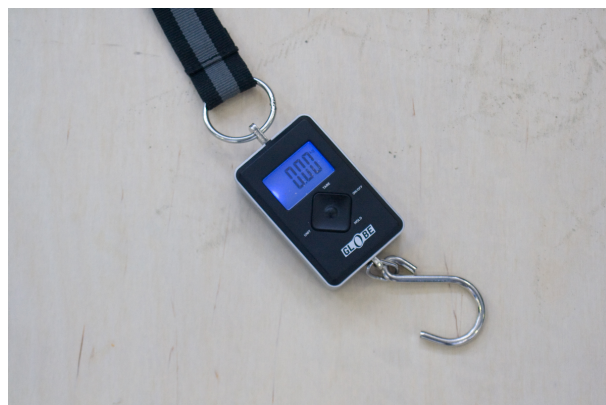
Figur 5.8: Digital forskyvningsmåler

5.3.4 Programvare

For logging av digital måledata ble PC med dataprogrammet CatmanEasy benyttet. Lasermåler og lastcelle ble kalibrert i programmet av laboratoriepersonell fra NTNU før bruk. Måleutstyret ble koblet til datamaskinen via en forsterker, Spider 8.

5.3.5 Enkel vekt

I alle forsøk hvor det var ønskelig å måle strekkrefter ble det benyttet en enkel vekt (Figur 5.9). Vektens nøyaktighet ble kontrollert mot de kalibrerte lastcellene og viste et avvik på mindre enn 2 % innenfor vektens virkeområde som er oppgitt av produsent til å være fra 0 til 35 kg.



Figur 5.9: Enkel vekt

5.3.6 Måleur

For de forsøkene der last og forskyvning ble avlest og registrert manuelt ble det benyttet måleur til å bestemme forskyvningene. Dette hadde mulighet for å lese av forskyvninger på opp til 30 mm med en nøyaktighet på 0.01 mm. Måleuret har magnetfot som vist i Figur 5.10, som for alle forsøkene ble montert på stålbejler uavhengig av resten av utstyret.



Figur 5.10: Måleur med magnetfot

5.4 Fremgangsmåte for modellforsøk

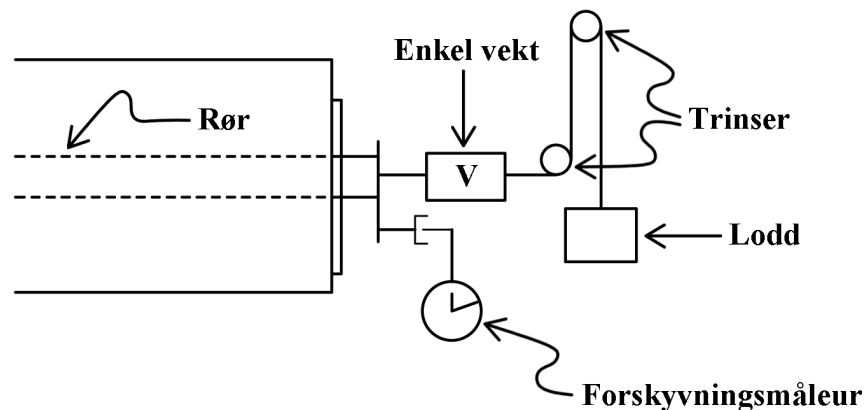
5.4.1 Trekkeforsøk

I trekkeforsøkene ble rørene påsatt last i aksial retning der det eneste som motvirker forskyvning er friksjonskrefter mellom rør og sand. Formålet var å undersøke hvordan de omkringliggende massene motvirker bevegelsen. Det ble benyttet ulike rørlengder, overdekningshøyder, rørdiametre og skråningshellinger i gjennomførelsen for å undersøke de ulike faktorenes påvirkning av friksjonsmotstanden.

I forkant av forsøkene ble det undersøkt om friksjonskraften var avhengig av om røret ble belastet med aksial trekke- eller skyvekraft. Det ble gjort noen enkle forsøk med begge metodene for kraftpåføring som viste at friksjonskraften ble det samme i begge tilfeller. Belastning med trekkekraft ble derfor valgt siden dette var enklere å gjennomføre i de skrå trekkeforsøkene.

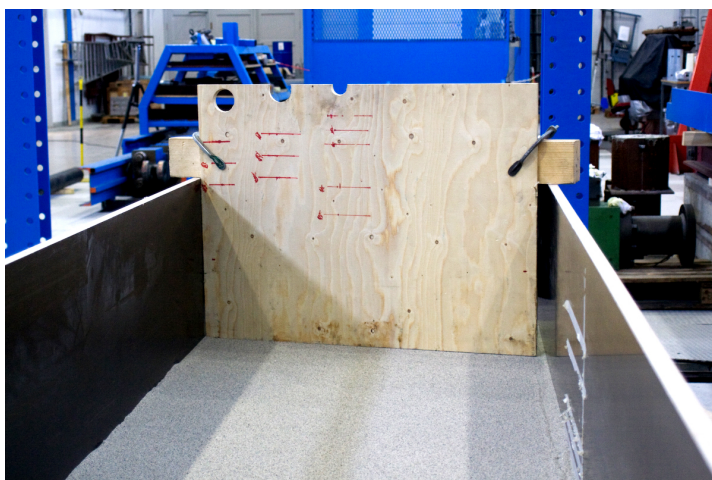
Figur 5.11 viser en skisse av forsøksoppsettet. Rør av ulik lengde ligger i forsøkskassen, vist med stiplet linje, og er dekket av sand med gitt overdekningshøyde mellom rør og sandens

overflate. Røret stikker omtrent 50 mm ut av kassen for å gjøre det mulig å måle de aksielle forskyvningene samt påføre krefter på røret. På den utstikkende delen av røret ble det påmontert et øre for å måle forskyvninger med måleurst. Aksialkraften ble påført med lodd av ulik størrelse som overførte kraften på røret, via vekten, gjennom et trinsesystem. Ved nøyaktig montering ble det sikret at røret kun ble påført horisontale krefter med resultant i senter av rørtverrsnittet. Det ble brukt en enkel vekt for å måle kraften som virket på røret, og kraft mot forskyvning ble registrert manuelt.

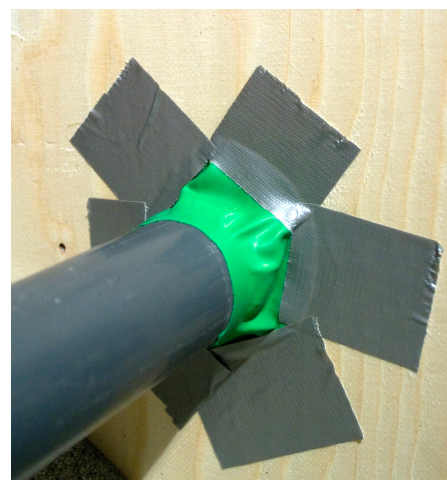


Figur 5.11: Skisse av forsøkskasse med utstyr for aksial friksjon

En horisontal orientering av røret i kassen ble sikret ved å bruke vater. I tillegg ble det kontrollert at røret stod vinkelrett på kassen ved hjelp av snekkervinkel. Orienteringen ble også kontrollert ved å spenne opp en tråd mellom kassens endeplater der rørets vertikale avstand fra denne ble kontrollert. En jevn overflate på sanden ble sikret ved å benytte en plate med en tverrliggende bjelke for avretning som vist i Figur 5.12 (a). Denne ble ført langs kassens sidekanter til sanden hadde jevn overflate. På utsiden av kassens kortsider er det festet plater med sirkulære utsparinger noe større enn røret. En tettestanordning er påsatt mellom rør og plate for å hindre at sand kiler fast røret (Figur 5.12b).



(a)



(b)

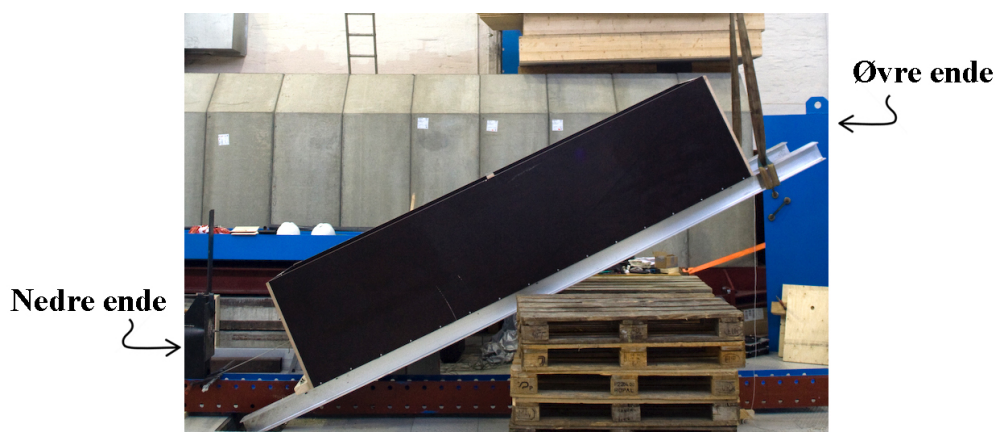
Figur 5.12: (a) Plate for avretting av sandens overflate, (b) tettestanordning av gummi mellom rør og endeplate

Det ble også gjennomført trekkeforsøk i pelelaboratoriet. Disse ble stort sett gjennomført som i forsøkskassen, der en plate med utsparing ble forankret i sanden og i et rammeverk over sandkaret. Eneste forskjell i utførelse var her at det ble sikret en jevn overdekning ved bruk av rettholt og vater på overflaten. Tabell 5.8 og Tabell 5.9 viser en oversikt over forsøksprogrammet som ble gjennomført, med hensyn på ulike overdekning, helning, rørdiameter og metode for kraftpåføring. Grunnen til at det ble benyttet ulike rørlengder var for å undersøke eventuelle endeeffekter som kunne påvirke friksjonskraften.

Tabell 5.8: Forsøksmatrise horisontale trekkeforsøk, $\alpha=0^\circ$

Rørdiameter	H/D	Strekk			Trykk L = 3 m
		L = 0.5 m	L = 1 m	L = 3 m	
32 mm	2	X	X	X	X
	3	X			
	4	X			X
	7	X			
50 mm	2	X			
	3	X			
	4	X			

For å kunne utføre skrå trekkeforsøk ble hele kassen med arrangement for lastpåføring løftet til en helning α på 25 grader i fra horisontalplanet (Figur 5.13). Forsøkene ble i hovedsak gjennomført på samme måte som for horisontale trekkeforsøk, men kun for rør med diameter 32 mm. Avretting med utstyr som tidligere vist i Figur 5.12 (a) ble benyttet fra øvre til nedre ende av kassen da dette viste seg å ha minst innvirkning på resultatene. Det ble kun gjennomført forsøk med $H/D=2$ ettersom forsøkene viste seg å være svært tidkrevende.



Figur 5.13: Forsøkskasse med helning $\alpha=25^\circ$, markert øvre og nedre ende

Det ble i de skrå trekkeforsøkene undersøkt i hvilken grad friksjonskraften var avhengig av om rørene ble trukket nedover eller oppover i kassen. Dette fordi det senere var ønskelig å benytte seg av trekk i øvre ende ved fullskala feltforsøk som ville gjøre gjennomføringen enklere.

I tillegg ble forsøkene gjennomført med ulike rørlengder. Hovedsakelig var man redd for at den skrå innstillingen av kassen førte til at sanden i nedre del av kassen ble komprimert og påførte ekstra jordtrykk rundt rørets periferi. Disse forsøkene ble gjennomført ved å benytte rør på 2.5 m. Ved trekkraft i øvre ende ble røret lagt med den nedre enden løst i sanden. For å gjøre det samme med trekkraft i nedre ende ble røret trukket gjennom et annet rør med større diameter det nederste stykket. Røret ble på denne måten lite påvirket av eventuelle økte trykkrefter i nedre del av kassen. Tabell 5.9 viser forsøksplanen for skrå trekkeforsøk.

Tabell 5.9: Forsøksmatrise skrå trekkeforsøk, $\alpha=25^\circ$

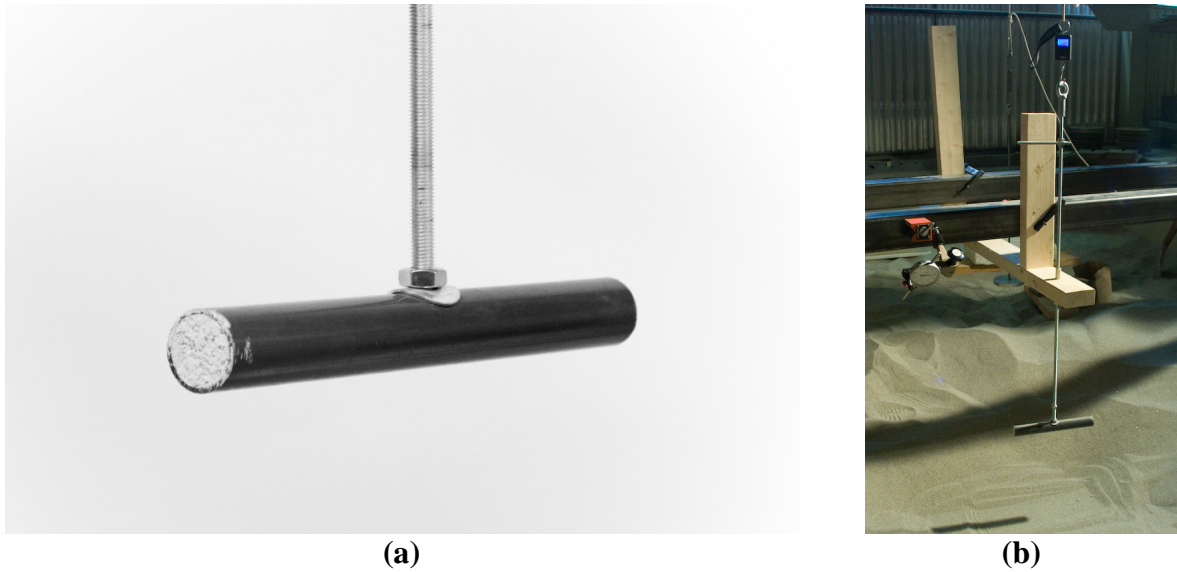
Rørdiameter	H/D	Trekkraft i nedre ende			Trekkraft i øvre ende		
		L = 0.5 m	L = 2.5 m	L = 3 m	L = 0.5 m	L = 2.5 m	L = 3 m
32 mm	2	X	X	X	X	X	X

5.4.2 Oppløftsforsøk

Målet med denne forsøksserien var å avdekke hvilke krefter som virker mot et rør som løftes vinkelrett opp av omfyllingsmassen. Det ble utført forsøk med ulike overdekningshøyder og rørdiametre.

Forsøkene ble gjennomført med et kortere rør enn trekkeforsøkene. Lengden på røret ble valgt lik åtte ganger diameteren ($8D$), noe som på dette tidspunktet var vurdert å være tilstrekkelig for å unngå store endeeffekter. Gjengestang med lengde en meter ble montert vinkelrett på røret for å gjøre det mulig å påføre krefter og måle forskyvning. Røret med gjengestang ble så støpt ut for å sikre en mest mulig stiv oppførsel.

Forsøkene ble gjennomført i pelelaboratoriet der størrelsen på sandkaret var tilstrekkelig for å unngå at forsøket ble påvirket av endeeffekter fra karets sidekanter. Figur 5.14 (a) viser rør med påmontert gjengestang og Figur 5.14 (b) resten av riggen som ble benyttet. For alle forsøkene ble en horisontal orientering av røret sikret med vater. Vater ble også brukt for å sikre en horisontal overflate på sanden, tilsvarende som for trekkeforsøkene.



Figur 5.14: (a) Rør med gjengestang, (b) rigg for opptrekkforsøk i pelelaboratoriet

Kreftene ble påført med lodd via et trinesystem på samme måte som i trekkeforsøkene, der kraften ble målt ved å bruke en enkelt vekt mellom gjengestang og trinesystem. Måleur ble brukt for å måle forskyvninger på et øre vinkelrett på gjengestaget. Alle måledata ble registrert manuelt. Tabell 5.10 viser en oversikt over forsøkene som ble gjennomført.

Tabell 5.10: Forsøksmatrise oppløftforsøk

Rørdiameter	Rørlengde	H/D	Oppløftforsøk
32 mm	256 mm	2	X
		3	X
		4	X
		7	X
		9	X
50 mm	400 mm	2	X
		3	X
		4	X

5.4.3 Nedtrykksforsøk

For å finne stivheten til omfyllingsmassen ble det gjennomført nedtrykksforsøk hvor rør ble presset nedover i sanden. Det ble benyttet samme type arrangement, med en gjengestang festet til rør, som i oppløftforsøkene. Gjengestangen ble under forsøket stabilisert sideveis av tterammen vist i Figur 5.15.



Figur 5.15: Nedtrykksforsøk i pelelaboratoriet

Som vist i Figur 5.15 ble nedtrykkskreftene påført ved å laste loddskiver på gjengestangen som påførte en kraft på det nedgravde røret. Vertikal forskyvning av gjengestangen, som tilsvarer forskyvningen av røret nedover i sanden, ble målt med et måleurl på et utstikkende øre festet til stangen. Alle måledata ble registrert manuelt og avretting av sanden ble gjennomført på samme måte som for oppløftforsøkene. En matrise med oversikt over hvilke forsøk som ble gjennomført er vist i .

Tabell 5.11.

Tabell 5.11: Forsøksmatrise nedtrykksforsøk

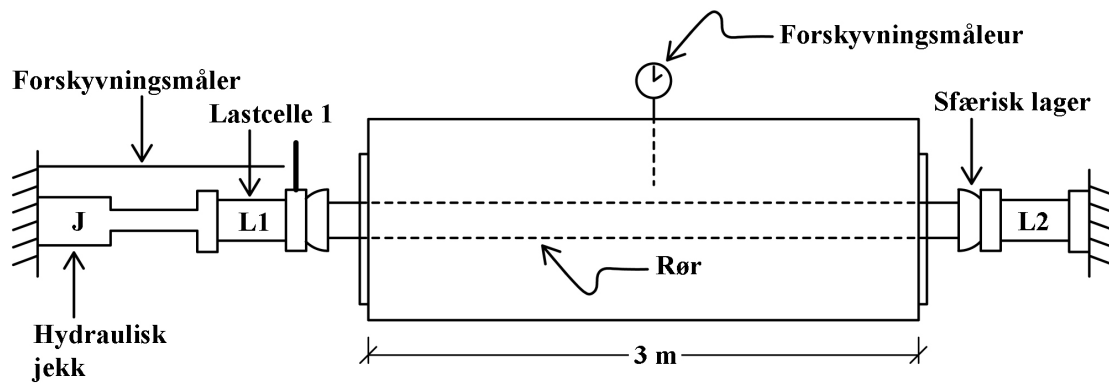
Rørdiameter	Rørlengde	H/D	Nedtrykkforsøk
32 mm	256 mm	2	X
		3	X
		4	X
		7	X
		9	X
50 mm	500 mm	2	X
		3	X
		4	X

5.4.4 Knekkingsforsøk

Knekkingsforsøk ble gjennomført for både kontinuerlig rør og rør med skjøter. Det var dermed mulig å undersøke hvordan skjøtene påvirket knekklast og -form.

Ettersom det kontinuerlige røret gikk igjennom kassen med et utstikk på omtrent 50 mm i hver ende, hadde røret en total lengde på 3.10 m. Rør med skjøter ble satt sammen av fire rørsegmenter á 0.775 m med tre tilhørende skjøter.

Figur 5.16 viser en skisse over forsøksoppsettet. Røret ligger i kassen, vist med stiplede linjer. I endene støter røret mot sfæriske lager som skal sikre et teoretisk opplager der røret er fritt til å rotere, samt at røret får en spennvidde på ca. 3 meter. De sfæriske lagrene er festet til digitale lastceller som måler aksialkreftene. Det ble benyttet to lastceller (L1 og L2), en i hver ende av forsøkskassen, for å kunne registrere hvor mye av kreftene som eventuelt ble tatt opp av friksjon mellom rør og sanden.

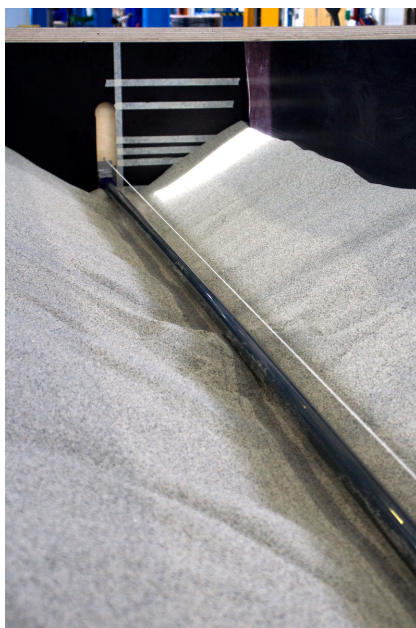


Figur 5.16: Skisse av forsøkskasse med utstyr for knekking

På venstre side i figuren ble det satt på aksialkrefter fra en manuell jekk og forskyvningene ble registrert med to digitale forskyvningsmålere. I forkant av forsøkene ble det undersøkt om det var nødvendig å måle forskyvningene også på motholdet på høyre side i Figur 5.16. Dette fordi man lurte på om stålrammen som fungerte som mothold gav etter for den påkjente lasten. Det ble gjort noen knekkingsforsøk med stor aksialkraft der man registrerte forskyvningen av motholdet mot en uavhengig stålramme. Forsøkene viste at forskyvningen av motholdet var neglisjerbart.

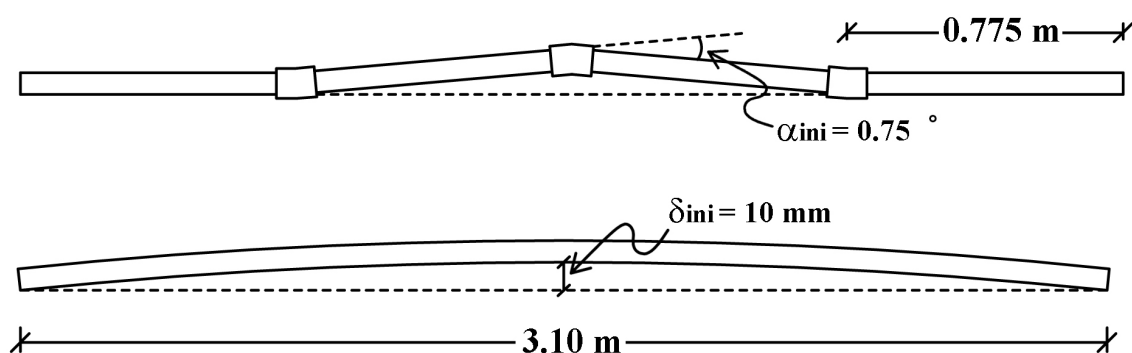
Et måleaur for vertikal forskyvning i kassens midtsnitt ble også benyttet for noen av forsøkene på rør med skjøter for å undersøke oppførselen i midtsnittet. Dette var knyttet til det tidligere omtalte åpne-lukke mekanismen i kapittel 3.4.3.

En korrekt orientering av rør ble for alle forsøkene sikret med å måle avstanden fra en horisontal tråd som var spent opp i overkant av røret, vist i Figur 5.17. Prosedyren for å ivareta riktige overdekningshøyder ble gjennomført på samme måte som for friksjonsforsøkene gjennomført i forsøkskassen.



Figur 5.17: Orientering av røret ved hjelp av horisontalspent tråd

Rørene ble i disse forsøkene lagt med en initial vertikal forskyvning som vist i Figur 5.18. Dette for å sikre at røret knakk med samme knekkform for alle forsøk i samme forsøksserie. Kontinuerlige rør ble lagt med en oppadrettet forskyvning δ_{ini} ved rørets midtpunkt på 10 mm. Rørene med skjøter ble lagt med en vinkel α_{ini} i den midtre skjøten på 0.75° . Grenseverdien for stabilitet for lukke-åpne mekanismen α_{cr} er for disse rørene beregnet fra (3.19) til å være 1.2° . Det ble valgt en vinkel med god margin til denne grensen for å sikre lukking i muffeskjøten, og dermed sannsynligvis den høyeste knekklasten for rør med skjøter.



Figur 5.18: Initial formfeil knekking

Alle forsøksdata ble logget digitalt i CatmanEasy hvor verdiene senere ble eksportert til Microsoft Excel. Tabell 5.12 gir en oversikt over de gjennomførte forsøkene.

Tabell 5.12: Forsøksmatrise knekkingsforsøk i sand

Rørdiameter	H/D	Kontinuerlig	Rør med skjøt
32mm	2	X	X
	3	X	X
	4	X	X
	7	X	X
50 mm	2	X	X

5.5 Resultater modellforsøk

I dette kapitlet vil kun de viktigste resultatene fra modellforsøkene bli gjennomgått. Alle resultater er vist i vedlegg B.

Forsøkene ble gjennomført med minimum tre repetisjoner, med unntak av forsøk der overdekningsforholdet (H/D) var lik 7 eller høyere. De sistnevnte ble kun gjennomført med én repetisjon for å få et overordnet bilde av hvordan dype rør oppfører seg. Dette fordi så store overdekningshøyder regnes som lite relevant i forbindelse med rørledninger for småkraftverk. Tre repetisjoner av målingene ble valgt på bakgrunn av tiden som var tilgjengelig for å gjennomføre forsøk og gir muligheten til å avdekke feilaktige enkeltmålinger.

5.5.1 Trekkeforsøk

Som omtalt i kapittel 5.4.1 ble det undersøkt i hvilken grad friksjonskraften var avhengig av om rørene ble påkjent av trykk- eller strekkrefter (skyve- eller trekkekrefter). Dette ble gjennomført for å avgjøre hvordan man skulle påføre de aksielle kreftene. Tabell 5.13 viser verdier fra forsøk gjennomført i flatt terreng med $H/D=2$ og rørdiameter lik 32 mm. Resultatene viser at bruddlasten ser ut til å være uavhengig av kraftpåføringen, noe som dannet bakgrunnen for at aksiell trekraft ble benyttet videre.

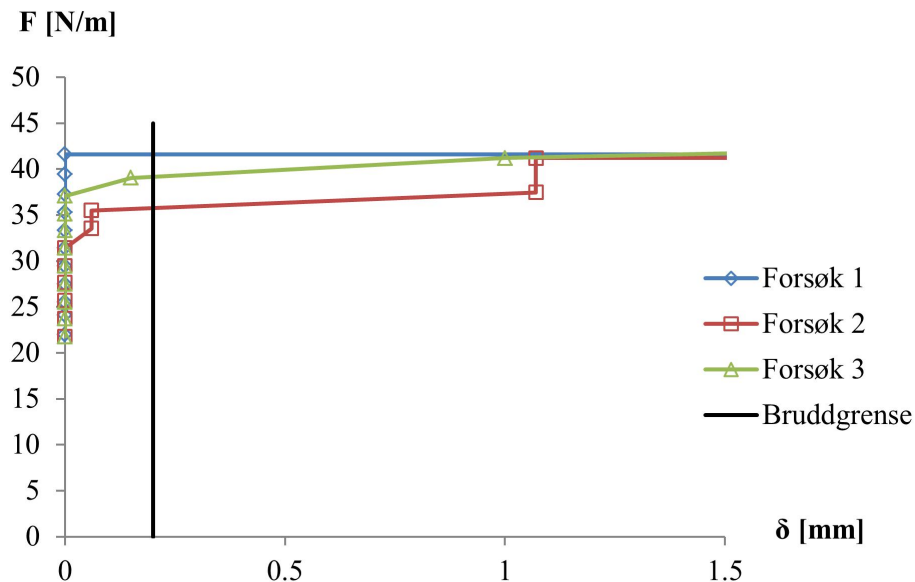
Tabell 5.13: Resultat fra skyve- og trekkeforsøk, $H/D=2$, $D=32\text{mm}$, $L=3\text{m}$

Måling nr.	Trekraft [N]	Skyvekraft [N]
1	61.8	62.1
2	64.7	64.5
3	64.2	61.6

Under trekkeforsøkene viste det seg at røret oftest lå i ro uten aksiell forskyvning frem til bruddlasten ble oppnådd, hvor så røret gled ut av sanden. I noen tilfeller, ved skrå trekkeforsøk, skjedde det likevel at røret gled ut av sanden i to omganger. Etter første glidning på ca. 0.5 mm bygget friksjonskraften seg opp til over det forrige lastnivået før røret igjen gled. Siden det var ønskelig å sammenligne forsøkene med hverandre ble det valgt å definere en bruddlast, og det er derfor valgt å bruke lasten ved en forskyvning lik 0.2 mm videre i oppgaven.

Horisontale trekkeforsøk

Et typisk last- forskyvningsdiagram (F - δ) fra de horisontale trekkeforsøkene er vist i Figur 5.19, der de markerte punktene i figuren viser avleste verdier i forsøket. For disse forsøkene kan man enkelt lese av bruddlasten der kurvene skjærer bruddgrensen siden rørene hadde liten eller ingen aksial forskyvning før de gled helt ut av sanden.

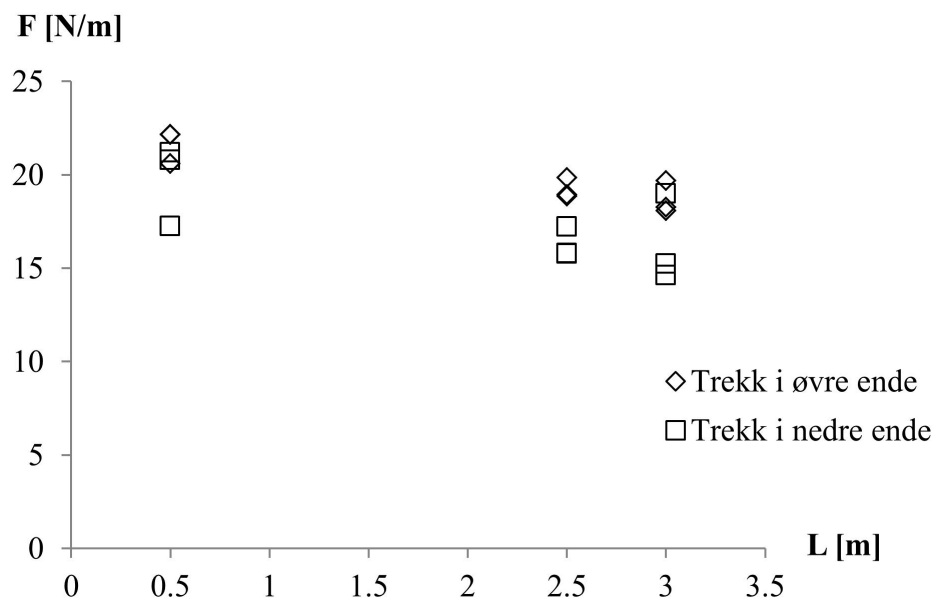


Figur 5.19: Typisk last- forskyvningsdiagram horisontalt trekkeforsøk, $H/D=3$, $D=32\text{mm}$, $L=0.5\text{m}$

Figur 5.20 viser bruddlastene for alle trekkeforsøkene med hensyn på overdekningsforholdet. Ikke overraskende øker bruddlasten med økt diameter. For rørene med diameter på 32 mm ser det ut som om bruddlasten er lineært økende med overdekningsforholdet fra $H/D=2$ til $H/D=4$, mens det for $H/D=7$ og $H/D=9$ ser ut som verdiene ligger noe lavere. Det er vanskelig å avgjøre en entydig trend for rørene med diameter lik 50 mm, bortsett fra at kapasiteten øker med økt overdekning.

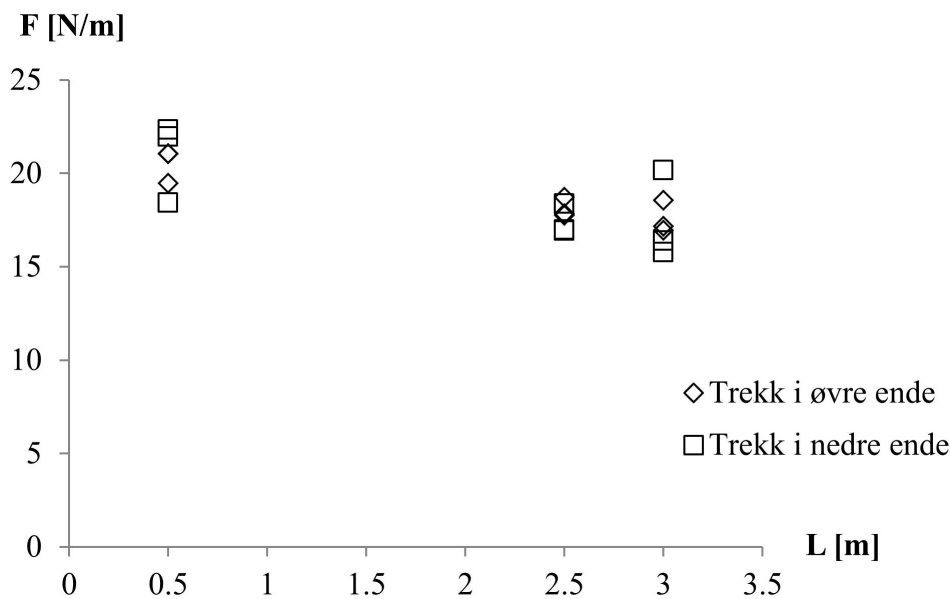
Denne oppførselen er bakgrunnen for at det er definert en bruddgrense som beskrevet innledningsvis i dette kapitlet. Siden det for rørgater i utgangspunktet ikke er ønskelig med noen form for aksiell forskyvning er brudd definert ved det første spranget i forskyvningene, selv om denne forskyvningen er svært liten sammenlignet med rørlengden. Grensen på 0.2 mm ble valgt på en slik måte at den passer med det første bruddet for alle de skrå trekkeforsøkene.

Det ble også undersøkt i hvilken grad friksjonskreftene er avhengig av om rørene blir trukket oppover eller nedover langs kassen, det vil si med en trekkraft i øvre eller nedre ende av kassen. Resultatene fra disse forsøkene er plottet i Figur 5.22.



Figur 5.22: Bruddlaster skrå trekkeforsøk, H/D=2, D=32mm, trekkkraft i øvre og nedre ende

I Figur 5.22 kan det se ut som om kraften er en tanke større om rørene blir trukket oppover, noe som stemmer bra med hva man forventet på forhånd. Grunnen til dette er at tyngden av røret, dekomponert parallelt med røraksen, virker med en drivende kraft mot nedre ende. Ved trekk i øvre ende må denne komponenten trekkes fra, mens den legges til ved trekk i nedre ende. Figur 5.23 viser de samme kreftene som i Figur 5.22 når det er tatt hensyn til rørtynghden.



Figur 5.23: Bruddlaster skrå trekkeforsøk inkl. rørtyngde, $H/D=2$, $D=32\text{mm}$, trekkraft i øvre og nedre ende

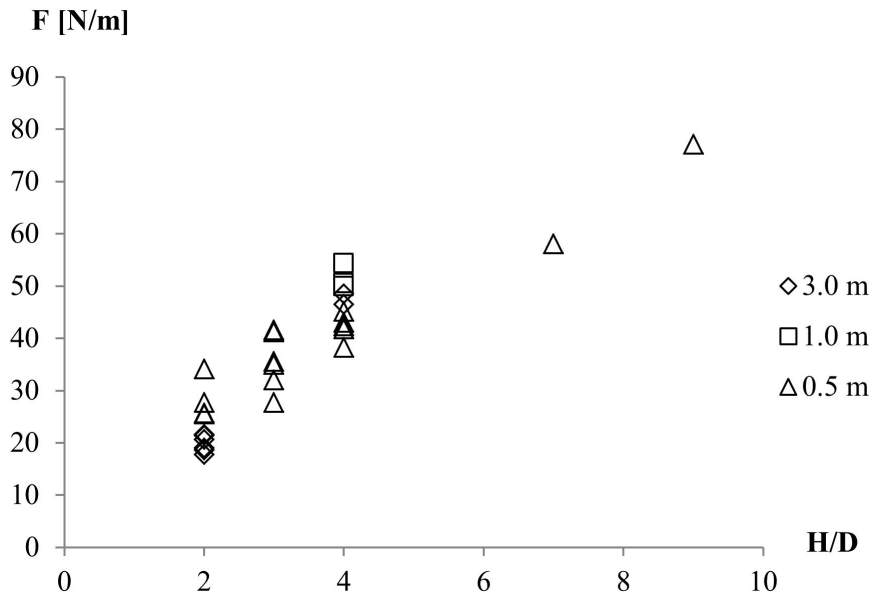
I Figur 5.23 ser verdiene ut til å sammenfalle bedre, der bruddlast fra trekkraft i øvre ende for alle tilfelle havner mellom de med trekk i nedre ende. Disse resultatene bekrefter dermed at rørvektens aksielle komponent virker som en drivende kraft når stabilitet skal beregnes for rør i bratt terreng.

Det er verdt å nevne at rørene som ble brukt i forsøkene har en tyngde på 2.7 N/m , noe som kun utgjør rundt 15% av de observerte bruddverdiene. Samme type forsøk med tyngre rør ville med større sikkerhet kunne undersøke dette.

Endeeffekter

Det ble gjennomført testserier med tre forskjellige rørlengder både for horisontale og skrå trekkeforsøk for å undersøke eventuelle endeeffekters påvirkning på friksjonskraften.

I horisontale trekkeforsøk hadde rørene med lengde 0.5 og 1 meter den ene enden fritt i sanden mens den andre gikk gjennom endeplaten i kassen, mens rørene på 3 meter ble ført gjennom endeplatene i begge av forsøkskassens endeplater. Figur 5.24 viser en oversikt over trekkeforsøkene der overdekningsforholdet er plottet mot bruddlasten for de ulike rørlengdene. Det er vanskelig å konkludere med noe fra figuren da de lange rørene havner under de korte for $H/D=2$, mens trenden er motsatt ved $H/D=4$. I tillegg er det for $H/D=4$, rørene på 1 meter som har størst bruddlast. Dette kan tyde på at endeeffektene for horisontale trekkeforsøk er mindre enn nøyaktigheten i målingene.

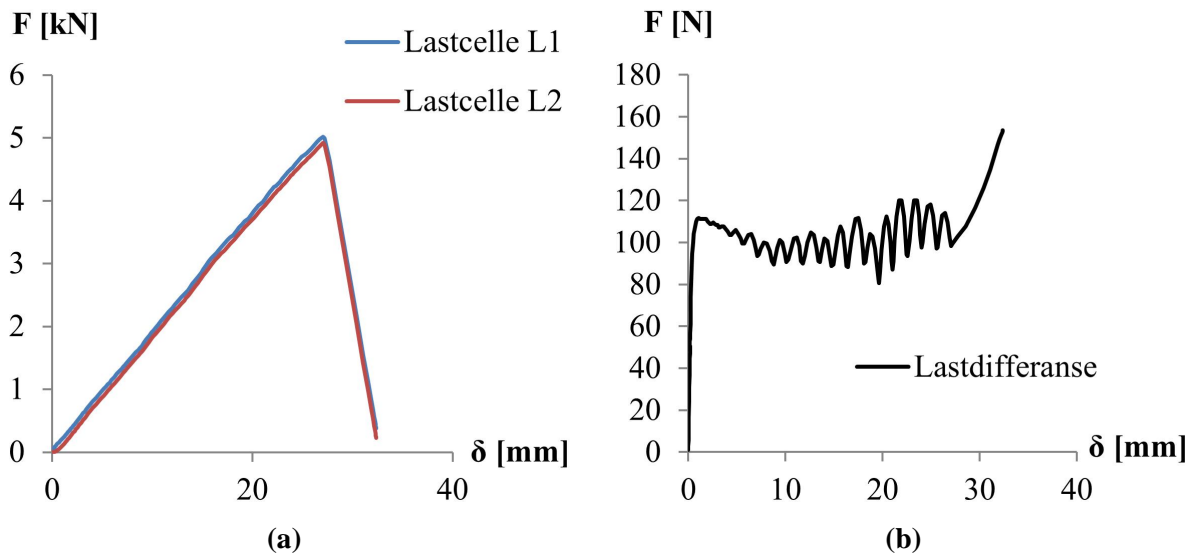


Figur 5.24: Bruddlaster trekkeforsøk, $D=32\text{mm}$, ulike rørlengder

Også for skrå trekkeforsøk var det av interesse å undersøke i hvilken grad resultatene ble påvirket av endeeffekter. Bruddlaster plottet mot ulike rørlengder er tidligere vist i Figur 5.23. I dette forsøket er det rør med lengde 2.5 m som er antatt å bli minst påvirket av endeeffekter. Dette fordi røret her ble dradd igjennom et større rør lagt ned i sanden i stede for gjennom endeplatene. Målet var her å eliminere at det oppstod økt jordtrykk i nedre del av forsøkskassen under forsøket, samt potensiell oppbygging av passivt jordtrykk mot endeplaten. Fra figuren ser det ut til at bruddlastene med 2.5 m langt rør sammenfaller bedre enn de andre rørlengdene. Det kan også merkes at det for rør med lengde 3 m er litt mindre spredning mellom verdiene fra trekk i øvre ende til trekk i nedre ende. Det kan dermed se ut til at endeplatene eller økt jordtrykk i bunn av kassen vil påvirke bruddlasten ved skrå trekkeforsøk.

Friksjon fra knekking

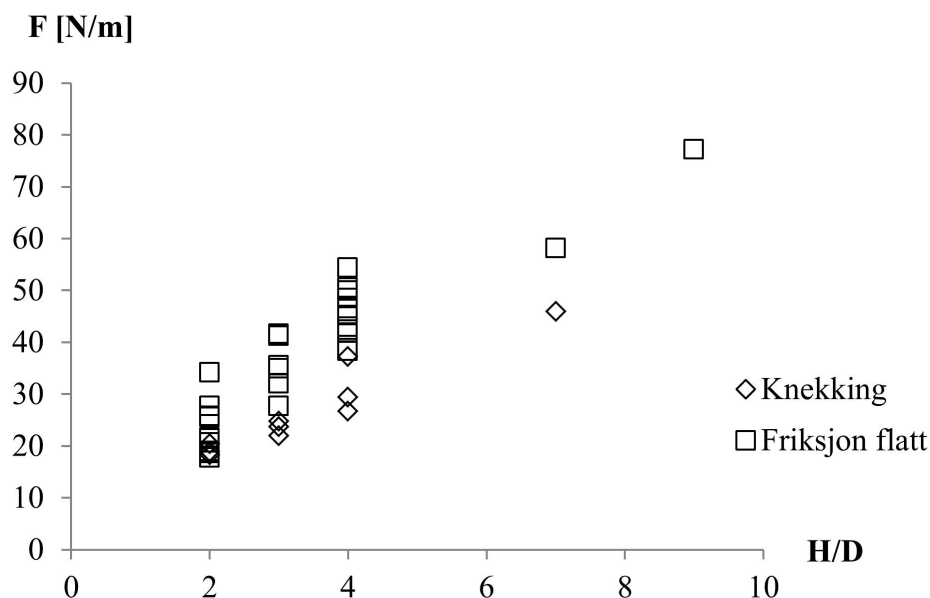
Fra knekkingsforsøkene, som blir nærmere beskrevet i kapittel 5.5.4, ble aksialkraften registrert i begge ender av røret. Her ble det observert at lastcellen i motsatt ende av kraftpåføringen ikke registrerte krefter før etter en viss last. Ved mer last ble det registrert krefter i begge lastcellene, men med en differanse. Figur 5.25 (a) viser registrert aksialkraft i begge lastcellene, mens Figur 5.25 (b) viser differansen mellom dem.



Figur 5.25: Typisk knekkingsforsøk, $H/D=4$; (a) kraft i lastcelle L1 og L2, (b) differanse mellom lastceller

Figur 5.25 (b) viser at differansen i aksialkraft mellom de to lastcellene øker nærmest lineært frem til en viss forskyvning, i dette tilfellet lik 0.5 mm. Etter dette flater lastdifferansen ut før den begynner å svinge for økende forskyvning. Denne svingende oppførselen antas å komme enten fra endret hastighet av lastpåføring eller fra interaksjonen mellom rør og sandkorn når røret forskyves.

I Figur 5.26 er denne lastdifferansen fra knekking plottet sammen med bruddlaster fra de horisontale trekkeforsøkene. Figuren viser at verdiene er delvis sammenfallende for $H/D=2$, men varierer noe med høyere overdekning. For økende overdekning øker altså spredningen mellom trekke- og knekkingsforsøkene.

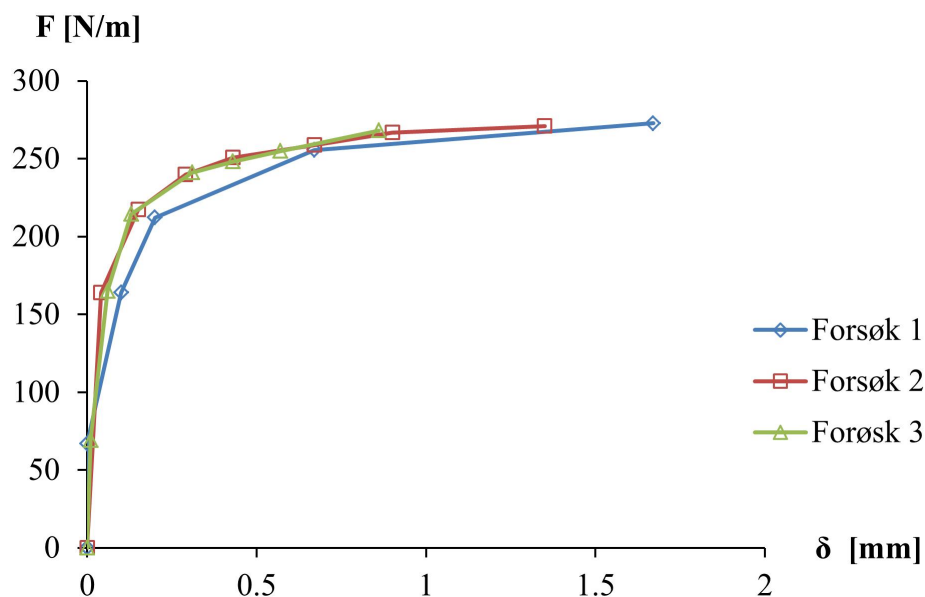


Figur 5.26: Bruddlaster trekke- og knekkingsforsøk, $D=32\text{mm}$

Det er usikkert hvorvidt disse verdiene kan sammenlignes direkte siden det i knekkingsforsøkene ble valgt å legge rørene med en initial oppadrettet forskyving på 10 mm ved rørets midtpunkt. En annen faktor som påvirker resultatene er at det i trekkeforsøk kan bygges opp et passivt jordtrykk på forsøkskassens endevegg. Det økte jordtrykket kan føre til høyere spenning rundt rørperiferien og økt friksjonskraft mellom rør og omfyllingsmassen i området ved endeplaten. I knekkingsforsøkene er røret fastholdt mot aksial forskyvning i den samme enden slik at det ikke bygges opp tilsvarende passivt jordtrykk. Verdiene for knekking bør etter dette ligge under verdiene for trekkeforsøkene og effekten vil øke i takt med høyde på overdekning.

5.5.2 Oppløftsforsøk

Disse forsøkene ble utført med hensikt å undersøke beregningsmodellene for oppløft samt danne grunnlag for knekkingsanalyser i Abaqus og Fokus (kapittel 6). Figur 5.27 viser et typisk last- forskyvningsdiagram for et oppløftsforsøk. Her er de siste målepunktene i hver serie brukt som bruddlast, selv om det i beregningsmetoder for nedgravde rør kan være ønskelig å definere brudd hvor forskyvningene er mindre. For små forskyvninger viser kurven en stiv oppførsel, før den flater den ut når forskyvningene øker ytterligere.



Figur 5.27: Typisk last- forskyvningskurve oppløftsforsøk, $H/D=3$, $D=50\text{mm}$

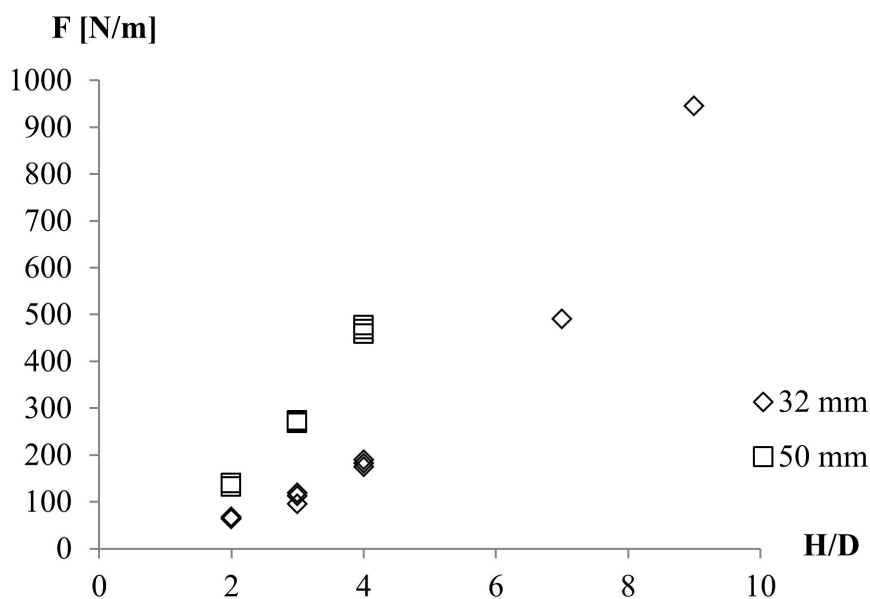
Under forsøk med rørdiameter 32 mm viste deg seg at det var svært vanskelig å måle nøyaktige forskyvninger ved lave overdekningshøyder. Tabell 5.14 viser et resultat fra et slikt forsøk der bruddlasten ser ut til å bli tilnærmet lik for hver repetisjon av forsøket mens den totale forskyvningen varierer mye.

Tabell 5.14: Resultat oppløftsforsøk, H/D=2, D=32 mm

Forsøknr.	F [N/m]	δ [mm]
1	64	0.41
2	63	0.05
3	68	0.25

Grunnen til de dårlige målingene er sannsynligvis skjev innstilling av forskyvningsmåleur kombinert med at disse rørene har en relativt lav bruddlast. Forsøk med rørdiameter lik 50 mm viser ikke det samme problemet og det bør derfor anbefales at det i fremtiden benyttes større rørdiameter enn 32 mm ved utførelse av tilsvarende forsøk. Med dette som bakgrunn antas det at verdiene i forsøket ikke vil gi en korrekt jordstivhet for rør med diameter 32 mm. Dette fordi jordstivheten er avhengig av både bruddlast og forskyvning.

Resultater for bruddlast derimot, ser ut til å gi gode estimat ettersom variasjonen innenfor målingene er lav. Figur 5.28 viser de registrerte bruddlastene for rør med diameter 32 mm og 50 mm. Her ser man at variasjonen i måleresultatene er lav for $H/D=2$ til $H/D=4$. På bakgrunn av dette kan det antas at også resultatene fra $H/D=7$ og $H/D=9$ er gode estimat, selv om forsøkene kun er gjennomført med én repetisjon. Forsøk med disse overdekningsforholdene ble kun gjennomført for rør med diameter 32 mm på grunn av begrensning i forsøksriggen.

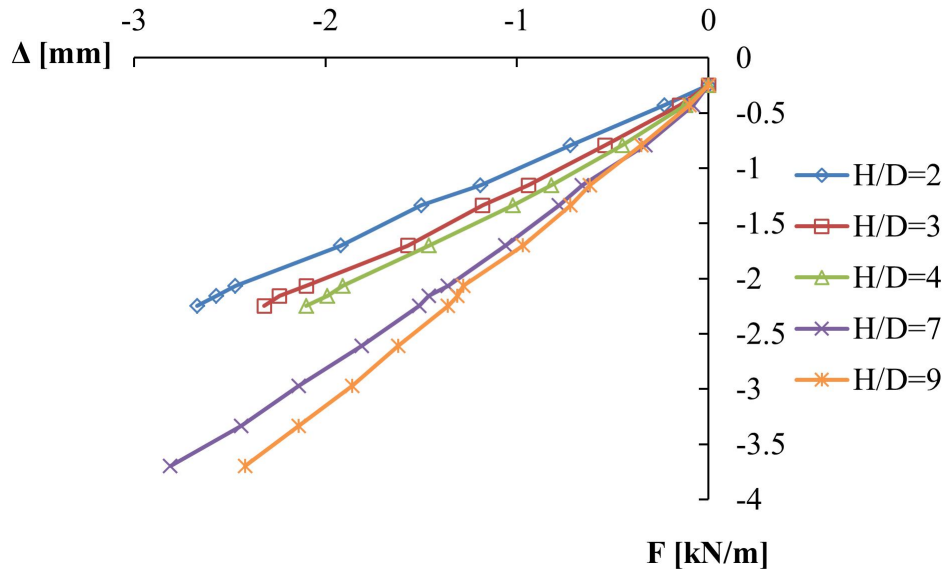


Figur 5.28: Bruddlaster oppløftsforsøk

5.5.3 Nedtryksforsøk

Som et grunnlag for å gjennomføre knekkingsanalyser i Abaqus og Focus Konstruksjon 2D (kapittel 6) var det ønskelig å finne jordstivheten for rør som trykkes nedover i omfyllingsmassen. Figur 5.29 viser utvalgte resultater fra forsøkene som ble gjennomført med rør med diameter lik 32 mm. I figuren er nedtrykkskraften plottet mot vertikalforskyvning.

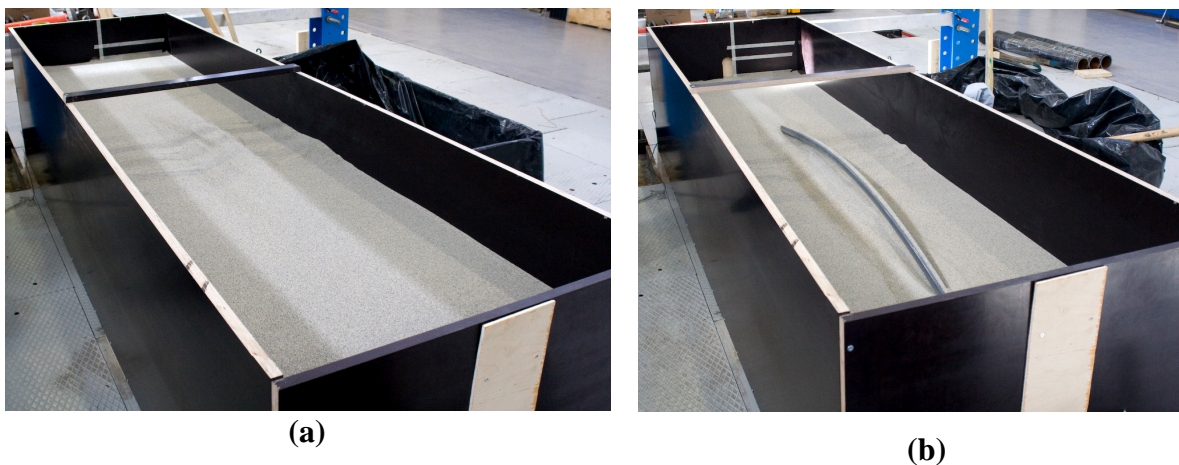
Det er valgt å plote både kraften og forskyvningen med negative verdier. Jordstivheten finnes i dette tilfellet som stigningstallet på kurven som går gjennom de målte verdiene. Fra Figur 5.29 ser jordstivheten ut til å være lineært økende med økt overdekning. Tilsvarende forsøk ble gjennomført for rør med diameter lik 50 mm, som viste samme trend.



Figur 5.29: Typisk last- forskyvningsdiagram nedtrykksforsøk, $D=32\text{mm}$

5.5.4 Knekkingsforsøk

Figur 5.30 (a) viser forsøkskassen med nedgravd rør før knekklast oppnås. Det ble ikke observert noen bevegelser i sanden før røret knakk opp. Ved knekklast knakk røret raskt opp av sanden og inntok en utbøyd form som vist i Figur 5.30 (b). Forsøkene ble stanset like etter utknekkning.

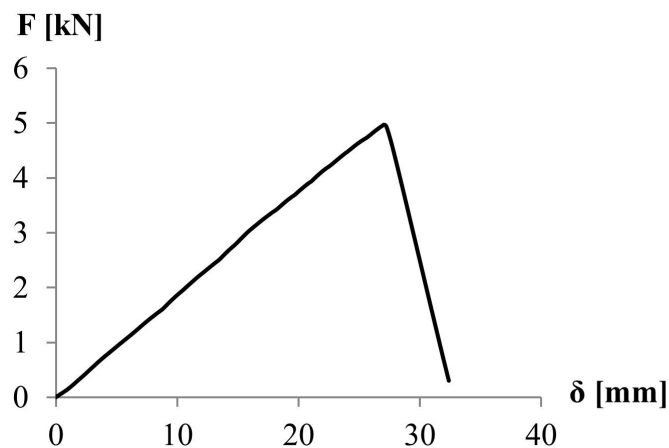


Figur 5.30: Typisk knekkingsforløp, $H/D=4$, (a) før knekking, (b) etter knekking

I tillegg til de vanlige måleseriene for ulike overdekningshøyder ble det gjort enkeltforsøk for å studere variasjon av formfeil, åpne-lukke mekanisme og rør med større diameter. Det ble benyttet nytt rør for hver måleserie (hver måleserie á 3 repetisjoner), mens det innad i måleserien ble benyttet samme rør. Røret ble kontrollert og eventuelt rettet ut mellom hvert forsøk slik at det var mest mulig likt i alle forsøkene. Dette var mulig ettersom PVC ikke er et lineært elastisk-plastisk materiale, og det dermed var det mulig å bøye røret tilbake. Det kan nevnes at for de fleste knekkingsforsøkene så røret ikke ut til å få store varige deformasjoner. Muffeskjøtene ble også gjenbrukt, og så ikke ut til å bli varig deformert i forsøkene.

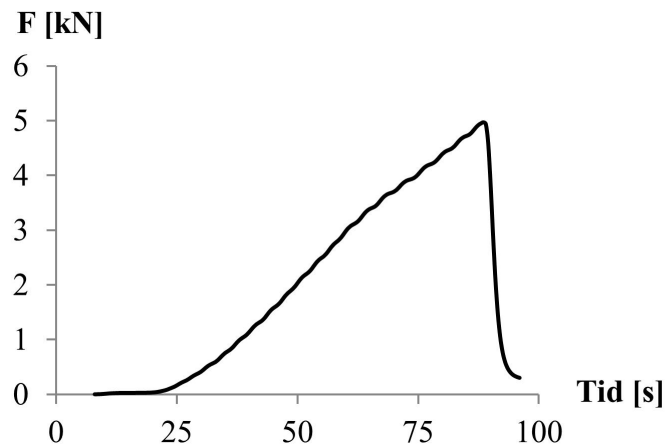
Knekklast

Knekklasten kan leses av som den høyest målte kraften i last- forskyvningsdiagrammet (Figur 5.31). I dette tilfellet gjelder diagrammet det samme forsøket som tidligere vist i Figur 5.30, et kontinuerlig rør med $H/D=4$, der knekklasten var 4.97 kN. Knekklasten er valgt som gjennomsnittslasten i de to lastcellene på hver ende av kassen. Forskyvningen er valgt som gjennomsnittlig forskyvning mellom de to forskyvningsmålerne lokalisert i samme ende av kassen som jekken. Gjennomsnittsmåling ble brukt ettersom det ikke var mulig å måle forskyvninger i senter av rørtverrsnittet. I tillegg kunne man med måling på hver side av røret fange opp eventuelle rotasjoner av røret under pålastning og utknekkning. I ettertid viste det seg at de to målerne hadde et avvik på maksimalt 1.1 mm fra hverandre, og det er fra dette antatt at gjennomsnittsverdien gir bra verdier for forskyvning.



Figur 5.31: Typisk last-forskyvningsdiagram knekkingsforsøk, $H/D=4$, $D=32\text{mm}$

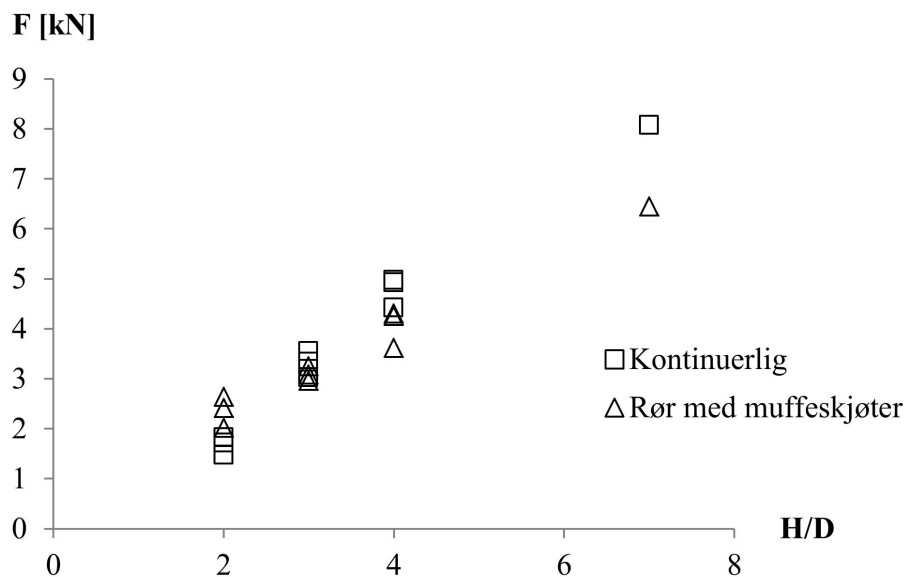
Lasten ble påført slik at forskyvningen alltid øker mens lasten kan variere. Figur 5.31 viser at lasten faller brått ved knekking. Dette skyldes at røret ved knekking endres fra en tilnærmet horisontal form til en bøyde med lavere kapasitet til å ta opp aksielle trykkrefter. Avlastingen skjer meget hurtig, noe som kan sees ved å studere et plot av kraft mot tid. Et slikt plot er vist i Figur 5.32 for det samme forsøket som i Figur 5.31, der man ser at avlastingen skjer i løpet av noen få sekunder.



Figur 5.32: Typisk last-tidsdiagram knekkingsforsøk, $H/D=4$, $D=32\text{mm}$

Ved å studere Figur 5.32 nøye kan man også se variasjonen i jekkingen i det bølgede partiet opp mot knekkpunktet. Dette kommer av at jekken får en liten pause for hvert nytt tak ettersom den er håndmanøvrert.

Det ble i hovedsak fokusert på å undersøke varierende overdekningshøyder i knekkingsforsøkene og et plot av de ulike knekklastene mot H/D -forholdet er gjengitt i Figur 5.33.



Figur 5.33: Knekklast, kontinuerlig og rør med muffeskjøter

Figuren viser at knekklasten til kontinuerlige rør og rør med muffeskjøter ser ut til å øke for økende overdekning. Resultatene er i utgangspunktet vanskelig å sammenligne direkte ettersom kontinuerlig rør og rør med skjøter har forskjellig initial formfeil. Det kan allikevel se ut som om rør med skjøter, med bare én avvinkling, ikke har veldig ulik knekklast som et kontinuerlig rør med tilsvarende egenskaper. En grunn til dette kan være at skjøtene virker ganske solide og stive sammenlignet med rørene.

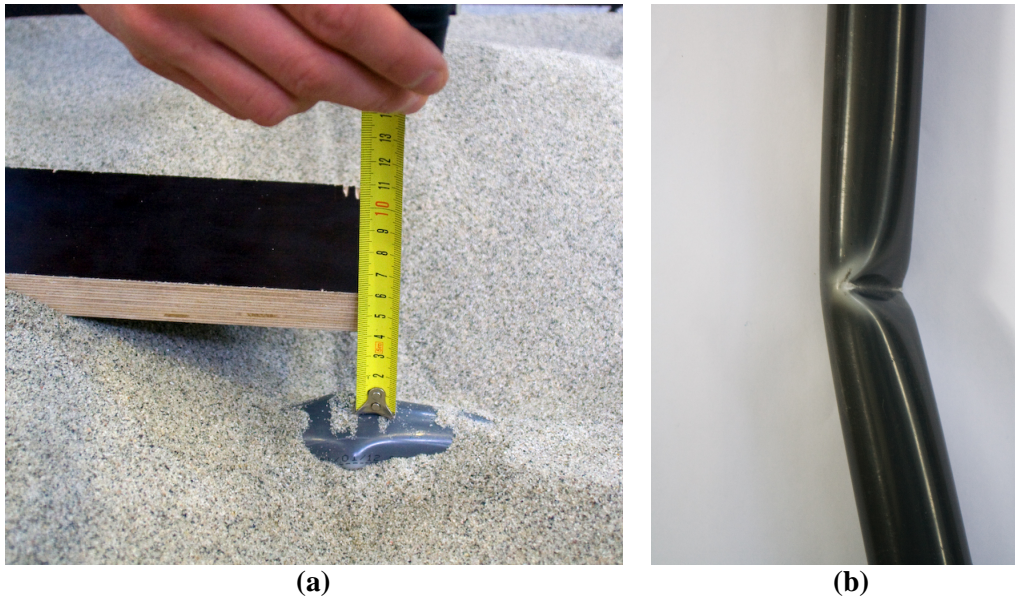
Utbøyd form

Den utbøyde formen fra knekkingsforsøkene er vist i Tabell 5.15. Det er her skissert hvilken form som var synlig over terrengnivå etter knekking. Under overflaten er formen antatt med utgangspunkt i observasjon av de utstikkende rørendene på hver ende av kassen, etter knekking.

Tabell 5.15: Utbøyd form av rør i knekkingsforsøk

H/D	Kontinuerlig rør	Rør med muffeskjøter
2		
3		
4		
7		

Den utbøyde formen var stort sett lik i de forskjellige måleseriene, men for kontinuerlig rør med $H/D=4$ varierte det om røret knakk opp med en halvbølge i venstre eller høyre side, for tilnærmet samme knekklast. Dette viser at det er tilfeldig i hvilken ende av røret knekkformen brer seg oppover når røret knekker med en halvbølge i ene enden. Ved $H/D=7$ kom ikke røret opp av sanden ved knekking. Røret måtte dermed graves frem og viste seg å ligge omtrent 40 mm under overflaten som vist i Figur 5.34 (a).



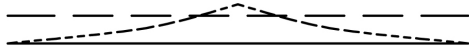
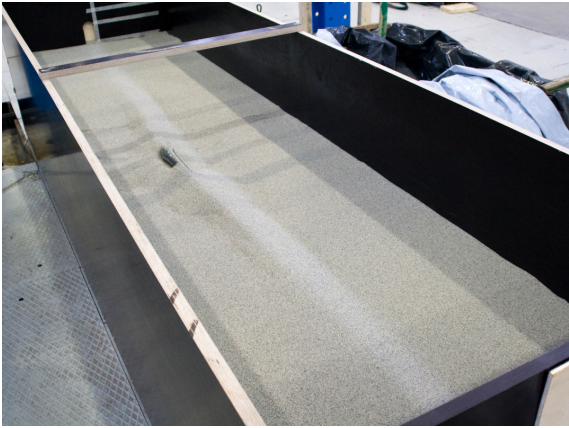

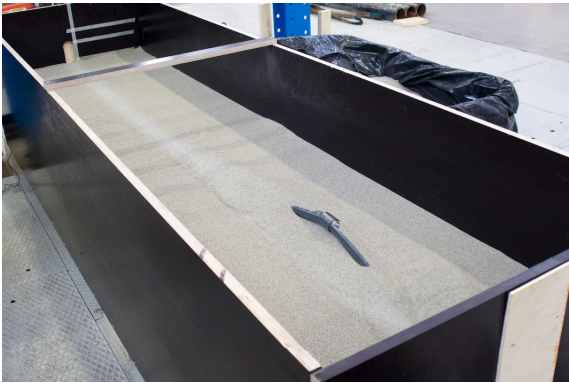
Figur 5.34: (a) Rør etter knekking i sand, (b) samme rør, plastisk deformert

Røret var også blitt plastisk deformert under forsøket. Det hadde oppstått lokal knekking av rørveggen i underkant, som vist i Figur 5.34 (b). Den aksielle trykkapasiteten til dette røret er tidligere målt til 12 kN, mens knekklasten bare var på 8.1 kN. Grunnen til at røret havarerte er trolig at røret har fått en økt aksialspenning over tverrsnittet på grunn av bøyning fra den initiale formfeilen og fra den utbøyde formen når røret knekker opp.

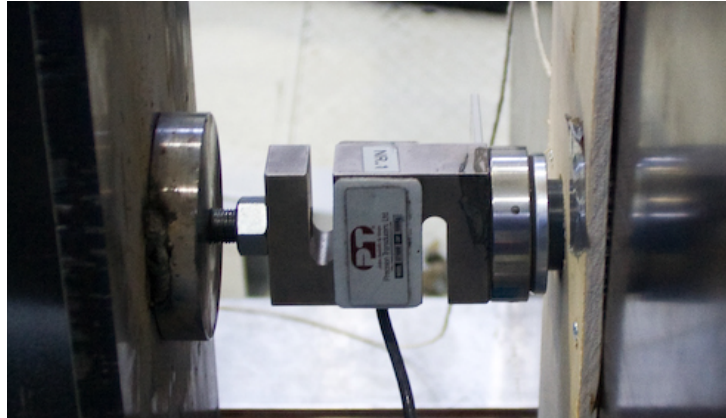
Formfeil nedover

Det ble også gjort forsøk også med initial formfeil nedover i sanden. Forsøkene ble gjort med $H/D=4$ og formfeilen hadde den samme størrelsen som tidligere var benyttet oppover, $\delta_{ini} = -10 \text{ mm}$. Det var her forventet at røret ville knekke ved en større last enn ved formfeil oppover for samme overdekning, med en mulighet for at den utbøyde formen også ville gå ned i sanden. Resultat og foto fra forsøkene, både med kontinuerlig rør og rør med muffeskjøter er gjengitt i Tabell 5.16

Tabell 5.16: Knekkingsforsøk med initial formfeil nedover for kontinuerlig rør og rør med muffeskjøter

Knekklast / skisse knekkform	Bilde av utbøyd form
<p data-bbox="395 555 555 584">$F = 8.13 \text{ kN}$</p> 	
<p data-bbox="395 987 555 1016">$F = 6.20 \text{ kN}$</p> 	

Ved å sammenligne verdiene for knekklasten fra Tabell 5.16 med verdiene for formfeil oppover som tidligere vist i Figur 5.33 ser man at knekklasten er høyere med formfeil nedover både for kontinuerlig rør og rør med skjøter. For rør med skjøter knekker rør med formfeil nedover opp i ene enden i stede for i midtsnittet, som var tilfeller for rør med formfeil nedover. Dette virker fornuftig ettersom en avvinkling nedover i midtsnitt vil føre til avvinkling oppover i de andre skjøtene. Røret knekker oppover fordi det er mindre motstand denne veien enn nedover, selv om formfeilen ned er større. Av Figur 5.35 ser man at det sfæriske lageret i venstre ende av kassen forblir rett etter knekking, noe som tyder på at røret i denne siden av kassen ikke knekker med tilsvarende halvbølge ned i kassen.



Figur 5.35: Sfærisk lager i kassens venstre side ved knekking med formfeil nedover

Det kontinuerlige røret med formfeil nedover knekker også opp, men med en betydelig høyere knekklast enn for rør med formfeil oppover. Røret blir også plastisk deformert tilsvarende som for $H/D=7$ med formfeil oppover. Det kan ut i fra dette virke som om røret for moderate overdekninger vil tendere til å knekke opp selv ved avvinkling ned på grunn av den store jordstivheten nedover. Det ble også observert at begge rørene nå knekker ut til siden samtidig som de knekker oppover, noe som kan tyde på at også jordstivheten sideveis er lavere enn nedover og at røret dermed knekker med en form delvis opp og sideveis. Dette ble ikke observert i samme grad for rør med formfeil oppover.

Åpne lukke-mekanisme

Den initiale formfeilen for rør med skjøter ble valgt på bakgrunn av utregnet grenseverdi for stabilitet i åpne-lukke mekanismen omtalt i kapittel 3.4.3. Hvis det antas at røret oppfører seg som et stivt legeme gir dette $\alpha_{cr} = 1.2^\circ$. Det ble på bakgrunn av dette gjort noen enkle forsøk med avvinkling $\alpha = 1^\circ$ og $\alpha = 2^\circ$ i midtsnitt for å se om skjøten lukket eller åpnet seg før knekking. Med $\alpha = 1^\circ$ beveget skjøten seg gradvis nedover i sanden til den nådde et nivå der den snudde, omtrent ved 80 % av knekklasten. Skjøten beveget seg så litt oppover før røret knakk opp av sanden. Med $\alpha = 2^\circ$ beveget skjøten seg kun gradvis oppover før røret knakk opp. Det kan dermed se ut som om åpne-lukke mekanismen spiller inn på knekklasten for disse rørene. Knekklasten ble forøvrig halvparten så stor for $\alpha = 2^\circ$ som for $\alpha = 1^\circ$, noe som delvis kan skyldes den omtalte mekanismen og delvis på grunn av større avvinkling.

Forutsetningen for beregning av α_{cr} er at røret oppfører seg som et stivt legeme. Dette kan antas å være tilfellet like etter belastning og føre til at røret, avhengig av avvinklingen, velger å gå mot lukking eller åpning. Ved videre belastning vil røret, dersom det går mot lukking, ikke nødvendigvis lukkes fullstendig ettersom sanden rundt vil motvirke bevegelsen. Røret vil dermed bøyes nedover avhengig av stivheten til jorden. Dette ser ut til å stemme bra med forsøkene ettersom maksimal forskyvningen nedover var om lag en tidel av den initiale formfeilen. Det må til slutt nevnes at det er knyttet noe usikkerhet til disse målingene ettersom horisontalforskyvning av røret i midtsnitt ikke ble målt.

Knekkingsforsøk med 50 mm rør

Det ble også gjort enkelte forsøk på rør med 50 mm diameter. Det ble kun gjort forsøk for $H/D=2$ fordi høyere overdekning ville gi større last enn lastcellenes kapasitet. Røret knakk i en halvbølge oppover sentrert i midtsnitt, same som for rør med diameter 32 mm og $H/D=2$, både for kontinuerlig rør og rør med skjøter. Det ble kun gjort et forsøk for hvert rør, og målingene er derfor noe usikre. Knekklasten for 32 og 50 mm rør gjengitt i Tabell 5.17.

Tabell 5.17: Knekklast ved ulike rørdiameter ved $H/D=2$

Rørdiameter	Kontinuerlig F [kN]	Rør med skjøter F [kN]
32 mm	1.48	2.01
	1.72	2.64
	1.80	2.41
50 mm	8.07	6.45

Som det fremgår av tabellen er knekklasten vesentlig høyere for 50 mm rør. Dette kan forklares med at slankheten til røret nå er mindre ettersom rørtverrsnittet har økt mens lengden forblir den samme.

En interessant observasjon er at 50 mm røret har lavere knekklast for rør med skjøter enn for kontinuerlig rør, mens det er motsatt for 32 mm rør. Grunnen til dette kan være at rørene har forskjellig stivhetsforhold mellom muffeskjøt og rør. Det kan også være at formfeilen har mindre å si for 50 mm rør. Samme formfeil er lagt inn i de to forsøkene, slik at det er henholdsvis 10 og 5 mm lavere overdekning i midtsnitt. Dette vil ha størst innvirkning på 32 mm rør med kun 48 mm overdekning ved $H/D=2$.

6 NUMERISKE BEREGNINGER (FEM)

For å undersøke knekking av nedgravde rør er det gjort numeriske beregninger i dataprogram basert på elementmetoden (FEM). Formålet med beregningene var å se om dataprogrammene klarte å simulere de samme knekkingsforsøkene som ble utført i forsøkskassen, tidligere omtalt i kappittel 5. Dette ble gjennomført fordi det var ønskelig å finne ut om programmene kan benyttes for å gjøre knekkingsberegninger på reele nedgravde rørgater. Det ble benyttet to ulike programverktøy:

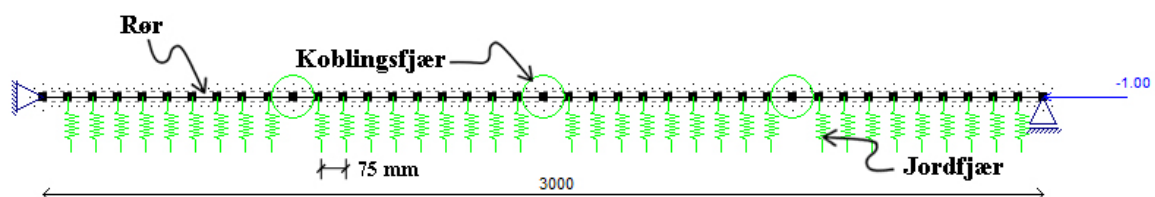
- Focus konstruksjon 2D 2009
- Abaqus v6.10

Focus er et enklere elementmetodeprogram som kan brukes til å gjøre statiske beregninger for bjelker, søyler, rammer og fagverk. Abaqus er et fullverdig avansert elementmetodeprogram som kan benyttes for å simulere de fleste ingeniørmessige problemer. I begge programmene ble en 2D-modell benyttet, der røret ble modellert med bjelkeelementer mens omfyllingsmassen ble modellert med aksialbærende fjærer, heretter også omtalt som jordfjærer. Det er utført beregninger både for knekking av kontinuerlig rør og knekking av rør med muffeskjøter.

6.1 Modell i Focus

I første omgang ble en forenklet beregning i Focus gjennomført. En skisse av geometrien som ble bruk er vist i Figur 6.1. Det er benyttet bjelkeelementer for å modellere røret og lineær-elastiske fjærer for å modellere omfyllingsmassen som jordfjærer. Muffeskjøtene er modellert ved hjelp av rotasjonsfjærer. Begge fjærtypene er lineær-elastiske som betyr at de benytter en konstant verdi for fjærstivheten. Senteravstanden mellom jordfjærene ble valgt til 75 mm, for å unngå at røret kunne knekke opp mellom fjærene.

Det er gjort beregninger både med et kontinuerlig rør på 3 meter og rør bestående av fire rørsegment á 0.75 meter med tilhørende skjøter i mellom. Røret er opplagret med fastlager i venstre ende og glidelager i høyre ende på figuren. I høyre ende er det også satt på en aksial last med størrelse 1 kN, som multipliseres med en knekkfaktor for å finne knekklasten. Det kan merkes at det også er en jordfjær i noden med muffeskjøt i Figur 6.1 selv om det ikke vises på figuren.



Figur 6.1: Modell i Focus Konstruksjon 2D

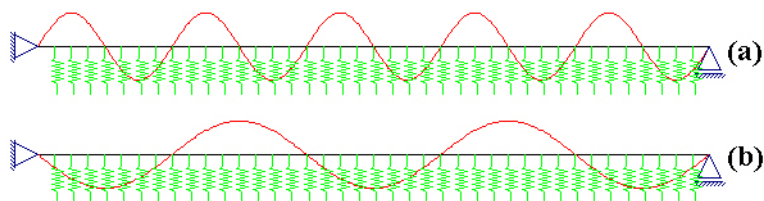
Det er gjort beregninger for to ytterkanter av jordstivheten basert på resultatene fra modellforsøkene med nedgravd rør i sand som ble gjennomført i pelelaboratoriet med $H/D=2$. For å beregne høy jordstivhet ble verdier målt fra nedtrykksforsøkene brukt, mens lav jordstivhet er beregnet fra oppløftsforsøkene. Som tidligere omtalt i kapittel 5.5.2 gir oppløftsforsøkene for rør med diameter 32 mm en dårlig beskrivelse av jordstivheten fordi det antas at den målte forskyvning i forsøkene er unøyaktig. Det er derfor valgt å benytte en stivhet basert på bruddlast fra modellforsøkene og forskyvning som anbefalt for vertikale jordfjærer i ALA (2001). Her anbefales det at forskyvningen i løst lagret sand settes lik en mobiliseringsdistanse $\delta_{mob}=0.02H$. Stivheten i rotasjonsfjæren er satt lik 0.18 kNm/rad tilsvarende stivheten som ble regnet ut for denne skjøten i nedbøyningsforsøk omtalt i kapittel 5.2. En oversikt over modellens inndata er gjengitt i Tabell 6.1.

Tabell 6.1: Inndata Focus-modell

Elementtype	Bjelkeelement m/3 frihetsgrader i hver node	
Antall elementer	n [pr. meter]	133
Avstand mellom jordfjærer	[mm]	75
Stivhet i rotasjonsfjær	k_α [kNm/rad]	0.18
Stivhet i jordfjær, høy	k_w [kN/mm]	0.06
Stivhet i jordfjær, lav	k_w [kN/mm]	0.004

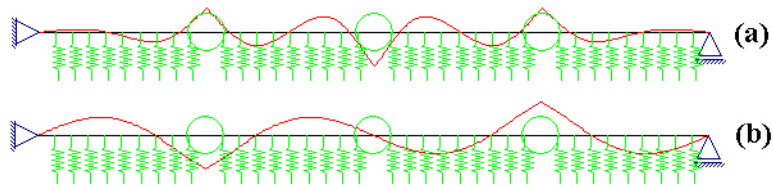
6.2 Resultater Focus

Resultatene fra beregningen i Focus er i sin helhet oppsummert i dette kapittelet. Figur 6.2 viser knekkformen for et kontinuerlig rør (markert med rød farge). Formen er symmetrisk om rørets lengdeakse og viser at røret knekker i flest bølger ved høy jordstivhet.



Figur 6.2: Focus: Knekkform kontinuerlig rør; (a) høy jordstivhet, (b) lav jordstivhet

For et kontinuerlig rør blir resultatet tilnærmet lik den analytiske løsningen for knekking av bjelke på elastisk underlag gitt i Larsen (2010) og tar ikke hensyn til at jorden har forskjellig stivhet ned og opp av bakken. Focus har mulighet til å legge inn rotasjonsfjærer som kan modellere rør med muffeskjøter. Knekkformen for et slikt rør er gitt i Figur 6.3.



Figur 6.3: Focus: Knekkform rør med muffeskjøter; (a) høy jordstivhet, (b) lav jordstivhet

For begge jordstivhetene knekker rørene med mer enn en bølge. Knekkformen ser dermed ikke ut til å stemme med den utbøyde formen fra modellforsøk med tilsvarende rør og overdeknings høyde.

En oppsummering av resultatene fra beregninger med Focus er vist i Tabell 6.2. Til sammenligning var gjennomsnittlig knekklast fra modellforsøk med rør nedgravd i sand for samme overdekning lik 1.67 kN (kontinuerlig rør) og 2.35 kN (rør med muffeskjøt). Knekklasten fra Focus basert på en modell med høy stivhet i jordfjærene ser ut til å gi en helt feil verdi sammenlignet med modellforsøket. For modellen med lav stivhet ser knekklasten ut til å passe i en viss grad for rør med muffeskjøter. For kontinuerlig rør gir beregningen en alt for høy verdi. Ut i fra dette, samt sammenligningen mellom knekkform, kan det konkluderes med at Focus fungerer dårlig for å simulere knekking av nedgravde rør med lav overdekning. Programmet kan kun benyttes til å gjøre grove overslagsberegninger for enkle tilfeller av nedgravde rør, der jordstivhet oppover i omfyllingsmassen må benyttes som stivhet i jordfjærene.

Tabell 6.2: Resultater fra Focus-modell

Rørtype	Jordstivhet	Knekklast, F_{cr} [kN]	Antall halvbølger, n
Kontinuerlig rør	Høy	14.04	10
	Lav	3.64	5
Rør med muffeskjøt	Høy	10.21	~ 8
	Lav	2.91	~ 6

6.3 Modell i Abaqus

Abaqus gir muligheter for å modellere fjærer med et ikke-lineært kraft- forskyvningsforløp. Disse beregningene er antatt å gi bedre estimat av knekklasten enn beregningene i Focus siden bi-lineære aksialfjærer kan simulere forskjellig jordstivhet opp og ned i omfyllingsmassen. Rotasjonsfjærene er gitt en konstant stivhet tilsvarende moment-rotasjonsforløpet målt ved nedbøyningsforsøk som tidligere omtalt i kapittel 5.2.

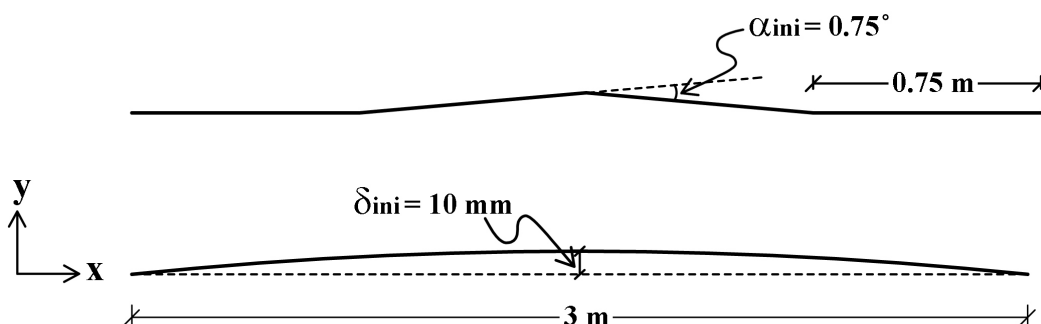
6.3.1 Geometri

Tverrsnittet til bjelkeelementene er valgt som rørtverrsnitt med dimensjoner fra rørene som ble brukt i modellforsøket. Dimensjonene som er benyttet i modellen er gjengitt i Tabell 6.3.

Tabell 6.3: Geometri Abaqus-modell

Diameter, rør	D [mm]	32.20
Godstykkelse	e [mm]	2.2
Lengde rør	L [m]	3 m / 0.75 m

Figur 6.4 viser de to rørene som er modellert i Abaqus. For at den ikke-lineære beregningen skal kunne simulere knekking er det her lagt inn en formfeil. Det kontinuerlige røret er modellert ved å benytte en tre punkts kurve med midtpunktet forskjøvet 10 mm i positiv y-retning, mens røret med muffeskjøter er gitt et vinkelavvik mellom de midtre rørsegmentene på 0.75° som vist i Figur 6.4. Dette tilsvarer formfeilen som ble brukt i modellforsøket.



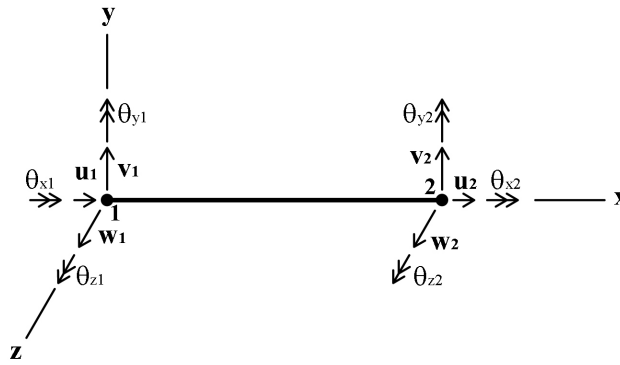
Figur 6.4: Skisse av geometri i Abaqus-modell

6.3.2 Materialelegenskaper

Materialet blir modellert med en elastisk materialmodell uten plastisitetsgrense, det vil si at modellen ikke tar hensyn til flyting eller brudd i materialet. Eneste nødvendig input for materialet blir dermed E-modul og tverrkontraksjon. E-modulen er satt til 2650 N/mm^2 og tverrkontraksjonstallet ν er satt lik 0.4, tilsvarende som for rørene brukt i modellforsøket.

6.3.3 Elementer

Rørene er modellert med elementer av typen B31 som vist i Figur 6.5. Dette er et to-nodet lineært bjelkeelement i rommet. At det er lineært vil si at formfunksjonene er lineære og dermed kun kan gi en lineær beskrivelse av forskyvningene vinkelrett på bjelkeaksen. Det er dermed nødvendig med et tilstrekkelig antall elementer for å beskrive bøyning. Elementet har seks frihetsgrader i hver node, henholdsvis translasjon i x-, y- og z-retning og rotasjon om de samme tre aksene. Rørene er modellert med 20 bjelkeelementer per meter som tilsvarer en elementstørrelse på 50 mm.



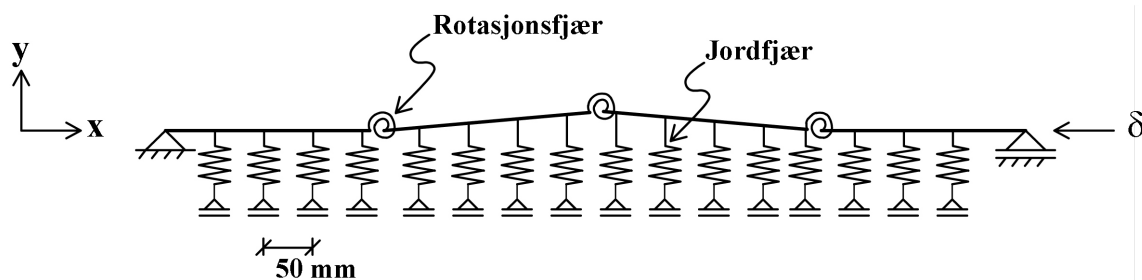
Figur 6.5: B31 Bjelkeelement

Fjærene som skal beskrive omfyllingsmassen (jordfjærene) er modellert som SPRING1 elementer. Dette er et fjærelement som kobles mellom en node og «underlaget» og virker med stivhet i en retning som kan defineres i henhold til globalt eller lokalt koordinatsystem.

Fjærene som skal beskrive muffeskjøten mellom rørene (rotasjonsfjæren) er modellert med CONNECTOR element. Dette elementet virker mellom to noder og gir en kobling mellom disse. Elementet gir mulighet for å fastholde eller frigi frihetsgrader samt å gi frihetsgrader elastisk fastholding, tilsvarende fjærstivheten i et fjærelement. I rotasjonsfjæren er dette benyttet til å fastholde translasjoner i alle retninger mens rotasjon om z-aksen er gitt en elastisitet tilsvarende 0.18 kNm/rad. Rotasjon om de andre to aksene er fastholdt.

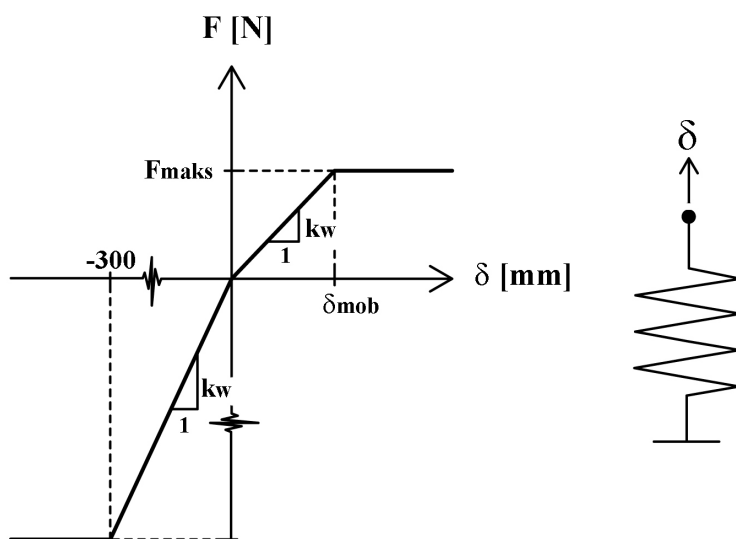
6.3.4 Randbetingelser og fjærer

Figur 6.6 viser en skisse av plassering av fjærer og randbetingelser. Ettersom modellen er i 2D, er alle noder fastholdt mot forskyvning i z-retning samt mot rotasjon om x- og y-akse. I tillegg er venstre ende-node i figuren fastholdt mot forskyvning i x- og y-retning mens høyre ende-node er fastholdt mot forskyvning kun i y-retning. Røret er støttet av aksialfjærer som skal simulere omfyllingsmassen. Avstanden mellom fjærene er valgt til 50 mm der fjærene i overkant er festet til bjelkeelementets node og i underkant festet i «bakken» (i Abaqus kalles disse fjærene Springs-to-Ground). Aksialfjærene virker i global y-retning og er dermed opplagret med glidelager som indikert i Figur 6.6. Det kan merkes at Abaqus benytter et annet aksesystem enn hva somer brukt i retsen av denne rapporten.



Figur 6.6: Rør med randbetingelser og fjærer i Abaqus-modell

Modellen som er brukt for fjærstivheten er bi-lineære fjærer som beskrevet i ALA (2001). Det er gjort analyser både med stivheter gitt i denne retningslinjen og stivheter målt fra de gjennomførte nedtrykks- og oppløftforsøkene med rør i sand. Figur 6.7 viser kraft-forskyvningsforløpet som er benyttet i fjærene. Stivheten oppover fra modellforsøkene er beregnet på bakgrunn av bruddlast ved oppløft F_{maks} med tilhørende mobiliseringsdistanse δ_{mob} . Nedover er stivheten tatt fra nedtrykksforsøk og begrenset av en maksimal negativ forskyvning på 300 mm. Etter at disse grensene er nådd setter Abaqus stivheten lik null (Simula, 2007). Aksene i negativ retning for kraft og forskyvning er kuttet i Figur 6.7 for å bedre lesbarheten. Stivheten til aksialfjærene er lagt inn i input-filen som en matrise bestående av kraft- forskyvnings verdier, sammen med parameteren *nonlinear*.



Figur 6.7: Aksialfjær med kraft- forskyvningsforløp

For rør med muffeskjøter er skjøten modellert med rotasjonsfjær. Fjæren er koblet til endenoden på bjelkeelementet slik at fjæra virker med rotasjon om global z-akse mellom de to bjelkeelementene som møtes i skjøten. Som nevnt tidligere er stivheten for enkelthetskyld satt konstant lik 0.18 kNm/rad, som beregnet fra nedbøyningsforsøk i kapittel 5.2.

6.3.5 Simulering

Simuleringen inneholder et steg der en forskyvning i høyre ende-node settes gradvis på i fiktive tidsinkremer. Forskyvningen er satt til 50 mm i negativ x-retning. Måten å inndele

steget i inkremerer på er satt til automatisk som vil si at Abaqus selv velger inkrementenes størrelse basert på valgte min/maks toleranser og en startverdi. Verdiene brukt i beregningen er gitt i Tabell 6.4. Det er tatt hensyn til ikke-lineær geometri i beregningen (NLGEOM=ON).

Tabell 6.4: Steg i Abaqus simulering

Steglengde	1
Startinkrement	0.001
Minimum inkrement	10^{-10}
Maksimum inkrement	0.03
Maksimalt antall inkrement	500

6.3.6 Numerisk demping

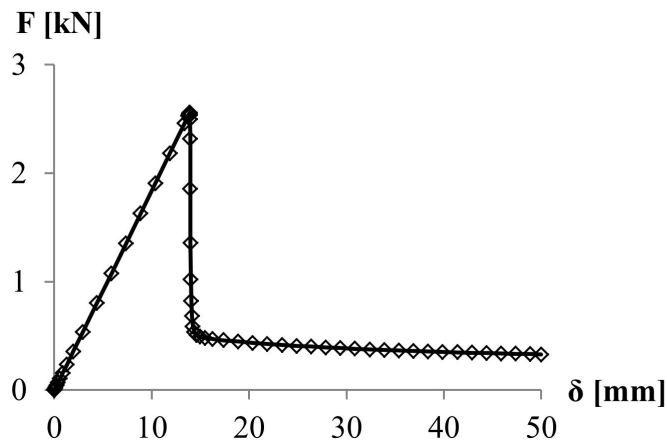
De ikke-lineære fjærene vil kunne føre til ustabilitet i modellen når røret knekker opp. Dette fordi det i simuleringen kan bli store forskyvninger og rask endring av formen på røret. For allikevel å kunne oppnå konvergens kan det legges inn numerisk demping. Abaqus setter da på en dempningskraft i nodene. Denne er beregnet med en dempingsfaktor multiplisert med en fiktiv fart som igjen er basert på den fiktive tiden Abaqus opererer med i statiske analyser (Simula, 2007). I praksis vil det si at dersom det skjer for store forskyvninger av noder over et tidsinkrement vil simuleringen kjøres på ny med dempingskrefter i nodene. Dempingsfaktoren må velges slik at den ikke påvirker løsningen i stor grad samtidig som beregningen konvergerer. Det er valgt å anta at dempingsfaktoren er tilfredsstillende når faktoren multiplisert eller dividert med 10 ikke gir en forandring på mer en 5 % i knekklasten.

6.4 Resultater Abaqus

I beregningen ble det benyttet tre ulike stivheter for jordfjærene; stivhet målt fra modellforsøk, heretter kalt forsøk, stivhet målt fra forsøk korrigert med mobiliseringsdistanse fra ALA (2001), heretter omtalt som forsøk* og stivhet beregnet fra ALA (2001). Resultatene som blir gjengitt i dette kapittelet viser kun beregninger gjort med stivhet fra ALA (2001) ettersom denne så ut til å beskrive jordmassen best. Resultater fra alle beregningene er gitt i vedlegg C. En diskusjon og sammenligning av beregningene i Abaqus og resultatet fra knekkingsforsøk med rør i sand vil bli gitt i kapittel 8.3.

6.4.1 Knekklast og knekkform

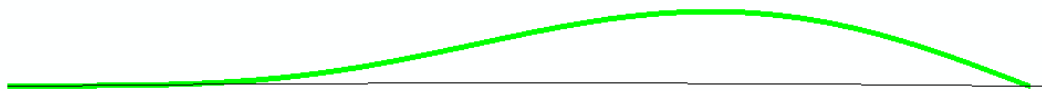
Sammenhengen mellom opplagerkraft i x-retning ved venstre ende (fastlager) og forskyvning i x-retning ved høyre ende (glidelager) vil vise knekklasten til rørstrengen. Et slikt plot er gitt i Figur 6.8 for et kontinuerlig rør med $H/D=2$. Knekklasten kan leses av som den høyeste kraften, i dette tilfellet lik 2.56 kN.



Figur 6.8: Kraft- forskyvningsdiagram knekking, kontinuerlig rør, $H/D=2$,

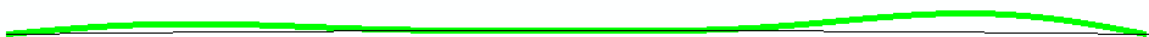
Før knekking viser figuren et lineært kraft- forskyvningsforløp, noe som skyldes aksiell deformasjon av røret. Etter knekkpunktet skjer det en stor avlasting som følge av endring av formen på røret. Det er i dette område mange av fjærene får null stivhet og det behøves demping for å få beregningen til å konvergere.

Knekkformen for det samme røret er vist i Figur 6.9. Svart farge viser originalformen mens grønn farge viser knekkformen etter at hele forskyvningen på 50 mm er satt på. Det kan merkes at jordfjærene ikke vises på skissen. Dette fordi fjæren som er benyttet, en såkalt «Spring-to-Ground» fjær, ikke vises i det visuelle grensesnittet i Abaqus.



Figur 6.9: Knekkform ved forskyvning i x-retning lik 50 mm, kontinuerlig rør, $H/D=2$,

Fra Figur 6.9 kan det se ut som om røret egentlig vil knekke i to halvbølger der venstre halvbølge forhindres i å knekke ned i bakken. Ved å studere formen på røret under simuleringen kan det se ut som om røret først prøver å knekke med en annen knekkform. Figur 6.10 viser knekkformen for samme rør når en forskyvning i x-retning på 14 mm er satt på. Dette er samme sted som knekking inntreffer, tidligere vist i Figur 6.8.

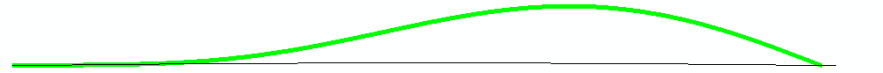
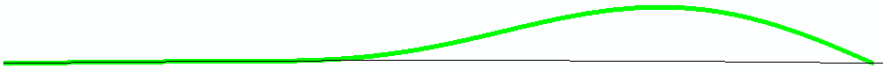
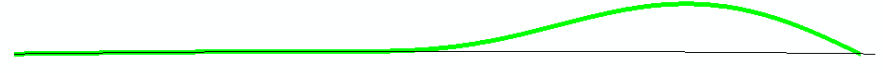
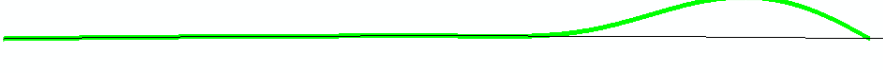



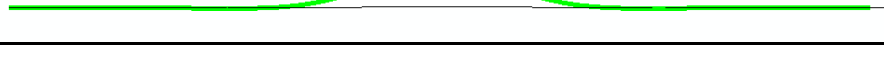


Figur 6.10: Knekkform ved forskyvning i x-retning lik 14 mm

I fra Figur 6.10 kan det se ut som om røret forsøker knekke med tre halvbølger der den midtre halvbølge går nedover i jorden, men blir hindret av høy stivhet i jordfjæren. Videre i forløpet

knekker den høyre halvølge opp og brer seg utover hele røret, som tidligere vist i Figur 6.9. Endringen fra den første til den andre knekkformen skjer over et svært lite tidsinkrement slik at knekklasten i praksis ser ut til å være den samme for begge formene. En oversikt over knekkform og knekklast for de ulike overdekningshøydene er gitt i Tabell 6.5. Her er knekkformen valgt som form ved endelig forskyvning, $\delta = 50 \text{ mm}$.

Tabell 6.5: Oversikt over knekklast og knekkform fra Abaqus simulering

Kontinuerlig rør		
H/D	F_{maks} [kN]	Knekkform
2	2.56	
3	3.54	
4	4.42	
7	7.38	
Rør med skjøter		
H/D	F_{maks} [kN]	Knekkform
2	1.40	
3	2.14	
4	2.82	
7	5.03	

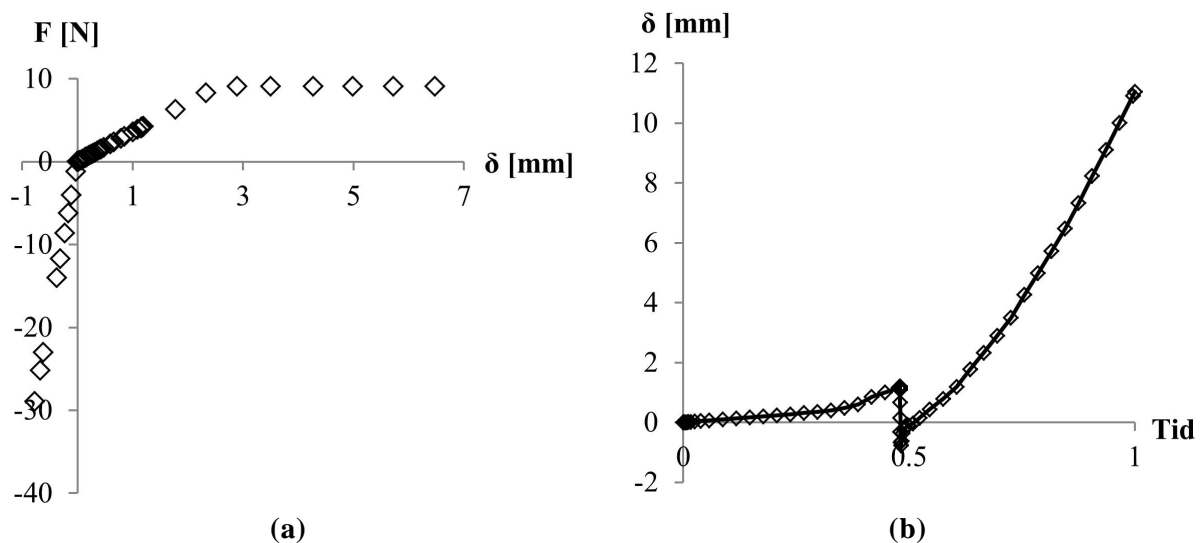
Fra Tabell 6.5 kan det se ut som om kontinuerlige rør har en tendens til å knekke opp kun i ene enden. Dette viste seg å være tilfeldig da det under simuleringen ble observert at røret også knakk opp i andre enden for samme knekklast ved å variere verdier for maksimal- og startinkrement. Videre sees det at røret alltid knekker i kun en halvølge oppover. Ved økende overdekning reduseres lengden på bølgen samtidig som at den flyttes gradvis mot den ene

kanten. Ut i fra formen kan det se ut som om røret ønsker å knekke i flere halvbølger, men blir forhindret på grunn av den høye stivheten nedover.

For rør med skjøter knekker røret opp i en halvbølge i midtsnittet. Lengden av bølgen blir, på samme måte som for kontinuerlig rør, gradvis redusert ved høyere overdekning.

6.4.2 Kraft-forskyvningsforløp fra jordfjær

For å kontrollere at jordfjærene gir riktig stivheten kan kraft- forskyvningsforløpet til en av fjærene studeres. Figur 6.11 (a) viser et slikt plot for fjærelement nr. 30, som befinner seg omtrent midt på røret. I dette tilfellet for et kontinuerlig rør med $H/D=4$.



Figur 6.11: Kontinuerlig rør, $H/D=4$; (a) kraft- forskyvningsdiagram jordfjær, (b) forskyvningsforløp jordfjær

Figur 6.11 (a) indikerer at fjæren både strekkes og trykkes. For negative forskyvninger (i trykk) ser fjæra ut til å ha en konstant stivhet. I strekk har fjæra også en konstant stivhet frem til et sted mellom 2-3 mm forskyvning, hvor stivheten blir lik null. Ved nærmere analyse av kraft- forskyvningsforløpet ser verdiene her ut til å stemme bra de inputverdiene som ble implementert i simuleringen, hvor verdiene er gjengitt i Tabell 6.6.

Tabell 6.6: Inputverdier jordfjær Abaqus simulering

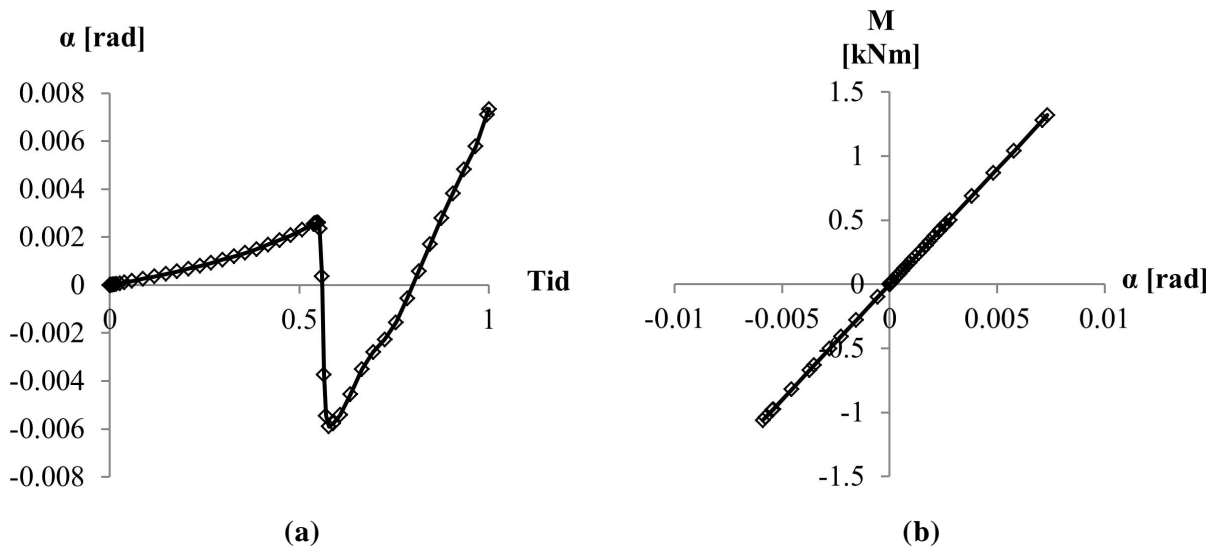
Fjærstivhet nedover, k_w [N/mm]	37.4
Bruddlast oppover, F [N]	9.11
Forskyvning ved bruddlast, δ_{mob} [mm]	2.56

Forskyvningsforløpet til fjæra er i Figur 6.11 (b) plottet mot tid. Her sees det, som tidligere antydnet, at forskyvningen i fjæra blir negativ når halve forskyvningen i x-retning er satt på. Dette inntreffer ved samme tid som knekking. Fra Figur 6.11 (b) kan det se ut som røret først prøver å knekke med en halvbølge nedover i midten. Når stivheten derimot blir for stor velger

røret minste motstands vei og knekker oppover. Dette stemmer bra med hva som ble observert når knekkformen ble studert under simuleringene.

6.4.3 Moment-rotasjonsforløp fra rotasjonsfjær

For å kontrollere at rotasjonsfjærene gir riktig stivhet i simuleringen kan rotasjonsforløpet plottes opp for et av CONNECTOR-elementene. Figur 6.12 (a) og (b) viser to slike plott av den venstre rotasjonsfjæren i Figur 6.6 til et rør med skjøter med $H/D=7$.



Figur 6.12: Kontinuerlig rør, $H/D=4$; (a) rotasjon-tidsdiagram fra rotasjonsfjær, (b) moment-rotasjonsdiagram rotasjonsfjær

Figur 6.12 (a) viser rotasjon i skjøten mot tid. Knekklasten inntreffer i dette tilfellet rundt 0.55 lags x-aksen, samme sted som grafen gjør et sprang. Grunnen til dette er sannsynligvis også her at røret først ønsker å innta en knekkform nedover i grøfta. Figur 6.12 (b) viser for samme forsøk at M - α forløpet er lineært både ved positive og negative rotasjoner. Stivheten er konstant og lik 0.18 kNm/rad og rotasjonsfjæren ser dermed ut til å fungere som forutsatt.

6.4.4 Foreløpig konklusjon for beregning i Abaqus

Beregningen i Abaqus ser i utgangspunktet ut til å fungere som forutsatt. Det kan allikevel knyttes noe usikkerhet til hvordan knekkformen utvikler seg ettersom det måtte brukes numerisk demping for å få beregningene til å konvergere. En videre diskusjon og sammenligning av beregningen mot modellforsøkene av knekking vil bli gitt i kapittel 8.3.

7 FELTFORSØK

Feltforsøk i fullskala ble gjennomført av to grunner:

- 1) For å finne ut hvordan beregningsmetodene omtalt i kapittel 3 gjenspeiler den virkelige oppførselen til en nedgravd rørgate
- 2) Hvordan modellforsøkene i sand stemmer overens med forsøk og observasjoner gjort i fullskala

Forsøkene ble planlagt og gjennomført på bakgrunn av resultatene fra modellforsøkene. På grunn av tilgjengelig tid til gjennomførelse ble det bestemt å kun undersøke et utvalg av modellforsøkene i felt.

Forsøkene ble gjennomført i Ekle Sandtak som er lokalisert i Bratsberg ca. 8 km sør for Trondheim sentrum. Figur 7.1 viser et bilde av de stedlige massene i det avgrensede området av sandtaket der forsøkene ble gjennomført. Massene kan beskrives som fyllmasser bestående av en blanding av sand, grus og leire.



Figur 7.1: Stedlige masser i Ekle Sandtak

7.1 Egenskaper til rør

Siden målet med feltforsøkene er å undersøke forankring av bratte rørgater i Norge var det ønskelig å benytte rør som i utstrakt grad benyttes for norske småkraftverk. Rør av støpejern og GRP ble vurdert, hvor valget til slutt falt på glassfiberrør på grunn av rørenes lave egenvekt. Dette gjorde rørene enklere å håndtere i forsøkene. Rørdiameteren ble valgt til 500 mm ettersom dette er en vanlig dimensjon benyttet for rørgater for småkraftverk i Norge.

De benyttede rørene ble levert av Flowtite Technology AS med røregenskaper som vist i Tabell 7.1, med utfyllende data i vedlegg D. Fra kapittel 3.2.1 er det anbefalt å bruke en friksjonsfaktor mellom glassfiberrør og omfyllingsmasse på $\mu=0.51$. I denne oppgaven er det likevel benyttet en verdi $\mu=0.5$ siden dette er vanlig praksis i bransjen.

Tabell 7.1: Geometri og materialdata GRP-rør (Flowtite, 2010)

		DN500 PN6
Ytre diameter	D [mm]	530.1
Godstykkelse	e [mm]	8.7
Lengde rør kontinuerlig	L [m]	6
Strekkfasthet	f_t [N/mm ²]	29.2
Tverrkontraksjon	ν	0.23
Tyngde GRP-rør	γ_r [kN/m]	0.286

7.2 Egenskaper til puk

For nedgravde rørgater er det vanlig å benytte drenerende omfyllingsmasser. Flowtite Technology AS oppgir i sin installasjonsanvisning for nedgravde rørgater at de valgte rørene ikke kan omfylles med masser hvor partikkelstørrelsen er over 19 mm i rørsone (Flowtite, 2006). Etter rådføring med Brødrene Dahl, som er leverandør av GRP-rør, og NVE kom det frem at en størrelse på minimum 8 mm var ønskelig for å sikre tilstrekkelig drenering. Dette viste seg vanskelig å oppdrive i forsøksområdet, og 4/16 mm puk fra Franzefoss Pukk AS ble valgt i samråd med NVE (Figur 7.2a). Kornene kan i henhold til Aarhaug (1984) beskrives som kantet og strukturen varierer mellom flat, kubisk og noe stengelig (Figur 7.2b).



Figur 7.2: Omfyllingsmasser feltforsøk; (a) 4/16 mm puk, (b) detalj kornform

Pukken ble levert i to omganger, der den siste leveringen virket å inneholde en større mengde nullstoff (steinmel) enn den første. Egenvekten ble estimert for begge leveringene ved å veie opp et kjent volum av omfyllingsmassen, der det under oppveieingen ble tilstrebet å måle omfyllingsmassen løst lagret. De to målingene gav en tyngdetetthet γ_j på henholdsvis 16.2 kN/m³ og 15.2 kN/m³. Det blir i det videre arbeidet benyttet γ_j lik 15.7 kN/m³, som er et gjennomsnitt av de to målte verdiene.

Pukkens friksjonsvinkel ϕ ble målt på stedet ved å måle helningen fra horisontalplanet til puk som ble strødd forsiktig på en flate. Friksjonsvinkelen ble estimert til å være 40 - 44 grader ved å bruke vater med vinkelmaal. En friksjonsvinkel på 42 grader blir på bakgrunn av dette benyttet videre.

7.3 Utstyr

For alle feltforsøk ble last og forskyvning logget digitalt. Før bruk ble utstyret kalibrert av laboratorietekniker fra Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU. Det ble benyttet samme type programvare og forsterker som i modellforsøkene.

7.3.1 Jekk

Det ble benyttet to ulike hydrauliske jekker til forsøkene; en med oppgitt kapasitet på 16 tonn og slaglengde på ca. 250 mm (Figur 7.3) og en større jekk, med slaglengde ca. 150 mm med oppgitt kapasitet på 30 tonn. Jekkene ble manøvrert manuelt ved bruk av håndpumpe, som for øvrig ikke fungerte optimalt under forsøkene.



Figur 7.3: Jekk 16 tonn tilkoblet håndpumpe

7.3.2 Lastcelle

For alle forsøkene ble det benyttet en digital lastcelle fra REP Transducers Italy av type TC4 med en lastekapasitet på 300 kN (Figur 7.4).



Figur 7.4: Lastcelle feltforsøk, 300 kN

7.3.3 Forskyvningsmåler

Det ble benyttet en forskyvningsmåler fra ASM av type WS12-1500-PMU-L10 for alle feltforsøkene (Figur 7.5). Måleren har en tråd som trekkes ut med et virkeområde mellom 0 til 1500 mm.



Figur 7.5: Forskyvningsmåler feltforsøk

7.3.4 Øvrige maskiner

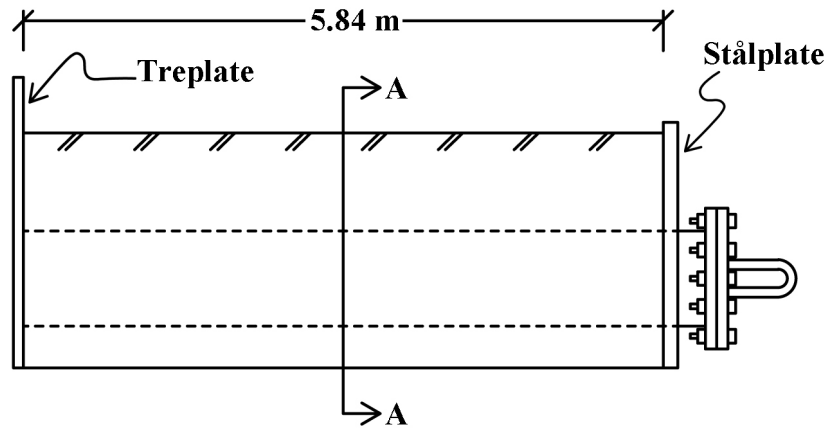
For å grave ut grøft ble det benyttet gravemaskin fra Kubota på ca. 5 tonn. Senere ble det benyttet en annen maskin fra New Holland på 10.5 tonn. Sistnevnte hadde rotor-tilt som muliggjorde en mer hensiktsmessig utgraving av grøften. Det ble også til oppgaver i forbindelse med forsøkene benyttet en Volvo hjullaster på 17 tonn med løftekapasitet på 7 tonn. Komprimering ble gjennomført med vibratorplate MVH-120 fra Mikasa Sangyo Co. Ltd, med vekt 112 kg.

7.4 Fremgangsmåte for forsøk i felt

I forsøkene i felt ble det undersøkt to ytterkanter av friksjons- og oppløftskraft. En øvre grense for kreftene ble undersøkt ved å komprimere omfyllingsmassen ved hjelp av vibratorplate. For å undersøke en nedre grense ble omfyllingsmassen lagt rundt og over røret med minst mulig komprimering. Dette for å tilstrebe en løs lagret tilstand av omfyllingsmassen. Den nedre grensen ble undersøkt siden det er størst sannsynlighet for at denne vil stemme overens med beregningsmodellene gitt i kapittel 3.

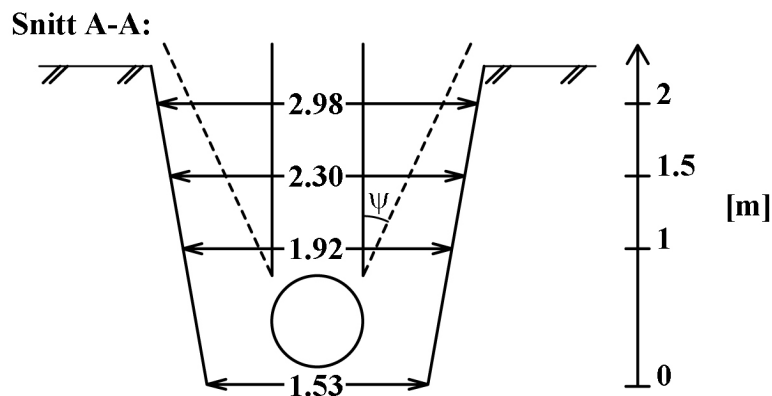
7.4.1 Trekkeforsøk i felt

På samme måte som i modellforsøkene ble røret påkjent med en aksialkraft der det eneste som motvirker forskyvning er friksjon mellom rør og omfyllingsmasse. Samme rør, med total lengde 6 meter, ble benyttet for alle forsøkene. I forsøksprogrammet ble ulike komprimering og overdekningshøyde brukt. Trekkeforsøkene ble gjennomført i flatt- og bratt terreng hvor Figur 7.6 viser et lengdesnitt av forsøksoppsettet i flatt terreng, hvor det nedgravde røret er vist med stiplede linjer.



Figur 7.6: Lengdesnitt grøft i flatt terreng

Ved utgraving av grøftene var det viktig å påse bredden ikke ble begrensende for bruddflaten. Dette ble sikret ved at grøfteprofilen aldri skulle skjære en linje tatt fra ytterkant av røret til overflaten, med en vinkel ψ lik friksjonsvinkelen til omfyllingsmassen ϕ i forhold til vertikalen (vist med de stiplede linjene i Figur 7.7). Det ble også kontrollmålt at grøften hadde en bredde på $3D$ ved senter av røret i henhold til NVEs retningslinjer (Elstad *et al.*, 2011). Siden det er vanskelig å få en grøft med samme tverrsnitt over hele lengden ble tverrsnittet oppmålt nøyaktig på tre steder i grøften. De oppmålte verdiene finnes i vedlegg E. Et gjennomsnitt av målingene av tverrsnittet er vist i Figur 7.7.



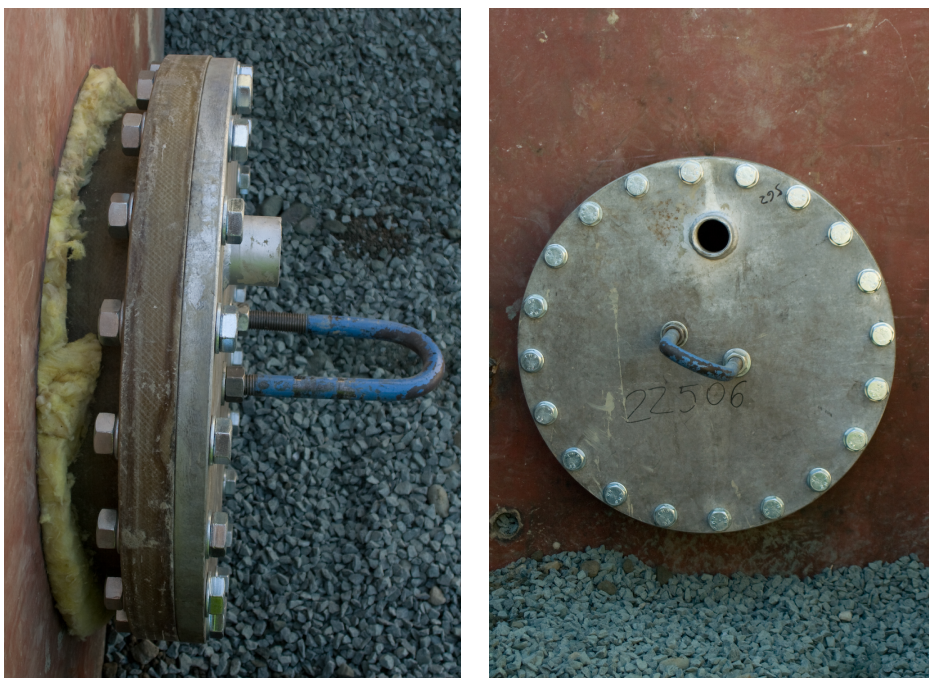
Figur 7.7 Gjennomsnittlige mål på tverrsnitt av grøft i flatt terreng

Til venstre i den tidligere viste Figur 7.6 er det plassert en glatt filmbelagt finerplate på 1.5x3.0 meter. Røret ligger inntil denne ved starten av hvert forsøk for å unngå at jordkrefter virker på rørets endeflate. Det er også montert en treskive i enden av røret som ligger mot platen, slik at røret er tett. Til høyre i Figur 5.6 er det plassert en stålplate på 1.6x2.8 med en sirkulær utsparring på 600 mm for å trekke røret gjennom (Figur 7.8). Stålplatens egenvekt på ca. 1 tonn er i tillegg med på å holde på plass omfyllingsmassen rundt røret. Ved gjennomføring av forsøk ble røret lagt i senter av utsparringen, hvor det ble plassert mineralull i klaringen mellom rør og stålplate for å unngå at omfyllingsmassen skulle kile fast røret.



Figur 7.8: Stålplate med utsparing installert i grøft

På den enden av glassfiberrøret som stikker ut av stålplaten er det pålaminert en flens av glassfiber som muliggjør påmontering av blindlokk i stål. På blindlokket ble det montert en krok slik at det kan påføres aksielle krefter med resulterende kraft i senter av røret. Figur 7.9 viser flensen i glassfiber med blindlokk og krok. Stållokket har en tyngde på ca. 100 kg.



Figur 7.9: Flens med blindlokk og krok

Før røret ble plassert i grøften ble det i henhold til kravene i NVEs retningslinje (Elstad *et al.*, 2011) avrettet og komprimert en grøftesåle med en tykkelse på minimum 0.2 meter under røret. Horisontal avrettingen ble sikret ved å spenne opp horisontale snorer på overflaten.

Det ble gjennomført forsøk med både komprimerte og ukomprimerte masser, hvor komprimeringen ble gjennomført ved bruk av vibratorplate som ble ført frem og tilbake over sanden med fire repetisjoner. For de forsøkene som ble gjennomført med komprimering ble omfyllingsmassen komprimert lagvis for ca. hver 0.3 meter. Dette er i henhold til Aarhaug (1984) tilstrekkelig for å sikre godt komprimerte omfyllingsmasser. For ukomprimert omfyllingsmasse ble denne strødd over røret med gravemaskin, der god kontaktflate mellom rør og omfyllingsmasse ble sikret ved å bruke beina for å trykke massene godt inn under røret. Til slutt ble pukken avrettet på toppen ved bruk av gravse og rive etter horisontale snorer. Figur 7.10 viser to foto hvor røret er ferdig nedgravd med avrettede omfyllingsmasser, klart til å trekkes ut av grøften. Figuren viser også et stort betongrør som er plassert rundt blindlokket på utsiden av stålplaten. Dette var med for å stabilisere stålplaten slik at den ikke skulle forskyves under forsøket.



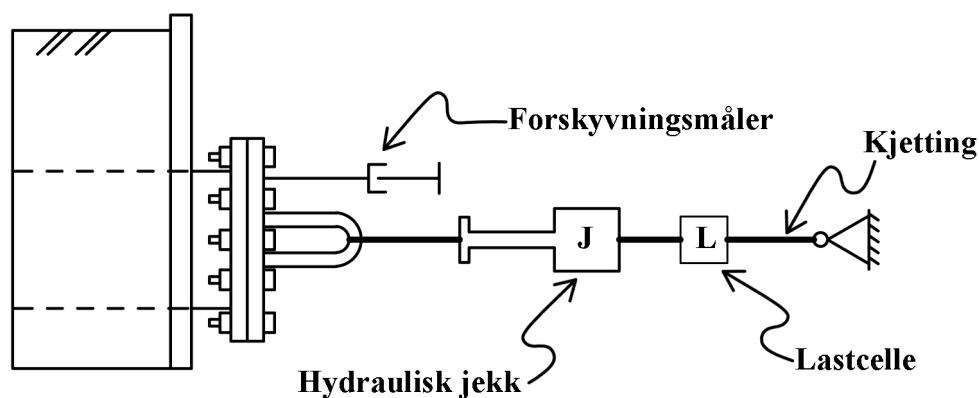
Figur 7.10: Nedgravd rør klar for trekkeforsøk i felt

Figur 7.11 viser jekk og måleutstyr ferdig montert. Fra kroken i blindlokket er det montert en kjetting som er koblet til jekken.



Figur 7.11: Forsøksutstyr oppmontert for friksjonsforsøk

Videre er jekken koblet til lastcellen som igjen er koblet med kjetting til skuffen på hjullasteren, som er mothold for trekkraften. For å minimere bevegelsene av hjullasteren var skuffen plassert ned i bakken for dermed å yte ekstra motstand. En forskyvningsmåler som måler horisontale forskyvninger på blindlokket er festet til en stålbukk som er plassert uavhengig av resten av forsøksoppsettet. En skjematisk skisse av forsøksoppsettet er vist i Figur 7.12.



Figur 7.12: Skisse av forsøksoppsett for friksjonsforsøk

En oversikt over forsøkene som ble gjennomført er vist i Tabell 7.2, der rørlengde er satt lik den delen av røret som er i kontakt med omfyllingsmassen.

Tabell 7.2: Forsøksmatrise friksjonsforsøk i flatt terreng

Rørdiameter	Rørlengde	H/D	Komprimert	Ukomprimert
500 mm	5.84 m	2	X	X
		3		X

Det ble gjennomført ett forsøk også i bratt terreng, hvor det på bakgrunn av modellforsøkene ble bestemt å trekke røret oppover. Etter røret var ferdig lagt i grøften ble helningen målt til å være mellom 33 og 35 grader (Figur 7.13). En helningsvinkel på 34 grader vil videre bli brukt og omtalt som bratt terreng.



Figur 7.13: Måling av helning på bratt grøft i felt

Forsøket ble satt opp på samme som for flatt terreng med noen unntak. Komprimering av sålen ble forsøkt gjennomført, med det resultat at vibratorplaten skubbet med seg omfyllingsmassen ned skråningen heller enn å komprimere. Sålen i forsøket må derfor betraktes som ukomprimert. Rørlengden som var nedgravd for bratt terreng er noe kortere enn i flatt terreng, med en lengde på ca. 5.5 meter. Figur 7.14 viser et bilde fra leggingen av røret i bratt terreng.



Figur 7.14: Legging av rør i bratt terreng

Platene i begge ender av røret, plassert som i flatt terreng, ble montert vinkelrett på rørets lengderetning. Overdekningshøyden er også målt vinkelrett på røret. Også her ble en hjullaster benyttet som mothold, men for dette forsøket var ikke skuffen til hjullasteren forankret i bakken siden det var nødvendig å løfte skuffen for å ivareta en trekraft parallelt med røret. Det ble benyttet samme type måleutstyr og jekk som i flatt terreng. Tabell 7.3 viser at det kun ble gjennomført ett forsøk.

Tabell 7.3: Forsøksmatrise trekkeforsøk i bratt terreng

Rørdiameter	Rørlengde	H/D	Komprimert	Ukomprimert
500 mm	5.52 m	2		X

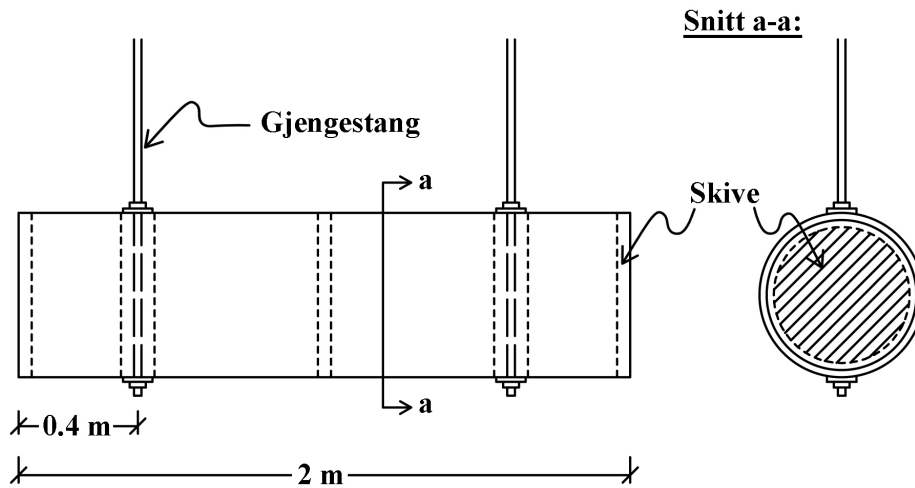
Det ble vurdert i hvilken grad det var mulig å gjennomføre forsøkene med vannfylte rør. Etter en helhetsvurdering ble dette tilsidesatt av flere årsaker. Siden røret kun hadde ett påmontert endelokk var det vanskelig å gjøre den andre enden tett og samtidig kontrollere hvilken del av røret som var vannfylt. Det ville i tillegg bli en meget tidkrevende prosess å fylle og tømme røret. Det ble derfor prioritert å heller benytte den tilgjengelige tiden til å gjennomføre flest mulig forsøk. I bratt terreng er et annet argument at vann i røret ville være med på å gi en drivende kraft nedover skråningen ettersom røret da måtte være påmontert endelokk i begge ender. Denne drivende kraften oppstår ikke i virkeligheten når flere rør er koblet sammen, ettersom vannet da kun strømmer gjennom røret og vanntrykket tas opp ved kraftstasjonen.

For alle forsøk, flatt og bratt, ble de registrerte forskyvningene kontrollmålt med målebånd ved den øverste bolten på blindlokket underveis. Forskyvningsmåleren så ut til å gi riktige

verdier. I det første forsøket ble det benyttet 2 Hz som oppløsning for å registrere last og forskyvninger. Det viste seg at en høyere oppløsning var ønskelig og for de resterende forsøkene ble det benyttet 25 Hz.

7.4.2 Oppløftsforsøk i felt

Det ble gjennomført oppløftsforsøk i samme grøft som trekkeforsøkene. For disse forsøkene ble det benyttet et 2 meter langt rørsegment skåret ut fra et standard rør. En skisse av rørsegmentet er vist i Figur 7.15.

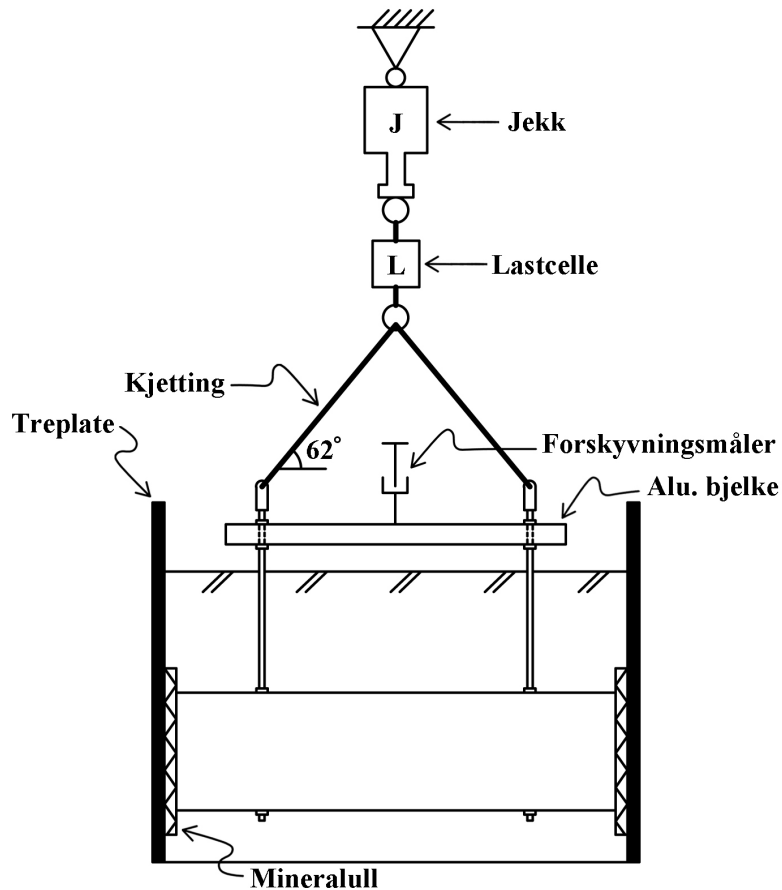


Figur 7.15: Skisse av rør for oppløftsforsøk

Bakgrunnen for å velge et kortere rør var at man fryktet at et langt rør skulle få stor utbøyning og miste formen under forsøkene. Det ble benyttet to lastepunkter på røret ved hjelp av gjennomgående gjengestenger i hver side i avstand $0.2L$ fra endene. Dette tilsvarer omtrent momentnullpunktet for en tilsvarende bjelke med jevn belastning i overkant. Gjengestengene løftet i bunn og topp av røret ved hjelp av innvendige skiver på begge sider av stengene. Dette for å unngå punktlaster og ovalisering av røret. Det ble også montert tilsvarende skiver i midtsnittet og endene for å opprettholde formen på røret under forsøket. Foto av det forsterkede røret er vist i Figur 7.16 og en skisse av forsøksoppsettet er vist i Figur 7.17.



Figur 7.16: Foto av forsterket rør for oppløftsforsøk



Figur 7.17: Skisse av forsøksoppsett for oppløftforsøk

Lasten ble påført med hydraulisk jekk festet til hjullaster (Figur 7.18a). Lasten fra jekken ble så fordelt til en kjetting festet til de to gjengestengene ved hjelp av løfteøyer. En aluminiumsbejelke med hulprofil 80x80x4 mm ble festet mellom gjengestengene for å sikre riktig fordeling av lasten. I endene av grøften ble to filmbelagte finerplater på 1.5x3 m plassert på høykant for å sikre at man hadde kontroll på hvile omfyllingsmasser som påvirket oppløftskraften. For å unngå friksjon mellom treplater og rør ble det lagt inn et lag med mineralull med tykkelse på omlag 50 mm mellom røret og plata. En forskyvningsmåler ble festet til et målepunkt midt på aluminiumsbejelken for å måle gjennomsnittlig vertikal forskyvning av røret. Legging av grøftesålen, påfylling av omfyllingsmasser og avretting ble gjort på samme måte som for trekkeforsøkene og er vist i Figur 7.18 (b)



Figur 7.18: Oppløftsforsøk; (a) Jekk forankret i hjullaster (b) rør under påfylling av omfyllingsmasser

Det ble utført forsøk både med ukomprimerte og komprimerte masser med vibratorplate etter samme prosedyre som tidligere. En oversikt over forsøkene er gitt i Tabell 7.4.

Tabell 7.4: Forsøksmatrise oppløftsforsøk

Rørdiameter	Rørlengde	H/D	Komprimert	Ukomprimert
500 mm	2.0 m	2	X	X
		3		X

7.5 Resultater fra feltforsøk

Siden det i felt ble gjort relativt få forsøk er de fleste resultatene gjengitt i dette kapittelet. For oppløftsforsøk er noen av resultatene gitt i vedlegg F. Diskusjon og sammenligning av resultater med modellforsøk og beregningsmodeller vil bli gjort i kapittel 8. Det kan bemerkes at ingen av rørene som ble brukt i feltforsøkene så ut til å få synlige skader. Hverken glatting av rørets overflate eller permanente deformasjoner ble observert.

7.5.1 Trekkeforsøk i felt

I trekkeforsøkene ble rør belastet med gradvis økende aksialkraft til det gled ut av omfyllingsmassen. Det er valgt å definere glidning som når røret gled ut av omfyllingsmassen samtidig som aksialkraften avtok. Den største aksialkraften, som ble målt like før glidning, antas å være den samme som den maksimale friksjonskraften. Denne kraften omtales videre i dette kapittelet som bruddlasten.

Repetisjoner av forsøkene ble gjennomført ved at røret etter første glidning ble pålastet en eller to ganger, uten å grave ned røret på ny. Bruddlast og forskyvninger blir presentert i tabeller og kurver der F er lik bruddlast, δ_1 lik total forskyvning til glidning oppstår og δ_2 total

forskyvning når røret igjen er stabilt. Den første glidningen med tilhørende bruddlast vil alltid være plassert lengst til venstre i kurvene.

Tabell 7.5 viser en oversikt over forsøkene og værdata. Selv om temperaturen og været var noe varierende ved utførelse av forsøkene antas dette ikke å ha påvirket resultatene i stor grad. Dette fordi alle forsøkene ble utført like etter at rørene var blitt lagt ned.

Tabell 7.5: Oversikt over trekkeforsøk og værdata

	H/D	Komprimering	Dato	Vær	Middel lufttemp. [°C]
Flatt terreng ($\alpha = 0^\circ$)	2	Nei	24.05	Klart	17.2
	2	Vibratorplate	25.05	Klart	14.0
	3	Nei	29.05	Lett regn	5.1
	3	Gravemaskin	29.05	Lett regn	5.1
Bratt terreng ($\alpha \approx 34^\circ$)	2	Nei	31.05/01.06	Lett regn/Sludd	4.4/3.8
	2	Gravemaskin	31.05/01.06	Lett regn/Sludd	4.4/3.8

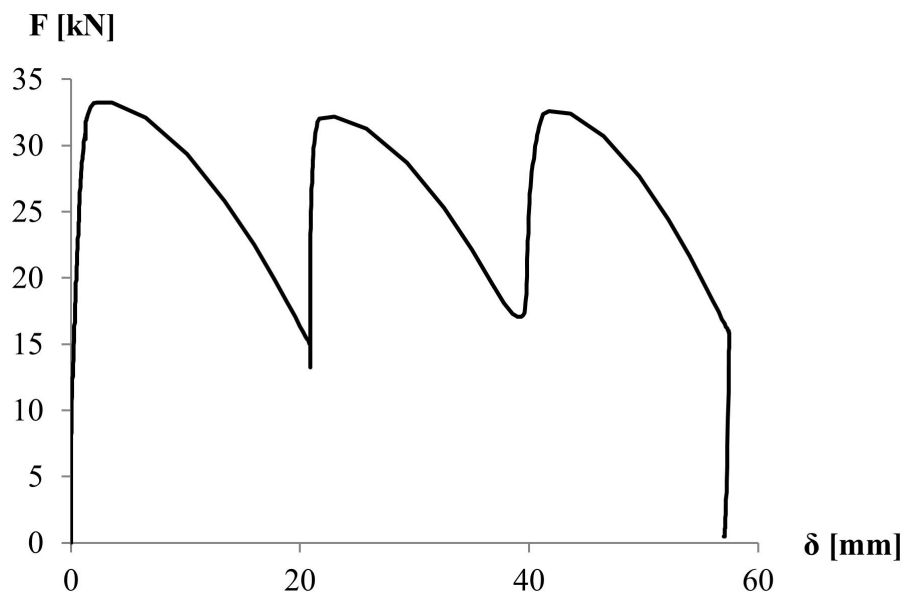
Posisjonen til stålplaten som røret ble trukket gjennom ble overvåket under forsøkene, uten at det ble registrert forskyvninger. Dermed kommer de registrerte forskyvningene fra enten tøyning eller forskyvning av røret. Det ble derfor gjort en forenklet beregning for aksiell tøyning av glassfiberrøret som gir et estimat på hvor stor del av den registrerte forskyvningen som skyldes disse deformasjonene. Detaljer omkring utregningen er gitt i vedlegg G. Estimaten på deformasjon i belastet ende ΔL er gjengitt i Tabell 7.6. Dette estimaten er usikkert ettersom det ikke ble overvåket hvor stor del av røret som fikk aksielle tøyninger. Sammenlignes estimaten med forskyvningen før glidning fra trekkeforsøkene kan det allikevel sies at det er meget sannsynlig at noe av forskyvningen skyldes aksiell tøyning av røret.

Tabell 7.6: Estimaten på endedeformasjon av rør

H/D	Komprimering	ΔL [mm]
2	Nei	1.1
2	Vibratorplate	2.3
3	Nei	1.9
3	Gravemaskin	3.2

Flatt terreng: Ukomprimerte omfyllingsmasser H/D=2

Et last- forskyvningsdiagram for forsøket er vist i Figur 7.19. Last- forskyvningskurven viser en relativt stiv oppførsel frem til brudd der det kun har oppstått en forskyvning på 2 mm. Som det fremgår av figuren ble røret belastet til glidning tre ganger. Hver av gangene gled røret om lag 20 mm ved tilnærmet samme bruddlast. Etter glidning stabiliserte røret seg på et nytt lastnivå, før det ble gjennomført ny pålasting. Verdier fra forsøket er gjengitt i Tabell 7.7.



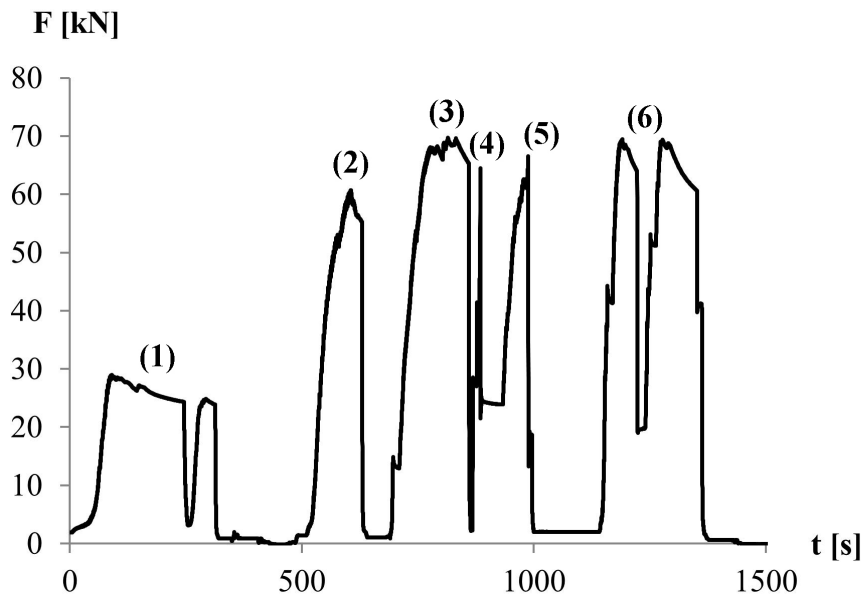
Figur 7.19: Last- forskyvningsdiagram trekkeforsøk i flatt terreng, $H/D=2$, ukomprimert

Tabell 7.7: Resultater trekkeforsøk i flatt terreng, $H/D=2$, ukomprimert

	F_{maks} [kN]	δ_1 [mm]	δ_2 [mm]
Første glidning	33.3	1.99	20.89
Andre glidning	32.2	21.70	39.00
Tredje glidning	32.6	41.24	57.49

Flatt terreng: Komprimerte omfyllingsmasser $H/D=2$

Under lastpåføringen viste det seg at friksjonskraften hadde økt betraktelig i forhold til ukomprimerte masser. Dette førte til at jekken ikke klarte å påføre nok last til at røret gled. Et plott med last mot tid er vist i Figur 7.20. I figuren er det indikert noen lastnivå med tall i parentes. Tallene viser til Tabell 7.8 hvor lastnivået er gitt samt hvordan lasten ble påført ved dette nivået.



Figur 7.20: Last- tid kurve trekkeforsøk i flatt terreng, H/D=2, komprimert

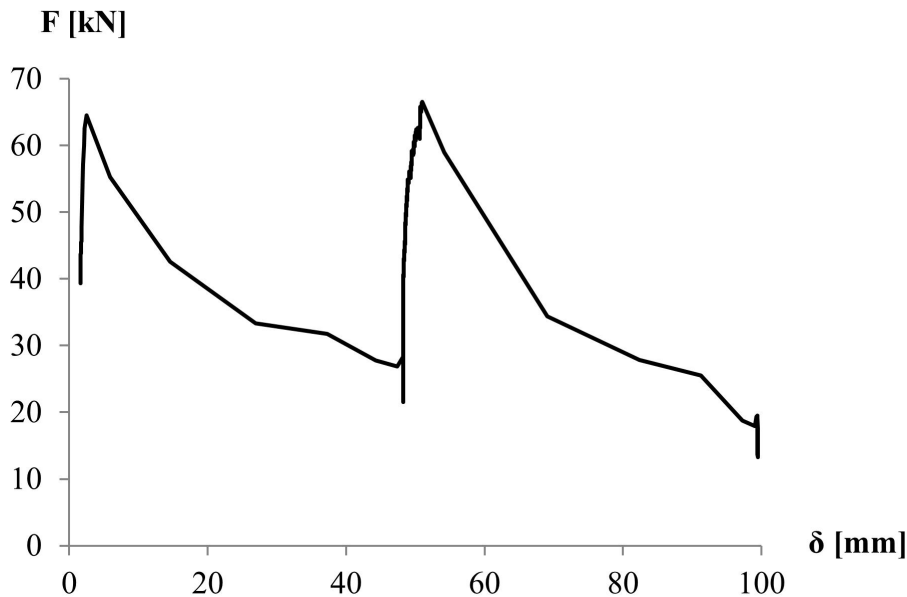
Tabell 7.8: Oversikt over lastpåføring i trekkeforsøk, H/D=2, komprimert

Figur 7.20	F [kN]	Type pålasting ved lastnivå	Glidning
(1)	27.6	Jekk	Nei
(2)	60.0	Jekk	Nei
(3)	69.7	Jekk	Nei
(4)	64.5	Hjullaster	Ja
(5)	66.6	Jekk	Ja
(6)	69.4 og 69.3	Jekk	Nei

I dette forsøket gikk røret til glidning to ganger. Dette er indikert med (4) og (5) i Figur 7.20. Figuren viser at røret ble lastet på tre ganger før den første glidningen. Det kan merkes at lastnivået ved (3) er større enn lastnivået når røret glir i (4). Grunnen til dette er noe usikkert, men det kan ha en sammenheng med at det i (4) ble benyttet hjullaster for å påføre den siste delen av lasten. Hjullasteren påførte kraften mye hurtige enn jekken, og dette kan ha påvirket friksjonskraften. En annen forklaring kan være at lasten ikke ble registrert. Ved å studere verdiene i hundredelene før røret glir viser det seg at lasten for hvert målepunkt (hver fjerde hundredel) øker med rundt 3 kN. Dette betyr at kraften kan ha vært rundt 67.5 kN ved bruddet, uten at dette ble registrert. Ved den andre glidningen ble røret først pålastet av hjullaster til om lag 40 kN, før jekken tok over frem til glidning. Det er usikkert hvorvidt resultatene er blitt påvirket av de gjentatte lastpåføringene før røret gled.

I ettertid viste det seg at jekken sannsynligvis hadde en lavere kapasitet enn oppgitt. Dette kombinert med at hjullasteren gav noe etter som mothold gjorde lastpåføringen i dette forsøket noe vanskelig. Når hjullasteren gav etter førte dette til en slakke i oppsettet slik at slaglengden til jekken ikke var lang nok. Det ble derfor i de videre forsøk benyttet en annen hydraulisk jekk med kapasitet oppgitt til 30 tonn. Figur 7.21 viser et plott av last-forskyvning ved lastnivåene der røret gled. De tilhørende verdiene er gjengitt i Tabell 7.9. Siden røret gikk

til brudd for en lavere verdi enn hva røret maksimalt var påkjent, vil det i det videre arbeidet bli benyttet en bruddlast lik den høyeste registrerte lasten i dette forsøket som var 69.7 kN.



Figur 7.21: Last- forskyvningsdiagram trekkforsøk i flatt terreng, H/D=2, komprimert

Tabell 7.9: Resultater trekkforsøk i flatt terreng, H/D=2 Komprimert

	F_{maks} [kN]	δ_1 [mm]	δ_2 [mm]
Benyttet bruddlast	69.7	-	-
Første glidning	64.5	2.46	48.22
Andre glidning	66.6	50.97	99.43

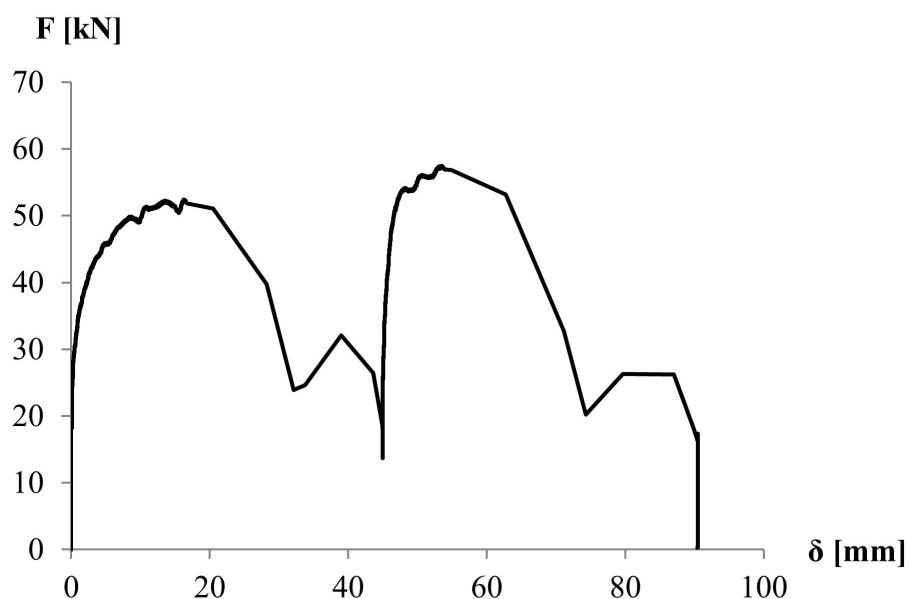
Etter dette trekkforsøket ble omfyllingsmassen i overkant av røret i den ene enden fjernet. Det ble så malt opp et rutenett med spraymaling på overflaten av omfyllingsmassen før røret ble trukket ut. Denne uttrekkingen ble filmet og observert for å se om omfyllingsmassen over røret flyttet seg. Man ønsket her å se om røret gled med en bruddflate rundt røret eller med en bruddflate med vertikale plan i omfyllingsmassen.

Observasjoner på stedet, sammen med senere studering av filmen, viste at det kun var omfyllingsmassen like rundt røret som ble satt i bevegelse. Anslagsvis ble et område av omfyllingsmassen på 5 – 10 cm ut fra rørperiferien påvirket, der omfyllingsmassen nærmest røret fikk den største forskyvningen. Det ble ikke observert noen forskyvning på topp av den resterende omfyllingsmassen. Dette tyder på at røret gled med en bruddflate tilsvarende som for modellen bruddflate rundt rør som tidligere er omtalt i kapittel 3.

Flatt terreng: Ukomprimerte omfyllingsmasser H/D=3

Et last-forskyvningsdiagram fra trekkforsøk med høy overdekning ($H/D=3$) er vist i Figur 7.22. Fra figuren ser man at kurvene har en rundere form enn for tilsvarende forsøket med $H/D=2$, samtidig som forskyvning før glidning er omlag 16 mm. Dette er 8 ganger mer enn for $H/D=2$ med tilsvarende ukomprimerte omfyllingsmasser. Siden deformasjonen som

skyldes rørtøyning er estimert til kun å være 1-3 mm må dette bety at noe skjer i omfyllingsmassen. Det kan for eksempel tenkes at friksjonskreftene langs røret gradvis bygges opp ved at kornene i omfyllingsmassen glir og låser seg samtidig som røret glir.



Figur 7.22: Last- forskyvningsdiagram trekkeforsøk i flatt terreng, $H/D=3$, ukomprimert

Tabell 7.10 gjengir verdiene fra bruddene i Figur 7.22. Fra tabellen ser man at bruddlasten er høyest ved andre glidning. Dette kan skyldes at det er litt varierende hvor stor friksjonskraft som bygges opp når kornene i omfyllingsmassen glir og låser seg, men det kan også bare skyldes en tilfeldighet ettersom forsøket kun er utført en gang.

Tabell 7.10: Resultater trekkeforsøk i flatt terreng, $H/D=3$, ukomprimert

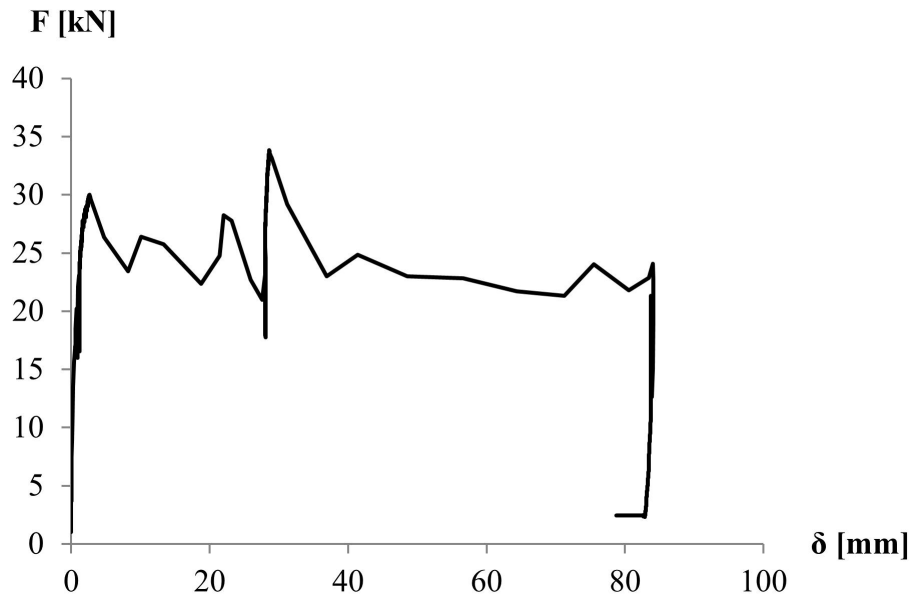
	F [kN]	δ_1 [mm]	δ_2 [mm]
Første glidning	52.4	16.3	45.0
Andre glidning	57.5	53.4	90.5

Det ble ikke gjennomført forsøk med komprimerte masser med vibratorplate for denne overdekningen. I stede ble det etter andre glidning komprimert på overflaten av omfyllingsmassen ved bruk av skuffen til gravemaskinen på rundt 10 tonn. Denne slo av full kraft på toppen av omfyllingsmassen over hele rørets lengde. Det ble så gjennomført et nytt forsøk, der last bruddlasten ble registrert til 93.8 kN. Denne komprimeringen førte dermed også til en signifikant økning av friksjonskraften, på samme måte som for komprimering med vibratorplate i forsøk med $H/D=2$.

Bratt terreng: Ukomprimerte masser $H/D=2$

Forsøket i bratt terreng ble gjennomført med en helning på rør og grøftesåle på ca. 34 grader. På grunn av den bratte helningen på grøften var det ikke mulig å komprimere omfyllingsmassen med vibratorplate. Det ble derfor også her gjort et forsøk der

omfyllingsmassen ble komprimert med skuffen til gravemaskinen, i tillegg til forsøk med løst lagret omfyllingsmasse. En last- forskyvningskurve for forsøket uten komprimering er vist i Figur 7.23 med tilhørende verdier i Tabell 7.11. Røret ble pålastet til det gled to ganger der bruddlasten tilsvarer de to høyeste lastene vist i figuren.

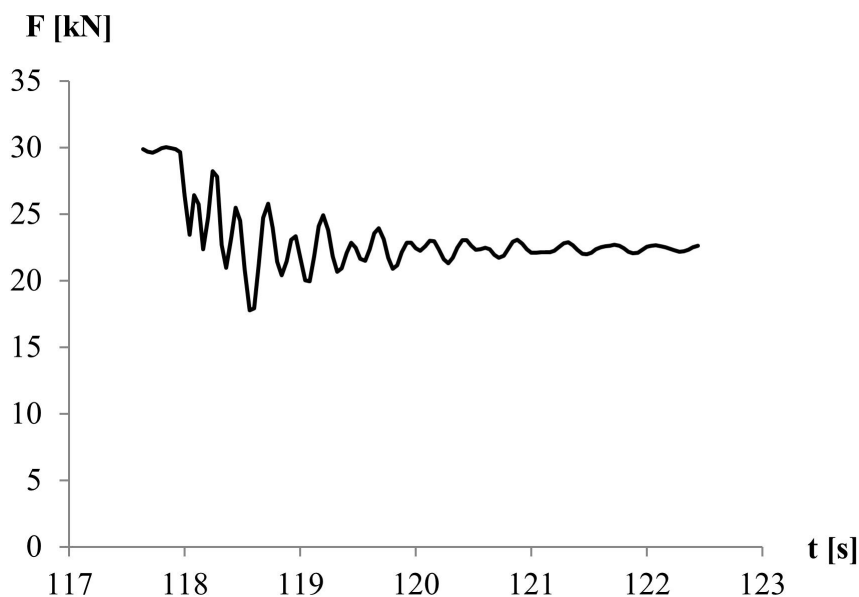


Figur 7.23: Last- forskyvningsdiagram trekkeforsøk i bratt terreng, $H/D=2$, ukomprimert

Tabell 7.11: Resultat fra trekkeforsøk i bratt terreng, $H/D=2$, ukomprimert

	F [kN]	δ_1 [mm]	δ_2 [mm]
Første glidning	30.0	2.62	28.6
Andre glidning	33.8	28.0	83.8

I området like etter første glidning ser man at kurven begynner å svinge opp og ned. Dette kommer trolig av at hjullasteren ikke hadde forankret skuffen i bakken under forsøket. Når røret gled fjæret hjullaster tilbake og lastcellen registrerte svingende krefter. Figur 7.24 viser et utsnitt av last mot tid like etter det første bruddet. Her ser man tydelig at kraften svinger før den avtar og flater ut etter noen sekunder.



Figur 7.24: Utsnitt av last- tid diagram bratt terreng, $H/D=2$, ukomprimert

Som for forsøk i flatt terreng med $H/D=3$ ble omfyllingsmassen komprimert av skuffen på en 10 tonn gravemaskin. På grunn av vanskelig arbeidsstilling i det bratte terrenget, samt at omfyllingsmassen begynte å rase ned mot enden av grøften under komprimering, ble ikke omfyllingsmassen komprimert i like stor grad som for flatt terreng.

Etter komprimeringen ble røret pålastet til det gled to ganger. Resultat fra forsøket er gitt i Tabell 7.12. Verdiene viser at bruddlasten også i dette tilfellet økte, men ikke like mye som i flatt terreng. Dette var ventet ettersom omfyllingsmassen ikke kan antas å være komprimert i særlig stor grad.

Tabell 7.12: Resultater fra trekkeforsøk i bratt terreng, $H/D=2$, komprimert med gravemaskinskuffe

	F [kN]	δ_1 [mm]	δ_2 [mm]
Første glidning	42.9	3.7	107.6
Andre glidning	38.7	109.7	208.2

7.5.2 Oppløftsforsøk i felt

I oppløftsforsøkene ble et forsterket rørsegment på 2 meter trukket vertikalt opp av omfyllingsmassen. Det er valgt å definere bruddlast som den høyeste målte lasten. Forskyvningene frem til denne lasten blir kallet mobiliseringsdistanse δ_{mob} . Tyngden av rør og oppheng ble målt til 1.35 kN. Bruddlasten for jordmassen blir dermed lik den registrerte bruddlasten fratrukt denne tyngden. Dette er det ikke tatt hensyn til i de resultatene som er presentert i dette kapitlet. Alle forsøkene ble kun utført en gang og en oversikt over forsøkene og værdata er vist i Tabell 7.13.

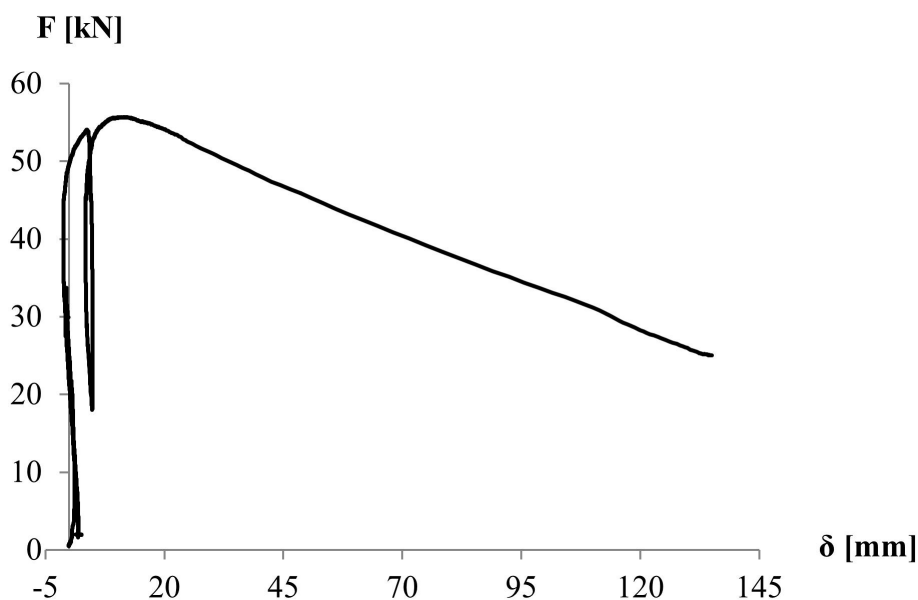
Tabell 7.13: Oversikt over oppløftsforsøk og værdata

H/D	Komprimering	Dato	Vær	Middel lufttemp. [°C]
2	Nei	30.05	Lett regn	5.9
2	Vibratorplate	30.05	Lett regn	5.9
3	Nei	30.05	Lett regn	5.9

Vertikal pålasting ble sikret ved å sentere hjullaster og jekk vertikalt over lastepunktet på aluminiumsbejken. Det har sannsynligvis allikevel oppstått små skjevheter i lastpåføringen ettersom hjullasteren i deler av forsøket stod for pålastingen. Etter observasjoner under forsøket antas det allikevel at det ikke har vært større enn 10 grader skjevlast, noe som tilsvarer en reduksjon av bruddlasten på mindre enn 3 %.

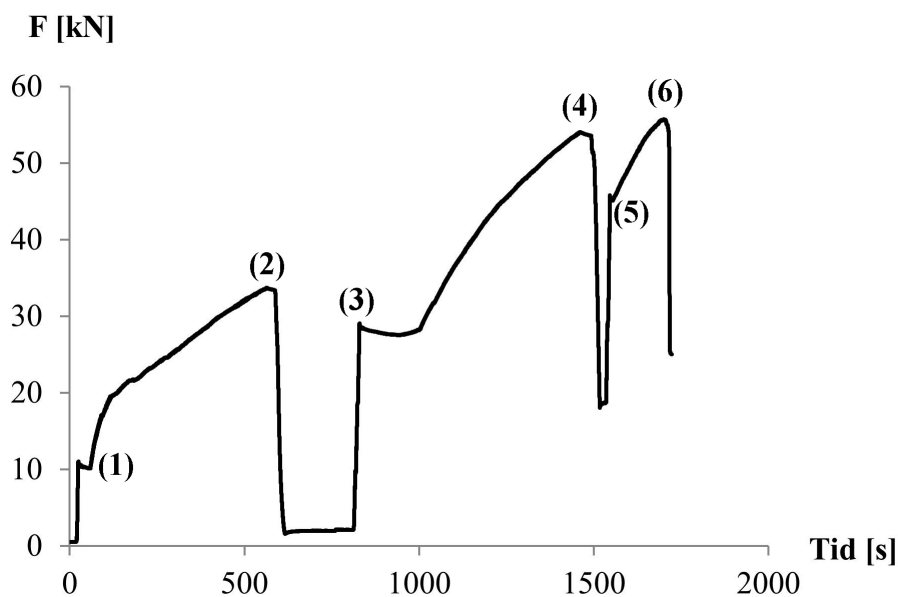
Bruddlast og forskyvning

Last- forskyvningsdiagrammet for forsøkene ser relativt like ut og det blir derfor her kun gjengitt ett av diagrammene. De andre diagrammene finnes i vedlegg F. Figur 7.25 viser last-forskyvningsdiagrammet for $H/D=2$ med komprimerte omfyllingsmasser. Bruddlasten leses av som den høyeste lasten, i dette tilfellet lik 55.7 kN med tilhørende mobiliseringsdistanse på om lag 10 mm. Fra figuren kan man se at forskyvningen blir negativ (forskyvning nedover i grøften) i et område før bruddlast oppstår. Dette har sannsynligvis sammenheng med at aluminiumsbejken som forskyvningene ble målt på er belastet med moment på grunn av eksentrisiteten til løfteøynene. Momentet fører til at bejken bøyer seg ca. 1 mm ned i midtsnitt. Forskyvningene er på grunn av dette, samt at det kan ha oppstått skjevhet i lastingen, noe usikre. De registrerte bruddlastene regnes likevel for å være korrekte.

**Figur 7.25: Last- forskyvningsdiagram oppløftsforsøk, $H/D=2$, komprimert**

Under pålastingen viste det seg også her at man måtte laste på i flere omganger ettersom slaglengden til jekken ikke var lang nok når hjullasteren gav etter. Dette vises i Figur 7.25 der lasten synker etter om lag 5 mm forskyvning. Ved denne avlastningen gikk ikke all forskyvningen tilbake til utgangspunktet. Dette kan ha en sammenheng med at lasten nesten nådde bruddlasten før avlastning og at røret dermed kan ha glidd og blitt forflyttet varig i omfyllingsmassen.

Ved å studere last- tid forløpet til samme forsøk sees det at røret blir lastet på i tre omganger før det glir (Figur 7.26). Ettersom det bare var planlagt å utføre ett forsøk ved denne overdekningshøyden var det viktig at røret gled når det ble pålastet med håndjekk fremfor hjullaster. Spesielt gjaldt dette for det komprimerte forsøket der det var vanskelig å gjøre overslagsberegninger for bruddlasten. Det ble derfor først lastet opp med jekk til hele slaglengden var brukt opp, så avlastet og lastet opp til nesten samme nivå med hjullaster, før ny jekking startet. En oversikt over pålastingen med verdier er på samme måte som for trekkeforsøkene vist i Tabell 7.14.



Figur 7.26: Last- tid diagram oppløftsforsøk, $H/D=2$, komprimert

Tabell 7.14: Pålasting oppløftsforsøk i felt, $H/D=2$, komprimert

Figur 7.26	F [kN]	Type pålasting	Brudd
(1)	10.2	Hjullaster	Nei
(2)	33.6	Jekk	Nei
(3)	28.4	Hjullaster	Nei
(4)	53.7	Jekk	Nei
(5)	45.7	Hjullaster	Nei
(6)	55.7	Jekk	Ja

En oversikt over resultatene fra oppløftsforsøkene i felt er gitt i Tabell 7.15. Som forventet øker bruddlasten med høyere overdekning. Komprimering av omfyllingsmassen ser også her ut til å gi en signifikant økning i bruddlast.

Det er knyttet en del usikkerhet til mobiliseringsdistansen, både på grunn av bøyning av aluminiumsbejelken og fordi det under forsøk med $H/D=3$ ble observert at oppsettet, inkludert aluminiumsbejelken, rettet seg opp under pålasting. Grunnen til dette er sannsynligvis en kombinasjon av unøyaktigheter i leggesprosedyren av røret og pålasting. Likevel minker mobiliseringsdistansen så mye at det kan antas at jordstivheten oppover i omfyllingsmassen har en stivere oppførsel ved komprimering.

Tabell 7.15: Resultat oppløftsforsøk

H/D	Komprimering	F _{maks} [kN]	δ _{mob} [mm]
2	Nei	33.3	18
2	Vibratorplate	55.7	11
3	Nei	57.7	30

Bruddform

Terrengoverflaten i grøften ble under hele forsøket studert nøye for å legge merke til eventuelle forskyvninger som kunnes skyldes pålastingen på røret. Forskyvninger i omfyllingsmassen ble først observert når lasten var omlag 80 % av bruddlasten. Det kunne da observeres at enkeltsteiner begynte å bevege seg på overflaten. Ved bruddlast oppstod det store vertikalforskyvninger og hele eller deler av terrengoverflaten ble løftet. Den observerte bruddformen varierte avhengig av overdekningshøyde og komprimering. For ukomprimerte omfyllingsmasser ved $H/D=2$ oppstod det kun forskyvninger rett over røret og (Figur 7.27).



Figur 7.27: Bruddform oppløftsforsøk, $H/D=2$, ukomprimert

For høyere overdekning og komprimerte omfyllingsmasser ble et større område av overflaten påvirket av bruddet. For komprimerte masser ved $H/D=2$ løftet hele overflaten seg samtidig, noe som resulterte i en buet form over hele grøftebredden. Figur 7.28 viser bruddformen

observert i overflaten ved $H/D=3$ der langsgående stiplet linje angir den synlige bredden av bruddet etter forsøk, mens kontinuerlig linje angir bredden på området som det ble observert at løftet seg under forsøket.



Figur 7.28: Bruddform oppløftsforsøk, $H/D=3$

Det ble ut i fra disse observasjonene gjort en enkel oppmåling av bruddprofilene ved hjelp av en bjelke som ble lagt på tvers og langs av grøften. En oversikt med skisser av bruddprofil for de forskjellige forsøkene er gitt i Tabell 7.16.

Tabell 7.16: Bruddprofil fra oppløftsforsøk

H/D	Komprimering	Bruddprofil
2	Nei	
2	Ja	
3	Nei	

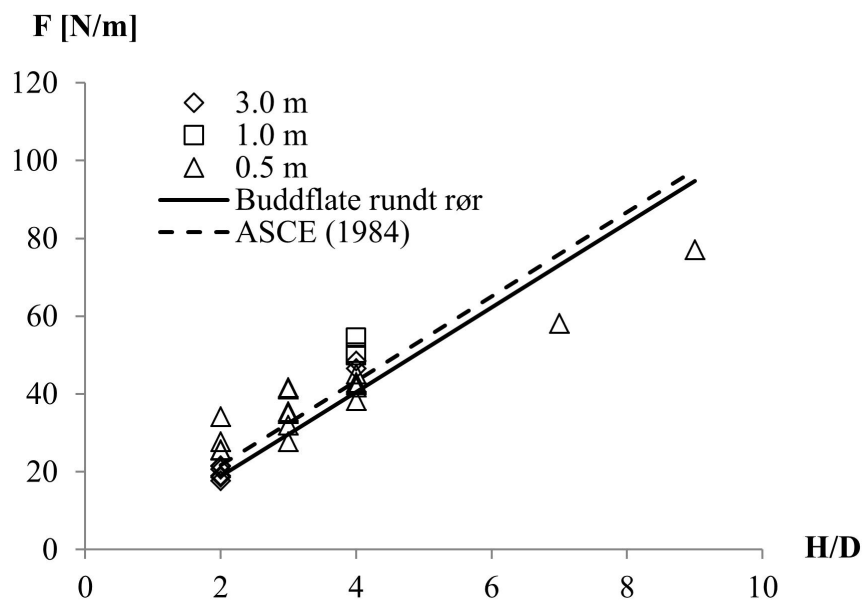
Fra bruddprofilet kan det se ut som om bruddet for ukomprimert omfyllingsmasse med $H/D=2$ og $H/D=3$ holder seg innefor grøftebredden. For $H/D=2$ med komprimert omfyllingsmasse ble det observert at omfyllingen over hele grøftens bredde løftet seg. Det kan dermed se ut som om grøften begrenset bruddformen. Bruddprofilene vil i kapittel 8 bli benyttet til å sammenligne bruddlastene med utregnede verdier fra beregningsmodellene.

8 DISKUSJON

For å vurdere gyldigheten av forsøkene vil det i dette kapittelet bli gitt en sammenligning med beregningsmodellene i kapittel 3.

8.1 Aksiell friksjonskraft

I kapittel 3.2 er det lansert tre beregningsmodeller med utgangspunkt i to forskjellige bruddflater for å beregne aksiell friksjonskraft mellom rør og omfyllingsmasse; vertikal bruddflate, bruddflate rundt rør og ASCE (1984). Figur 8.1 viser et plott av bruddlast fra horisontale trekkeforsøk i sand og utregnede friksjonskrefter fra to av disse beregningsmodellene. Bruddlastene er markert med punkt, og verdiene fra beregningsmodellene er markert med linjer for å bedre lesbarheten.



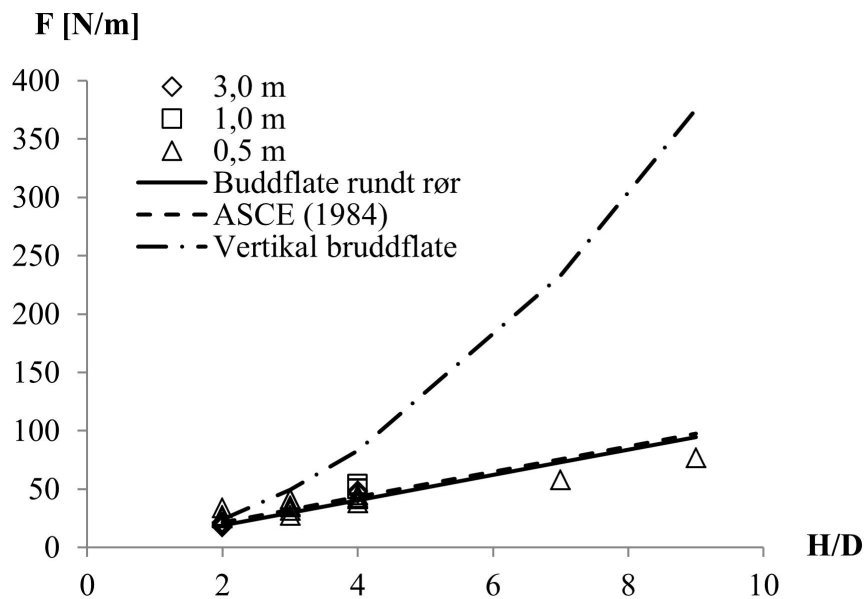
Figur 8.1: Bruddlast og beregningsmodeller, horisontale trekkeforsøk i sand, $D = 32\text{mm}$

Begge modellene ser ut til å treffe innenfor de observerte verdiene fra $H/D=2$ til $H/D=4$. For de to høyeste overdekningsforholdene overestimerer derimot modellene bruddverdien. Siden det er gjennomført kun et forsøk ved disse overdekningshøydene er resultatene noe usikre.

Spredningen i de målte verdiene er, som nevnt i kapittel 5.5.1, antatt å skyldes; bruk av ulike rørlengde under forsøkene og unøyaktighet i lastpåføring og leggemetode. For alle forsøk der rørene er påført strekkrefter ble det benyttet et trinsesystem der kraften kommer fra lodd med ulike tyngde. Dette medførte at lastpåføringen, og dermed nøyaktigheten i målingene, er større eller lik den minste loddmassen; 0.15 kg. Dette utgjør 15 % av den laveste målte bruddlasten, og er antatt å ha påvirket resultatene for målinger ved $H/D=2$ med kort rørlengde.

For å bedre nøyaktigheten i fremtidige forsøk kan det anbefales å benytte forskyvningsstyrt lastpåføring og lange rør. Figur 8.2 viser den samme figuren der modellen for vertikal

bruddflate også er inkludert. Her ser man tydelig at denne modellen overestimerer verdien til friksjonskraften.

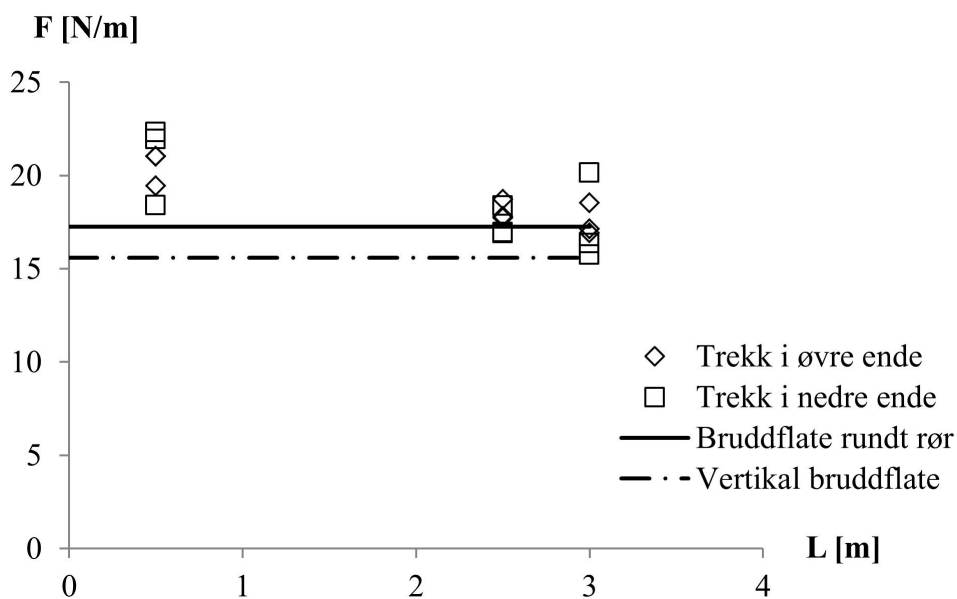


Figur 8.2: Frikasjonskraft fra horisontale trekkeforsøk og beregningsmodeller, D=32 mm

For skrå trekkeforsøk må det ved bestemmelse av kapasiteten mot glidning tas hensyn til de drivende kreftene på røret. Disse kreftene beregnes litt forskjellig avhengig av hvilken bruddflate som legges til grunn. I Figur 8.3 er dette tatt hensyn til på følgende måte:

- Punktene angir målt bruddlast fra forsøk korrigert for den drivende kraften forårsaket av tyngden til røret
- Kontinuerlig linje angir stabiliserende friksjonskraft fra modellen bruddflate rundt rør
- Stiplet linje angir stabiliserende friksjonskraft fra modellen vertikal bruddflate korrigert for den drivende kraften fra overliggende omfyllingsmasse

Kurven for vertikal bruddflate viser dermed restkapasiteten etter de drivende kreftene er fratrukket de stabiliserende. Dette betyr at røret teoretisk sett skal begynne å gli når den påkjente aksielle kraften i forsøket blir lik verdiene langs kurven. Det samme gjelder for bruddflate rundt rør. Dette er gjort for å kunne sammenligne målepunktene og kurven. Siden de skrå trekkeforsøkene kun ble gjennomført for $H/D=2$ er bruddlastene i Figur 8.3 plottet mot rørlengden.



Figur 8.3: Bruddlast fra skrå trekkeforsøk og beregningsmodeller korrigert for drivende krefter, $H/D=2$, $\alpha=25^\circ$, $D=32$

Fra figuren ser man da at de målte verdiene ser ut til å stemme best med bruddflate rundt rør. Det kan se ut til at vertikal bruddflate for de fleste målingene har en restkapasitet og dermed ligger på konservativ side. På grunn av relativt få målinger og usikkerhet i lastpåføring kan likevel ikke den vertikale bruddflaten avskrives som riktig kun på bakgrunn av disse resultatene.

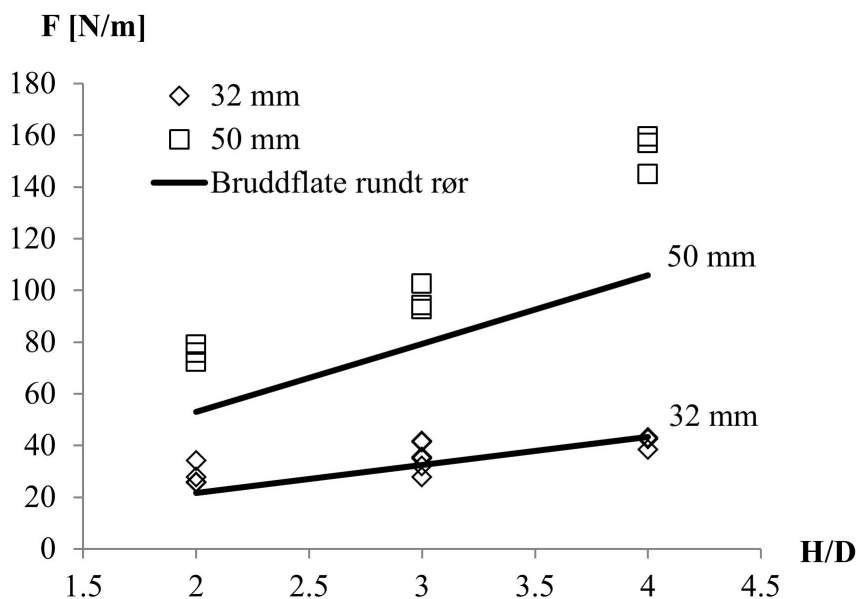
Som tidligere nevnt i kapittel 5.5.1 er det antatt at rør med lengde lik 2.5 meter gir best estimat på bruddlasten på grunn av endeeffektene som oppstår i skrå trekkeforsøk. Dette ser også ut til å stemme bra med beregningsmodellen bruddflate rundt rør.

En forenklet måte å sammenligne kapasiteten i horisontale og skrå trekkeforsøk er å benytte seg av et forholdstall mellom horisontal bruddlast og skrå bruddlast korrigert for tyngde av rør regnet etter (7.1):

$$\xi = \frac{F_{skrått}}{F_{horisontalt}} \quad (7.1)$$

Beregnes det en gjennomsnittlig verdi av bruddlastene fra trekkeforsøkene i modellforsøkene fås $\xi=0.83$, som vil si at friksjonskraften ved disse skrå trekkeforsøk er 83 % av tilsvarende forsøk horisontal. Forholdstallet er ikke veldig nøyaktig ettersom det er basert på trekkeforsøk med alle rørlengder.

For å undersøke friksjonskraftens avhengighet av rørdiameter ble det også gjennomført horisontale trekkeforsøk for rør med diameter 50 mm. Resultatene fra disse forsøkene er, sammen med beregningsmodellen bruddflate rundt rør, vist i Figur 8.4. I figuren er også resultater og beregninger for tilsvarende forsøk med rørdiameter 32 mm plottet inn. I begge tilfeller var rørlengden lik 0.5 m.



Figur 8.4: Variasjon av rørdiameter i horisontalt trekkeforsøk

Fra figuren ser man at modellen med bruddflate rundt rør underestimerer kapasiteten mye når rørdiameteren øker. Modellen med vertikal bruddflate overestimerer kapasiteten på samme måte som i Figur 8.2 og er derfor ikke tatt med i sammenligningen. Som nevnt tidligere har observasjonene for forsøk med så korte rør vist seg å være noe usikre og det er ikke vektlagt å vurdere resultatene utover dette.

I fullskala forsøk i felt ble det gjennomført repetisjoner av forsøkene ved at røret ble lastet opp til det gled flere ganger. Dette ble gjort uten at røret ble gravd opp og lagt på ny. Selv om bruddlastene fra repetisjonene ikke så ut til å avvike særlig mye fra den første bruddlasten er det i dette kapitlet valgt å ta utgangspunkt i bruddlast ved første glidning. I forbindelse med utregninger i beregningsmodellene er det sett bort i fra tyngden til røret ettersom dette maksimalt utgjør rundt 1 % av bruddlastene. En oversikt over bruddlastene er vist i Tabell 8.1.

Tabell 8.1: Oversikt over bruddlaster for aksial friksjon i feltforsøk

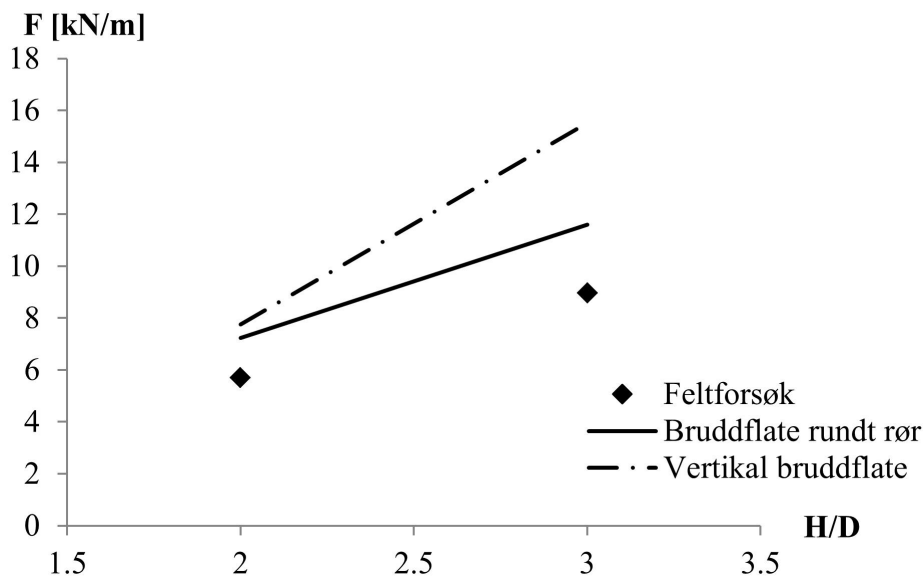
	H/D	Komprimering	Bruddlast [kN]
Flatt terreng ($\alpha = 0^\circ$)	2	Nei	33.3
	2	Vibratorplate	69.7
	3	Nei	52.4
	3	Gravemaskin	93.8
Bratt terreng ($\alpha \approx 34^\circ$)	2	Nei	30.0
	2	Gravemaskin	42.9

Her vises tydelig at bruddlastene øker dersom massene blir komprimert der verdiene i noen tilfeller doubles. Alle forsøkene i Tabell 8.1 ble gjennomført mindre enn et døgn etter røret var ferdig lagt i grøften. Det betyr at selv om forsøksverdiene viser at komprimering er en

essensiell faktor for å forankre røret best mulig i omfyllingsmassen, er det fremdeles usikkert i hvilken grad komprimeringen opprettholdes over tid. Det kan tenkes at komprimeringsgraden forandres over tid for en rørgate med levetid opp mot 50 år, spesielt dersom denne ligger i en bratt skråning.

Resultatene fra forsøk med ukomprimerte masser er på sin side å regne som den andre ytterkanten ettersom omfyllingsmassen her kun ble fylt rundt røret uten videre komprimering, samtidig som forsøkene ble utført kort tid etter legging.

I Figur 8.5 er resultatene fra trekkforsøk i felt uten komprimerte omfyllingsmasser plottet mot to av de tre beregningsmodellene som er forklart i oppgaven. Som det ble vist for modellforsøk gir ASCE (1984) og bruddflate rundt rør relativt like verdier, og denne modellen er på bakgrunn av dette ikke tatt med videre.



Figur 8.5: Feltforsøk og beregningsmodeller

Av figuren kan man se at begge de to beregningsmodellene overestimerer bruddkapasiteten for både $H/D=2$ og $H/D=3$. Det blir antatt at alle parameterne som inngår i beregningsmodellene er relativt sikre med unntak friksjonskoeffisienten μ mellom rør og omfyllingsmasse. Det er også en viss usikkerhet knyttet til fordelingen av jordtrykket fra omfyllingsmassen rundt rørets omkrets. Som tidligere beskrevet beregnes normalspenningene i over- og underkant av røret fra tyngden av den overliggende omfyllingsmassen og røret. Ved rørets sidekanter inngår hviletrykkskoeffisienten K_0 for å finne normalspenningene. I Figur 8.5 er det benyttet $\mu=0.50$ som er vanlig praksis i bransjen. Dersom man antar at det er riktig å bruke K_0 og at alle de andre parameterne er kjent, kan man ut fra forsøksverdiene regne seg tilbake til en friksjonskoeffisient som stemmer bedre med forsøksresultatene.

Som beskrevet i kapittel 7.5.1 ble det gjort forsøk for å studere hvilke deler av omfyllingsmassen som blir satt i bevegelse ved brudd. Ut fra disse observasjonene er det nærliggende å tro at det er modellen med bruddflate rundt rør som gir det beste estimatet. Ved

å ta utgangspunkt i denne ble det tilbakeregnet en friksjonskoeffisient som stemmer overens med verdiene fra det horisontale trekkeforsøket i felt. Tabell 8.2 viser at bruddlastene i forsøkene stemmer overens med beregnede verdier av friksjonskraften når $\mu=0.39$.

Tabell 8.2: Tilbakeregning av friksjonskoeffisient fra feltforsøk i flatt terreng

	H/D	Forsøksverdi [kN/m]	Bruddflate rundt rør [kN/m]
$\mu=0.39$	2	5.7	5.7
	3	9.0	9.0

Beregningsmodellen med vertikal bruddflate er i større grad avhengig av hviletrykkskoeffisienten siden det for stabilitetsberegningene inngår to skjærplan i jordmassen i denne modellen. Det ble gjort forsøk på å regne seg tilbake til en konstant K for hviletrykkskoeffisienten, på samme måte som Wijewickreme *et al.* (2008) i kapittel 3.2.1, som skulle passe til verdiene fra feltforsøket. Men det lyktes ikke å finne en verdi, verken for $\mu=0.39$ eller $\mu=0.50$, som passet for begge overdekningene.

I bratt terreng ble det kun gjennomført et forsøk med ukomprimerte masser. Tabell 8.3 viser resultatet fra feltforsøket sammenlignet med de to bruddmodellene for begge friksjonskoeffisientene.

Tabell 8.3: Resultater og beregninger fra feltforsøk i bratt terreng

Friksjonskoeffisient	Forsøksverdi [kN/m]	Bruddflate rundt rør [kN/m]
$\mu=0.50$	5.4	6.0
$\mu=0.39$	5.4	4.7

Tabellen viser at ingen av friksjonskoeffisientene stemmer med den observerte bruddlasten fra feltforsøket. Ut fra resultatene fra flatt terreng, samt estimering av friksjonskoeffisienten, skulle modellen med bruddflate rundt rør for $\mu=0.39$ gitt et riktig estimat dersom beregningsmodellene var korrekte. Her er verdien fra feltforsøket 15 % høyere enn hva bruddflate rundt rør estimerer. For å sammenligne beregningsmodellene og forsøksresultatene ytterligere er det i Tabell 8.4 sett på forholdet ζ mellom verdier for flatt- og bratt terreng etter (7.1).

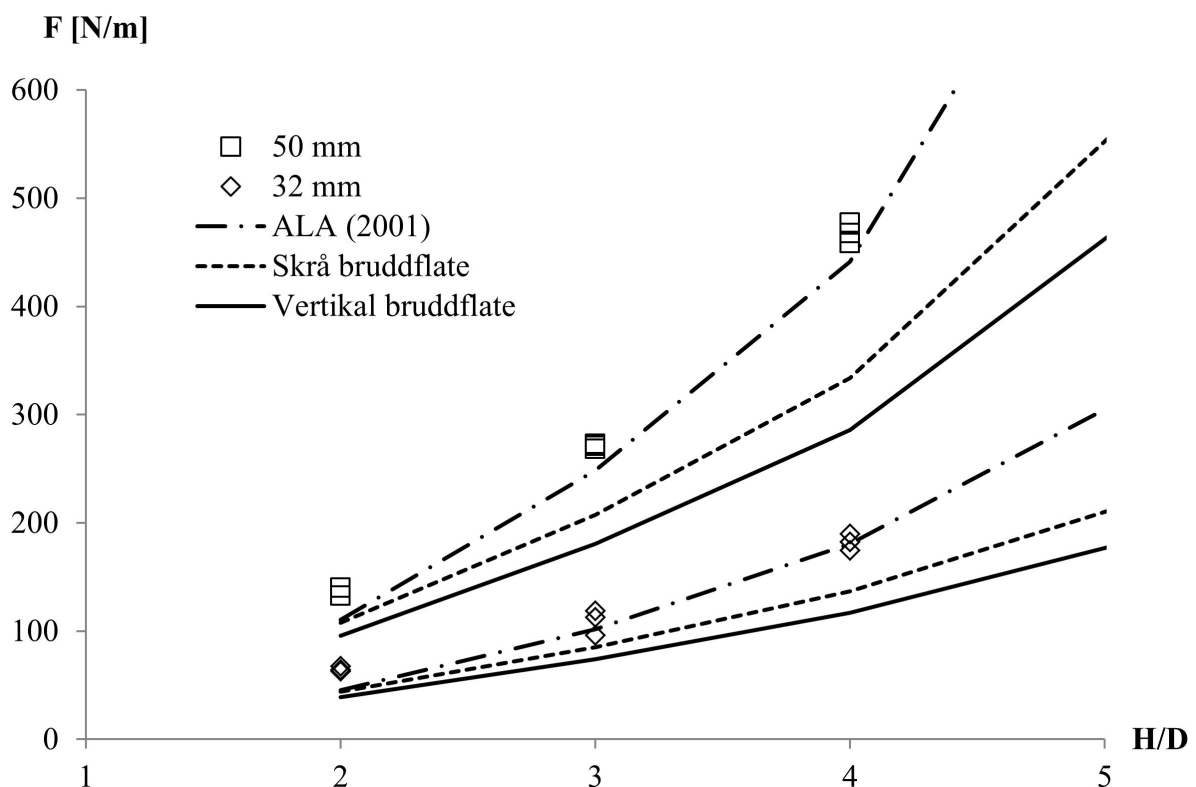
Tabell 8.4: Forholdstall resultater og beregninger fra feltforsøk i bratt terreng

Friksjonskoeffisient	Forsøksverdi	Bruddflate rundt rør
$\mu=0.50$	0.95	0.83
$\mu=0.39$	0.95	0.83

Tabellen viser at begge beregningsmodellene estimerer dette forholdstallet mye lavere en hva som er observert i forsøkene. Siden de ulike feltforsøkene kun er gjennomført med én repetisjon er det knyttet stor usikkerhet til verdiene. Det er for bratt terreng også usikkert hvorvidt trekkeforsøk der rørene blir trukket oppover gjenspeiler en situasjon der røret går til brudd for et småkraftverk i drift. Dermed er det ikke grunnlag for å konkludere med at noen av beregningsmodellene er feil.

8.2 Motstand mot oppløft

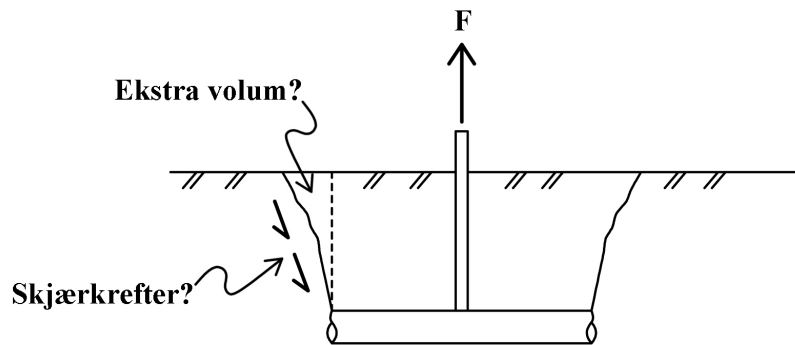
Oppløftsmotstanden målt i forsøk med rør med 32 og 50 mm diameter i pelelaboratoriet er sammen med utregnede verdier fra modellene verikal og skrå bruddflate gitt i Figur 8.6. I tillegg er også beregnede verdier fra ALA (2001) tatt med. De tre øverste linjene i figuren er beregnet for 50 mm rørdiameter, og de tre nederste for 32 mm. Det er i beregningene tatt hensyn til vekten av røret, slik at kraften F i figuren tilsvarer motstanden fra sanden. I modellen med skrå bruddflater er det antatt $\psi=8^\circ$ på bakgrunn av tilsvarende forsøk utført av Cheuk *et al.* (2007).



Figur 8.6: Resultat fra oppløftsforsøk i sand, 32 og 50 mm

Figuren viser at verdiene målt i pelelaboratoriet for alle overdekningshøydene ser ut til å være høyere enn beregningene fra vertikal og skrå bruddflatemodell. Dette kan skyldes endeeffekter på røret. I forsøket ble rør gravd ned i sand uten at det ble satt ned plater i endene. Dersom antagelsen om modellen med skrå bruddflater benyttes også langs etter røret vil dette gi et ekstra volum i endene som må løftes under forsøket (Figur 8.7). I tillegg kan det

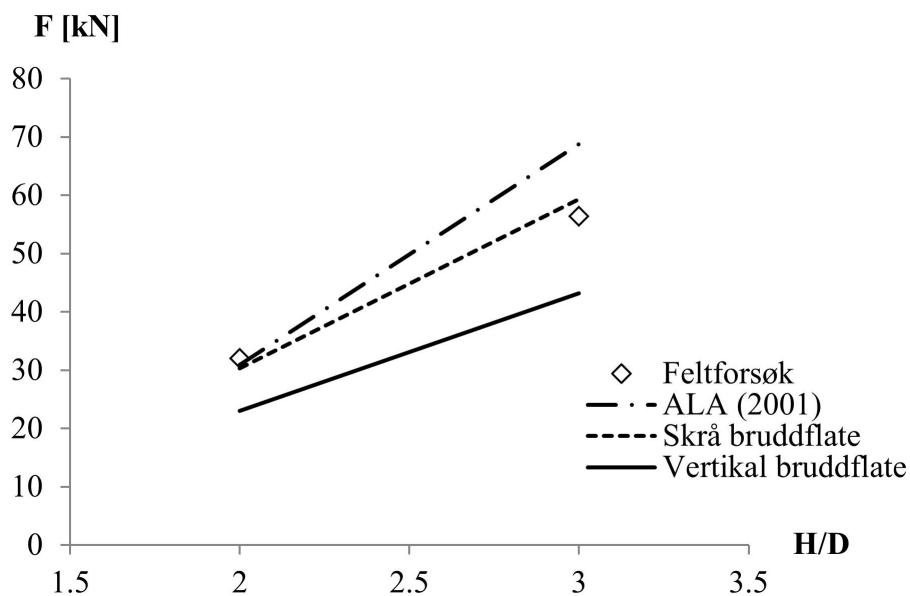
tenkes at det virker skjærkrefter i omfyllingsmassen også i endene. Begge disse bidragene vil øke med økt overdekningshøyde. For å minimere denne endeeffekten kan man enten sette ned vertikale plater i endene eller øke rørlengden. Det kan også nevnes at av de to modellene ser det ut til at modellen med skrå bruddflate sammenfaller best med oppløftsforsøk fra pelelaboratoriet.



Figur 8.7: Endeeffekter oppløftsforsøk

Hvorfor verdiene fra ALA (2001) ser ut til å stemme mye bedre med verdiene målt i pelelaboratoriet enn vertikal og skrå bruddmodell er noe usikkert. Dette er en semi-empirisk modell basert på teori og målte verdier fra en mengde forsøk. Det er usikkert hvilken bruddflate modellen tar utgangspunkt i og om den tar hensyn endeeffektene. Det er derfor vanskelig å konkludere med at man bør støtte seg til denne modellen.

På bakgrunn av disse resultatene og usikkerheten omkring endeeffekten ble det benyttet vertikale endeplater ved oppløftsforsøk i felt. Den målte oppløftskraften fra fullskala forsøk i felt sammen med verdier beregnet med de samme beregningsmodellene som for modellforsøk er vist i Figur 8.8. Det er på samme måte som for modellforsøkene tatt hensyn til vekten av røret, slik at oppløftskraften F tilsvarer motstanden fra omfyllingsmassen. Det er bare vist måledata og beregninger for forsøkene med ukomprimerte omfyllingsmasser ettersom beregningsmodellene ikke tar hensyn til komprimering. I modellen med skrå bruddflater er det valgt $\psi=16^\circ$ ettersom denne vinkelen stemmer bra med observert bruddprofil for $H/D=2$, opptegnet i kapittel 7.5.2.



Figur 8.8: Sammenligning mellom feltforsøk og teoretiske modeller, oppløft

Fra figuren kan det se ut som oppløftskraften fra feltforsøkene stemmer best overens med beregningsmodellen med skrå bruddflate. Det kan merkes at modellen med vertikal bruddflate her gir en lavere verdi enn den målte oppløftskraften for begge overdekningshøydene. Den er dermed på konservativ side hvis man benytter modellen til å regne stabilitet mot oppløft, for eksempel i forbindelse med vinkelavvik i rørgater.

Oppløftskraften i disse forsøkene er i utgangspunktet å regne som relativt gode målinger. Det samme gjelder beregningsmodellene, ettersom både friksjonsvinkel og tetthet ble målt på den aktuelle omfyllingsmassen. Det er allikevel vanskelig å konkludere med at beregningsmodellen stemmer ettersom det kun er utført ett forsøk. Det kan også nevnes at beregningsmodellen etter ALA (2001) ser ut til å overestimere kapasiteten for $H/D=3$. Det er dermed usikkert om denne modellen kan benyttes for rør med grove omfyllingsmasser.

I forsøkene ble det også målt mobiliseringsdistanse δ_{mob} før glidning. Denne forskyvningen er, som tidligere nevnt i kapittel 7.5.2, noe usikker og blir derfor oppgitt i Tabell 8.5 som intervaller estimert fra observasjoner og målinger under forsøkene. I tabellen er det også angitt hvor stor del av overdekningshøyden H , forskyvningen utgjør.

Tabell 8.5: Målt mobiliseringsdistanse fra oppløftsforsøk i felt

H/D	H [m]	Komprimering	δ_{mob} [mm]	δ_{mob}/H
2	1	Nei	10 - 18	0.01 - 0.18
2	1	Ja	7 - 11	0.07 - 0.11
3	1.5	Nei	20 - 30	0.013 - 0.02

Fra tabellen fremgår det at mobiliseringsdistansen havner innenfor et intervall på 1-2 % av overdekningshøyden H . Lavest for komprimerte omfyllingsmasser. Dette stemmer bra med

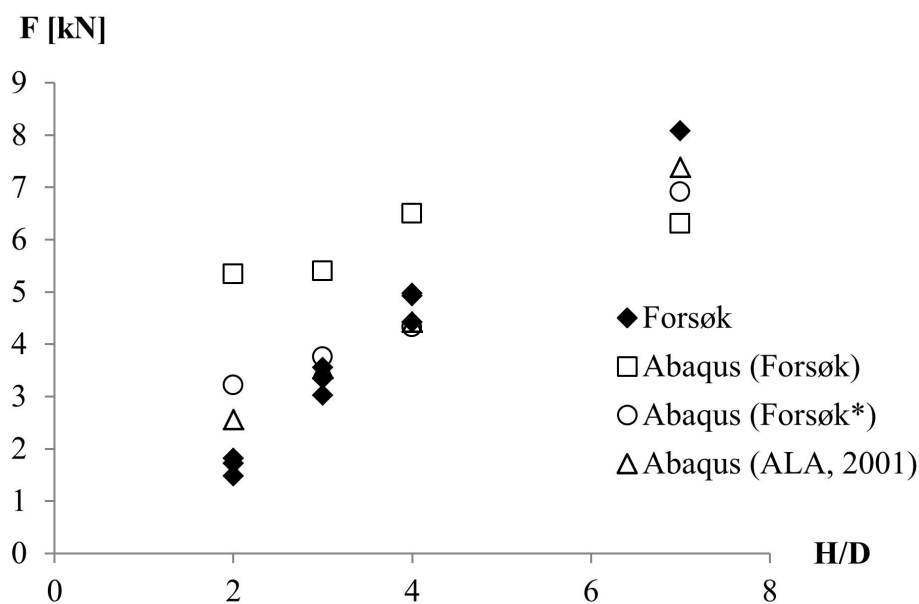
både Cheuk *et al.* (2007) og ALA (2001), men intervallet er for stort til å beregne en nøyaktig jordstivhet.

Det kan til slutt nevnes at motstanden mot oppløft så ut til å øke betraktelig ved komprimering av omfyllingsmassen (nesten 70 %). Komprimeringen fører naturlig nok til at massene får en høyere tetthet og dermed større vekt, men dette alene er ikke nok til å forklare hele økningen i bruddlasten. Det antas dermed at det må ha oppstått større horisontalspenninger som følge av komprimering, tilsvarende som for komprimering ved friksjonsforsøkene. Slik økning i horisontalspenningene er tidligere omtalt av Wijewickreme *et al.* (2008) i kapittel 3.2.1.

Det kan konkluderes med at oppløftforsøk kan gi gode verdier på bruddlasten om man eliminerer potensielle endeeffekter. Utfordringen ligger i å gjøre gode målinger av forskyvning. Uten dette er det vanskelig å gjøre estimater for jordstivheten. Som en overslagsberegning kan beregningsmodellen fra ALA (2001) benyttes, men det er fare for at denne modellen gir verdier som er ikke-konservative i forbindelse med forankring av rørgater.

8.3 Knekkning

Figur 8.9 viser knekklast for kontinuerlig rør simulert med Abaqus og knekkingsforsøkene i kasse plottet mot overdekningsforholdet H/D . Verdiene fra Abaqus er angitt med forsøk, forsøk* eller ALA (2001) etter hvilke jordstivheter som ble brukt i simuleringen.

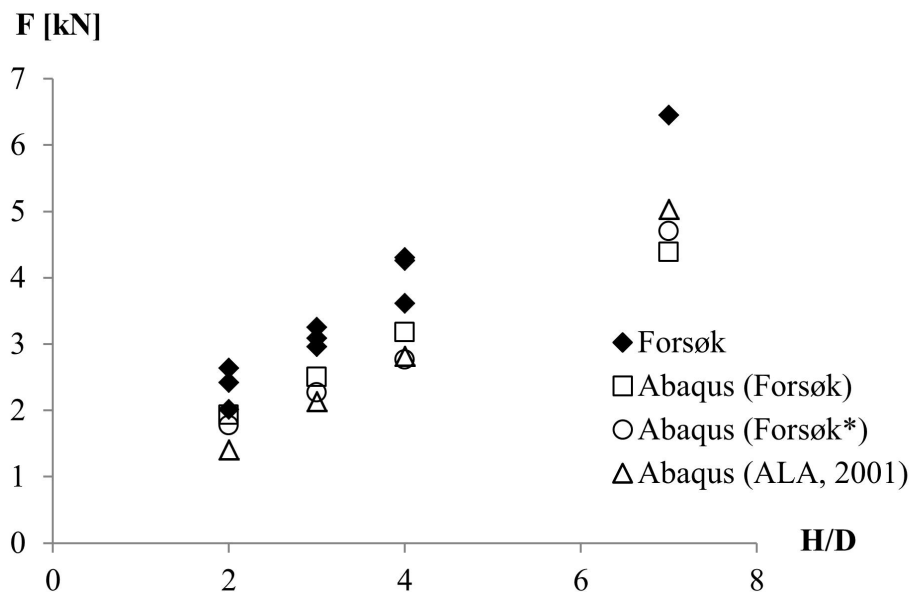


Figur 8.9: Knekklast for kontinuerlig rør, Abaqus og modellforsøk

Knekklast for kontinuerlig rør med stivhet fra forsøk ser ut til å stemme dårlig med resultatene fra modellforsøket. Dette har sammenheng med, som omtalt i kapittel 5.5.2, at stivheten i dette tilfellet ble beregnet fra oppløftforsøk hvor den registrerte forskyvningen er antatt å være feil. De to andre simuleringene med jordstivhet fra forsøk* og ALA (2001) ser ut til å stemme bedre. Ved $H/D=2$ ser knekklasten fra Abaqus allikevel ut til å avvike en del fra modellforsøket. Dette skyldes sannsynligvis at røret er lagt med en initial formfeil. I

modellforsøket førte dette til at overdekningshøyden, som var riktig i endene av røret, gradvis ble redusert mot midten der den var 10 mm lavere enn i enden. For $H/D=2$ utgjør 10 mm en reduisering på ca. 15 % av overdekningen i midtsnitt. Dette har mye å si for jordstivheten oppover og motstand mot oppløft. I simuleringen er det antatt at hele lengden av røret har samme overdekningshøyde. Dette betyr at knekklasten fra simuleringen bør være høyere enn hva som er observert i modellforsøkene, noe som ser ut til å stemme med Figur 8.9.

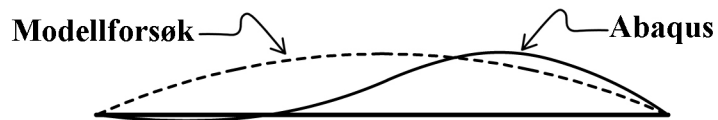
Figur 8.10 viser knekklast for rør med muffeskjøter. Her ser knekklasten fra simuleringen ut til å stemme bedre overens med modellforsøket for alle jordstivhetene. Knekkning av rør med skjøter ser dermed ut til å være mindre avhengig av jordstivheten enn knekkning av kontinuerlig rør.



Figur 8.10: Knekklast for rør med muffeskjøter, Abaqus og modellforsøk

Knekklasten fra Abaqus ser ut til å gi en lavere verdi enn den fra modellforsøket for rør med muffeskjøter, uavhengig av overdekningshøyde. Dette kan skyldes åpne- lukkemekanismen som er omtalt i 3.4.3. I modellforsøket ble rørene lagt med et vinkelavvik som skulle føre til lukking av skjøten før røret knakk opp av sanden. Dette for å måle den potensielt største knekklasten. I Abaqus ble muffeskjøtene modellert som rotasjonsfjærer med konstant stivhet. Disse tar ikke hensyn til åpne- lukkemekanismen, og det er derfor ventet at simuleringen gir en lavere knekklast enn modellforsøkene. At rør med skjøter knekker for en høyere last når vinkelavviket er lagt med hensyn på lukking ble vist i kapittel 5.5.4. Abaqus kan også benyttes for å gjøre simuleringer som tar hensyn til denne mekanismen, men da må røret modelleres i en 3D modell med volumelementer der skjøten modelleres som et kontaktproblem.

Resultatene fra simuleringen i Abaqus og modellforsøkene viser at knekkformen fra Abaqus (tidligere vist i Tabell 6.5) og den utbøyde formen fra modellforsøket (tidligere vist i Tabell 5.15) ser ut til avvike noe. For kontinuerlig rør med lav overdekningshøyde ($H/D=2$) ser det ut til at knekkformen fra Abaqus konsentrerer seg til den ene enden av røret.



Figur 8.11: Skisse av knekkform for kontinuerlig rør $H/D=2$

Dette kan ha en sammenheng med den reduserte overdekningshøyden i modellforsøket på grunn av den initiale formfeilen, som er diskutert tidligere i oppgaven. Det kan også tenkes at røret i modellforsøket, på samme måte som i simuleringen, først prøver å knekke i flere halvbølger uten at dette merkes på overflaten. Den numeriske dempingen i simuleringen kan også ha påvirket knekkformen. For å unngå demping kan det utføres mer avansert beregninger med dynamisk simulering som tar hensyn til massetregghet ved utkneking av røret.

For de andre overdekningshøydene og for rør med muffeskjøter ser knekkformene ut til å stemme bedre overens. Ut fra dette og diskusjonen omkring gyldigheten av verdien til knekklasten kan det konkluderes med at en 2D modell i Abaqus gir et godt estimat på knekklast og form for et nedgravd rør, og er et program som kan benyttes for å gjøre enkle knekkingsberegninger for nedgravde rørgater. For fullt ut å beskrive knekking av en nedgravd bør det gjøres mer avanserte simuleringer.

9 OPPSUMMERING

9.1 Konklusjon

Det kan konkluderes med at friksjonskraften undersøkt for PVC-rør i sand ser ut til å vise samme trend som beregningsmodellen bruddflate rundt rør. Usikkerheten omkring resultatene ser ut til å skyldes unøyaktigheter i målemetode og utførelse. Det kan på bakgrunn av forsøkene som er gjort sies at det ved skrå trekkeforsøk bør benyttes et oppsett som tar hensyn til potensielle endeeffekter.

Trekkeforsøkene i felt gir ikke et entydig svar på om beregningsmodellene stemmer. Dette skyldes usikkerheten omkring friksjonskoeffisienten mellom rør og jord og den antatte spenningsfordelingen fra jordtrykket. Det ble dessverre i denne omgang ikke tid til å måle den aktuelle friksjonskoeffisienten mellom det eksakte røret og omfyllingsmassen som ble benyttet i feltforsøkene. Dette tallet er essensielt for å kunne verifisere om den antatte spenningsfordelingen, fra jord rundt rørperiferien, stemmer. De andre målte parameterne i forsøket; friksjonsvinkelen og tyngdetettheten regnes som gode målinger og det kan på bakgrunn av dette konkluderes med at enten friksjonskoeffisienten mellom rør og jord, eller det antatte jordtrykket i beregningsmodellen er feil. Det er likevel verdt å merke seg at trekkeforsøket i bratt terreng hadde 95 % av kapasiteten til tilsvarende forsøk horisontalt.

Feltforsøkene viser også at komprimering av omfyllingsmassen har mye å si for hvilke krefter som oppstår mellom rør og omfyllingsmasse. I alle trekke- og oppløftsforsøkene ble det observert en signifikant økning i kreftene når omfyllingsmassen ble komprimert. Det er likevel usikkert hvordan komprimeringsgraden opprettholdes over tid, spesielt i bratt terreng.

Motstanden mot oppløft fra både modell- og feltforsøkene ser ut til å følge beregningsmodellen med skrå bruddflate. I modellforsøkene har endeeffektene sannsynligvis en del å si for målingene, og det anbefales at disse elimineres ved fremtidige forsøk. Det kan se ut som modellen med vertikale bruddflater er konservativ ved beregning av motstand mot oppløft, både i sand og i omfyllingsmasser av pukk.

Riktig stivhet til jorda viser seg å være vanskelig å bestemme ettersom det i oppløftsforsøkene var vanskelig å måle forskyvninger. En annen målemetode bør her benyttes. Som et estimat på jordstivheten kan verdiene i ALA (2001) anbefales for sand. For omfyllingsmasser av pukk ser det ut til at ALA (2001) overestimerer motstanden mot oppløft og modellen anbefales ikke benyttet her.

Knekkingsforsøk med PVC-rør i sand gav gode resultater som ser ut til å stemme overens med de numeriske beregningene i Abaqus. Forsøk indikerer at det i muffeskjøter vil oppstå en åpne- lukke mekanisme som kan føre til økt motstand mot utknekkning dersom vinkelavviket holdes innenfor en viss grense. Dette kan være aktuelt i forbindelse med rørgater forankret i nedstrøms fundament, og bør undersøkes videre. For å kunne ta hensyn til denne mekanismen

i de numeriske beregningene bør det gjøres mer avanserte beregninger. Abaqus kan for eksempel her benyttes med en 3D modell med volumelementer.

Det kan generelt konkluderes med at problemstillingen forankring av nedgravde rør er svært sammensatt og bør studeres videre. Det er i forbindelse med denne rapporten gjort for få forsøk i felt til fullt ut å verifisere om beregningsmodellene og modellforsøkene stemmer overens med reelle rørgater. Det er lagt ned et stort arbeid i å beskrive observasjoner og erfaringer fra de ulike forsøkene, slik at rapporten kan brukes i videre arbeid innenfor temaet.

9.2 Videre arbeid

For å kunne undersøke om beregningsmodellene stemmer med de gjennomførte feltforsøkene er det en absolutt nødvendighet å kjenne friksjonsfaktoren mellom glassfiberrøret og omfyllingsmassen som ble brukt i feltforsøkene. Ved videreføring av oppgaven er dette det første som bør testes.

Siden problemstillingen er sammensatt bør det i videre arbeid fokuseres på et av temaene som er undersøkt i denne oppgaven. Ved videreføring av modellforsøkene vil en utvidet testserie av skrå trekkeforsøk med samme rør og omfyllingsmasse gi et bedre grunnlag for å sammenligne beregningsmodellene bransjen bruker i bratt terreng. Oppløfts- og knekkingsforsøk hvor man har en helning på hele forsøksoppsettet vil også være et steg videre for å undersøke forankring av rørgater i bratt terreng.

Testmetodene i felt virket til å fungere bra, med unntak av metoden for å måle forskyvninger ved oppløftsforsøk. Det anbefalles å etterprøve resultatene fra denne oppgaven ved å gjennomføre utvidede testserier i felt. Siden beregningsmodellene ikke klarer å gjengi forholdet mellom de observerte verdiene i flatt- og bratt terreng, anbefalles det også i fremtiden å gjennomføre begge typer forsøk.

Det kan også være aktuelt å utføre mer avanserte numeriske beregninger, for eksempel med en 3D modell der rør-jord interaksjonen er modellert som et kontaktproblem eller en dynamisk beregning. Dette for enda bedre å kunne beskrive knekklast og knekkform for et nedgravd rør. Det kan også utføres numeriske beregninger for reelle rørgater, hvor det kan legges inn vinkelavvik i form av lav- og høybend.

Det burde også undersøkes om det kan kalibreres numeriske modeller som gjenspeiler trekke- og oppløftsforsøkene. Siden fullskala forsøk i felt både er tidkrevende og kostbart vil en slik modell kunne gi store besparelser både i medgått tid og kostnad. Last- forskyvningskurvene fra forsøkene som er utført i forbindelse med denne oppgaven vil trolig kunne brukes til kalibrering av en slik modell.

10 KILDER

- ALA (2001) *Guidelines for the Design of Buried Steel pipe*. American Lifelines Alliances. USA: American Society for Civil Engineers (ASCE)
- Alam, S og Allouche, E.N. (2010) *Experimental investigation of pipe soil friction coefficients for direct buried PVC pipes.*, Los Angeles: American Society for Civil Engineers (ASCE)
- ASCE (1984) *Guidelines for the seismic design of buried oil and gas pipeline systems*. Committee on Gas and Liquid Fuel Lifelines. New York: American Society for Civil Engineers (ASCE)
- Aysen, A. (2002) *Soil Mechanics: Basic Concepts and Engineering Applications*. Nederland: Swets & Zeitlinger Publishers.
- Bransby, M. F., Newson, T. A., Brunning, P., and Davies, M. C. R. (2001). "Numerical and centrifuge modeling of the upheaval resistance of buried pipelines." Proc., 20th Int. Conf. on Offshore Mechanics and Arctic Engineering, Rio de Janeiro, Brazil.
- Cheuk, C. Y., White, D. J. & Bolton, M. D. (2007). Uplift mechanisms of pipes buried in sand. J. Geotech. Geoenviron. Engng ASCE 134, No. 2, pp154–163.
- Damsikkerhetsforskriften. (2010) *Forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg*. Fastsatt ved kgl.res. 1. januar 2010 med hjemmel i lov 24. oktober 2000 nr. 84 om vannressursloven. Tilgjengelig fra: <www.lovdata.no> [Nedlastet 6. desember 2011]
- DNV-RP-F110 (2007) *Global Buckling of Submarine Pipelines – Structural Design due to High Temperature/High pressure*. Det Norske Veritas, Recommended Practice.
- Elstad, I., Hartmann, R., Molle, G. & Bachke, D. (2011) *Retningslinjer for stenge- og tappeorganer, rør og tverrslagsporter*. Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE) Oslo: NVE
- Finch, M. (1999). 'Upheaval buckling and floatation of rigid pipelines: The influence of recent geotechnical research on the current state of the art. Paper OTC 10713'. *Offshore Technology Conference*. Houston, USA: OTC.
- Flowtite (2006). *Installasjonsanvisning For nedgravde rør AWWA*. Sandefjord: ASP Norway AS.
- Flowtite (2010). *Product data, DN500, PN6, SN5000*. Sandefjord: ASP Norway AS.
- GF Piping Systems (2010) *System Specifications PVC-U metric pipe systems*. Sveits
- Hobbs, R. E. (1981) 'Pipeline Buckling Caused by Axial Loads', *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 1 (2). s. 2-10.
- Jónnson, H. (2000) 'Thrust restraint design of buried flexible pipes', I Surampalli, R. Y. (red.) *ASCE National Conference on Environmental and Pipeline Engineering held July 23-26, 2000 in Kansas City, Missouri*. USA: ASCE, s. 399-408.

- Larsen, P. K. (2011) *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*. 2. utg. Trondheim: Tapir akademisk forlag
- Micro-Epsilon (2012) Compact CCD-sensor optoNCDT 1400 Technical Data. Ortenburg, Germany.
- Moen, T. J. (1978) *Hokksund sand. Undersøkelse av sandens rutinedata, setnings- og skjærfasthetsegenskaper*. Trondheim: NTH.
- Ng, C. W. W., & Springman, S. M. (1994). 'Uplift resistance of buried pipelines in granular materials', *Proc. Centrifuge 94*, Singapore 1, 753–758.
- NGI (1976) Intern rapport NGI, 51505-14. Trondheim
- Palmer, A. C., White, D. J., Baumgard, A. J., Bolton, M. D., Barefoot, A. J., Finch, M., Powell, T., Faranski, A. S. & Baldry J. A. S. (2003). Uplift resistance of buried submarine pipe-
- Schupp, J., Byrne, B. W., Eacott, N., Martin, C. M., Oliphant, J., Maconochie, A., & Cathie, D. (2006). 'Pipeline unburial behaviour in loose sand.' *Proc., 25th Int. Conf. on Offshore Mechanics and Arctic Engineering*, Hamburg, Germany.
- Shaminee, PEL og Zorn, NF og Schotman GJM (1990). 'Soil Response for Pipeline upheaval buckling analyses: Full-scale Laboratory Tests and Modelling. OTC 6486, Proc'. *Offshore Technology Conference*. Houston, USA: OTC
- Simula (2007) Abaqus User's Manual 6.7
- Statens vegvesen (2010). *Håndbok 16 - geoteknikk i vegbygging*. Oslo: Vegdirektoratet
- Trautmann, C. H., O'Rourke, T. D., and Kulhawy, F. H. (1985). "Uplift force-displacement response of buried pipe." *J. Geotech. Engrg.*, 111(9), 1061–1076.
- Vannressursloven. (2000) *Lov om vassdrag og grunnvann m.v. av 24. oktober 2000 nr. 82*.
- Vermeer, P. A., & Sutjiadi, W. (1985). 'The uplift resistance of shallow embedded anchors', *Proc., of 11th Int. Conf. of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 3, San Francisco, 1635–1638.
- White, D.J, Cheuk, C. Y. And Bolton, M. D. (2008) 'The uplift resistance of pipes and plate anchors buried in sand', *Geotechnique* 58, No. 10, 771-779.
- Wijewickreme, D. og Karimian, H. og Honegger, D. *Response of buried steel pipelines subjected to relative axial soil movement*, Canadian Geotechnical Journal, 2008.
- Aarhaug, O. R. (1984) *Geoteknikk og fundamentingslære 1 & 2*, 1. utg. Oslo: NKI forlag.

11 VEDLEGG

Vedlegg A: Kornfordelingskurve Hokksund Sand	113
Vedlegg B: Resultat fra modellforsøk	115
Vedlegg C: Resultat fra numeriske beregninger	133
Vedlegg D: Egenskaper til glassfiberrør	143
Vedlegg E: Tverrsnitt av grøft i feltforsøk.....	147
Vedlegg F: Resultat fra feltforsøk	151
Vedlegg G: Forenklet beregning av aksialtøyninge i glassfiberrør.....	155

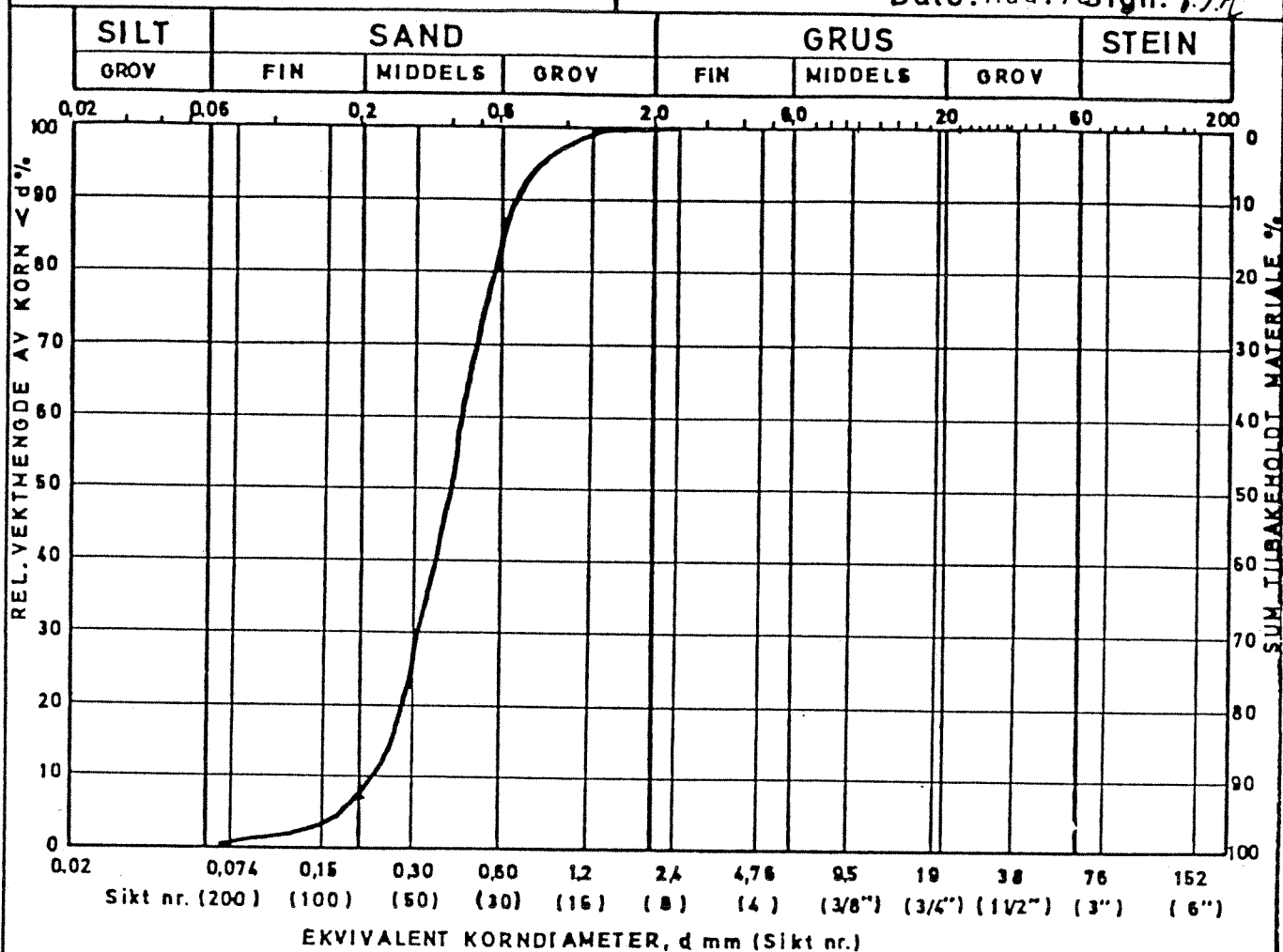
VEDLEGG A

KORNFORDDELINGSKURVE HOKKSUND SAND

Beskrivelse av materiale:

Anmerkning:

Date: Aug. 78 Sign. *G.J.H.*



Sikt	(Vekt av tilbakeholdt materiale) g	Sammenveid tilbakeholdt materiale i g			Sum tilbakeholdt materiale %	Anmerkning
		1.sikting	2.sikting	Middel		
6"	152,0					Tverrmål av største stein d = mm Sortering $\frac{d_{60}}{d_{10}} = 2.04$
3"	76,0					
1 1/2"	38,0					
3/4"	19,0					
3/8"	9,5					
Nr. 4	4,75	0,00	0,00	0,00	0,00	
" 8	2,40	0,01	0,01	0,00	0,01	
" 16	1,20	0,19	0,20	0,20	0,20	
" 30	0,60	37,50	38,00	37,30	37,70	
" 50	0,30	118,40	157,00	155,20	156,10	
" 100	0,15	39,80	196,70	195,10	195,90	
" 200	0,074	3,00	199,30	198,50	198,90	
Gj.	0,074	0,40	199,50	199,10	199,30	
SUM		199,30				

HOKKSUND SAND

Proj. no.: F. 78.04

Siktekurve.

Date:
aug. 78

2.11

GEOTEKNIKK NTH

Trondheim

VEDLEGG B

RESULTAT FRA MODELLFORSØK

B.1: Horisontale trekkeforsøk

B.2: Skrå trekkeforsøk

B.3: Oppløftsforsøk

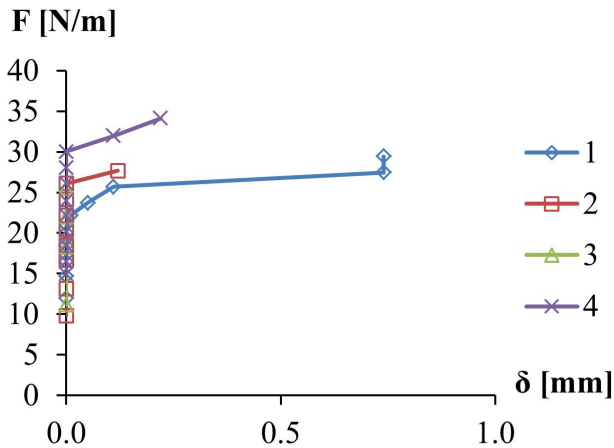
B.4: Knekkingsforsøk

B.1 – HORISONTALE TREKKEFORSØK

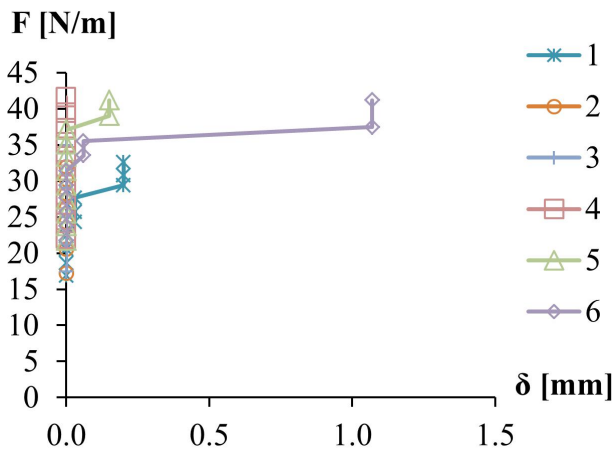
$$D = 32 \text{ mm}, L = 0.5 \text{ m}$$

Det ble for noen av trekkeforsøkene opplevd glidning uten at røret ble forskyvet først. For disse forsøkene er det kun punkter på y-aksen i last- forskyvningsdiagrammene.

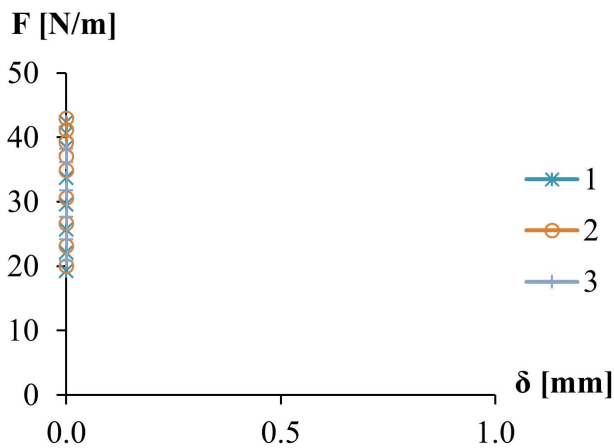
Bruddlast F_{maks} er tatt ved $\delta = 0.20$ og er gjengitt i tabell til høyre for tilhørende graf.



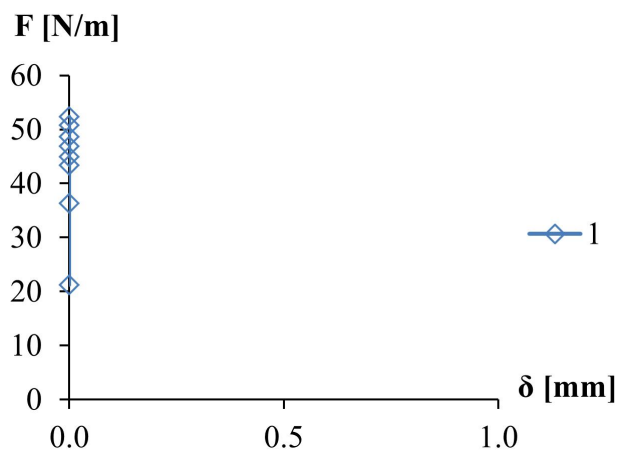
H/D=2	
Nr.	F_{maks} [N/m]
1	25.7
2	27.7
3	25.5
4	34.1



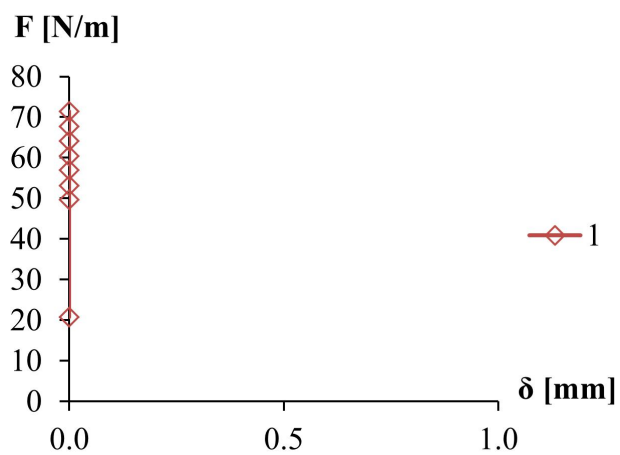
H/D=3	
Nr.	F_{maks} [N/m]
1	27.7
2	32.0
3	34.9
4	41.6
5	41.2
6	35.5



H/D=4	
Nr.	F_{maks} [N/m]
1	42.4
2	43.0
3	38.3

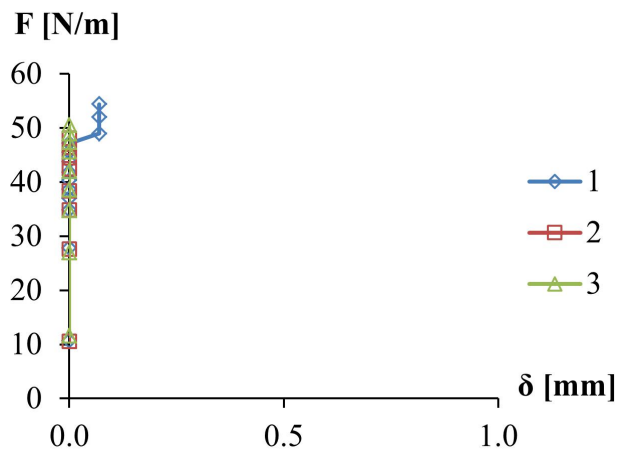


$H/D=7$	
Nr.	F_{maks} [N/m]
1	52.4



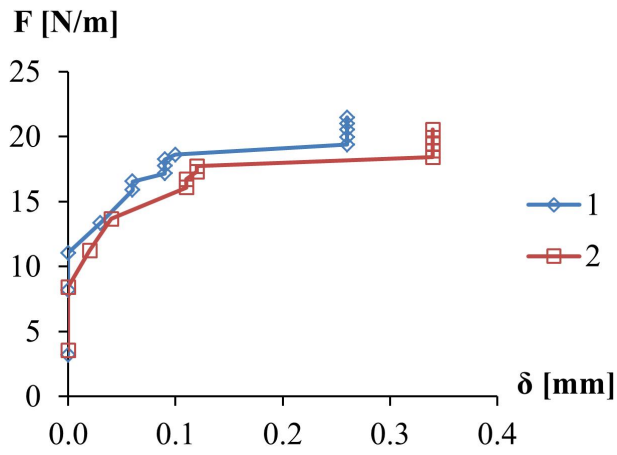
$H/D=9$	
Nr.	F_{maks} [N/m]
1	71.4

$$D = 32 \text{ mm}, L = 1.0 \text{ m}$$



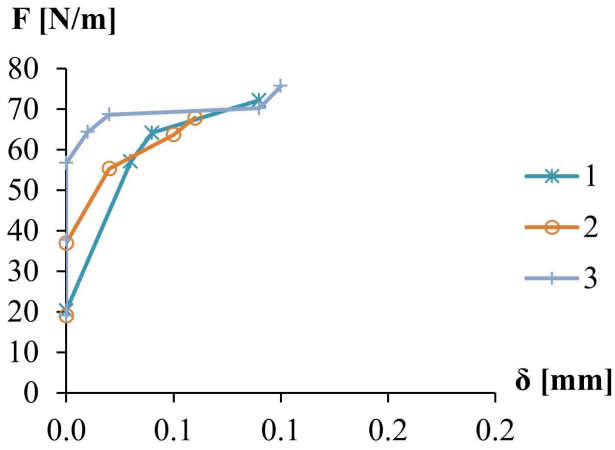
H/D=4	
Nr.	F_{maks} [N/m]
1	54.4
2	49.0
3	50.5

$D = 32 \text{ mm}, L = 3.0 \text{ m}$

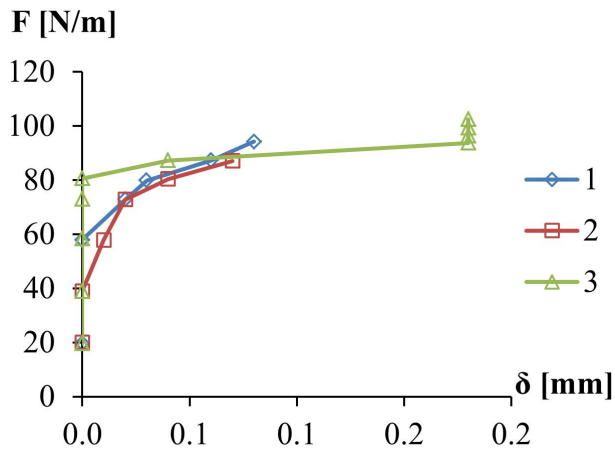


H/D=4	
Nr.	F_{maks} [N/m]
1	18.6
2	17.7

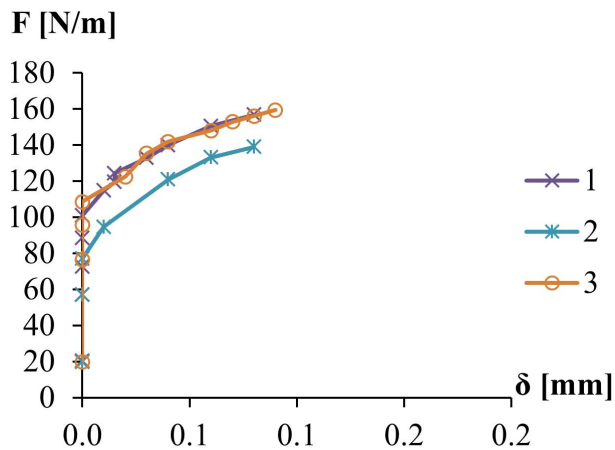
$D = 50 \text{ mm}, L = 0.5 \text{ m}$



H/D=2	
Nr.	F_{maks} [N/m]
1	72.2
2	67.9
3	75.7



H/D=3	
Nr.	F_{maks} [N/m]
1	94.1
2	87.1
3	102.4

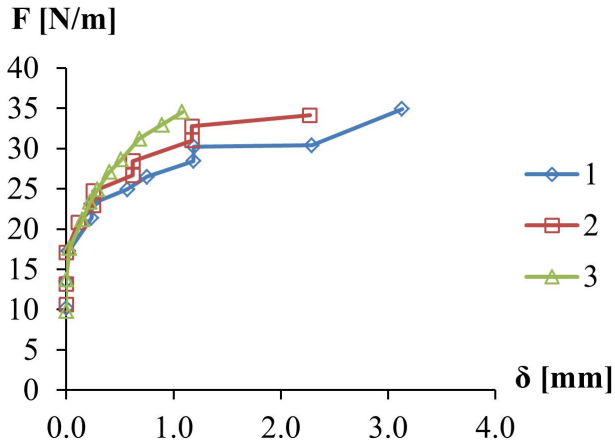


H/D=4	
Nr.	F_{maks} [N/m]
1	156.8
2	138.9
3	159.3

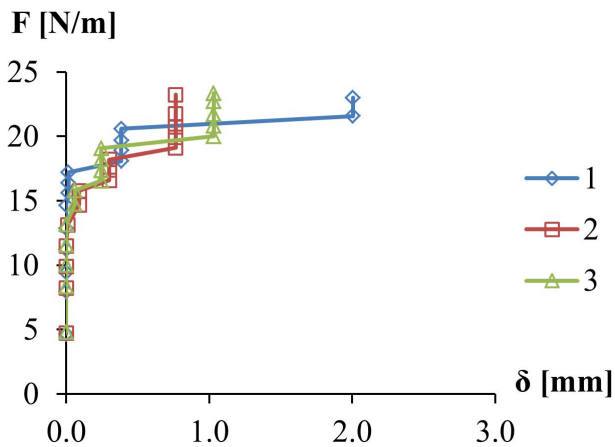
B.2 – SKRÅ TREKKEFORSØK

Trekraft nedover

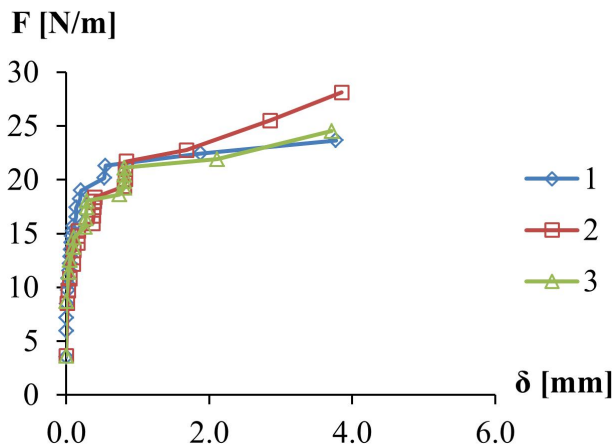
$D = 32 \text{ mm}$, $H/D = 2$



$L = 0.5 \text{ m}$	
Nr.	F_{maks} [N/m]
1	17.2
2	20.8
3	21.2



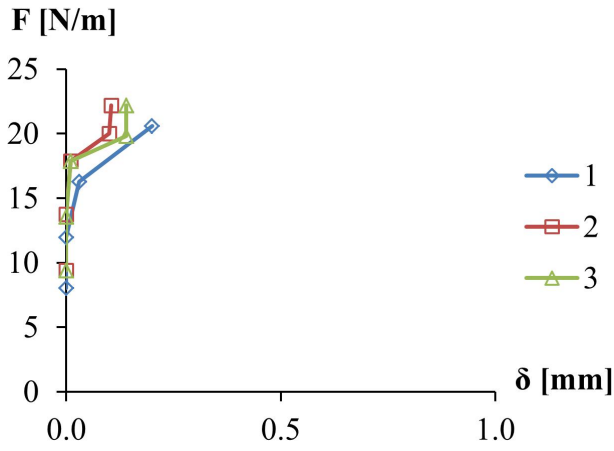
$L = 2.5 \text{ m}$	
Nr.	F_{maks} [N/m]
1	17.2
2	15.8
3	15.8



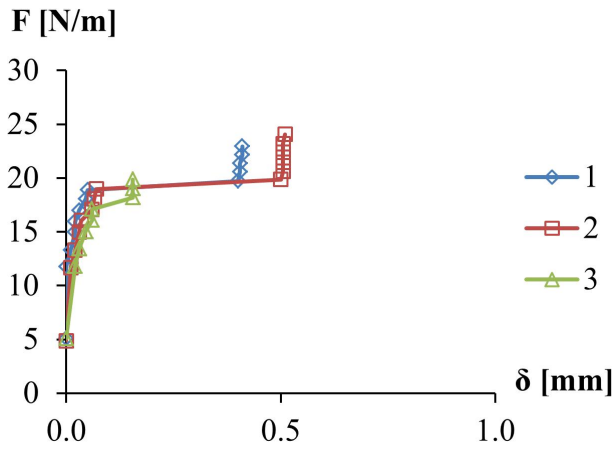
$L = 3.0 \text{ m}$	
Nr.	F_{maks} [N/m]
1	23.7
2	28.1
3	24.5

Trekraft oppover

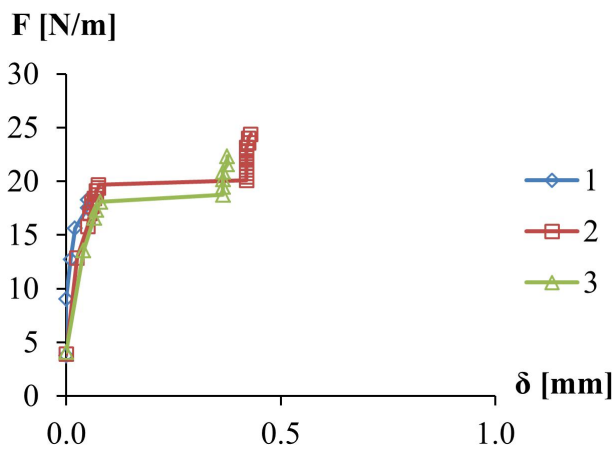
$D = 32 \text{ mm}, H/D = 2$



L = 0.5 m	
Nr.	F_{maks} [N/m]
1	20.6
2	22.2
3	22.2



L = 2.5 m	
Nr.	F_{maks} [N/m]
1	18.9
2	19.0
3	19.9



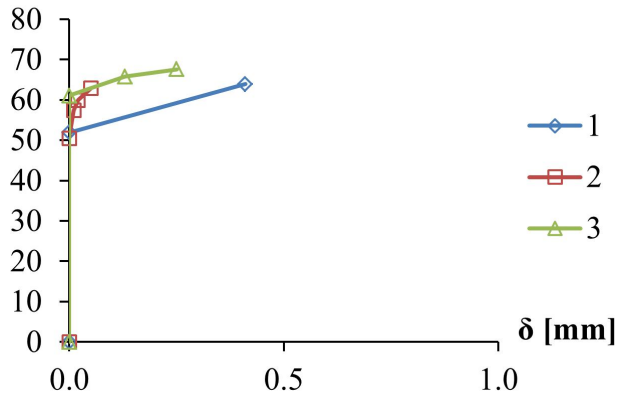
L = 3.0 m	
Nr.	F_{maks} [N/m]
1	18.3
2	19.7
3	18.1

B.3 – OPPLØFTSFORSØK

$$D = 32 \text{ mm}, L = 256 \text{ mm}$$

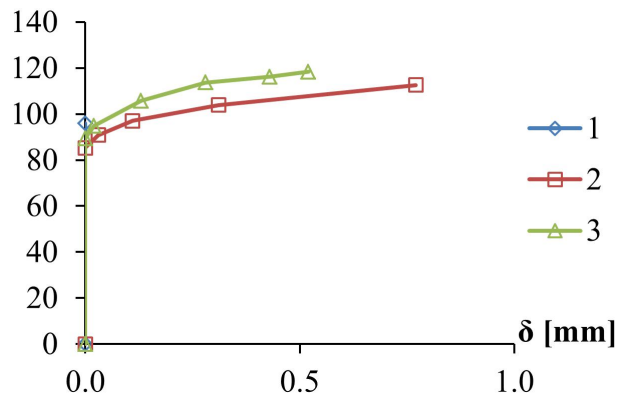
Bruddlasten F_{maks} med tilhørende mobiliseringsdistanse δ_{mob} fra last-forskyvningsdiagrammene er gitt i tabellene til høyre for kurven.

F [N/m]



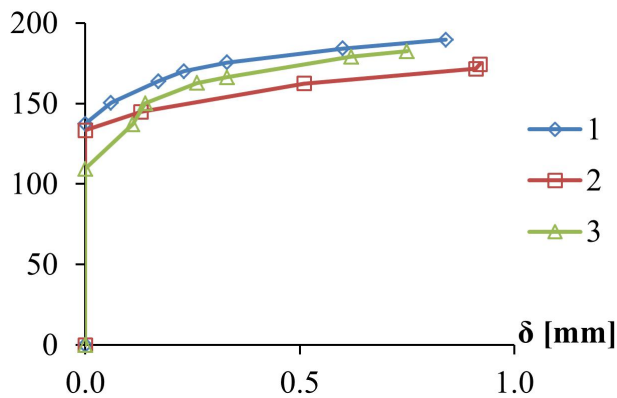
H/D=2		
Nr.	F_{maks} [N/m]	δ_{mob} [mm]
1	64	0.41
2	63	0.05
3	68	0.25

F [N/m]

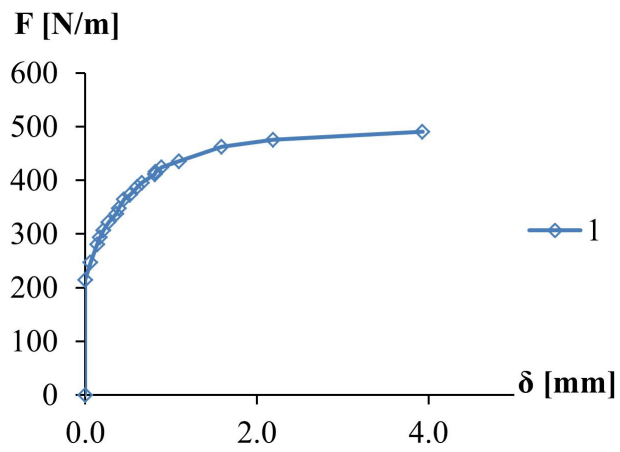


H/D=3		
Nr.	F_{maks} [N/m]	δ_{mob} [mm]
1	96	0
2	113	0.77
3	119	0.52

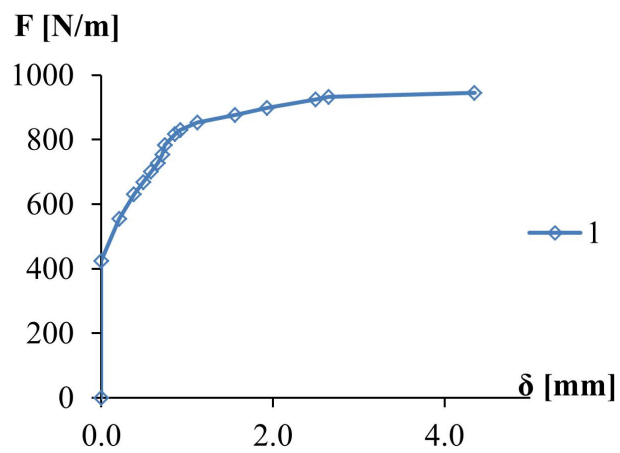
F [N/m]



H/D=4		
Nr.	F_{maks} [N/m]	δ_{mob} [mm]
1	190	0.84
2	174	0.92
3	182	0.75

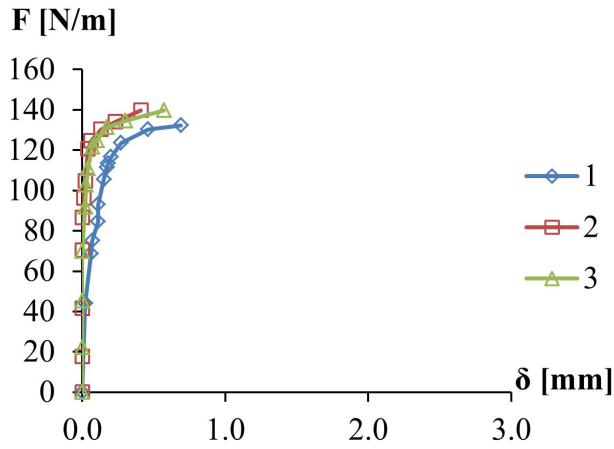


H/D=7		
Nr.	F_{maks} [N/m]	δ_{mob} [mm]
1	491	3.93

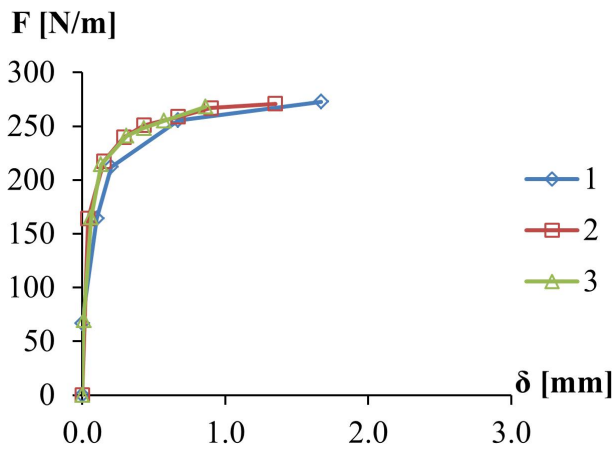


H/D=9		
Nr.	F_{maks} [N/m]	δ_{mob} [mm]
1	945	4.35

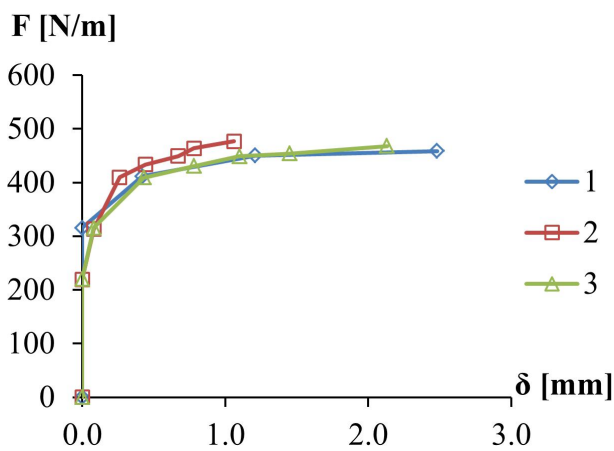
$D = 50 \text{ mm}, L = 400 \text{ mm}$



H/D=2		
Nr.	F_{maks} [N/m]	δ_{mob} [mm]
1	132	0.69
2	140	0.41
3	140	0.57



H/D=3		
Nr.	F_{maks} [N/m]	δ_{mob} [mm]
1	273	1.67
2	271	1.35
3	268	0.86

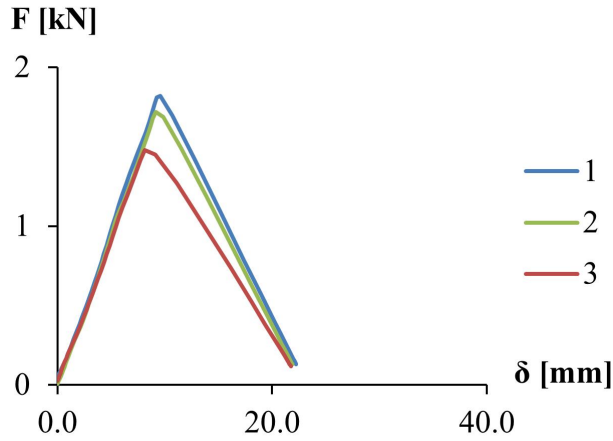


H/D=4		
Nr.	F_{maks} [N/m]	δ_{mob} [mm]
1	458	2.48
2	477	1.06
3	468	2.13

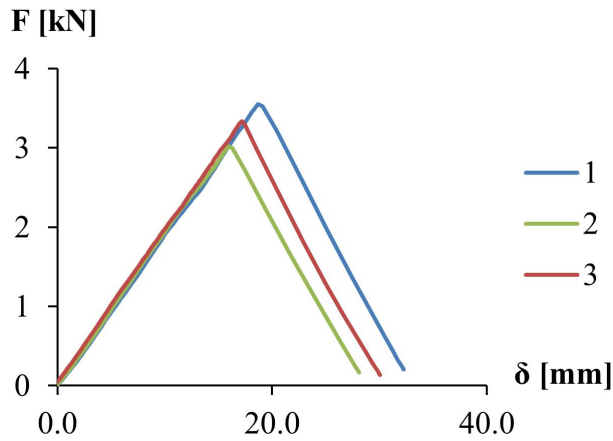
B.4 – KNEKKINGSFORSØK

Kontinuerlig rør: $L = 3.0 \text{ m}$ $D = 32 \text{ mm}$

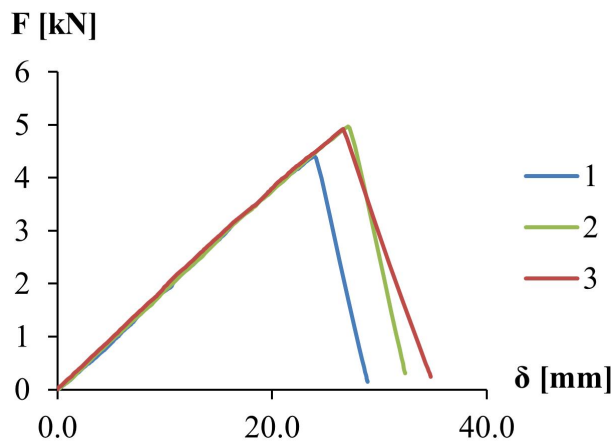
Noen av knekkingsforsøkene gikk ut over forskyvningsmålerens virkeområde. Disse er plottet fra der forskyvningsmålingene startet. Tabellene gjengir bruddlasten F_{maks} .



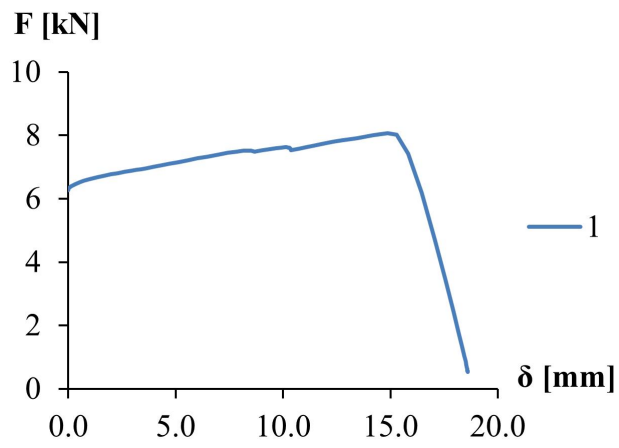
H/D=2	
Nr.	F_{maks} [kN]
1	1.82
2	1.72
3	1.48



H/D=3	
Nr.	F_{maks} [kN]
1	3.55
2	3.04
3	3.34

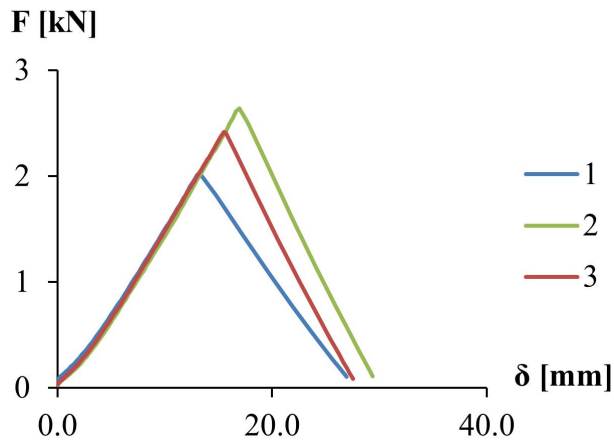


H/D=4	
Nr.	F_{maks} [kN]
1	4.42
2	4.97
3	4.92

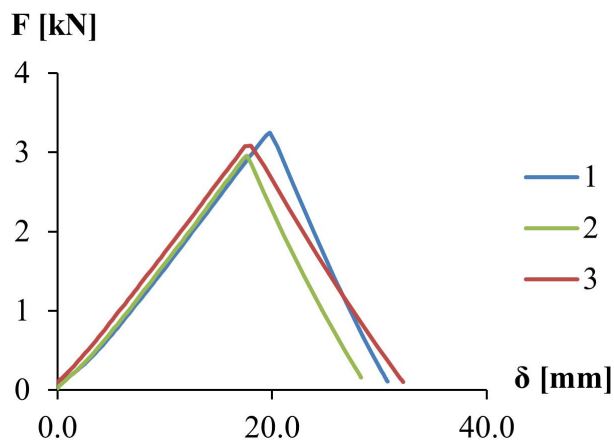


$H/D=7$	
Nr.	F_{maks} [kN]
1	8.07

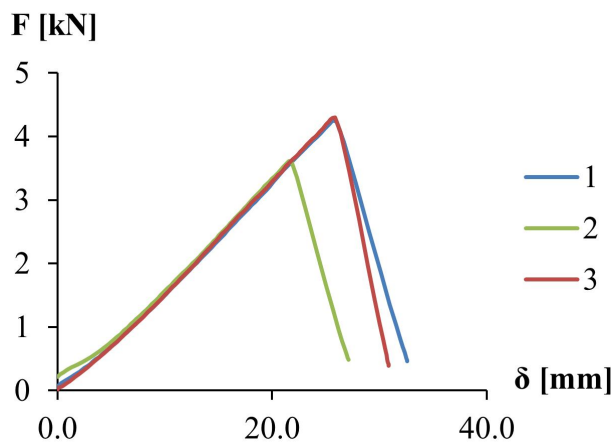
Rør med muffeskjøter: $L = 3.0 \text{ m}$, $D = 32 \text{ mm}$



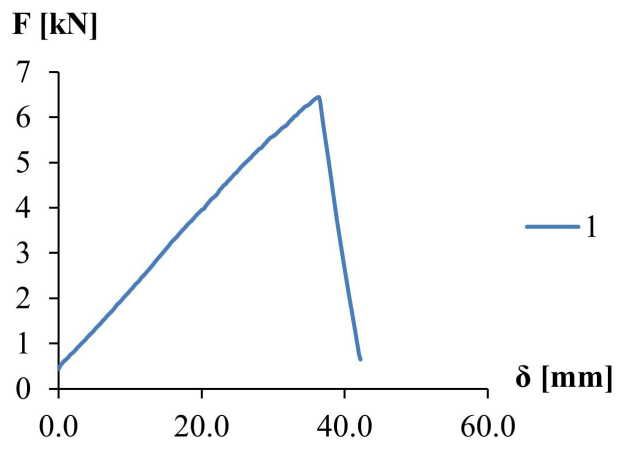
H/D=2	
Nr.	F_{maks} [kN]
1	2.01
2	2.64
3	2.41



H/D=3	
Nr.	F_{maks} [kN]
1	3.25
2	2.96
3	3.08

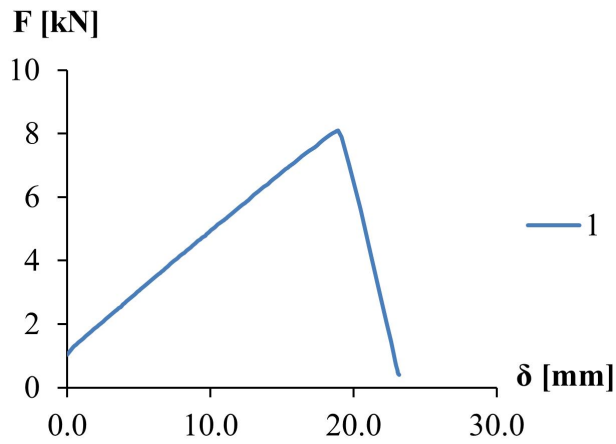


H/D=4	
Nr.	F_{maks} [kN]
1	4.25
2	3.61
3	4.30



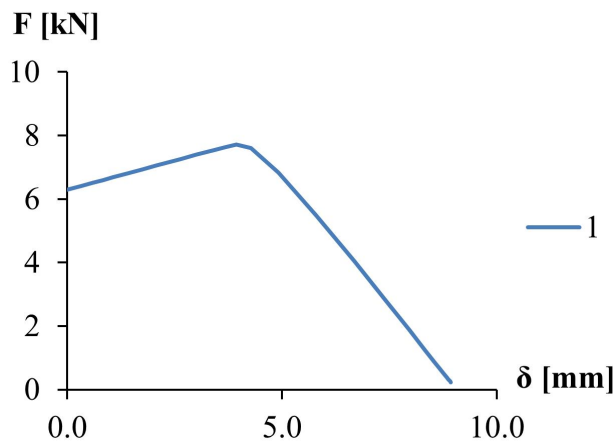
$H/D=7$	
Nr.	F_{maks} [kN]
1	6.45

Kontinuerlig rør: $L = 3.0 \text{ m}$, $D = 50 \text{ mm}$



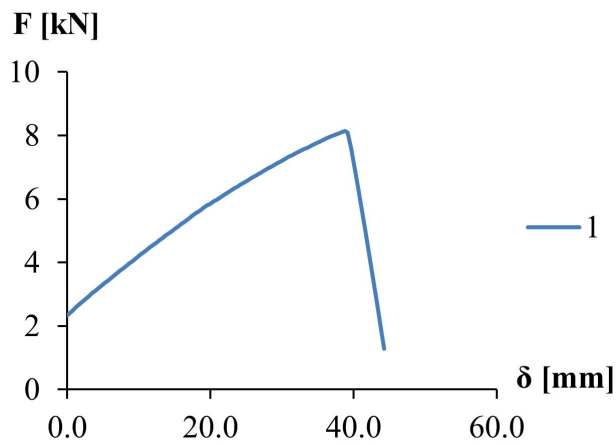
H/D=2	
Nr.	F_{maks} [kN]
1	8.09

Rør med muffeskjøter: $L = 3.0 \text{ m}$, $D = 50 \text{ mm}$



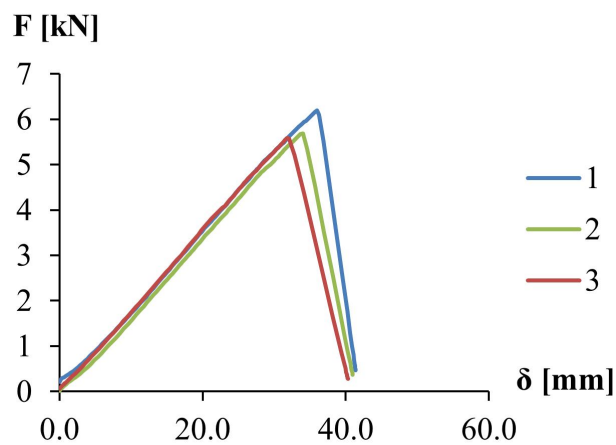
H/D=2	
Nr.	F_{maks} [kN]
1	7.72

Kontinuerlig rør, initial deformasjon nedover: $L = 3.0 \text{ m}$, $D = 32 \text{ mm}$



H/D=4	
Nr.	F_{maks} [kN]
1	8.13

Rør med muffeskjøter, initial deformasjon nedover: $L = 3.0 \text{ m}$, $D = 32 \text{ mm}$



H/D=4	
Nr.	F_{maks} [kN]
1	6.20
2	5.68
3	5.58

VEDLEGG C

RESULTAT FRA NUMMERISKE BEREGNINGER (FEM)

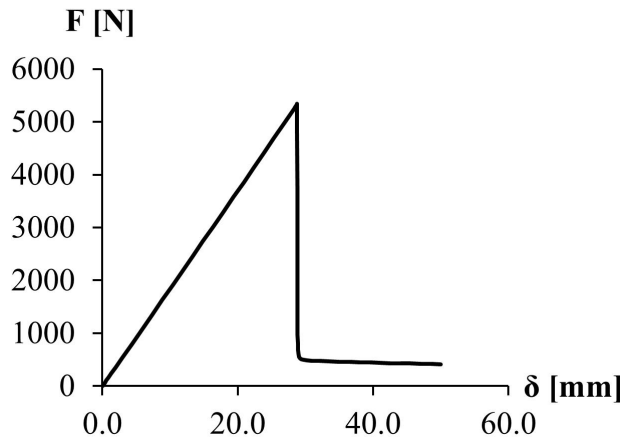
C.1: Kontinuerlige rør

C.2: Rør med muffeskjøter

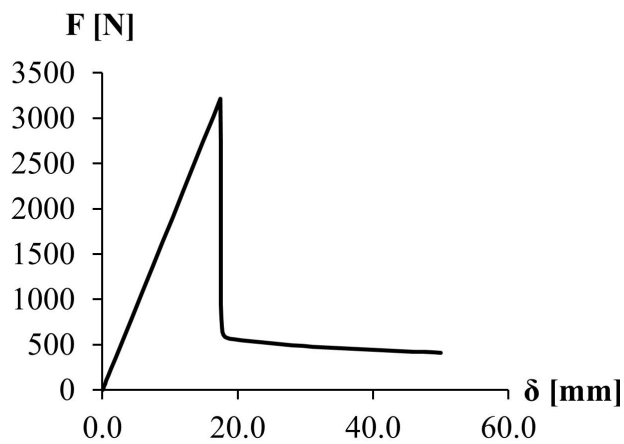
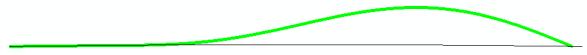
C.1 - KONTINUERLIGE RØR

$$L = 3.0 \text{ m}, D = 32 \text{ mm}, H/D = 2$$

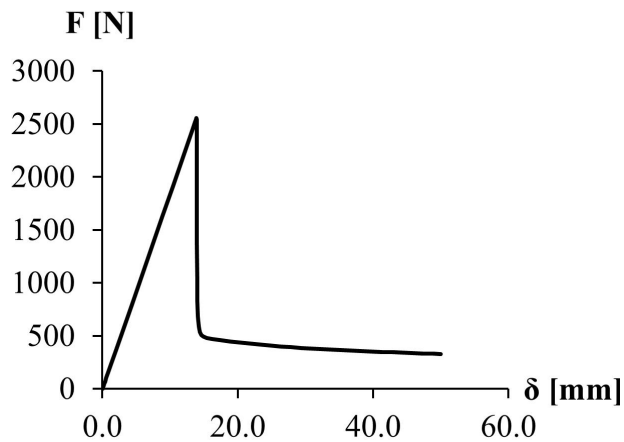
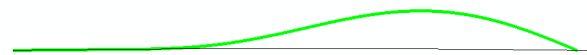
I last- forskyvningsdiagrammene er lasten plottet i N , hvor bruddlastene F_{maks} i de tilhørende tabellene til høyre for diagrammet er gitt i kN . Under tabellene er bruddformen vist for hvert enkelt forsøk.



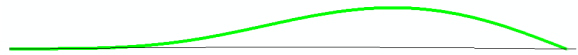
Forsøk	
Nr.	F_{maks} [kN]
1	5.34



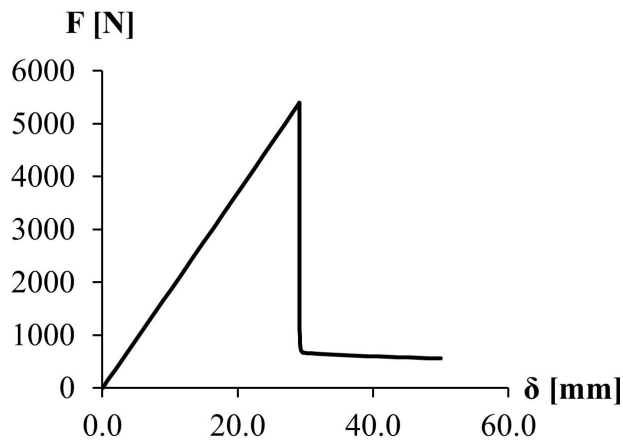
Forsøk*	
Nr.	F_{maks} [kN]
1	3.22



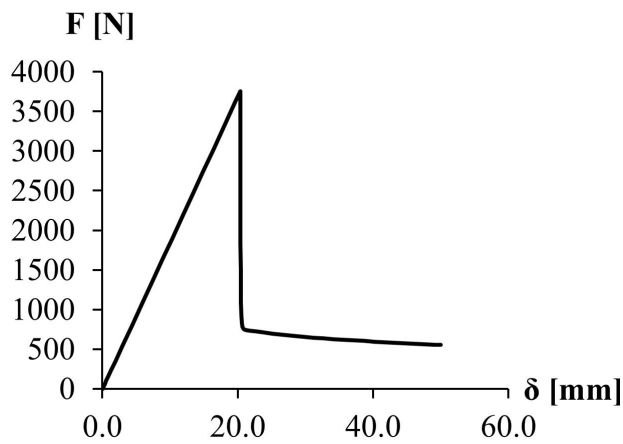
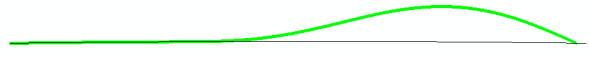
ALA, 2001	
Nr.	F_{maks} [kN]
1	2.56



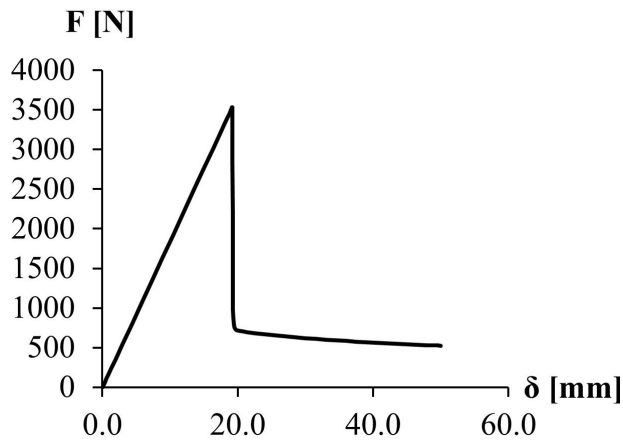
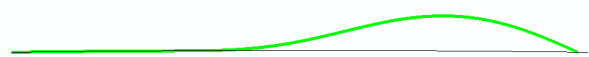
$L = 3.0 \text{ m}, D = 32 \text{ mm}, H/D = 3$



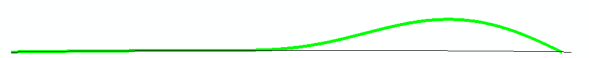
Forsøk	
Nr.	F_{maks} [kN]
1	5.39



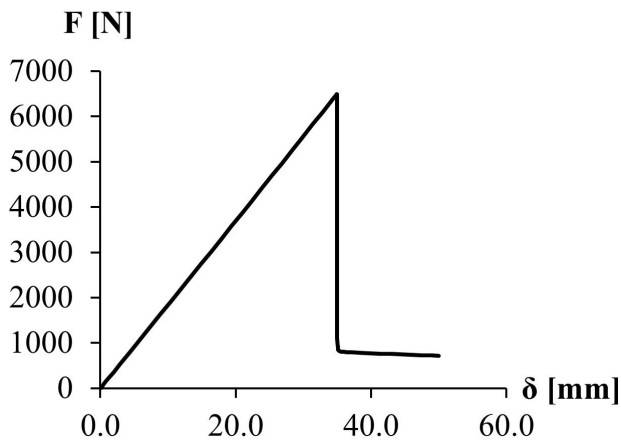
Forsøk*	
Nr.	F_{maks} [kN]
1	3.75



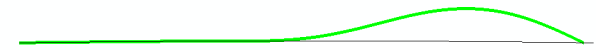
ALA, 2001	
Nr.	F_{maks} [kN]
1	3.54



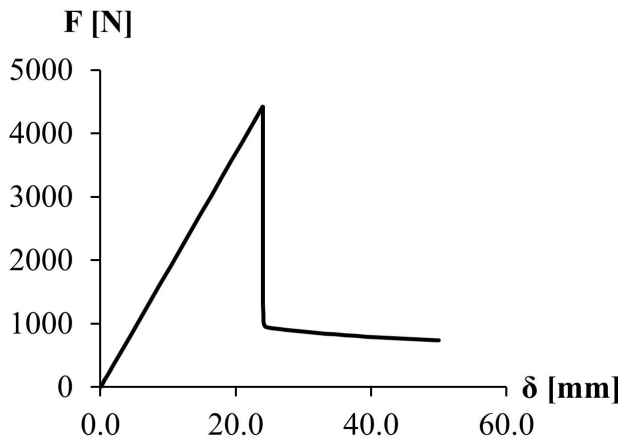
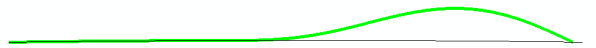
$L = 3.0 \text{ m}, D = 32 \text{ mm}, H/D = 4$



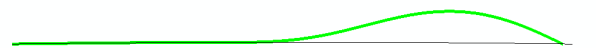
Forsøk	
Nr.	F_{maks} [kN]
1	6.49



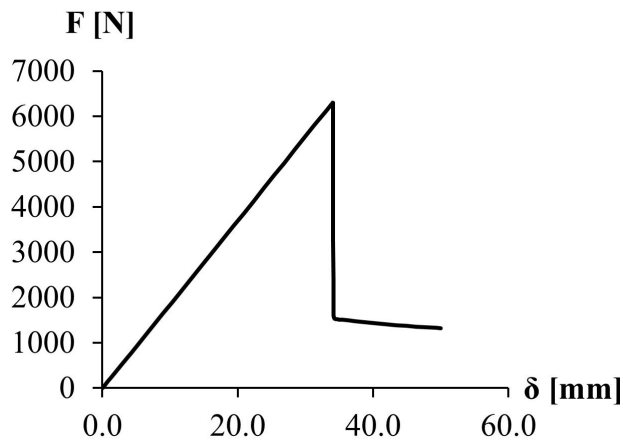
Forsøk*	
Nr.	F_{maks} [kN]
1	4.32



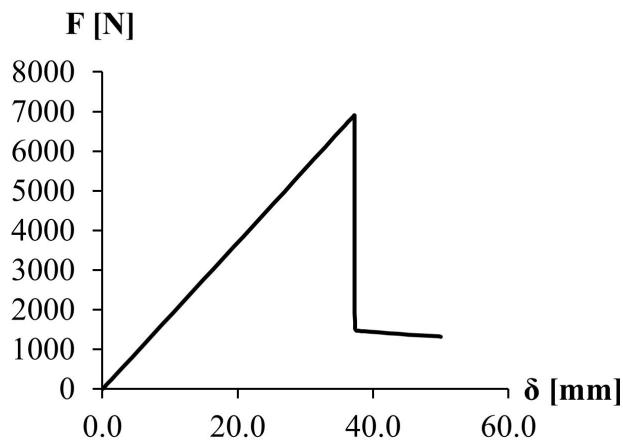
ALA, 2001	
Nr.	F_{maks} [kN]
1	4.42



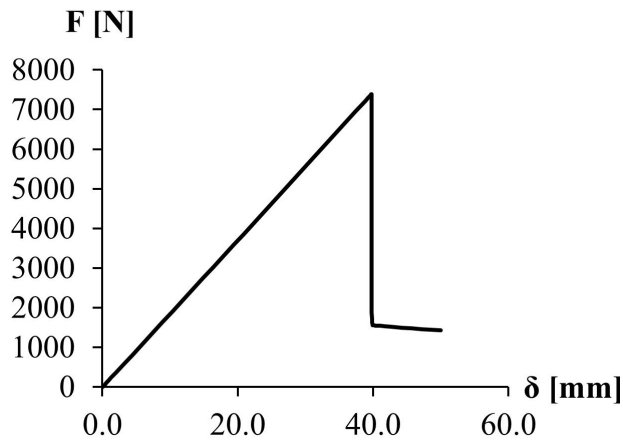
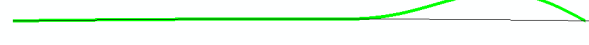
$L = 3.0 \text{ m}, D = 32 \text{ mm}, H/D = 7$



Forsøk	
Nr.	F_{maks} [kN]
1	6.30



Forsøk*	
Nr.	F_{maks} [kN]
1	6.91

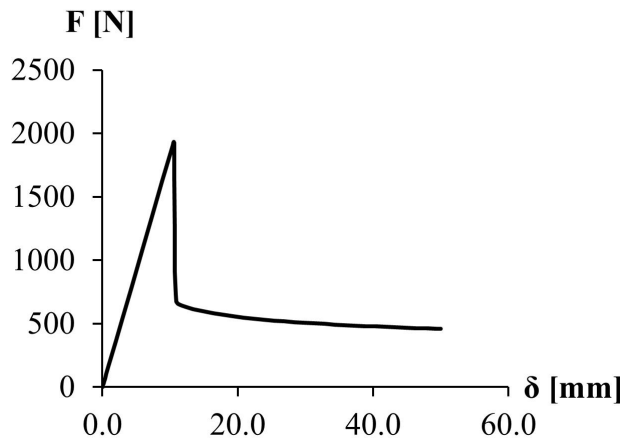


ALA, 2001	
Nr.	F_{maks} [kN]
1	7.38

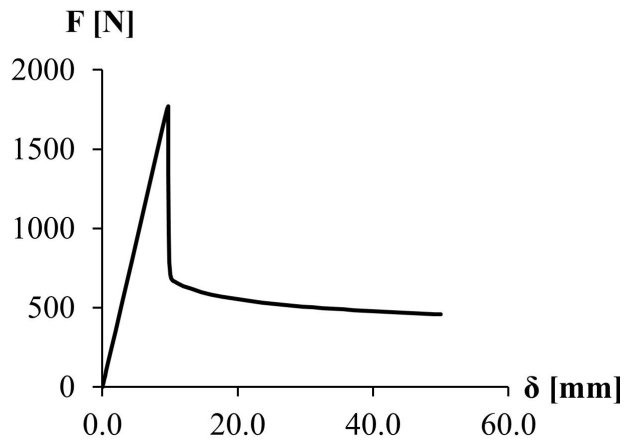
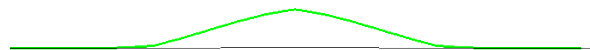


C.2 - RØR MED MUFFESKJØTER

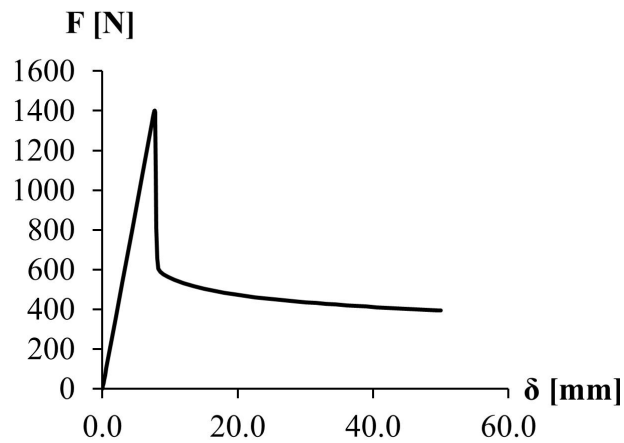
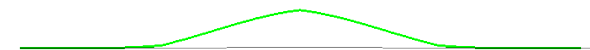
$L = 3.0 \text{ m}$, $D = 32 \text{ mm}$, $H/D = 2$



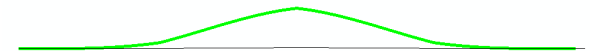
Forsøk	
Nr.	F_{maks} [kN]
1	1.93



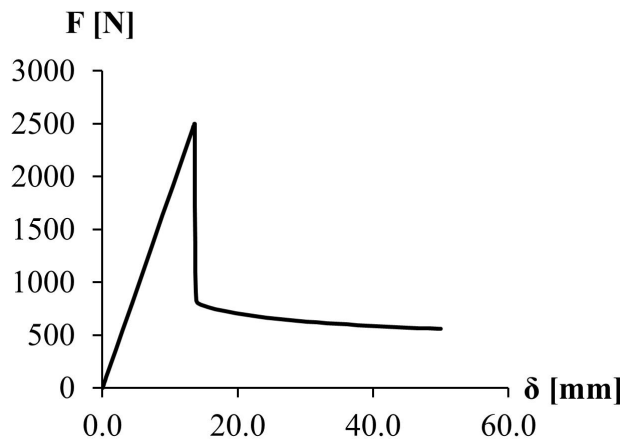
Forsøk*	
Nr.	F_{maks} [kN]
1	1.77



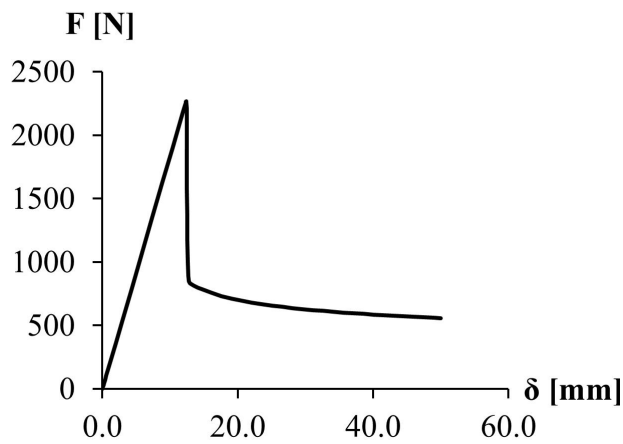
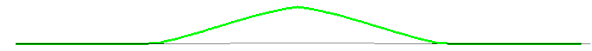
ALA, 2001	
Nr.	F_{maks} [kN]
1	1.40



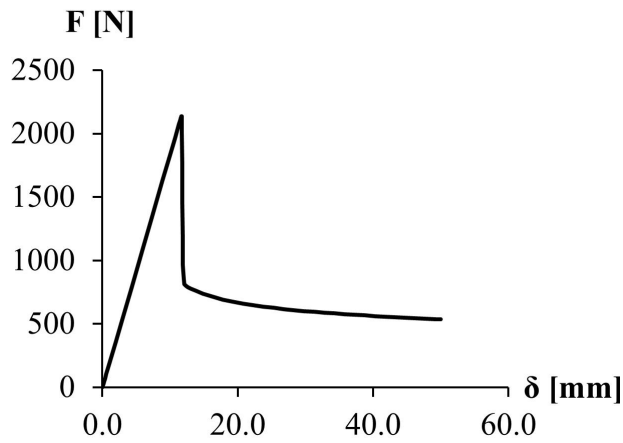
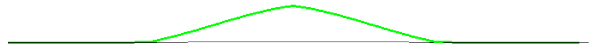
$L = 3.0 \text{ m}, D = 32 \text{ mm}, H/D = 3$



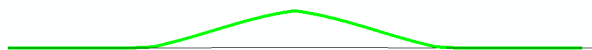
Forsøk	
Nr.	F_{maks} [kN]
1	2.50



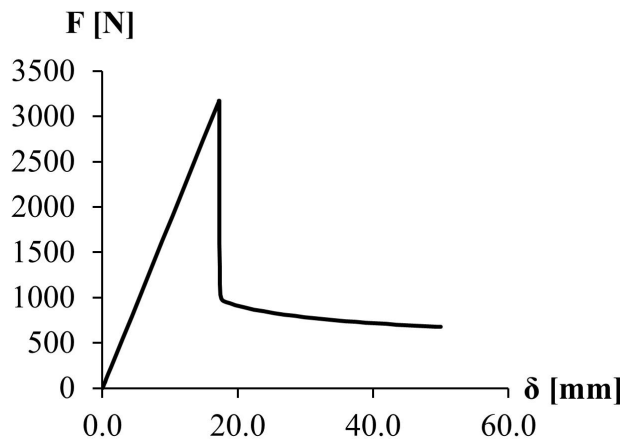
Forsøk*	
Nr.	F_{maks} [kN]
1	2.27



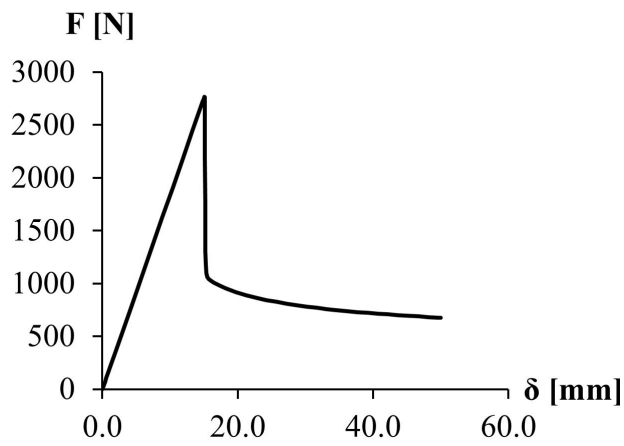
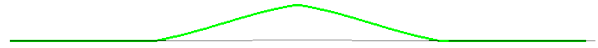
ALA, 2001	
Nr.	F_{maks} [kN]
1	2.14



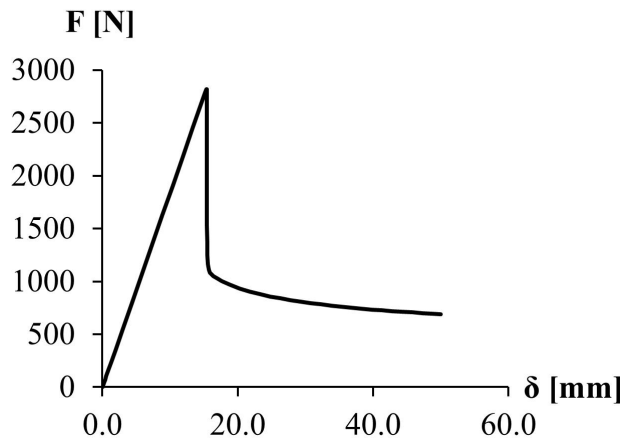
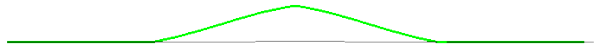
$$L = 3.0 \text{ m}, D = 32 \text{ mm}, H/D = 4$$



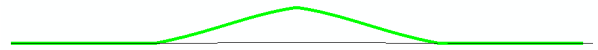
Forsøk	
Nr.	F_{maks} [kN]
1	3.17



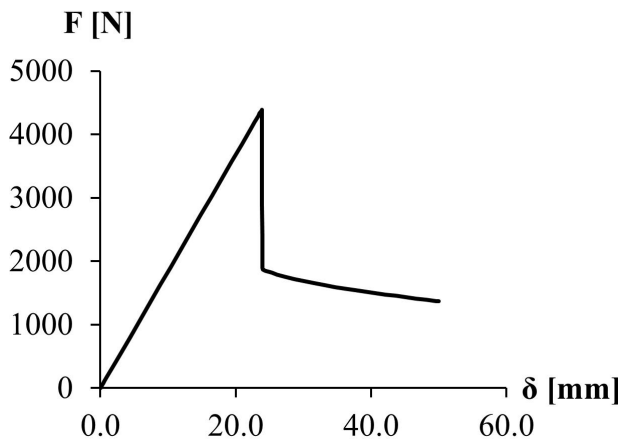
Forsøk*	
Nr.	F_{maks} [kN]
1	2.76



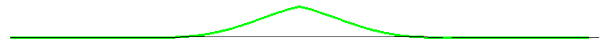
ALA, 2001	
Nr.	F_{maks} [kN]
1	2.82



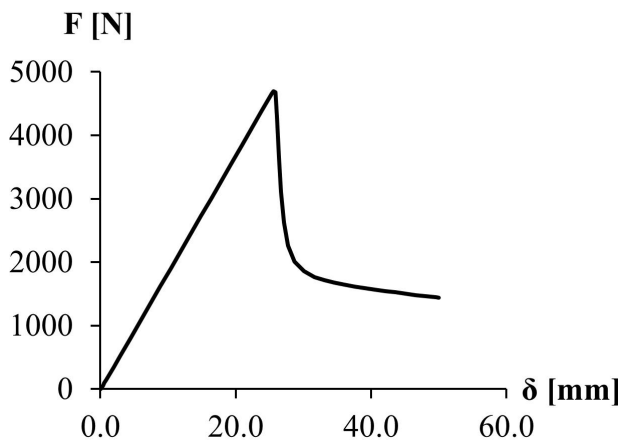
$L = 3.0 \text{ m}, D = 32 \text{ mm}, H/D = 7$



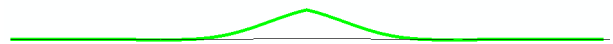
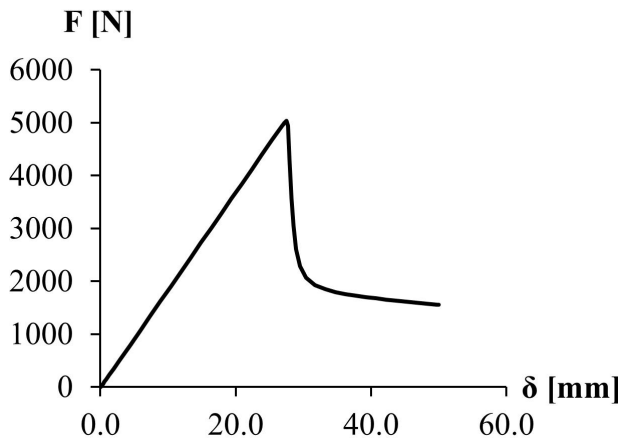
Forsøk	
Nr.	F_{maks} [kN]
1	4.39



Forsøk*	
Nr.	F_{maks} [kN]
1	4.70



ALA, 2001	
Nr.	F_{maks} [kN]
1	5.03



VEDLEGG D

EGENSKAPER TIL GLASSFIBERRØR

NTNU
v/ Håkon Bergsager

APS Norway AS
Østre Kullerød 3, 3241
Sandefjord
P.O.Box 2059
NO-3202 SANDEFJORD
Norway
Phone: + 47 99 11 35 00
Fax: + 47 33 44 92 00
info-no@aps-sales.com
www.aps-sales.no

Vår ref: APSN16422

16. mai 2012

Masteroppgave ved NTNU.

In solid mechanics, Young's modulus (E) is a measure of the stiffness of an isotropic elastic material.

It is also known as the Young modulus, modulus of elasticity, elastic modulus (though Young's modulus is actually one of several elastic moduli such as the bulk modulus and the shear modulus) or tensile modulus. It is defined as the ratio of the uniaxial stress over the uniaxial strain in the range of stress in which Hooke's Law holds.

This can be experimentally determined from the slope of a stress-strain curve created during tensile tests conducted on a sample of the material.

The Young's modulus allows the behavior of a bar made of an isotropic elastic material to be calculated under tensile or compressive loads. For instance, it can be used to predict the amount a wire will extend under tension or buckle under compression. Some calculations also require the use of other material properties, such as the shear modulus, density, or Poisson's ratio.

Young's modulus is not always the same in all orientations of a material. Most metals and ceramics, along with many other materials, are isotropic: Their mechanical properties are the same in all orientations.

Anisotropy can be seen in glassfiber reinforced pipes which have a much higher Young's modulus when force is loaded parallel to the fibers (hoop direction).

For Flowtite pipes we use the terms Axial tensile modulus and Hoop tensile modulus to express the modulus in the different directions.

These values can be found in the product data sheets for a specific pipe.

Product data		11/09	Spec: LP3S20DE		Spec-date: Jan 26 -2010
DN	500		Pipe	Flowtite Pipe 2.1	
PN	6	Product	Flowtite Pipe 2.1		
SN	5000	Glass	ECR-glass		
Mechanical properties - rejection limits marked with *					
Axial tensile strength:	29,2	MPa			
Axial load capacity *:	244,0	N/mm	Poissons ratio	0,23	
Axial tensile modulus	6,1	GPa	Thermal expansion (1/°C)	25 (*10 -6)	
Hoop load capacity *:	1054,9	N/mm	Chop glass factor *	0,80	
Hoop flexural mod.	15,23	GPa	Hoop glass factor *	0,79	
Hoop tensile modulus (skins and core):			10,09	GPa	
Hoop tensile modulus based on total thickness :			9,76	GPa	

MATERIALS	Composition Nominal %
Chop	8,98
Hoop	8,87
P.e.yarn	0,09
Resin	27,13
+ chemicals	
Sand	54,51
Surf.mat	0,42
Sum	100,0

Med vennlig hilsen
APS Norway AS

Håkon Holtan Leskovsky
Project co-ordinator/Support Engineer

Direkte nr: +47 911 40 316
E-mail: haakon.leskovsky@aps-sales.com

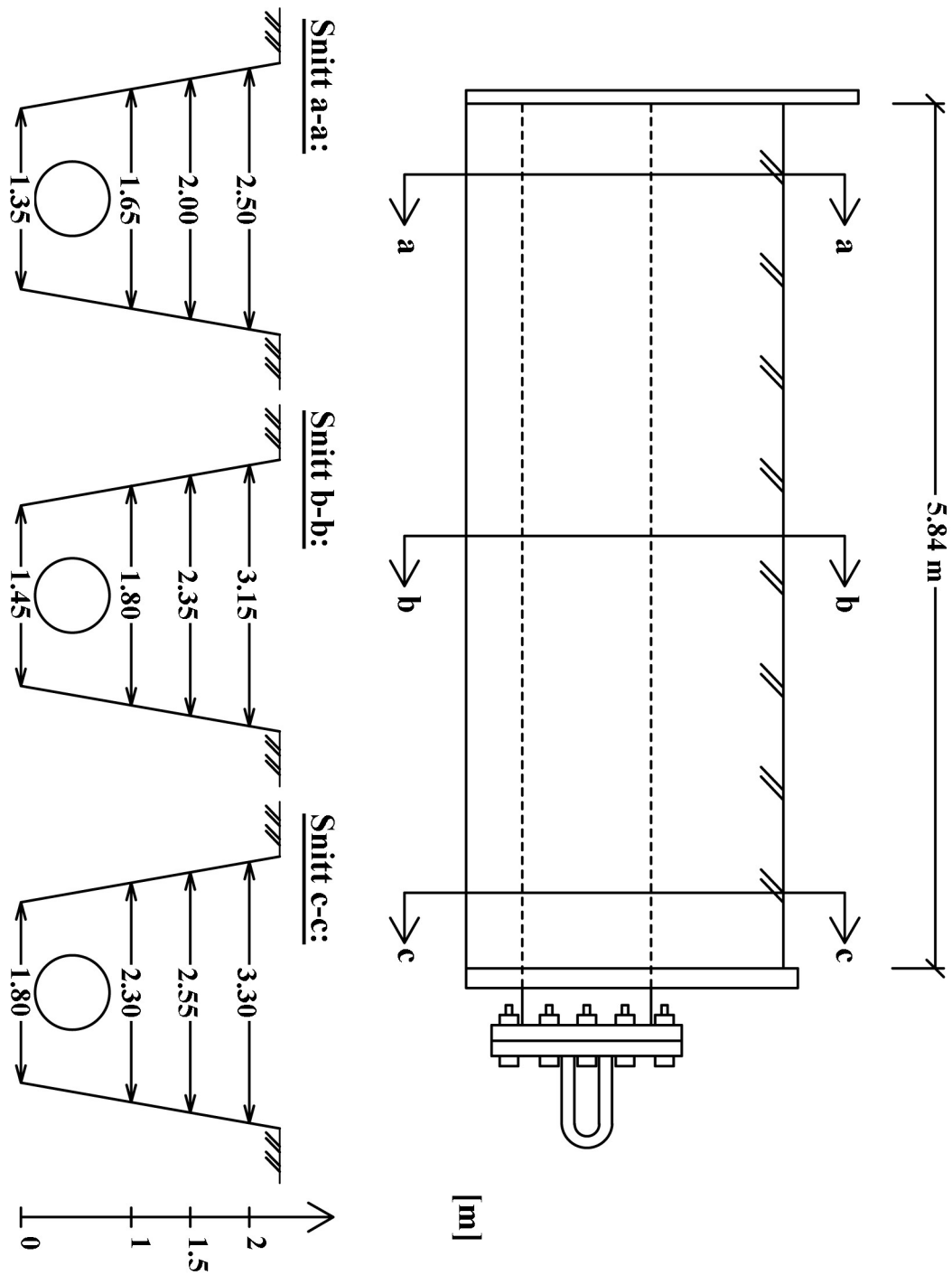
VEDLEGG E

TVERRSNITT AV GRØFT I FELTFORSØK

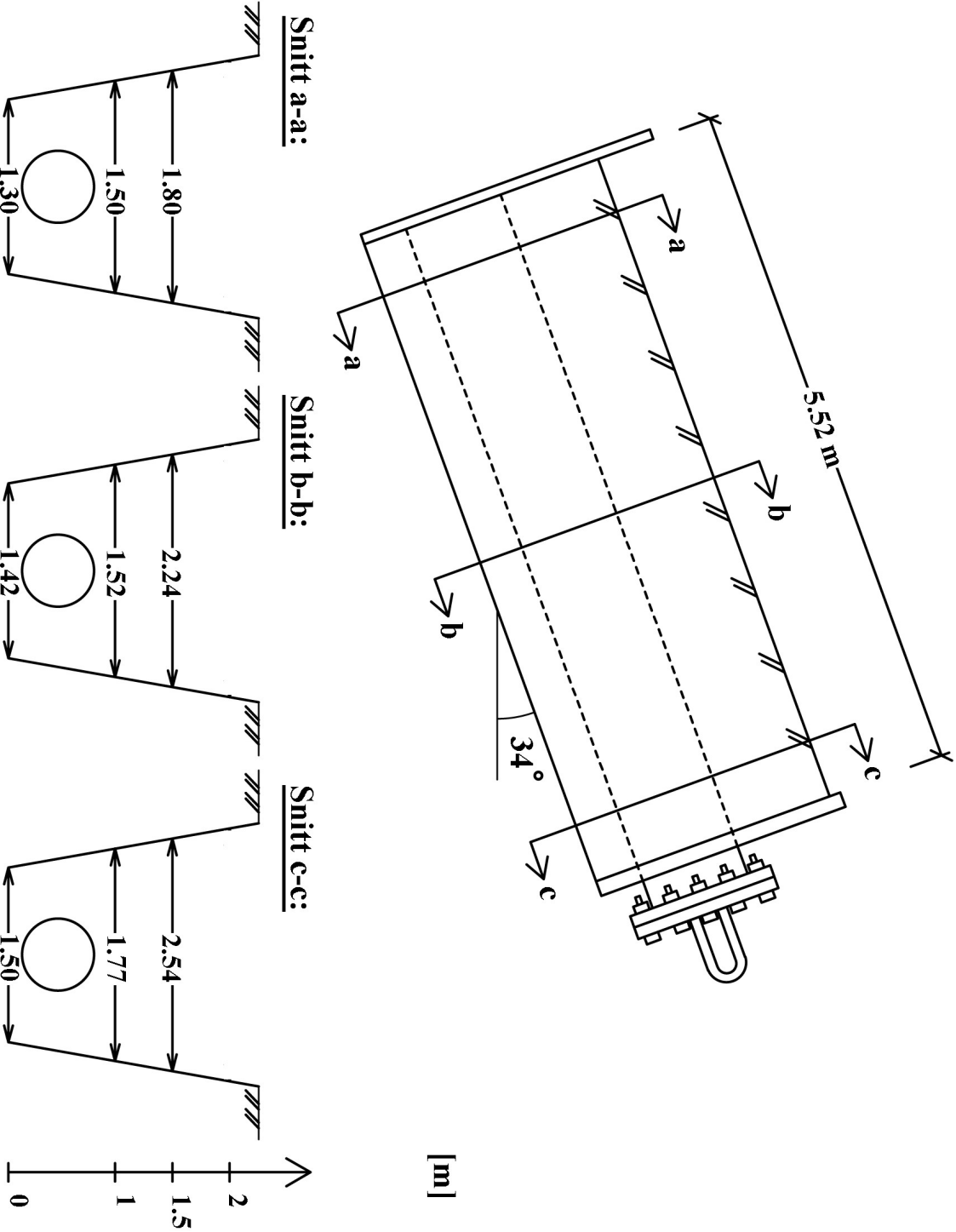
E.1: Tverrsnitt av grøft i flatt terreng

E.2: Tverrsnitt av grøft i bratt terreng

E.1 – TVERRSNITT AV GRØFT I FLATT TERRENG



E.2 – TVERRSNITT AV GRØFT I BRATT TERRENG



VEDLEGG F

RESULTAT FRA FELTFORSØK

F.1: Trekkeforsøk

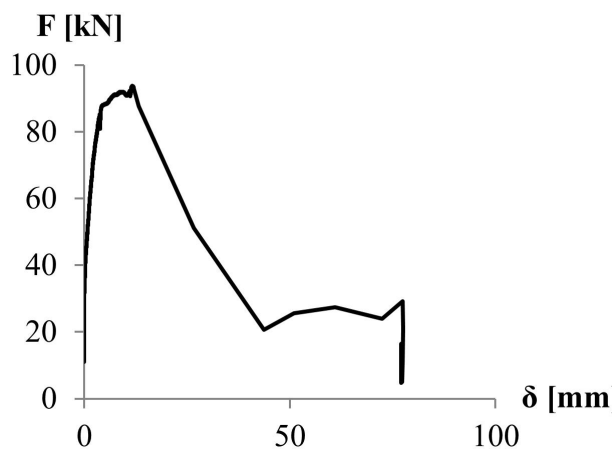
F.2: Oppløftsforsøk

F.1 - TREKKEFORSØK

For disse to feltforsøkene ble det utført komprimering med gravemaskin etter at de ukomprimerte trekkeforsøkene var gjennomført.

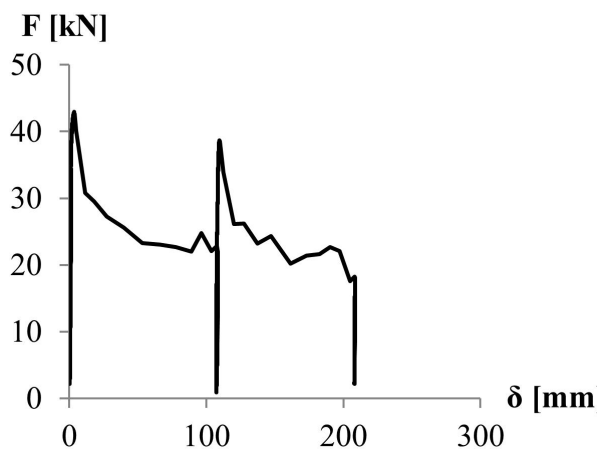
Her er last- forskyvningsdiagrammet med tilhørende bruddverdier presentert i tabell. Verdiene i tabellene er definert i kapittel 7.5.1 i rapporten.

Flatt terreng, komprimert med gravemaskin: $H/D = 3$



	F_{\max} [kN]	δ_1 [mm]	Δ_2 [mm]
Første glidning	93.8	11.7	77.1

Bratt terreng, komprimert med gravemaskin: $H/D = 2$

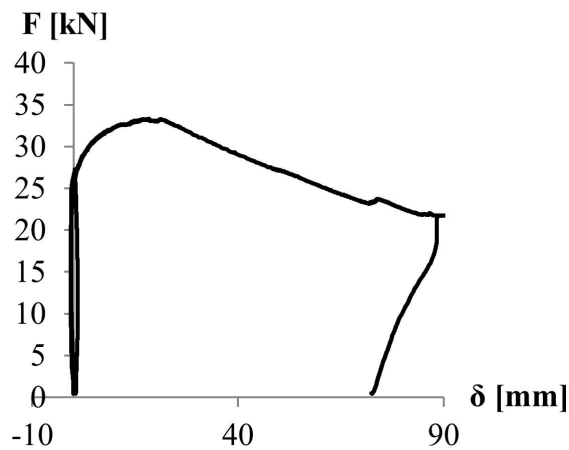


	F_{\max} [kN]	δ_1 [mm]	Δ_2 [mm]
Første glidning	42.9	3.7	107.6
Andre glidning	38.7	109.7	208.2

F.2 - OPPLØFTSFORSØK

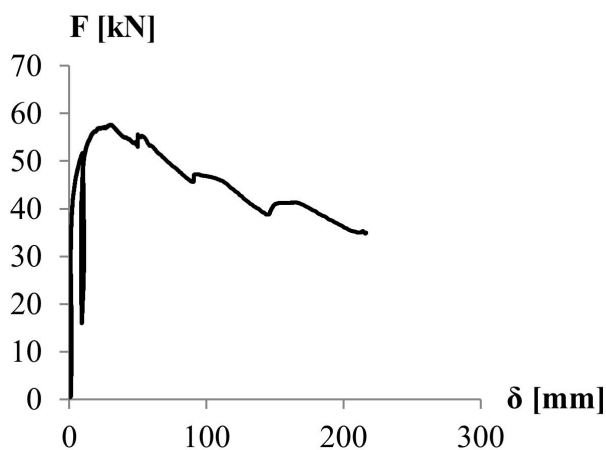
Her er last- forskyvningsdiagrammene for de to oppløftsforsøkene som ikke er tatt med i rapporten. Tilhørende bruddverdier er presentert i tabellene til høyre for diagrammet.

Ukomprimert, $H/D = 2$



Nr.	F_{maks} [kN]	δ_{mob} [mm]
1	33.3	18.3

Ukomprimert, $H/D = 3$



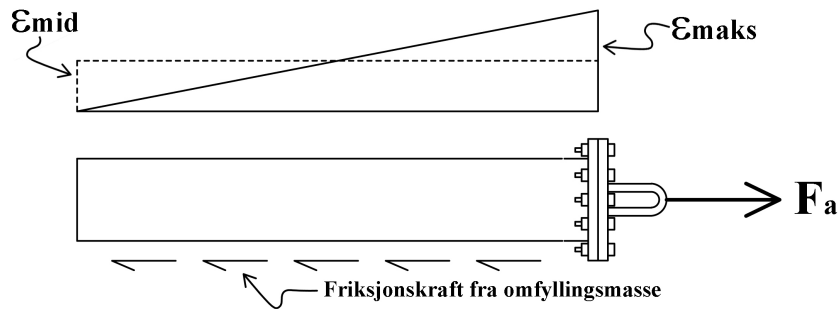
Nr.	F_{maks} [kN]	δ_{mob} [mm]
1	33.3	30.0

VEDLEGG G

FORENKLET BEREGNING AV AKSIALTØYNING I GLASSFIBERRØR

FORENKLET BEREGNING AV AKSIALTØYNING

Det er gjort en forenklet beregning for å finne et estimat på de aksielle tøyningene i rør benyttet til fullskala trekkeforsøk. Det antas at de aksielle tøyningene i røret er lineært avtagende fra maks tøyning ved belastet ende til ingen tøyning ved ubelastet ende.



Inndata GRP-rør:

$$E = 6.1 \text{ GPa}$$

$$e = 8.7 \text{ mm}$$

$$D = 530.1 \text{ mm}$$

Beregning av tøyning og deformasjon i rør:

$$A = \pi(R^2 - r^2) = 14251 \text{ [mm}^2\text{]}, \text{ der } R \text{ er ytterradius og } r \text{ innerradius for rørtverrsnitt}$$

$$\sigma = \frac{F_a}{A}, \text{ der } \sigma \text{ er aksialspenningen i belastet ende}$$

Antar så at Hooke's lov gjelder, som gir tøyning:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$$

Bruker middeltøyning for å gjøre estimat på deformasjon av rør:

$$\varepsilon_{mid} = \frac{\varepsilon_{maks}}{2}$$

$$\Delta L = \varepsilon_{mid} L, \text{ der } L \text{ er rørlengden lik } 5840 \text{ mm}$$

Resultatene er vist i tabell under, der estimat på deformasjon i belastet ende er gitt som ΔL :

H/D	Komprimering	F _a [kN]	ΔL [mm]
2	Nei	33	1.1
2	Vibratorplate	67	2.3
3	Nei	58	1.9
3	Gravemaskin	94	3.2