

Knekning av peler i bløt jord

Et studie av laterale last og
deformasjonskurver

Tommy Haugen Søjdis

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: Juni 2012

Hovedveileder: Steinar Nordal, BAT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for bygg, anlegg og transport

Oppgavens tittel: Knekkning av peler i bløt jord -Et studie av laterale last og deformasjonskurver	Dato: 11. juni 2012 Antall sider (inkl. vedlegg): 135
Navn: Tommy Haugen Sjødis	Masteroppg. <input checked="" type="checkbox"/> Prosjektoppg. <input type="checkbox"/>
Faglærer/veileder: Professor Gudmund Eiksund ved NTNU	
Eventuelle eksterne faglige kontakter/veiledere:	

<p>Sammendrag:</p> <p>Masteroppgaven tar for seg teorigrunnlaget ved beregning av knekkkapasitet for peler i bløt jord. I beregningene inngår parametrene for pelens og jordens stivhet. Den teoretiske knekkkapasiteten blir så redusert på grunn av eventuelle andre ordens effekter og initiale deformasjoner hos pelen.</p> <p>Videre fokuseres det på jordens evne til å støtte opp pelen. Dette beskrives ved å beregne laterale last og deformasjonskurver for jorden. Anbefalingene som gis vedrørende disse kurvene baserer seg på gamle eksperimentelle arbeider. Det er gjort et litteraturstudie der det er avdekket stor uenighet for dagens gjeldende anbefalinger. Generelt taler nyere forskning for en økt beregnet stivhet og kapasitet. Allikevel har ikke gjennomslagskraften for den nyere forskningen vært stor nok til å endre de etablerte metodesettene.</p> <p>For å utfordre de etablerte metodesettene for laterale last og deformasjonskurver er det utført et feltforsøk der et instrumentert stålrør er installert i leire og belastet med en horisontal last. Det er ikke funnet spesielt god sammenheng mellom de beregnede kurvene og de oppnådde kurvene fra forsøket. Trolig skyldes dette at det har dannet seg en sprekk på baksiden av testrørets forskyvning samtidig som adhesjonen har vært lav.</p> <p>Knekkkapasitetene er beregnet på bakgrunn av de ulike last og deformasjonskurvene og en iterativ metode som tar hensyn til sekantstivheten gjennom hele deformasjonsforløpet. Det er vist at ved valget av en stivere deformasjonskurve som inputparameter vil dette ha en betydelig effekt for knekkkapasiteten. Knekkkapasiteten for Forsøk 2 gir et resultat i samme størrelsesorden som de resterende. Dette skyldes at den initiale stivheten som oppnås fra forsøket er tilstrekkelig til å gi et noenlunde samsvarende resultat.</p> <p>Det eksperimentelle arbeidet er fortsatt for tynt og usikkert til at det kan trekkes noen god slutning fra det. Med erfaringsgrunnlaget fra gjeldende oppgave anbefales det å sette opp et større testprogram for videre undersøkelser.</p>
--

Stikkord:

1. Last og deformasjonskurver
2. Jordreaksjon
3. Knekkkapasitet
4. Modellforsøk

MASTEROPPGAVE

VÅREN 2012

for

Tommy Haugen Sjødis

Knekning av peler i bløt jord

-Et studie av laterale last og deformasjonskurver

Buckling of piles in soft soils

-A study on lateral load and deformation curves

Bakgrunn

Ved bløte grunnforhold og en relativ nær avstand til det underliggende grunnfjellet kan konstruksjoner fundamenteres på slanke spissbærende stålpeler til fjell. Pelen vil da være utsatt for store aksiale krefter, enten ved trykk eller strekk. Trykkreftene kan resultere i instabilitet, det vil si knekning. Ved en utbøyning vil pelen bli påkjent av andre ordens effekter og utbøyningen blir da ytterligere forsterket. I beregningene av pelens motstand mot knekning tas det hensyn til pelens stivhet samt jordens evne til å støtte opp pelen ved en lateral deformasjon, jordreaksjonen. Det er omdiskutert hvorvidt metodesettene som benyttes i dag for å beregne den horisontale jordreaksjonen er for konservative. Anbefalingene som gis i ulike byggeveiledninger baserer seg på eldre arbeider som ikke har vært fornyet i lang tid.

Oppgave

Hovedmål med oppgaven er:

- Studere teorigrunnlaget for beregning av slanke pelers knekkapasitet.
- Gjennomføre et litteraturstudie vedrørende nyere arbeider innen temaet for jordreaksjon ved lateralt belastede peler.
- Planlegge og gjennomføre et feltforsøk som har sin hensikt å utfordre etablerte metodesett for beregningene av jordreaksjonen.
- Beregne knekkapasitetene ved de ulike teoriene for estimering av jordreaksjonen som er gjennomgått i oppgaven.

Trondheim 11. Juni 2012

Professor Gudmund Eiksund, faglærer ved NTNU Geoteknikk

Forord

Denne oppgaven er først et litteraturstudie når det gjelder teorigrunnet for beregning av knekkkapasitet hos aksialt belastede slanke peler i bløt jord, samt beregningene av jordens stivhet og kapasitet ved laterale belastninger. Dernest tar oppgaven for seg et relativt omfattende modellforsøk med den hensikt å utfordre metodesettet som har gjort seg gjeldende i svært mange år. I arbeidet med modellforsøket har det vært flere involverte parter og av den grunn har fremdriften ved denne delen av arbeidet ofte stått utenfor undertegnede makt. Det hadde vært ønskelig med flere forsøk enn de to som ble utført, men samtidig påpekes det at det gjeldende arbeidet legger et godt grunnlag for et eventuelt større testprogram ved en senere anledning.

Jeg skylder en stor takk til min veileder på denne oppgaven, professor på NTNU Geoteknikk, Gudmund Eiksund som gladelig har tatt seg tid til mine mange spørsmål underveis i arbeidet. I tillegg må jeg også takke amanuensis Arnfinn Emdal, professor Steinar Nordal og professor Lars Grande som alle er ansatt på NTNU Geoteknikk og som har deltatt i utallige møter der utfordringer ved modellforsøket er blitt diskutert og ved flere anledninger også løst. Professor Thomas Benz har også vært behjelpelig ved flere anledninger, dette setter jeg stor pris på.

For de praktiske løsningene ved modellforsøket ønsker jeg å takke Frank Stæhli hos Institutt for Bygg, Anlegg og Transport (BAT) på NTNU, for den fantastiske jobben han har gjort med å bygge forsøksutstyret slik jeg har bedt om, i tillegg til å være med å løse problemene som har dukket opp underveis i prosessen. Per Østensen har vært svært behjelpelig på instrumenteringssiden, også han er ansatt ved BAT på NTNU. Han har sørget for at jeg har hatt instrumentene jeg trengte og hjulpet til med tanke på programvare for logging av data. Når det gjelder selve installasjonen av forsøket er jeg utrolig takknemlig for den innsats og tålmodighet Gunnar Winther som er ansatt ved NTNU Geoteknikk, har bidratt med. Jeg har vært helt avhengig av hans arbeid. Tage Westrum og Einar Husby er ansatt ved BAT på NTNU og må også takkes for å ha bidratt ved flere anledninger.

I tillegg er det flere personer som har spilt en mindre rolle, spesielt i startfasen av arbeidet med oppgaven, som jeg også ønsker å takke. Disse er Corneliu Athanasiu hos Multiconsult og professor 2 ved NTNU, Kjell Karlsrud, James Michael Strout og Vidar Gjelsvik som alle er ansatt hos NGI, og Frode Oset hos Statens Vegvesen.

Trondheim 11. juni 2011

Tommy Haugen Sjødis

Sammendrag

Masteroppgaven tar for seg teorigrunnlaget ved beregning av knekkapasitet for peler i bløt jord. I beregningene inngår parametrene for pelens og jordens stivhet. Den teoretiske knekkapasiteten blir så redusert på grunn av eventuelle andre ordens effekter og initiale deformasjoner hos pelen.

Videre fokuseres det på jordens evne til å støtte opp pelen. Dette beskrives ved å beregne laterale last og deformasjonskurver for jorden. Anbefalingene som gis vedrørende disse kurvene baserer seg på gamle eksperimentelle arbeider. Det er gjort et litteraturstudie der det er avdekket stor uenighet for dagens gjeldende anbefalinger. Generelt taler nyere forskning for en økt beregnet stivhet og kapasitet. Allikevel har ikke gjennomslagskraften for den nyere forskningen vært stor nok til å endre de etablerte metodesettene.

For å utfordre de etablerte metodesettene for laterale last og deformasjonskurver er det utført et feltforsøk der et instrumentert stålrør er installert i leire og belastet med en horisontal last. Det er ikke funnet spesielt god sammenheng mellom de beregnede kurvene og de oppnådde kurvene fra forsøket. Trolig skyldes dette at det har dannet seg en sprekk på baksiden av testrørets forskyvning samtidig som adhesjonen har vært lav.

Knekkapasitetene er beregnet på bakgrunn av de ulike last og deformasjonskurvene og en iterativ metode som tar hensyn til sekantstivheten gjennom hele deformasjonsforløpet. Det er vist at ved valget av en stivere deformasjonskurve som inputparameter vil dette ha en betydelig effekt for knekkapasiteten. Knekkapasiteten for Forsøk 2 gir et resultat i samme størrelsesorden som de resterende. Dette skyldes at den initiale stivheten som oppnås fra forsøket er tilstrekkelig til å gi et noenlunde samsvarende resultat.

Det eksperimentelle arbeidet er fortsatt for tynt og usikkert til at det kan trekkes noen god slutning fra det. Med erfaringsgrunnlaget fra gjeldende oppgave anbefales det å sette opp et større testprogram for videre undersøkelser.

Abstract

The master thesis deals with the fundamental theory for calculating instability of slender piles in soft soils. When calculating the buckling capacity, the parameters for the stiffness of the pile, and the stiffness of the surrounding soil contributes equally. Secondly the theoretical buckling capacity is reduced because of the second order effects and the possible initial deflection.

Further the thesis focuses on the surrounding soil and the soil contribution regarding the buckling capacity. A method to describe the behavior of the soil when subjected to lateral loading is by calculating load and deformation curves. The methods recommended today for predicting soils lateral response are based on old scientific work. A literature study has revealed more recently research on the field. In general the more recent work show a greater stiffness and capacity compared to the old work. Despite this the recommended methods has remained unchanged.

To challenge the recommendations of today a field test has been carried out. An instrumented steel pipe was installed in clay and subjected to lateral loading. The load and deformation curve was obtained. The response does not match the predicted curves from the investigated theory. It is believed that a crack has developed on the backside of the pipe movement. Together with a low adhesion this has resulted in a lower stiffness and capacity.

The buckling capacity is calculated by an iterative method including the secant stiffness of the entire load and deformation curve. The results show a significant effect of choosing a stiffer deformation curve as an input parameter. Despite that the results from Experiment 2 show a lower stiffness and capacity compared to the curves from the literature study. The initial stiffness is still sufficient enough to give a buckling capacity in the same magnitude as the ones calculated from theory.

A procedure for running the field test has been developed, but sufficient data has not been obtained. Consequently it is recommended to set up a greater field test program based on the experience from the current work.

Innhold

1 Innledning.....	1
2 Knekning.....	3
2.1 Bjelke på elastisk underlag	3
2.2 Spesialtilfelle – løsning for knekning av en pel i luft	5
2.3 Løsning for knekning av en pel i jord.....	6
2.4 Ulike randbetingelser	8
2.5 Reduksjon av knekkapasitet pga forhåndsutbøyning eller horisontal last	11
3 Last og deformasjonskurver	13
3.1 Maksimal kapasitet, p_{ult}/q_{ult}	13
3.1.1 Grunt brudd	14
3.1.2 Dypt brudd	14
3.2 Fjærstivheten, C	16
3.3 Peleveiledningen (2005)	19
3.3.1 Maksimal kapasitet	19
3.3.2 Fjærstivheten	19
3.3.3 Last og deformasjonskurven	21
3.3.4 Knekkapasitet.....	22
3.4 American Petroleum Institute (2007).....	25
3.4.1 Last og deformasjonskurven	25
3.4.2 Maksimal kapasitet	26
3.4.3 Fjærstivheten	27
3.4.4 Knekkapasitet.....	29
3.5 Underestimering av p_{ult}/q_{ult} og stivheten C	31
4 Modellforsøk	35
4.1 Forsøksbeskrivelse	35
4.2 Felt og laboratorieundersøkelser	39
4.2.1 Befaring og bakgrunnsmateriale.....	39
4.2.2 Grunnforhold	42
4.2.3 Feltundersøkelser	42
4.2.4 Laboratorieundersøkelser	43

4.2.5 Tolkning.....	44
4.3 Forventede krefter på systemet	45
4.4 Beregnede last og deformasjonskurver	46
4.5 Resultat	48
4.6 Usikkerheter	50
5 Diskusjon og sammenstilling av resultat	53
5.1 Oppnådde og beregnede last og deformasjonskurver	53
5.2 Beregnede knekkapasiteter for ulike deformasjonsforløp	55
5.3 Diskusjon.....	58
6 Anbefaling for videre arbeid	63
7 Konklusjon	65
8 Referanseliste	67
Vedlegg A: Beregning av last og deformasjonskurver etter Kodikara et al. (2010).	69
Vedlegg B: Beregning av last og deformasjonskurver etter Jeanjean (2009).	73
Vedlegg C: Illustrasjoner vedrørende modellforsøk.	75
Vedlegg D: Bestemmelse av tid for nødvendig konsolidering.	81
Vedlegg E: Bestemmelse av skjærmodulen, G og G_0	85
Vedlegg F: Resultat fra CPTU	87
Vedlegg G: Resultat fra rutineundersøkelser.	93
Vedlegg H: Resultat fra treaksialforsøk.	101
Vedlegg I: Resultat fra ødometerforsøk.	105
Vedlegg J: Installasjonsprosedyre og bilder fra ferdig rigget system.....	109
Vedlegg K: Resultat fra Forsøk 2.	113

Figurliste

Figur 1 Infinitesimalt bjelkeelement på elastisk underlag	3
Figur 2 Betydningen av n og l i forhold til teoretisk knekklast (Nordal, 2002)	7
Figur 3 Varierende knekk lengder på grunn av ulike randbetingelser	8
Figur 4 Rotasjon og translasjon ved enden av pelen	9
Figur 5 Teoretisk knekklast ved ulike randbetingelser (Davisson, 1963)	9
Figur 6 Prinsippskisse av en forhåndsutbøyd bjelke	11
Figur 7 Prinsipp av bruddform for lateralt belastet pel, rotasjonene er overdrevet	13
Figur 8 Prinsipp av bæreevne for en lateralt belastet kvadratisk pel	15
Figur 9 En bjelke på elastisk underlag med lineære uavhengige fjærer (Winkler, 1876)	16
Figur 10 Prinsipp av last og deformasjonskurve	17
Figur 11 Prinsipp av varierende last og deformasjonskurver med dybden	18
Figur 12 Prinsipp av skjærmodulen ved 50 % av maksimal udrenert skjærstyrke	20
Figur 13 Normalisert last og deformasjonskurve ved Peleveiledningen (2005)	22
Figur 14 Ulike q - y kurver ved varierende ε_{50} (Peleveiledningen, 2005)	23
Figur 15 Normalisert last og deformasjonskurve ved API (2007)	26
Figur 16 Knekkapasitet ved p - y kurvene til Matlock (1970) og API (2007)	30
Figur 17 Prinsipp tegning av modellforsøket	36
Figur 18 Prinsipp av rørinstrumentering i nedre del	37
Figur 19 Prinsipp for spenningsfordeling rundt en pel (Smith, 1987)	38
Figur 20 Oversiktskart, EUREF89 UTM32Utv (Trondheim Kommune, 2012)	40
Figur 21 Borpunkter, EUREF89 UTM32Utv (Trondheim Kommune, 2012)	41
Figur 22 Løsmassekart fra NGU, WGS84 Sone 33 (NGU, 2011)	42
Figur 23 Oversikt over beregnede last og deformasjonskurver	46
Figur 24 Fordelt last og beregnet deformasjon i leiren fra Forsøk 2	48
Figur 25 Sammenstilling av ulike deformasjonskurver	53
Figur 26 Utsnitt av ulike sammenstilte deformasjonskurver	54
Figur 27 Knekkapasitet ved q - y kurvene fra Forsøk 2	56
Figur 28 Knekkapasitet og kritisk deformasjon ved ulike q - y kurver	57

Tabelliste

Tabell 1 Reaksjonstall i henhold til Peleveiledningen (2005).....	19
Tabell 2 Anbefalt last og deformasjonskurve ved Peleveiledningen (2005).....	21
Tabell 3 Anbefalte verdier for p-y kurver i henhold til API (2007).....	26
Tabell 4 Inputverdier for beregning av knekkapasitet	30
Tabell 5 Oversikt over ulike foreslåtte reaksjonstall, N, ved forskjellige arbeider.....	34
Tabell 6 Koordinater for borpunktene ved EUREF89 UTM32Utv og NN1954	41
Tabell 7 Designparametre for 0,0-2,0m dybde	44
Tabell 8 Designparametre for 2,0-5,0m dybde	44
Tabell 9 Beregnede relevante størrelser for modellforsøket	45
Tabell 10 Beregnet skjærmodul	47
Tabell 11 Nøkkeltall fra Forsøk 2	49
Tabell 12 Inputverdier for beregning av knekkapasiteter.....	55
Tabell 13 Knekkapasiteter ved iterasjon (Multiconsult, 2011) og ulike q-y kurver	56
Tabell 14 Fordeling av virkende og målte krefter i leiren ved maksimal belastning	60

Symbolliste

Symbol	Forklaring	Enhet
a	Attraksjon	kPa
A	Ukjent konstant	-
α	Vinkelutslag i rotasjonspunktet under modellforsøket	°
B	Bredde av et fundament	m
c_i	Adhesjon ved grensesjiktet pel-jord	kPa
c_u	Udrenert skjærstyrke	kPa
c_v	Konsolideringskoeffisient	m ² /år
C	Stivhet	kN/m ²
C_{kort}	Kortidsstivhet	kN/m ²
C_{lang}	Langtidsstivhet	kN/m ²
d	Pelediameter	m
D	Pelediameter	m
δ	Pelens laterale forskyvning	m
$\Delta\delta$	Tilleggsutbøyning ved andre ordens effekter	m
$\Delta\delta_c$	Jordens laterale forskyvning ved fullt mobilisert jordreaksjon	m
δ_{50}	Deformasjon ved 50 % av maksimal kapasitet	m
$\delta_{el,bunn}$	Beregnet elastisk deformasjon nedenfor rotasjonspunkt	m
$\delta_{el,topp}$	Beregnet elastisk deformasjon ovenfor rotasjonspunkt	m
δ_{leire}	Deformasjon i leire	m
$\delta_{m\ddot{a}lt}$	Målte deformasjoner i toppen av testrør	m
$\delta_{m\ddot{a}lt,casing}$	Målte deformasjoner i toppen av casingen	m
e	Poretall	-
ε	Aksial tøyning	-
ε_{50}	Aksial tøyning ved 50 % av maksimal udrenert skjærstyrke	-
E	Elastisitetsmodul	kN/m ²
E_s	Elastisitetsmodul for stål	kN/m ²
E_{50}	Elastisitetsmodul ved 50 % av maksimal kapasitet	kN/m ²
EI	Bøyestivhet	kNm ²
F	Horisontal kraft	kN
F	Påført kraft i toppen av testrør	kN
φ	Friksjonsvinkel	°
G	Skjærmodul	kN/m ²
G_{max}	Initial skjærmodul	kN/m ²
G₀	Initial skjærmodul	kN/m ²
G₅₀	Skjærmodul ved 50 % av maksimal kapasitet	kN/m ²
γ	Jordens enhetsvekt	kN/m ³
γ'	Jordens effektive enhetsvekt	kN/m ³
$\gamma_{0.7}'$	Skjærtøyning ved 70% av G_0	-
γ_{50}	Skjærtøyning ved 50 % av maksimal kapasitet	-
H	Virkende resultant i leiren under modellforsøket	kN
I	Andre arealmoment	m ⁴
I_d	Andre arealmoment for testrør	m ⁴
I_p	Plastisitetsgrense	%
I_o	Korreksjonsfaktor som avhenger av form og stivhet til fundamentet	-
J	Dimensjonsløs empirisk verdi	-
k	Stivhet, forholdet mellom spenning og deformasjon	kN/m ³
k	Permeabilitetskoeffisient	m/år
K₀'	Hviletrykkskoeffisienten	-

K_A	Aktiv jordtrykkskoeffisient	-
K_i	Lineær elastisk stivhet	kN/m ²
K_P	Passiv jordtrykkskoeffisient	-
l	Lengde av pel	m
l_k	Systemknekk lengden	m
L	Lengde av pel	m
L_{bunn}	Lengde av testrør nedenfor rotasjonspunktet ned til resultanten H	m
L_k	Lengden til en sinus halvbølge, knekk lengden	m
L_{leire}	Lengde av testrør i leire under modellforsøket	m
l_{min}	Knekk lengder som gir minste verdi for teoretisk knekklast i jord	m
L_{topp}	Lengde av testrør ovenfor rotasjonspunktet	m
m	Modultall	-
M	Moment	kNm
M_{d,rør}	Momentkapasitet for testrør	kNm
M_{OC}	Ødometermodul	kN/m ²
M_R	Beregnet moment ved rotasjonspunkt under modellforsøk	kNm
n	Antall sinus halvbølger	-
n	Porøsitet	-
N	Teoretisk reaksjonstall	-
N_{ru}	Teoretisk reaksjonstall ved Peleveiledningen (2005)	-
v'	Tverrkontraksjonskonstant	-
v_s	Tverrkontraksjonskonstanten	-
OCR	Forholdstall for overkonsolidering	-
p	Spenning	kPa
p_c'	Prekonsolideringsspenning	kPa
p_{net}	Netto tilleggslast	kPa
p_{ult}	Maksimal jordreaksjon	kPa
p_R	Maksimal jordreaksjon	kPa
p_n'	Netto jordtrykk	kPa
p_v'	Initiale effektive vertikalspenninger	kPa
P	Aksialkraft	kN
P_k	Knekkapasitet	kN
P_E	Eulerlasten	kN
P_{k,jord}	Teoretisk knekkapasitet for en pel i jord	kN
P_{k,luft}	Teoretisk knekkapasitet for en pel i luft	kN
P_{k,max}	Maksimal beregnet knekkapasitet	kN
P_{k,min}	Minste beregnede knekkapasitet	kN
P_{k,t}	Teoretisk knekkapasitet for en pel i jord	kN
q	Linjelast	kN/m
q*	Konstant fordeling av Q over måleringen	kN/m
q_t	Deviatorspenning	kPa
q_{ult}	Maksimal jordreaksjon	kN/m
q₅₀	Linjelast ved 50 % av maksimal kapasitet	kN/m
Q	Målt resultant ved lastcellen i leiren under modellforsøket	kN
Q*	Resultanten av q* over L _{leire}	kN
Q_{kc}	Teoretisk knekkapasitet	kN
Q_{kc,max}	Maksimal oppnådd teoretisk knekkapasitet	kN
Q_{ult}	Resultant for jordreaksjonen	kN
Q_{ult,casing}	Beregnet kapasitet for motholdet til casingen under modellforsøket	kN
r	Peleradie	m
R	Mothold ved modellforsøk	kN

ρ	Setninger under et fundament	m
s_t	Sensitivitet	-
s_u	Udrenert skjærstyrke	kPa
σ	Spenning	kPa
σ_A'	Aktivt effektivt jordtrykk	kPa
σ_h'	Horisontale effektivspenninger	kPa
σ_{h0}	Initial horisontalspenning	kPa
σ_m'	Middelspenning	kPa
σ_P'	Passivt effektivt jordtrykk	kPa
σ_t	Kapasitet for strekkspenning	kPa
σ_0	Initial vertikalspenning	kPa
σ_1	Største hovedspenning	kPa
σ_3	Minste hovedspenning	kPa
u_{maks}	Maksimal nedbøyning	m
U_{cr}	Normalisert knekkapasitet	-
V	Skjærkraft	kN
w	Lateral forskyvning for infinitesimalt bjelkeelement	m
w	Vanninnhold	%
w_l	Flytegrense	%
w_p	Rullegrense	%
X	Dybde under terrengoverflaten	m
X_R	Dybde for antatt fullstendig horisontal skjærflate	m
y	Lateral forskyvning	m
y_e	Overgang mellom lineært og ikke-lineært deformasjonsforløp	m
y_u	Deformasjon ved brudd	m
y_0	Pelens initiale utbøyning	m
y_{50}	Lateral forskyvning ved 50 % av maksimal jordreaksjon	m
$Y_{konstant}$	Variierende konstant	-
x_{topp}	Antatt forskyvning i toppen av testrør	m
$X_{konstant}$	Variierende konstant	-
Z_{max}	Normalisert knekk lengde	-
ξ	Størrelse som avhenger av om c_u øker med dybden	-

1 Innledning

Ved bløte grunnforhold og en relativ nær avstand til det underliggende grunnfjellet kan konstruksjoner fundamenteres på slanke spissbærende stålpeler til fjell. Pelen vil da være utsatt for store aksiale krefter, enten ved trykk eller strekk. Trykkreftene kan resultere i instabilitet, det vil si knekning. Ved en utbøyning vil pelen bli påkjent av andre ordens effekter og utbøyningen blir da ytterligere forsterket. I beregningene av pelens motstand mot knekning tas det hensyn til pelens stivhet samt jordens evne til å støtte opp pelen ved en lateral deformasjon, jordreaksjonen.

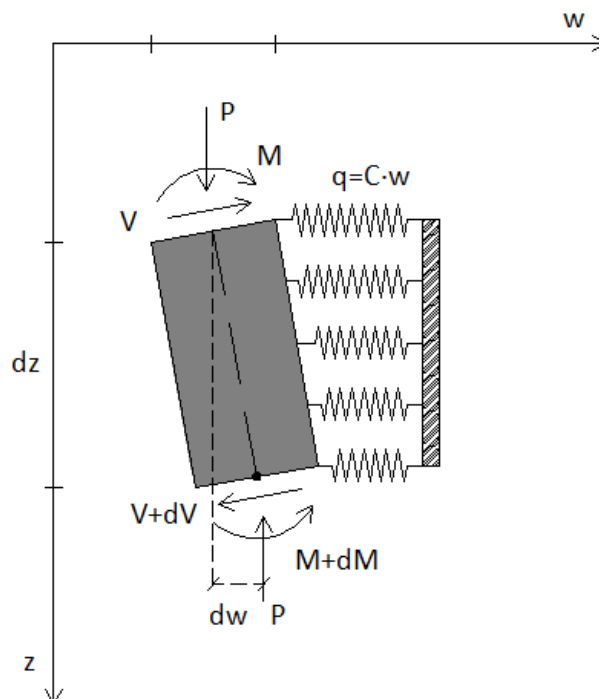
Det finnes svært få eksempler fra pelefundamentering der en vet med sikkerhet at knekning er grunnen til at konstruksjoner har opplevd uventede setninger. I Norge gjorde imidlertid A. Brandtzaeg og E. Harboe (1957) et arbeid i forbindelse med omfundamentering av Lademoen Kirke i Trondheim, der de testet ulike typer slanke spissbærende stålpeler i fjell til brudd. Dette er for forfatteren, det eneste eksempelet der det er gjort et fullskala studie av knekningsproblematikken og der knekning er konstatert å ha vært dimensjonerende for pelekapasiteten.

Metodesettene som benyttes til å beregne jordens evne til å støtte opp pelen lateralt er til stadighet oppe for diskusjon. Anbefalingene som gis i ulike byggeveiledninger baserer seg på eldre arbeider som ikke har vært fornyet i lang tid. Spesielt gjør knekningsproblematikken seg gjeldende når konstruksjoners bestandighet ved eventuelle jordskjelv skal dokumenteres. Jordskjelv vil naturlig nok kunne føre til laterale deformasjoner og andre ordens effekter som kan resultere i at slanke stålpeler knekker.

Oppgaven tar i første rekke for seg teorigrunnet for beregning av slanke pelers knekkapasitet. I andre rekke undersøkes nyere arbeider som er gjort innen temaet for jordreaksjon ved lateralt belastede peler og eventuelt hva disse konkluderer med. I tillegg er det gjort et stort modellforsøk som har sin hensikt å utfordre etablerte metodesett for beregningene av jordreaksjonen. Til sist beregnes knekkapasitetene etter en valgt metode ved de ulike teoriene for estimering av jordreaksjonen som er gjennomgått i oppgaven.

2 Knekning

Teorien som er utviklet med tanke på knekning av en stav eller bjelke, enten det er i luft eller jord er godt dekket i litteraturen. Det synes å være en bred enighet om hvordan beregningsmodellene for knekning blir etablert. Uenigheten er større ved valg av jordmodell og når den laterale støtten jorden yter på pelen skal anslås. Jordens ikke-lineære oppførsel, eventuell lagdeling, pelediameter, influenssoner i jorden, etc. kompliserer det hele. Kapitlet tar for seg den grunnleggende teorien ved beregningsmodellene som benyttes når knekklast for en pel i jord skal beregnes.



Figur 1 Infinitesimalt bjelkeelement på elastisk underlag

2.1 Bjelke på elastisk underlag

Når en skal sette opp en modell for knekning av en aksialt belastet stav/bjelke betrakter en allerede deformert bjelkeelement. Den laterale støtten modelleres ved et elastisk underlag, eller mer presist et medium som gir en kontinuerlig reaksjonskraft, q . Reaksjonskraften antas å være proporsjonal med bjelkens utbøyning der stivheten til underlaget er, C . Fremgangsmåten støtter seg på arbeidene utført av Winkler (1876) og refereres ofte som Winklers hypotese (Larsen, 2010). Ved å sette opp horisontallikevekt og momentlikevekt om midtpunktet i bunnen av bjelkeelementet får vi følgende likninger (Nordal, 2002).

$$\Sigma H = dV + q \cdot dz = dV + Cw \cdot dz = 0 \quad \rightarrow \quad \frac{dV}{dz} = -Cw \quad (1)$$

$$\Sigma M = dM - V \cdot dz + Pdw + qdz \frac{dz}{2} = 0 \quad (2)$$

Det siste leddet for momentlikevekten er en orden mindre enn de andre leddene og neglisjeres.

$$\frac{dM}{dz} + P \frac{dw}{dz} = V \quad (3)$$

Derivasjon av (3) gir følgende:

$$\frac{d^2M}{dz^2} + P \frac{d^2w}{dz^2} = \frac{dV}{dz} \quad (4)$$

Innsetting av (1) i (4):

$$\frac{d^2M}{dz^2} + P \frac{d^2w}{dz^2} + Cw = 0 \quad (5)$$

Benytter relasjon mellom krumning og moment og setter dette inn i (5).

$$M = EI \frac{d^2w}{dz^2} \quad (\text{Relasjon mellom krumning og moment}) \quad (6)$$

$$EI \frac{d^4w}{dz^4} + P \frac{d^2w}{dz^2} + Cw = 0 \quad (7)$$

Likning (7) regnes som differensiallikningen for en bjelke på elastisk underlag.

2.2 Spesialtilfelle – løsning for knekning av en pel i luft

Ved knekning i luft finnes det ingen lateral støtte og $C = 0$ i likning (7). Tilfellet kan da betegnes som knekning av en stav. En tar utgangspunkt i at staven er leddlagret i begge ender. Grensebetingelsene er da tilfredstilt dersom utbøyningen er "n" antall sinus halvbølger (Nordal, 2002).

$$w = A \sin \frac{n\pi}{l} z \quad (8)$$

Innsetting i (7) gir følgende:

$$\left[EI \left(\frac{n\pi}{l} \right)^4 - P \left(\frac{n\pi}{l} \right)^2 \right] A \sin \left(\frac{n\pi}{l} z \right) = 0 \quad (9)$$

Det er uinteressant om $A=0$. Det sees av likning (9) at den også kan løses ved at P øker til en verdi av:

$$P_{k,luft} = (n\pi)^2 \frac{EI}{l^2} \quad (10)$$

Som det fremgår av likning (10) er det et uendelig antall løsninger for $P_{k,luft}$, men det er den laveste verdien som er interessant i praksis. Det vil si når $n=1$. Om man i tillegg definerer knekk lengden, L_k , som lengden til en sinus halvbølge fås følgende:

$$P_{k,luft} = P_E = \pi^2 \frac{EI}{L_k^2} \quad (11)$$

Denne lasten er kjent som Eulerlasten. Det er denne lasten som gjør at staven blir ustabil.

2.3 Løsning for knekning av en pel i jord

Det antas at bjelken er leddlagret i begge ender og at den er kontinuerlig støttet av uavhengige fjærer med konstant stivhet, C . Innsetting av løsning (8) i differensiallikningen for en bjelke på elastisk underlag gir følgende (Nordal, 2002):

$$\left[EI \left(\frac{n\pi}{l} \right)^4 - P \left(\frac{n\pi}{l} \right)^2 + C \right] A \sin \left(\frac{n\pi}{l} z \right) = 0 \quad (12)$$

Igjen er løsning $A=0$ uinteressant. Men uttrykket kan også løses ved uttrykket:

$$P_{k,jord} = EI \left(\frac{n\pi}{l} \right)^2 + \frac{C}{\left(\frac{n\pi}{l} \right)^2} \quad (13)$$

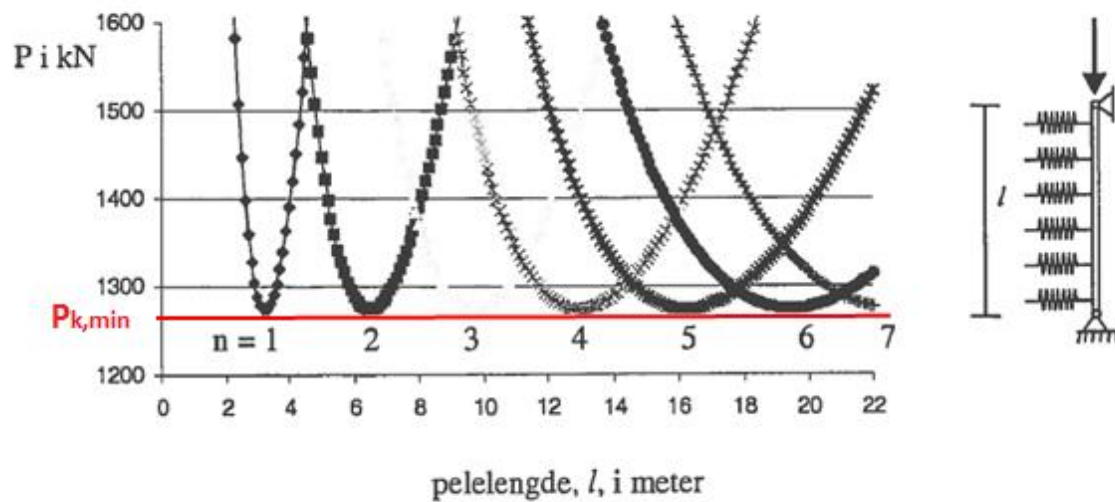
Uttrykket kan forstås bedre ved å skissere det grafisk som vist i Figur 2. En vil da se at laveste knekklast opptrer flere steder. For hver verdi av n oppnås den samme minimumsverdien for ulike bjelkelengder. Dersom bjelkelengden "går opp i" systemknekk lengden vil en oppnå laveste knekklast. Allikevel antas, for praktiske formål, samme knekklast ($P_{k,min}$) for alle pelelengder, $L > L_k$. Det vil være svært lite å hente på kapasiteten ved å variere kapasiteten i forhold til L_k , og spesielt gjelder det lengre peler da en ser at kurvene fra Figur 2 blir flatere desto lengre pelen er. Derivasjon av likning (13) med hensyn på l gir følgende verdi for l_{min} :

$$l_{min} = (n\pi) \sqrt[4]{\frac{EI}{C}} \quad (14)$$

Ved innsetting inn i likning (13) fås følgende uttrykk for $P_{k,min}$ og kalles nå $P_{k,t}$:

$$P_{k,t} = 2\sqrt{EI \cdot C} \quad (15)$$

$P_{k,t}$: Teoretisk knekklast



Figur 2 Betydningen av n og l i forhold til teoretisk knekklast (Nordal, 2002)

Ved et nærmere studie av Figur 2 sees det at den nevnte $P_{k,min}$ gjentar seg periodisk. Avstanden mellom hvert minimumpunkt defineres som "systemknekk lengden" og kan

$$l_k = \pi \sqrt[4]{\frac{EI}{C}} \quad (16)$$

skrives som:

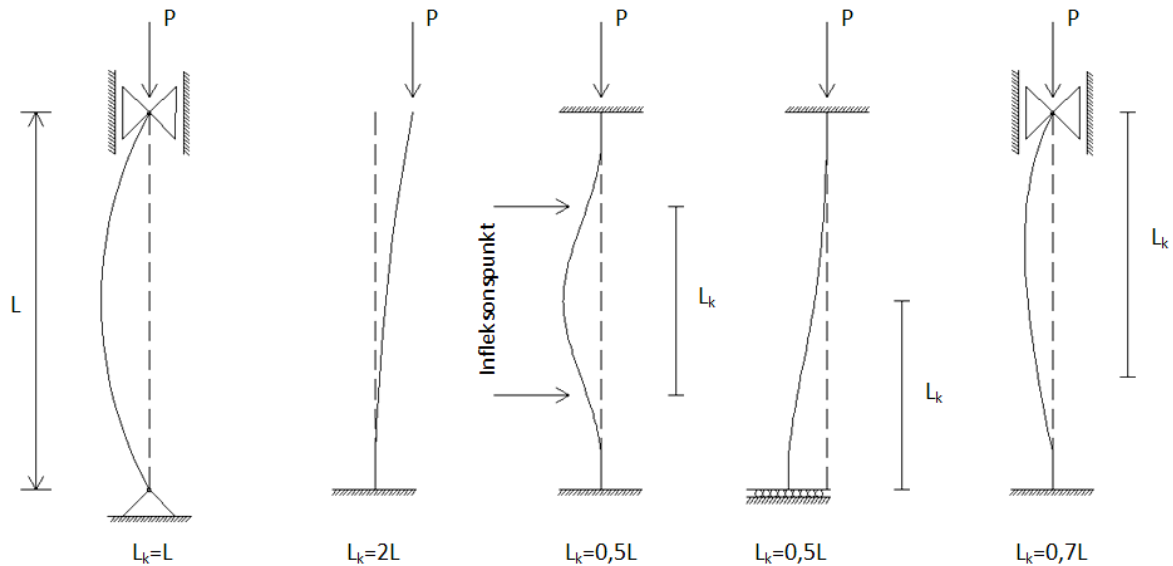
For lettere sammenlikning av kapasiteten til en pel i luft og en pel i jord kan C i likning (15) erstattes med uttrykket for l_k i likning (16).

$$P_{k,t} = 2\pi^2 \frac{EI}{l_k^2} \quad (17)$$

Det går frem av uttrykk (17) at kapasiteten er den dobbelte av Eulerlasten. I tillegg er ikke lenger l_k kun bestemt av randbetingelsene, men det er en størrelse bestemt av stivheten til pelen pluss stivheten til fjærene som problemet er modellert med.

2.4 Ulike randbetingelser

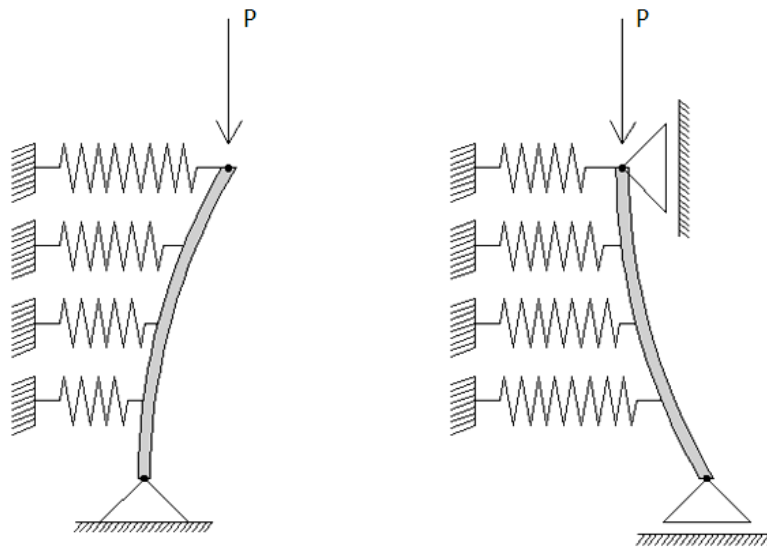
Dersom staven eller bjelkens ender ikke er leddlagret, men har en større grad av fastholding, må det tas hensyn til kreftene som virker på endene. Nedenfor er det gitt noen typiske tilfeller der L_k korrigeres i forhold til randbetingelsene samt stavens lengde. Knekk lengden kan tolkes som avstanden mellom stavens infleksjonspunkter. Det vil si punktene der krumningen av knekkformen er lik 0 ($w_{,xx}=0$) (Larsen, 2010).



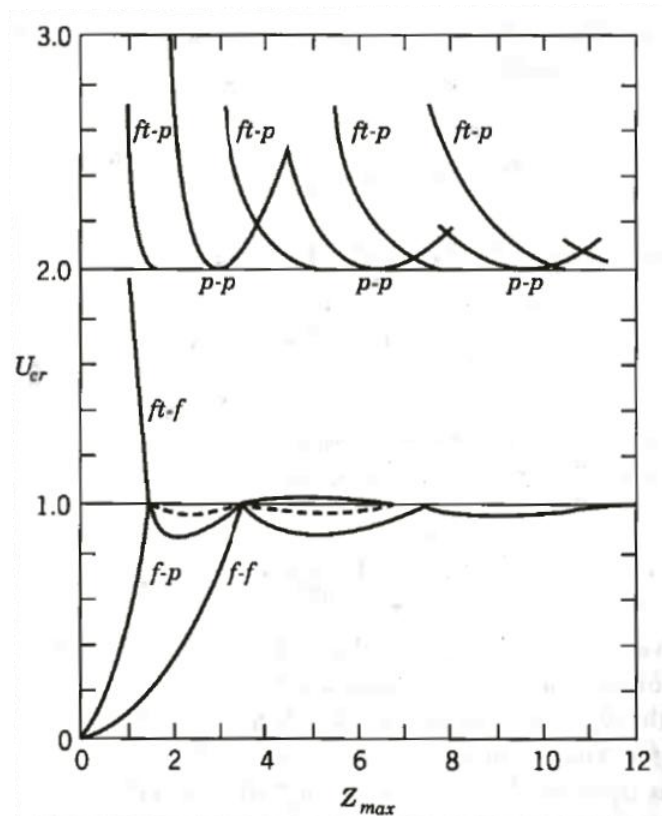
Figur 3 Varierende knekk lengder på grunn av ulike randbetingelser

Dette medfører at ved tilfeller der peletoppen eller pelespissen kan rotere og slå ut til siden resulterer dette i endrede vilkår for knekklasten, se Figur 4. Dersom en studerer utledningene til Davisson (1963), Figur 5, vil en se at for slike randbetingelser vil den teoretiske knekklasten reduseres til det halve i henhold til likning (18). Det er verdt å legge merke til denne vesensforskjellen mellom likning (15) og (18). Tilfeller der dette kan tenkes å være relevant er der pelespissen for eksempel ikke blir slått godt nok ned i fjellet og er i fare for å skli ut ved belastning.

$$P_{k,t} = \sqrt{EI \cdot C} \quad (18)$$



Figur 4 Rotasjon og translasjon ved enden av pelen



Figur 5 Teoretisk knekklast ved ulike randbetingelser (Davisson, 1963)

Figur 5 viser en gjengivelse av utledningene til Davisson (1963). Nedenfor er de ulike betegnelse for randbetingelsene forklart og de dimensjonsløse størrelsene er definert.

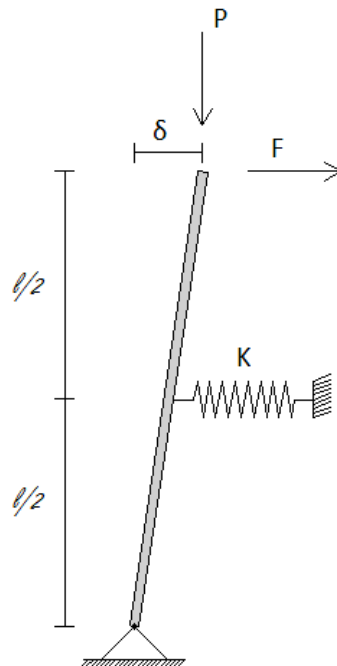
- p-p: Leddlagret i topp og bunn
- ft-p: Translasjon og ingen rotasjon i topp, leddlagret i bunn
- ft-f: Translasjon og ingen rotasjon i topp, fri til translasjon og rotasjon i bunn
- f-p: Fri til translasjon og rotasjon i topp, leddlagret i bunn
- f-f: Fri til translasjon og rotasjon i topp og bunn

$$U_{cr} = \frac{P_{k,t}}{\sqrt{EI \cdot C}} \quad (19)$$

$$Z_{max} = \frac{L}{\left(\frac{l_k}{\pi}\right)} \quad (20)$$

2.5 Reduksjon av knekkapasitet pga forhåndsutbøyning eller horisontal last

Det er sjeldent at en pel er 100 % rett. Det vil alltid være skjevheter både før og etter installasjonen, enten det er på grunn av forhåndsutbøyning, eventuelle horisontale laster, eller pga. eksentrisitet ved den vertikale lasten. På grunn av denne krafteksentrisiteten vil det oppstå momenter i pelen. Momentet vil forårsake ytterligere utbøyning, som igjen fører til såkalte andre ordens effekter. For å ta høyde for momentene og utbøyningen er en nødt til å redusere knekkapasiteten. Ved å sette opp momentlikevekt av et allerede utbøyd bjelkeelement kommer en frem til et uttrykk for den totale utbøyningen (Nordal, 2002).



Figur 6 Prinsippkisse av en forhåndsutbøyd bjelke

Momentlikevekt om leddet i bunn uten aksial last fører til følgende uttrykk for forhåndsutbøyningen.

$$\delta_{P=0} = 4 \frac{F}{k} \quad (21)$$

Om P inkluderes og det settes opp momentlikevekt en gang til fås følgende uttrykk for den totale utbøyningen.

$$\delta = \frac{4 \frac{F}{k}}{1 - \frac{P}{P_k}} = \frac{\delta_{P=0}}{1 - \frac{P}{P_k}} \quad \text{der} \quad P_k = \frac{kl}{4} \quad (\text{knekklast}) \quad (22)$$

Den totale utbøyningen er gitt ved:

$$\delta = \Delta\delta + y_0 \quad (23)$$

Der y_0 er forhåndsutbøyningen og $\Delta\delta$ er tilleggsutbøyningen på grunn av andre ordens moment. Når pelen får en viss tilleggsutbøyning vil jorden nå sin maksimale reaksjon. Denne størrelsen defineres slik:

$$\Delta\delta = \delta - y_0 = y_0 \left(\frac{1}{1 - \frac{P_k}{P_{k,t}}} - 1 \right) \quad (24)$$

P_k : Aksiallast

$P_{k,t}$: Teoretisk kritisk last fra likning (15)

Den store parentesen fra likning (24) skrives om:

$$\left(\frac{1}{1 - \frac{P_k}{P_{k,t}}} - 1 \right) = \frac{1}{1 - \frac{P_k}{P_{k,t}}} - \frac{\frac{1}{1 - \frac{P_k}{P_{k,t}}}}{\frac{1}{1 - \frac{P_k}{P_{k,t}}}} = \frac{P_k}{P_{k,t} - P_k} \quad (25)$$

Setter så omskrevet parentes tilbake i likning (24) og løser for P_k :

$$\frac{\Delta\delta}{y_0} = \frac{P_k}{P_{k,t} - P_k} \quad \rightarrow \quad P_k = \frac{\Delta\delta}{y_0 + \Delta\delta} P_{k,t} \quad (26)$$

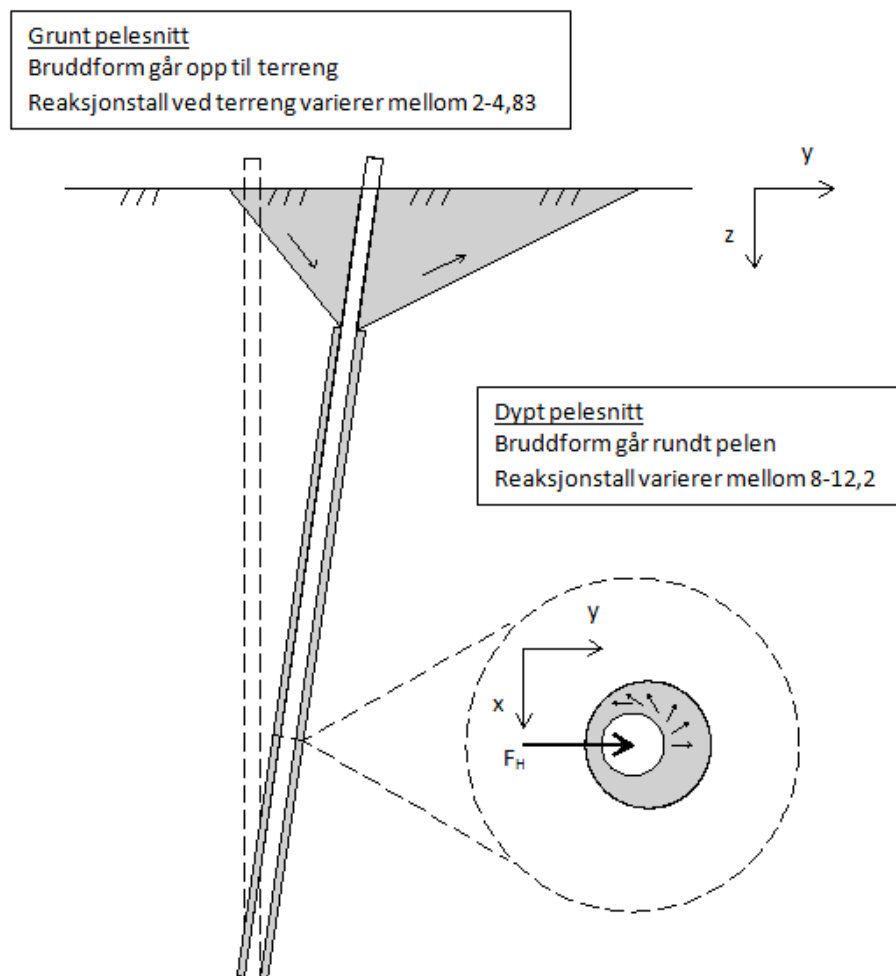
P_k er maksimalt tillatte knekklast. Den teoretiske knekklasten er funnet ved å anta et perfekt rett bjelkeelement. Denne knekklasten er så redusert på grunn av eksentrisiteten som oppstår ved initial utbøyning i tillegg til andre ordens utbøyning.

3 Last og deformasjonskurver

I forbindelse med beregninger av knekkapasiteter er det nødvendig å bestemme fjærstivheten, C . Stivheten bestemmes ved å etablere last og deformasjonskurver, eller såkalte p - y kurver for jordprofilet. Det er stor uenighet om de anbefalte metodene for etablering av last og deformasjonskurver som benyttes per dags dato er for konservative. Metodene som benyttes baserer seg på gamle arbeider og nyere forskning antyder at metodene med fordel kan modifiseres. Kapittelet ser på de gjeldende metodene for last og deformasjonskurver samt nyere publikasjoner som diskuterer ny forskning på området.

3.1 Maksimal kapasitet, p_{ult}/q_{ult}

Bruddformen for en pel som opplever laterale forskyvninger vil variere avhengig av dybden i jorden. Derfor deles bruddet i jorden inn i to typer, et grunt brudd og et dypt brudd. Overgangen mellom de to bruddformene angis som forholdet mellom dybde og diameter av pelen, z/d .



Figur 7 Prinsipp av bruddform for lateralt belastet pel, rotasjonene er overdrevet

3.1.1 Grunt brudd

Bruddet som kan forekomme i jorden ved laterale deformasjoner i en dybde relativt nær terrengoverflaten vil gå opp til terreng. Årsaken til at bruddet går denne veien er fordi at $\sigma'_z < \sigma'_x$. Bruddformen vil ha en slags "kileform" som det fremgår av Figur 7 og det vil mobiliseres skjærspenninger langs siden av denne "kilen". Det finnes ingen eksakt løsning for denne tredimensjonale spenningstilstanden som oppstår nær overflaten. Løsninger i litteraturen baserer seg på rent empiriske betraktninger fra modellforsøk, men også forenklete teoretiske utledninger. De teoretiske forenklingene går ut på å ta utgangspunkt i et klassisk jordtrykksproblem på en plan vegg, der netto jordtrykk på veggen beregnes ved å subtrahere passivt og aktivt jordtrykk, jfr. likning (27). (Grande, 1976)

$$p'_n = \sigma'_p - \sigma'_A = (K_p - K_A)(p'_v + a) \quad (27)$$

Jordens maksimale kapasitet vil dermed være gitt som følger:

$$p_{ult} = N \cdot c_u \quad (28)$$

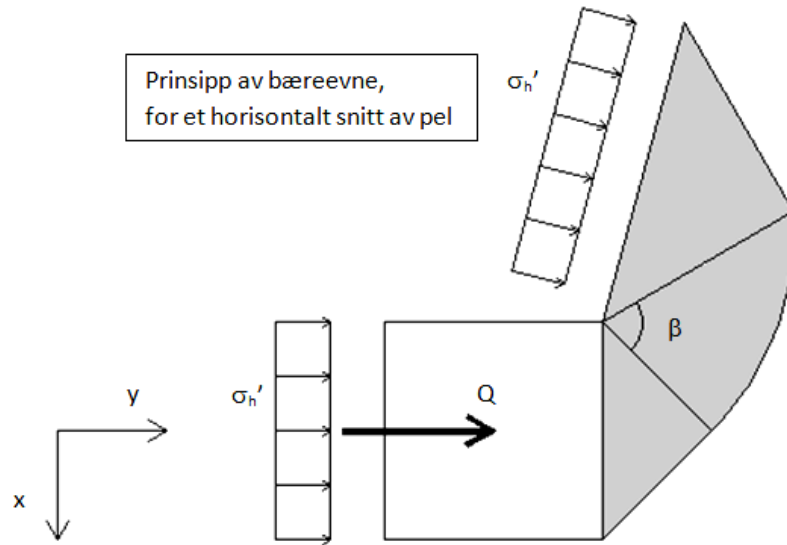
Der reaksjonstallet N er differensen mellom passiv og aktiv jordtrykkskoeffisient.

$$N = K_p - K_A \quad (29)$$

Anbefalingene for verdien av N varierer noe. Typiske verdier for N ved terreng for grunne brudd er mellom 2 og 4,83 (Zhang and Ahmari, 2011). Avhengig av metodesettet som benyttes for bestemmelse av reaksjonstallet vil det enten være konstant ned til en dybde som medfører et dypt brudd. Eller det tas høyde for at det effektive overlagingstrykket, σ'_z , øker med dybden langs med pelen og dermed øker også verdien av N kontinuerlig med pelens dybde.

3.1.2 Dypt brudd

Bruddet som kan forekomme i dypere snitt langs med pelen vil ikke gå til terrengoverflaten da det effektive overlagingstrykket er for stort. Det vil si at $\sigma'_z > \sigma'_x$ og bruddformen vil dermed gå rundt pelen i stedet, jfr. Figur 7. Også for de dype bruddene varierer løsningene mellom rent empiriske betraktninger samt forenklete teoretiske utledninger. Ved de teoretiske løsningene forenkles problemet til en plan tøyningssituasjon i det horisontale planet og kapasiteten beregnes ved å trekke paralleller fra et klassisk bæreevneproblem. (Grande, 1976)

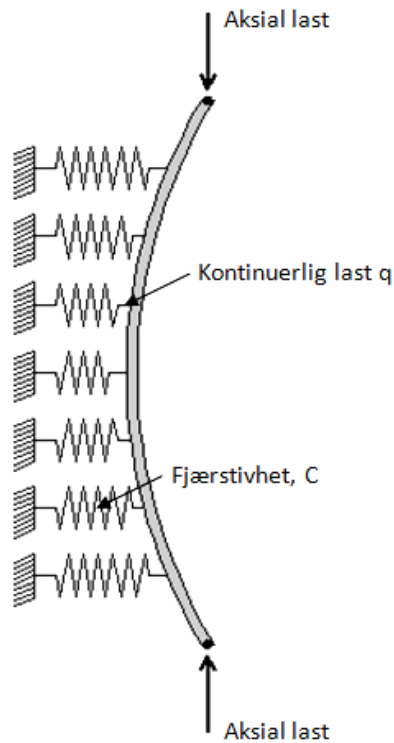


Figur 8 Prinsipp av bæreevne for en lateralt belastet kvadratisk pel

Teoretisk udrenert bæreevne:

$$p_{net} = p_{ult} = N \cdot c_u \quad (30)$$

Der p_{net} er tilleggslasten, Q , fordelt over pelens bredde. Skjærspenningene som vil mobiliseres langs pelens sider neglisjeres i modellen, modellen forenkles ytterligere ved at hviletrykket, σ_h' , antas å kansellere hverandre i uttrykket for bæreevnen. Se Figur 8 for illustrasjon. Reaksjonstallet, N , vil variere i forhold til åpningsvinkelen i prandtl sonen, β . Typiske verdier for N ved dype brudd er mellom 8 og 12,2 etter arbeidet til Zhang og Ahmari (2011).



Figur 9 En bjelke på elastisk underlag med lineære uavhengige fjærer (Winkler, 1876)

3.2 Fjærstivheten, C

Jordens laterale stivhet, som modelleres med kontinuerlige uavhengige fjærer med fjærstivhet, C , har stor betydning for den kritiske lasten som tillates før teoretisk knekning inntreffer. Den laterale fjærstivheten vil være gitt som følge av last og deformasjonsforløpet til fjærene og i henhold til Winklers hypotese regnes denne for å være lineær (Winkler, 1876). Modellen med lineært elastiske fjærer antas å stemme dårlig med virkeligheten, da jorden endrer oppførsel avhengig av spenningsnivå. Derfor vil det være rimeligere å anta at det er en ikke-lineær sammenheng mellom last og deformasjon, se Figur 10. På grunn av lagdeling samt endring av spenningsnivået ned langs pelens dybde vil sammenhengen mellom last og deformasjon også variere med dybden, se Figur 11. Dette gjør at en i mange tilfeller er nødt til å variere de kontinuerlige fjærenes stivhet i tillegg til å tilegne dem en mer spenningsavhengig stivhet. En beveger seg derfor noe i fra Winklers hypotese om et kontinuerlig lineært elastisk medium. Utfordringene ved å bestemme fjærstivheten, C , gjør at også ulike fremgangsmåter er utviklet. Nedenfor er det listet opp ulike metoder som vil gjennomgå i større detalj senere i oppgaven.

$$p = k \cdot y \quad \rightarrow \quad k = \frac{p}{y} \quad (31)$$

$$\text{Alt. 1} \quad C = k \cdot d \quad (32)$$

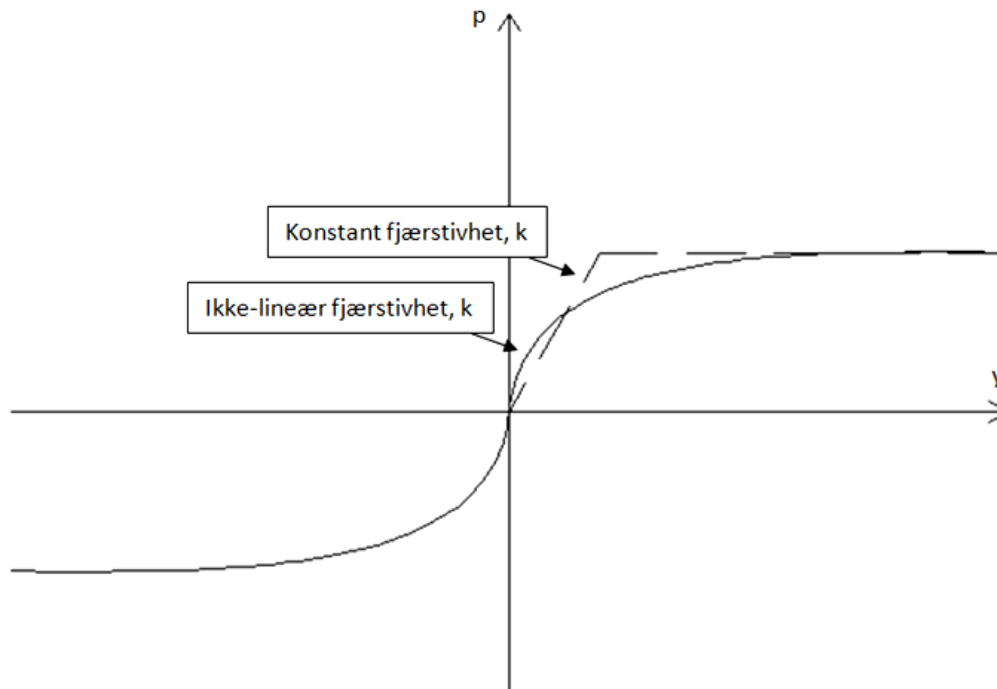
$$\text{Alt. 2} \quad C = \frac{q}{y} \quad \text{der:} \quad q = p \cdot d \quad (33)$$

$$\text{Alt. 3} \quad C = X_{\text{konstant}} \cdot c_u \quad (34)$$

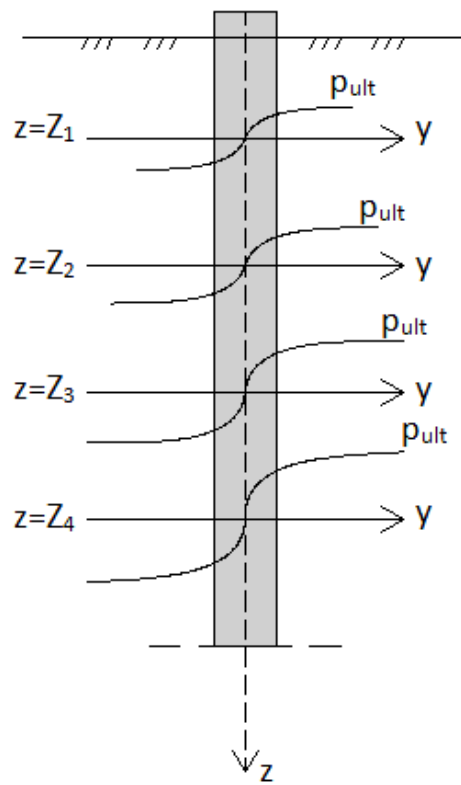
$$\text{Alt. 4} \quad C = Y_{\text{konstant}} \cdot E \quad (35)$$

$$\text{der:} \quad k = \left[\frac{kN}{m^3} \right] \quad \text{og} \quad C = \left[\frac{kN}{m^2} \right] \quad (36)$$

Fremgangsmåtene som velges vil variere fra firma til firma. Samtidig vil grunnforholdene, størrelsen på prosjektet og dokumentasjonskravene som stilles ved hvert enkelt prosjekt, bestemme hvor nøyaktige arbeidene med å bestemme fjærstivheter ned langs pelens lengde utføres.



Figur 10 Prinsipp av last og deformasjonskurve



Figur 11 Prinsipp av varierende last og deformasjonskurver med dybden

3.3 Peleveiledningen (2005)

Peleveiledningen utarbeidet av Den Norske Pelekomité (2005) gir anbefalinger til design av konstruksjoner på peler. Delkapittelet omhandler anbefalingene som gis i denne veiledningen samt bakgrunnen for disse.

3.3.1 Maksimal kapasitet

Maksimal kapasitet ved laterale deformasjoner beregnes ved likning (37). Det er valgt å representere kapasiteten som en linjelast der pelediameteren inngår i uttrykket.

$$q_{ult} = N_{ru} \cdot c_u \cdot d \quad (37)$$

For å ta hensyn til de ulike bruddformene varierer reaksjonstallet som vist i Tabell 1.

Tabell 1 Reaksjonstall i henhold til Peleveiledningen (2005)

z/d	N_{ru}
< 4	5
4 til 8	$1,25 \cdot z/d$
> 8	10

3.3.2 Fjærstivheten

Sammenhengen mellom last og deformasjon antas å være lineært elastisk (Svanø, 2007). Ved konstruksjonen av last og deformasjonskurver, q-y kurver, er anbefalingene som gis i Peleveiledningen (2005) basert på utledningene fra arbeidet til Broms (1964).

$$C = 1,67 \cdot E_{50} \quad (38)$$

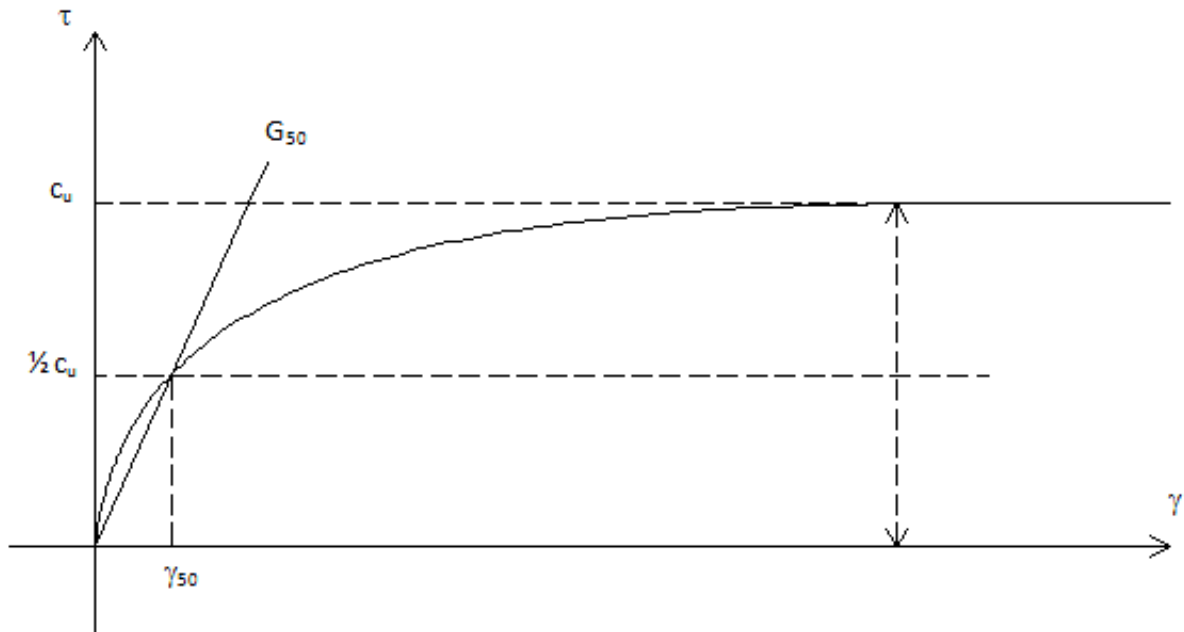
Det vil si for tverrkontraksjonen, $\nu=0,5$ og ved å benytte sammenhengen mellom elastisitetsmodulen, E, og skjærmodulen, G, kan dette tilnærmes som følger:

$$C = 5 \cdot G_{50} \quad (39)$$

Utrykket er ikke avhengig av diameteren på selve pelen. Dette forklarer Svanø (2007) med to grunner:

1. Influenssonen i jordvolumet er proporsjonal med peleradien slik at for en gitt, konstant, kontaktspenning, σ , mellom pel og jord blir deformasjonen, δ , proporsjonal med peleradien, r.
2. For en gitt konstant linjelast, q, kan kontaktspenningen mellom pel og jord skrives, $\sigma=q/(2r)$. Den er altså omvendt proporsjonal med peleradien.

Disse to effektene vil dermed kansellere hverandre og dette er grunnen til at pelediameteren ikke inngår i formelen for fjærstivheten.



Figur 12 Prinsipp av skjærmodulen ved 50 % av maksimal udrenert skjærstyrke

Videre utledninger baserer seg på likning (39) samt en sekantmodul ved 50 % av maksimal udrenert skjærstyrke ved et treaksialforsøk. Tøyningen i punktet for sekantmodulen kalles for ε_{50} og i og med at forsøket er udrenert, dvs. at det ikke forekommer noen volumendring vil skjærtøyningen i dette punktet være:

$$\gamma_{50} = \frac{3}{2} \cdot \varepsilon_{50} \quad (40)$$

Jfr. Figur 12 kan uttrykket for skjærmodulen settes opp som følger:

$$G_{50} = \frac{1/2 \cdot c_u}{3/2 \cdot \varepsilon_{50}} = \frac{c_u}{3 \cdot \varepsilon_{50}} \quad (41)$$

Ved bruk av antakelsene til Broms (1964) fås følgende:

$$c_{50} = 5 \cdot G_{50} = \frac{5}{3} \cdot \frac{c_u}{\varepsilon_{50}} \quad (42)$$

I denne utledningen er den laterale jordreaksjonen det halve av maksimal kapasitet. For et dypt brudd gjelder derfor følgende:

$$q_{50} = \frac{1}{2} \cdot N_{ru} \cdot c_u \cdot d = \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot c_u \cdot d \quad (43)$$

Deformasjonen i punktet for 50 % av maksimal udrenert skjærstyrke blir da:

$$\delta_{50} = \frac{q_{50}}{C_{50}} = 3 \cdot \varepsilon_{50} \cdot d \quad (44)$$

På tross av hva den ovenstående utledningen viser, er det valgt å bruke en verdi på 2,5 fremfor 3. Det har sin årsak i de allerede etablerte metodesettene til American Petroleum Institute, API, (2007) der uttrykket, $\delta_{50}=2,5 \cdot \varepsilon_{50} \cdot d$, benyttes. Peleveiledningen (2005) gir dermed følgende:

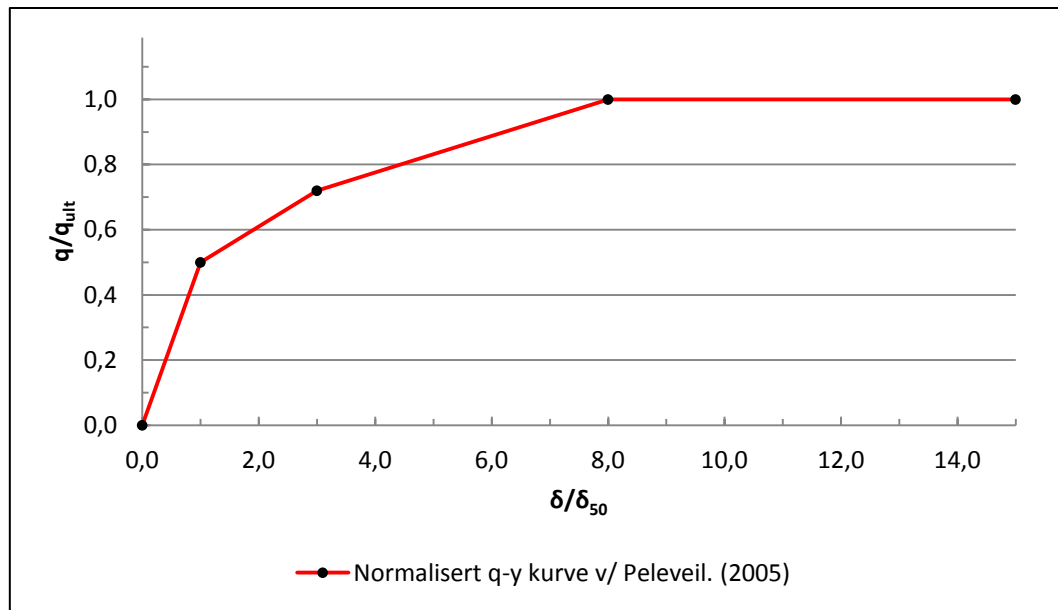
$$\delta_{50} = \frac{q_{50}}{C_{50}} = 2,5 \cdot \varepsilon_{50} \cdot d \quad (45)$$

3.3.3 Last og deformasjonskurven

Selv om utgangspunktet for de ovenstående utledningene er en lineær elastisk modell anbefales det allikevel å ta hensyn til reduksjon av stivheten med økende deformasjoner og kurvene konstrueres på samme vis som ved API (2007), jfr. Tabell 2 og Figur 13. Imidlertid vil q_{ult} skille seg fra anbefalingene til API (2007) på grunn av ulikt reaksjonstall. Anbefalingene til API (2007) diskuteres i avsnitt 3.4.

Tabell 2 Anbefalt last og deformasjonskurve ved Peleveiledningen (2005)

q/q_{ult}	δ/δ_{50}
0	0
0,5	1,0
0,72	3,0
1,0	8,0
1,0	∞



Figur 13 Normalisert last og deformasjonskurve ved Peleveiledningen (2005)

3.3.4 Knekkapasitet

I henhold til likning (15) er det nødvendig å finne én fjærstivhet som skal representere hele mediet, eller hele jordens evne til å støtte opp pelen sideveis som ett. Det er i Peleveiledningen (2005) valgt å støtte seg til arbeidene fra den svenske Pålkommisjonens rapport 84a (1995) og rapport 98 (2000) der det anbefales en verdi for stivheten for kortids- og langtidslast basert på udrenert skjærstyrke. Pålkommisjonen nevner at det finnes flere uttrykk for sammenhengen mellom fjærstivheten og elastisitetsmodulen enn den fremlagt av Broms (1964), blant annet trekker de frem arbeidene til Baguelin et al. (1977). Av de ulike uttrykkene som finnes i litteraturen mener Pålkommisjonen å kunne si at fjærstivheten varierer i intervallet:

$$C = (1,05 - 1,61) \cdot E \quad (\text{for } \nu = 0,5) \quad (46)$$

$$C = (1,08 - 1,97) \cdot E \quad (\text{for } \nu = 0,33) \quad (47)$$

Videre benytter de en sammenheng mellom udrenert skjærstyrke og elastisitetsmodul for udrenerte forhold som følger:

$$E = 150 \cdot c_u \quad (48)$$

Kombinasjon av likning (46) og (48) gir dermed:

$$C = (157 - 242) \cdot c_u \quad (49)$$

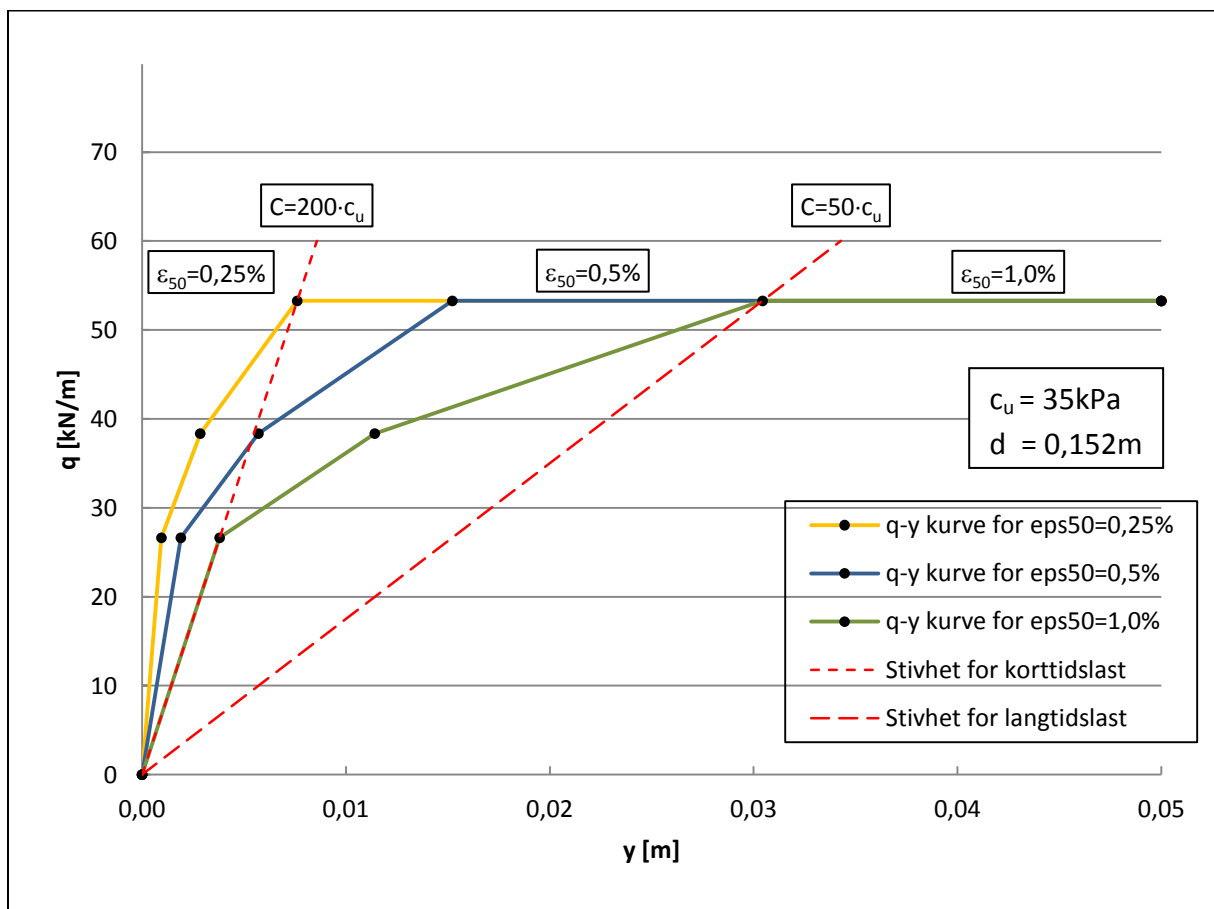
På bakgrunn av dette anbefales en verdi for udrenerte forhold, se likning (50).

Fjærstivheten for langtidsforhold må reduseres på grunn av krypeffekter rundt pelen. Den anbefalte verdien regnes for å være på den sikre siden, se likning (51).

$$C = 200 \cdot c_u \quad (\text{kortidslast}) \quad (50)$$

$$C = 50 \cdot c_u \quad (\text{langtidslast}) \quad (51)$$

Hvorvidt denne verdien for fjærstivheten representerer en initial tangentstivhet på den anbefalte last og deformasjonskurven eller om den representerer en sekantstivhet i nærheten av jordens fulle mobilisering vil avhenge av verdien for ε_{50} , samt q_{ult} . Lave verdier for ε_{50} , samt høye verdier for q_{ult} fører til en stiv oppførsel for den beregnede last og deformasjonskurven. De anslåtte stivhetene som fås i henhold til likning (50) og (51) vil dermed variere i hva de representerer, jfr. Figur 14. Figur 14 viser ulike last og deformasjonskurver for et utvalgt eksempel med gitt pelediameter og udrenert skjærstyrke ved en dybde større enn 8 ganger diameteren.



Figur 14 Ulike q-y kurver ved varierende ε_{50} (Peleveiledningen, 2005)

En må ta hensyn til eventuelle lasteksentrisiteter og initiale utbøyninger som forårsaker andre ordens effekter hos pelen. Den teoretiske knekklasten reduseres derfor i henhold til likning (26). For å kontrollere om de laterale deformasjonene på grunn av andre ordens effekter og forhåndutbøyningene i pelen, ikke overskrider jordens maksimale kapasitet, benytter Pelevedningen (2005) seg av den samme fremgangsmåten som den svenske Pålkommisjonen fremmet i sin rapport 98 (2000). Den definerer den kritiske laterale deformasjonen på bakgrunn av fjærstivheten C fra likningene (50) og (51) samt jordens maksimale kapasitet i henhold til likning (37), se likning (52). Dette betyr at dersom $\Delta\delta$, fra likning (26), er større enn $\Delta\delta_c$, er kapasiteten for pelen overskredet. Det er et sprik mellom stivhetene som fås ved beregning av last og deformasjonskurvene og de bestemt ved likningene (50) og (51) derfor vil det ikke alltid være samsvar mellom $\Delta\delta_c$ og δ_{50} , jfr. Figur 14. På grunn av faren for å overestimere stivhetene ved å benytte en initial stivhet fremfor en sekantstivhet der jorden har nådd sin fulle kapasitet mener Svanø (2007) at verdiene for fjærstivhetene ikke bør økes.

$$\Delta\delta_c = \frac{q_{ult}}{C} \quad (52)$$

$$\delta_c = y_0 + \Delta\delta_c \quad (53)$$

3.4 American Petroleum Institute (2007)

American Petroleum Institute, API, har laget flere veiledninger for design av offshoreanlegg i forbindelse med utvinning av olje og gass. Anbefalingene står sentralt ikke bare i farvannene knyttet til det nordamerikanske kontinentet, men i hele verden og blir også benyttet ved design av konstruksjoner på land. Ved konstruksjon av last og deformasjonskurver er det API, Rapport RP 2A-WSD (2007) som gjelder. Delkapittelet tar for seg anbefalingene som gis av API (2007) samt den teoretiske bakgrunnen for disse anbefalingene.

3.4.1 Last og deformasjonskurven

Anbefalingene til API (2007) tar hensyn til den ikke-lineære oppførselen til jorden. API (2007) baserer sine anbefalinger på arbeider gjort av (Matlock, 1970) og (Reese et al., 1975) på henholdsvis bløt og stiv leire. Begge gjorde fullskala tester av lateralt belastede peler der bøyemomenter i pelen ble beregnet ved bruk av strekkklapper i punkt langs med pelen. Ved kjennskap til momentbelastningen i pelen kunne deformasjoner og reaksjonsspenninger i jorden beregnes ved henholdsvis integrasjon og derivasjon som vist i likning (54) og (55) (Irgens, 2005). Basert på testresultatene ble metoder for bestemmelse av last og deformasjonskurvene utviklet.

$$y(x) = - \iint \frac{M(x)}{EI} dx^2 \quad (54)$$

$$p(x) = - \frac{d^2}{dx^2} M(x) \quad (55)$$

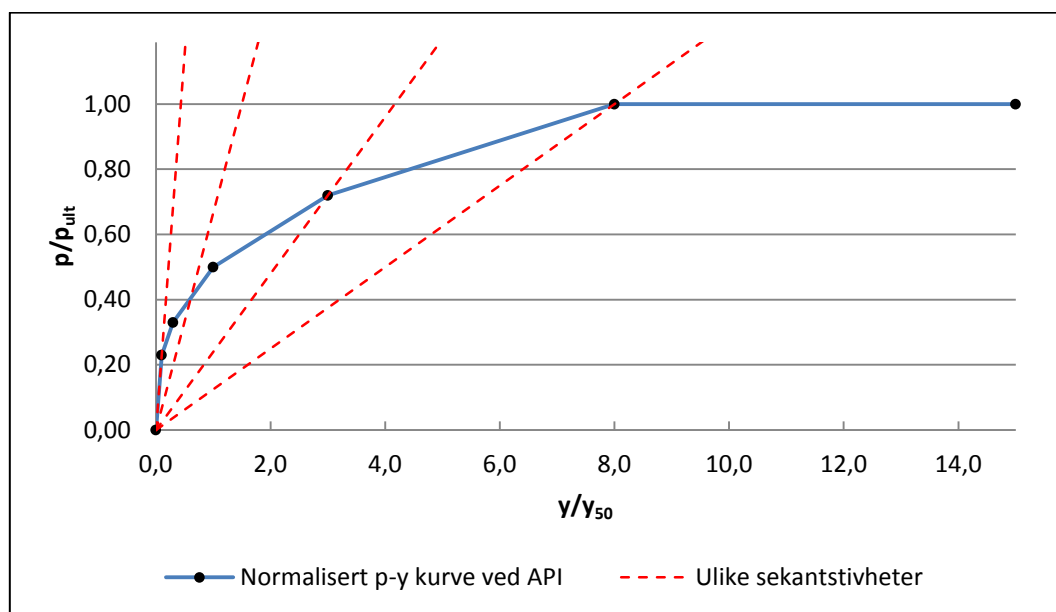
På bakgrunn av forsøkene som ble utført foreslo Matlock (1970) følgende normaliserte sammenheng mellom last og deformasjon, for lateralt belastede peler i bløt leire:

$$\frac{p}{p_{ult}} = 0,5 \cdot \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{1/3} \quad (56)$$

API (2007) baserer seg på denne sammenhengen, men konstruerer last og deformasjonskurver for bløt leire ved å definere 7 diskrete punkt på kurven fra likning (56), se Tabell 3. Da stivheten, C , er en sekantmodul vil den være lineær opp til det første punktet på kurven for siden å avta ikke-lineært, se Figur 15. Størrelsene for maksimal jordreaksjon, p_{ult} , samt tøyning ved 50 % av maksimal styrke, y_{50} , er sentrale for konstruksjonen av last og deformasjonskurvene i henhold til API (2007) som for Peleveiledningen (2005). Det er valgt å ta utgangspunkt i en spenning fremfor en linjelast ved konstruksjonen av kurvene.

Tabell 3 Anbefalte verdier for p-y kurver i henhold til API (2007)

p/p_{ult}	y/y_{50}
0,00	0,0
0,23	0,1
0,33	0,3
0,50	1,0
0,72	3,0
1,00	8,0
1,00	∞



Figur 15 Normalisert last og deformasjonskurve ved API (2007)

3.4.2 Maksimal kapasitet

Som for anbefalingene i Peleveiledningen (2005) varierer reaksjonstallet, N , med dybden pga. at jordens bruddform endres med dybden, se likning (57), (58) og (59). Matlock (1970) baserer valgene sine på arbeidene til blant andre (Broms, 1964), (Skempton, 1951) og McClelland og Focht (1956). Matlock (1970) mener at det er en slags konsensus på at en sirkulær pel ved en betydelig dybde har et reaksjonstall lik 9. Ved terreng sier Matlock (1970) at reaksjonstallet vil variere mellom 2 og 4, men at for en sirkulær pel er det rimelig å anta en verdi på 3. Matlock (1970) beskriver overgangen mellom reaksjonstallet ved terreng til reaksjonstallet ved betydelig dybde med likning (57). Det første leddet beskriver styrken ved terreng og det neste beskriver en lineær økning av kapasiteten pga. økende vertikalspenninger. Det siste leddet er en ren empirisk størrelse som tar hensyn til de geometriske effektene, uavhengig av tyngden av jorden, ved at en beveger seg lengre ned langs med pelen.

$$p_{ult} = 3c_u + \gamma X + J \frac{c_u X}{d} \quad (57)$$

$$p_{ult} = 9 \cdot c_u \quad (X \geq X_R) \quad (58)$$

$$X_R = \frac{6 \cdot d}{\frac{\gamma \cdot d}{c_u} + J} \quad (59)$$

- X: Dybden under terrengoverflaten
- d: Pelens diameter
- J: Dimensjonsløs empirisk verdi, varierer mellom 0,25 til 0,5
- X_R: Dybde for antatt fullstendig horisontal skjærflate

3.4.3 Fjærstivheten

Ved bestemmelse av arbeidskurven frem til brudd baserer Matlock (1970) seg på arbeidene gjort av Skempton (1951). Skempton tar utgangspunkt i sammenhengen mellom elastisitetsmodulen og den udrenerte skjærstyrken for udrenerte leirer. Skempton mener at dette forholdet er innenfor følgende intervall:

$$\frac{E}{c_u} = (50 - 200) \quad (60)$$

Videre benytter Skempton seg av elastisitetsteorien og Hookes lov for en udrenert trykktest med deviatorspenning, $(\sigma_1 - \sigma_3)$, og sekantstivhet, E:

$$\varepsilon = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{E} \quad (61)$$

Likning (61) skrives om, der maksimal deviatorspenning fra laboratorieforsøket er gitt som, $(\sigma_1 - \sigma_3)_t$:

$$\varepsilon = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_t} \cdot \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_t}{c_u} \cdot \frac{1}{\frac{E}{c_u}} \quad (62)$$

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_t}{c_u} = 2 \quad \text{ved} \quad \nu = 0,5 \quad (63)$$

Som da vil gi:

$$\varepsilon = \frac{2}{E} \cdot \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{c_u} \quad (64)$$

Med resultatet fra laboratorieforsøket går Skempton videre i sine utledninger ved å se på det generelle uttrykket for setninger for et fundament. Utgangspunktet for dette uttrykket er:

$$\rho = q \cdot B \cdot I_\rho \cdot \frac{(1 - \nu^2)}{E} \quad (65)$$

- ρ : Setninger under et fundament
- q : Fundamenttrykk
- q_t : Deviatorspenning
- B : Bredden av fundamentet
- I_ρ : Korreksjonsfaktor som avhenger av formen og stivheten til fundamentet
- ν : Tverrkontraksjonskonstanten
- E : Elastisitetsmodulen, Young's Modulus.

En omforming av likning (65) fører til følgende:

$$\frac{\rho}{B} = \frac{q}{q_t} \cdot \frac{q_t}{c_u} \cdot I_\rho \cdot \frac{(1 - \nu^2)}{E} \quad (66)$$

Ved udrenerte forhold er $\nu=0,5$, for et stivt sirkulært fundament er $I_\rho=\pi/4$, fra laboratorietester som er gjort på omrørt London-leire viser Skempton (1951) i tillegg at forholdet mellom q_t/c_u er lik 6,8. Det vil da gi:

$$\frac{\rho}{B} \approx \frac{4}{E} \cdot \frac{q}{q_t} \quad (67)$$

Skempton sier at forholdet mellom korreksjonsfaktoren, I_ρ , og reaksjonstallet, N , kan antas å være konstant og derfor kan likning (67) benyttes for alle fundamentdybder. Når en så kombinerer styrke og stivhetsegenskapene fra laboratorieforsøket med de ovenstående setningsberegningene fås følgende uttrykk til slutt:

$$\rho = 2 \cdot \varepsilon \cdot B \quad (68)$$

Dette uttrykket benytter Matlock (1970) seg av når last og deformasjonskurven skal beregnes, men Matlock (1970) modifierer uttrykket ved å endre konstanten fra likning (68) til 2,5. API (2007) og Matlock (1970) gir derfor følgende:

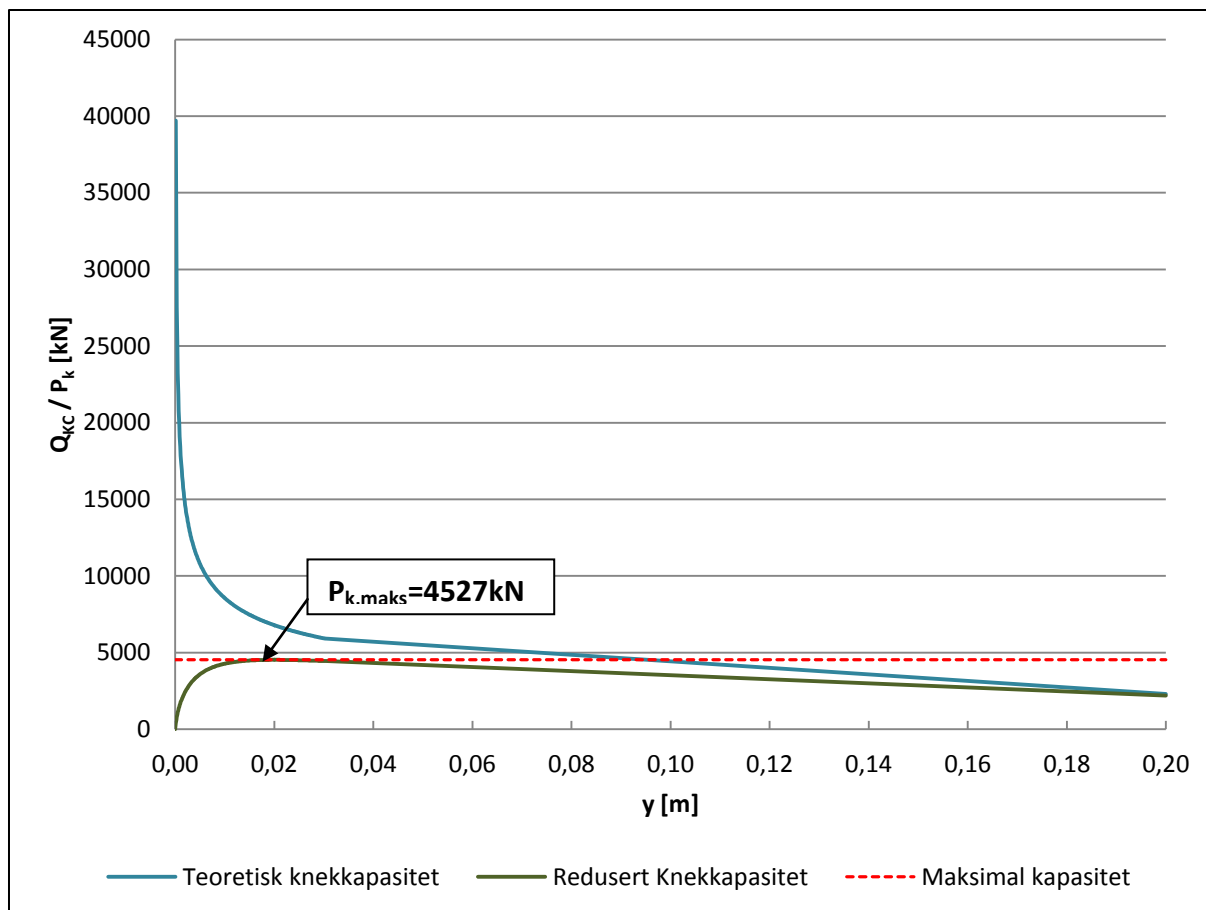
$$y_{50} = 2,5 \cdot \varepsilon_{50} \cdot d \quad (69)$$

3.4.4 Knekkapasitet

Det gis ingen anbefalinger for beregning av knekkapasiteter ved API (2007). Last og deformasjonskurven er som tidligere nevnt ikke-lineær og dersom en skal benytte seg av sekantstivhetene som oppnås ved kurvene til API, samt likningssettet beskrevet i Kap. 2, er en nødt til å iterere seg frem til en endelig knekkapasitet. En metode som kan benyttes er en prosedyre foreslått av Athanasiu (Multiconsult, 2011):

1. Konstruer en p-y kurve for den dybden som representerer det svakeste laget og en tykkelse større eller lik pelens knekk lengde.
2. Velg et punkt på p-y kurven og beregn sekantstivheten C for dette punktet.
3. Beregn teoretisk knekkapasitet, $P_{k,t}$, likning (15).
4. Beregn redusert knekkapasitet, P_k , som følge av andre ordens effekter, likning (26).
5. Gjenta punkt 2 til 4 til hele p-y kurven er dekket.
6. Den reelle knekkapasiteten kan ikke beregnes større enn $P_{k,max}$, jfr. Figur 16.

Beregningene etter den ovennevnte iterative prosedyren for et utvalgt eksempel er vist i Figur 16. De valgte inputverdiene er gitt i Tabell 4. Metoden kan brukes for tilfeller med homogene grunnforhold. Dersom jorden har en viss lagdeling er det nødvendig å konstruere last og deformasjonskurver for hvert lag, jfr. Figur 11. I slike tilfeller kan visse numeriske dataverktøy være til stor hjelp da programmene tillater at en angir ulike last og defromasjonskurver for de modellerte fjærene langs med hele pelens lengde. Et eksempel på et slikt program er PileStab (Multiconsult, 1996).



Figur 16 Knekkapasitet ved p-y kurvene til Matlock (1970) og API (2007)

Tabell 4 Inputverdier for beregning av knekkapasitet

Notasjon	Verdi	Enhet
L	20	m
d	0,152	m
E_s	2,10E+08	kN/m ²
I_d	2,63E-05	m ⁴
EI	5,53E+03	kNm ²
c_u	35	kPa
ε_{50}	1	%
N	9	
y_0	0,01	m

3.5 Underestimering av p_{ult}/q_{ult} og stivheten C

De ovenstående anbefalingene baserer seg på gamle arbeider og begrensede resultat fra feltforsøk. Senere publikasjoner diskuterer om det fortsatt er riktig å støtte seg til disse arbeidene. Forskere har foreslått moderasjoner til de allerede etablerte metodesettene og andre har foreslått helt nye fremgangsmåter. Arbeidene baseres enten på empiriske kurvetilpasninger fra fullskala feltforsøk eller forsøk med sentrifugemodeller, teoretiske utledninger ved elastisitets- og plastisitetsteori, eller analyser ved element- eller differansemetoden. Funnene spriker noe i sine anbefalinger, jfr. Tabell 5 og Figur 23.

Tidlige arbeider av McClelland og Focht (1956), Broms (1964), Matlock (1970) og Reese et al. (1975) baserer seg på forenklete teoretiske modeller, jfr. avsnitt 3.1 og empiriske vurderinger ved bestemmelse av reaksjonstallet, N. Matlock (1970) antar en helt glatt peleoverflate det vil si at det ikke er noe samvirke mellom pel og jord (ingen adhesjon), verken på framsiden eller baksiden av pelens laterale forskyvning. Eventuelle mobiliserte skjærkrefter ved overgangen jord/pel er derfor neglisjert. I tillegg er det ikke tatt hensyn til om leiren kan ta strekk eller sug, slik at eventuelle strekkbrudd på baksiden av den horisontale forskyvningen av pelen er forhindret. Allikevel er det fremdeles dette arbeidet som veier tyngst ved anbefalingene som gis i både Peleveiledningen (2005) og API (2007).

Utfordringene ved å danne et felles metodesett på bakgrunn av relativt få tester med lite varierende grunnforhold er mange. Kodikara et al. (2010) påpeker at de eldre arbeidene sier for lite om jordens initiale stivhet ved beregning av last og deformasjonskurven. Metodesettet for beregning av kurvene for bløt leire anbefalt av Matlock (1970) menes å være altfor enkle og tar ikke hensyn til jordens skjærmodul, adhesjon, strekkspenninger, tverrkontraksjonen og det initiale spenningsnivået. I stedet for å støtte seg på funksjonsparametrene i likning (70) som Matlock (1970) gjør, har Kodikara et al. (2010) satt opp en generell funksjon for utvikling av last og deformasjonskurvene ved likning (71). En nærmere beskrivelse av konstruksjonen av kurvene til Kodikara et al. (2010) kan studeres i vedlegg A.

$$y_{50}, p_{ult} = f(d, N, c_w, \varepsilon_{50}) \quad (70)$$

$$y_e, y_u, K_i = f(G, D, v_s, |\sigma_t| + \sigma_0, c_w, c_i) \quad (71)$$

- y_e : Overgangen mellom lineært og ikke lineært deformasjonsforløp
- y_u : Deformasjon ved brudd i jorden
- K_i : Lineær elastisk stivhet
- D : Pelediameteren
- v_s : Tverrkontraksjonskonstanten
- σ_t : Kapasitet for strekkspenning
- σ_0 : Initial vertikalspenning
- c_i : Adhesjon ved grensesjiktet pel-jord

Stevens og Audibert (1979) diskuterer hvorvidt metodesettene til Matlock (1970) og Reese et al. (1975) er korrekte. Studiet ser på flere felttester og har sammenliknet resultatene ved metodesettet anbefalt av Matlock (1970). De har observert høyere reaksjonstall, N , enn det som anbefales. Deformasjonen ser ut til å være proporsjonal med kvadratroten av diameteren og ikke diameteren alene slik det opprinnelig er foreslått. I tillegg synes bøyemomentene i pelen å være høyere enn det som beregnes. Dette samsvarer med de to ovennevnte funnene da disse vil føre til et stivere system enn først antatt. I testen Matlock (1970) utførte ble det benyttet en pel med diameter på 0,342m. En moderasjon av likning (69) er derfor foreslått, se likning (72). Likning (72) er ikke korrekt hva angår benevning, men Stevens og Audibert (1979) aksepterer dette da uttrykket regnes å være en empirisk størrelse.

$$y_{50} = 2,5 \cdot \varepsilon_{50} \cdot \left(\frac{d}{0,342} \right)^{0,5} \cdot 0,342 = 1,423 \cdot \varepsilon_{50} \cdot d^{0,5} \quad (72)$$

Sullivan et al. (1980) aksepterer løsningene til Matlock (1970) og Reese et al. (1975) for henholdsvis bløt og stiv leire, men studiet forener arbeidene til en såkalt "Unified Method" og det er ikke gjort spesielle nye funn. Valg av nødvendige konstanter som må benyttes ved metodesettet baserer seg på leiren på teststedene til Matlock (1970) og Reese et al. (1975). Om jordparametrene for en ny beregning ikke stemmer overens med parametrene fra testene anbefales det å gjøre ingeniørmessige betraktninger for eventuelle andre valg av konstantene. Likningene (73) til (76) viser hvordan Sullivan et al. (1980) har satt opp sin metode.

$$y_{50} = A \cdot \varepsilon_{50} \cdot d \quad (73)$$

$$p_R = p_{ult} \cdot \left\{ F + (1 - F) \frac{z}{12d} \right\} \quad \text{for } z < 12d \quad (74)$$

$$p_R = p_{ult} \quad \text{for } z > 12d \quad (75)$$

$$p_{ult} = N \cdot c_u \quad (76)$$

- A: Konstant velges fra tabell eller ingeniørbetraktninger
- F: Konstant velges fra tabell eller ingeniørbetraktninger
- p_R : Maksimal jordreaksjon

Randolph og Houlsby (1984) utleder en teoretisk løsning for maksimal jordreaksjon ved laterale forskyvninger med klassisk plastisitetsteori. Det benyttes et nedre og et øvre grenseteorem som sammenfaller, og det hevdes derfor at det er funnet en eksakt løsning. Det er funnet ulike løsninger for en glatt overflate og en ru overflate. Forskjellen skyldes at ved en ru overflate vil det mobiliserte området i jorden ha en større utstrekning. Randolph og Houlsby (1984) ser på effektene av kavitasjon rundt pelen og foreslår et reaksjonstall, N , i henhold til likning (77) ved slike forhold.

$$N = 7 + \frac{\sigma_{h0}}{c_u} \quad (77)$$

Da det vil være vanskelig å fastslå den reelle ruheten mellom jord og pel foreslår Randolph og Houlsby (1984) følgende reaksjonstall ellers:

$$N = 10,5 \quad (78)$$

Murff og Hamilton (1993) og (1995) bekrefter at kurvene til Matlock (1970) er konservative. De etablerer en modell i forbindelse med et parameterstudie med hensyn på lagdeling i jorden, varierende styrke med dybden, jord-pel adhesjon, sug, samt ulike grensebetingelser. Utledningene baseres på et øvre grenseteorem i henhold til plastisitetsteorien. I tillegg er det gjort sentrifugetest for verifisering av teorien. Studiet utført i 1993 viser at effekten av full adhesjon foran pelen utgjør en forskjell på omtrent 20-30 % i motstandevnen. Dersom en har sug kan dette doble motstandevnen og det vil resultere i en grunnere overgang til en plan tøyningstilstand. Gjennomsnittsverdien av reaksjonstallet fra den teoretiske modellen er rundt, $N=11$. Studiet utført i 1995 kom frem til en gjennomsnittsverdi for reaksjonstallet fra sentrifugetestene til å være, $N=11,5$. I tillegg bekrefter sentrifugetestene at plan tøyning oppnås nærmere terrengoverflaten enn Matlock (1970) anbefaler. Årsaken menes å være adhesjon og sug i grensesjiktet pel-jord. Formen på de oppnådde last og deformasjonskurvene er ellers lik de beregnede og det er ikke foreslått noen endringer på dette punktet. De normaliserte kurvene fra sentrifugetestene viser en noe stivere oppførsel ved små dybder enn for kurvene til Matlock (1970) og en noe mykere oppførsel enn for kurvene til Matlock (1970) ved større dybder.

Jeanjean (2009) påpeker at anbefalingene som til dags dato har vært rådene er uforandret siden 1973 på tross av at det finnes nok av data som tilsier at disse anbefalingene både er for konservative og foreslår en for myk oppførsel i forhold til virkeligheten. Jeanjean (2009) nevner arbeidene til blant andre Stevens og Audibert (1979), Randolph og Houlsby (1984), og Murff og Hamilton (1993). Arbeidene til Jeanjean (2009) beskriver både analyser ved elementmetode samt sentrifugetest. Oppnådde gjennomsnittsverdier for reaksjonstallet var som følger: $N_{FEM}=12,7$, $N_{sentr.}=13,4$. På bakgrunn av resultatene er en modifisert fremgangsmåte av Murff og Hamilton (1993) foreslått for bestemmelse av reaksjonstallet, se likning (79). Ved alle sentrifugetestene ble det observert full adhesjon for dybder større enn én diameter. For å kompensere for den antatt for myke oppførselen til kurvene til Matlock (1970) er det foreslått en ny fremgangsmåte inspirert av en løsning først foreslått av O'Neill et al. (1990), se likning (80). Ved en nærmere beskrivelse av konstruksjonen av last og deformasjonskurvene til Jeanjean (2009) se vedlegg B.

$$N = 12 - 4 \cdot e^{\left(-\frac{\xi \cdot z}{d}\right)} \quad (79)$$

$$\frac{p}{p_{ult}} = \tanh \left[\frac{G_{max}}{100 \cdot c_u} \cdot \left(\frac{y}{d}\right)^{0,5} \right] \quad (80)$$

- ξ : Dimensjonsløs størrelse som avhenger av om c_u øker med dybden
- G_{max} : Initial skjærmodul

Zhang og Ahmari (2011) har utviklet enda en ny metode for etablering av last og deformasjonskurver. Metoden baseres på analyser ved elementmetode samt tilbakeregning av allerede utførte tester i fullskala. Valget for reaksjonstallet, N, er en gjennomsnittsverdi av allerede publiserte arbeider som tar for seg lateralt belastede peler. Den store forskjellen fra dette studiet og de allerede nevnte studiene er at Zhang og Ahmari (2011) forsøker å ta hensyn til skjærspenningene som mobiliseres ved pelespissen. Studiet vil ikke utdypes noe nærmere i denne oppgaven.

Tabell 5 Oversikt over ulike foreslåtte reaksjonstall, N, ved forskjellige arbeider

Årstall	Forfatter	Reaksjonstall ved terreng	Reaksjonstall i dybden
1956	McClelland og Focht	-	11
1964	Broms	3	9
1970	Matlock	3	9
1975	Reese et al.	2	11
1979	Stevens og Audibert	4,83	12
1980	Sullivan et al.	2	9
1984	Randolph og Houlsby	2	9,14 (glatt overflate)
1984	Randolph og Houlsby	3,57	11,94 (ru overflate)
1984	Randolph og Houlsby	-	10,5 (uavhengig av ruhet)
1993	Murff og Hamilton	-	9 (glatt overflate)
1993	Murff og Hamilton	-	12 (ru overflate)
2005	Peleveiledningen	5	10
2009	Jeanjean	8	12
2010	Kodikara et al.	-	9,3 (glatt overflate)
2010	Kodikara et al.	-	12 (ru overflate)
2011	Zhang og Ahmari	2,5	N_{maks} varierer med γ' , D, c_u og z

4 Modellforsøk

I arbeidet med oppgaven er det valgt å gjøre et stort modellforsøk ute i felt for å utfordre etablerte metodesett ved bestemmelsen av jordens sidestøtte i beregningene for mulig knekning av peler i bløt jord. Kapittelet vil ta for seg beskrivelse av selve forsøket og grunnforholdene i det gjeldende området. Samtidig vil ulike beregnede last og deformasjonskurver i henhold til de ulike fremgangsmåtene som tidligere er beskrevet i oppgaven, gjennomgås før resultatene fra modellforsøket legges frem.

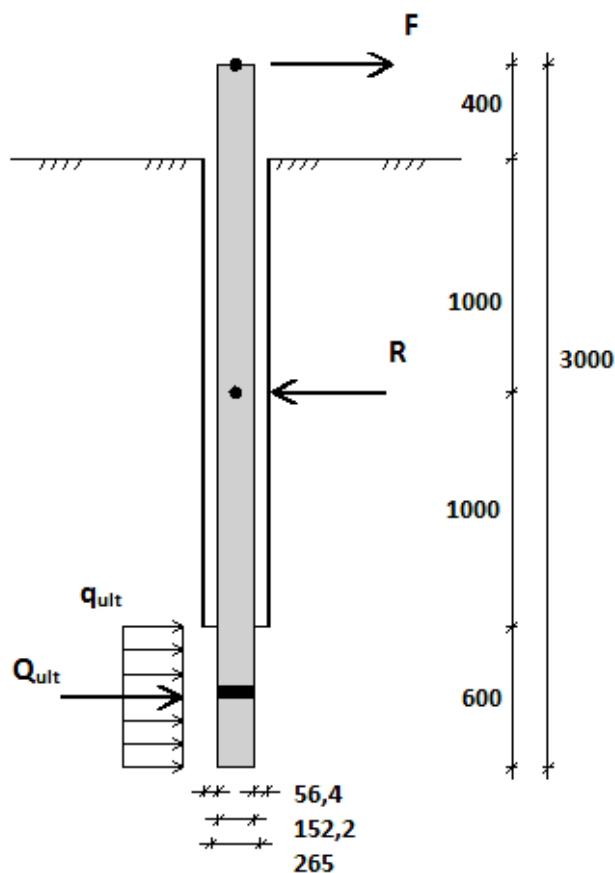
4.1 Forsøksbeskrivelse

Et 3m langt stålrør er installert til en dybde 2,6m under terreng med 0,6m av den nedre delen, nede i et lag med homogen bløt leire. I toppen av røret er røret belastet med en horisontal last. 1,4m nedenfor lastpåføringen er røret installert med et ledd som det kan rotere rundt. Dermed "sparker" røret ut i den delen som står i leiren. Det er installert et stålrør av en større dimensjon i de øverste 2m som sørger for at det indre røret, testrøret, ikke har noen sidestøtte i den øvre delen. I tillegg fungerer det ytre røret, casingen, som støtte og mothold for rotasjonspunktet, og oppheng for testrøret. Testrøret veier rundt 170kg, og for at ikke røret skal synke når det er satt ned i leiren på grunn av egenvekt er det hengt opp på casingen med kjetting. Den horisontale lasten påføres ved å trekke med boreriggen til NTNU. Ved manuell regulering trekker bor åket vertikalt, en vaier vil overføre lasten fra bor åket til testrøret, vaieren taljes om slik at trekraften blir horisontal ved testrøret. For å oppnå en langsam og jevn lastpåføring reduseres hastigheten for lastpåføringen ved å bygge et 1:2 taljesystem. Det er ønskelig å påføre lasten slik at deformasjonshastigheten holder seg konstant rundt 1cm/min. Boreriggen forankres i et kraftig tre slik at tilstrekkelig mothold sikres. Se Figur 17 for prinsipptegning av forsøket samt vedlegg C og J for flere illustrasjoner. Den nedre delen av stålrøret som står i leiren er instrumentert med en lastcelle 2 x diameteren ovenfor spissen av røret, se Figur 18. Den laterale reaksjonsspenningen i leiren antas å ha en tilnærmet konstant fordeling over hele lengden. Det er i tillegg holdt kontroll på last og deformasjon over terreng ved å montere en lastcelle i lastpåføringspunktet samt to deformasjonsmålere, en som er montert i høyde med lastpåføringspunktet og en som er montert på casingen. Ved moment- og kraftlikevekt, og ved å ha kjennskap til stivheten til testrøret, kan deformasjonene i leiren beregnes. På denne måten oppnås det last og deformasjonskurver med et modellforsøk i bløt leire.

En stor utfordring ved modellforsøket er selve installasjonsprosessen. Det er viktig å unngå for store skjevheter ved det statiske systemet, i tillegg er det ønskelig at leiren som skal testes er så urørt som mulig. Kvaliteten på arbeidet under installasjonsprosessen avgjør om kraftkomponentene har den retningen det er forespeilet på papiret. For å unngå at leiren blir veldig omrørt installeres testrøret ved å først presse ned et annet åpent rør, et installasjonsrør, i senter av casingen til en dybde på 2,6m med en diameter på 150mm. Dette røret tømmes for massene som står inne i det, og røret trekkes opp. I hullet som står igjen

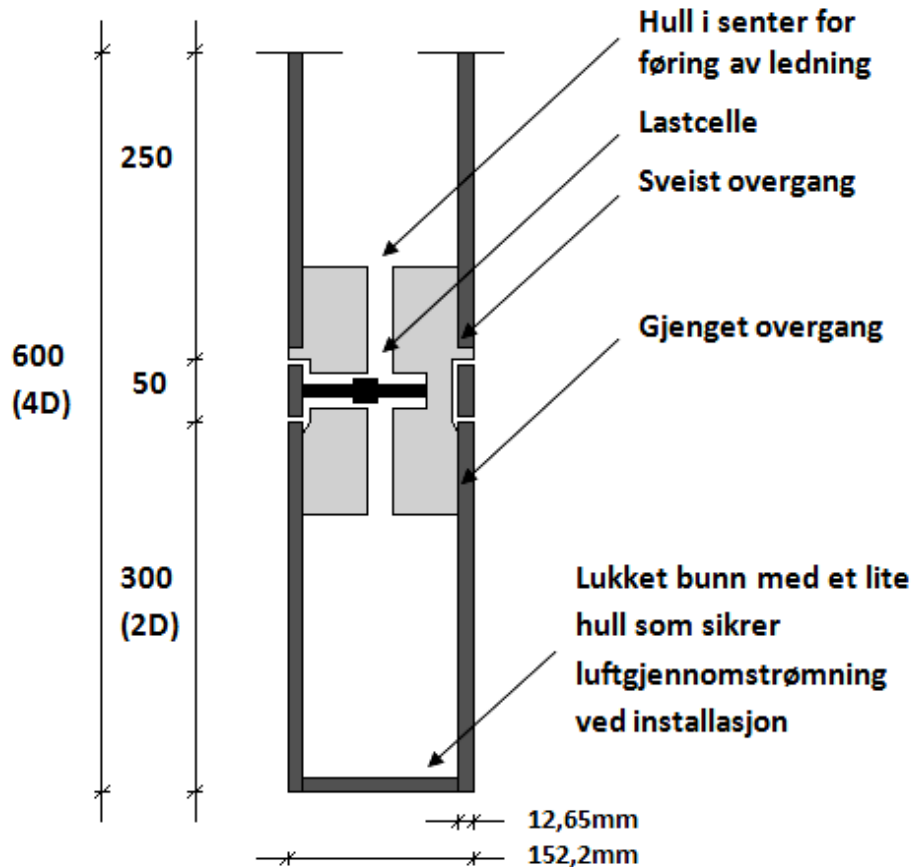
installeres testrøret. Det bores et lite hull i spissen av testrøret slik at det skal være fri luftgjennomstrømning ved installasjon. Se vedlegg J for ytterligere beskrivelse av installasjonsmetoden.

Etter at testrøret er installert vil det være hensiktsmessig å vente en tid slik at poreovertrykket som vil oppstå under installasjonen har dissipert. Det er benyttet sylindrisk kavitasjonsteori og Terzaghi's ukopplede differensiallikning for en sylindrisk konsolideringsanalyse i beregningene av nødvendig konsolideringstid. For utregningene av fordelingen av poreovertrykket henvises det til vedlegg D. Nødvendig tid før 90 % av poreovertrykket er dissipert er anslått til å være rundt 3 døgn.



Figur 17 Prinsipp tegning av modellforsøket

Instrumenteringen av testrøret i nedre del er bygd inn med en massiv bolt som er frest ut og tilpasset slik at lastcellen kan stå inne i denne. Den øvre delen av bolten er sveist fast til røret, det er laget gjenger på den nedre delen og bunnstykket av røret kan skrues på etter montering av lastcellen. Den ene enden av lastcellen er skrudd fast i bolten, mens den andre enden er skrudd fast i en løs ring, måleringen, mellom den øvre og nedre delen av testrøret. Lastcellen vil måle resultantkraften som virker på måleringen, se også Figur 18.



Figur 18 Prinsipp av rørinstrumentering i nedre del

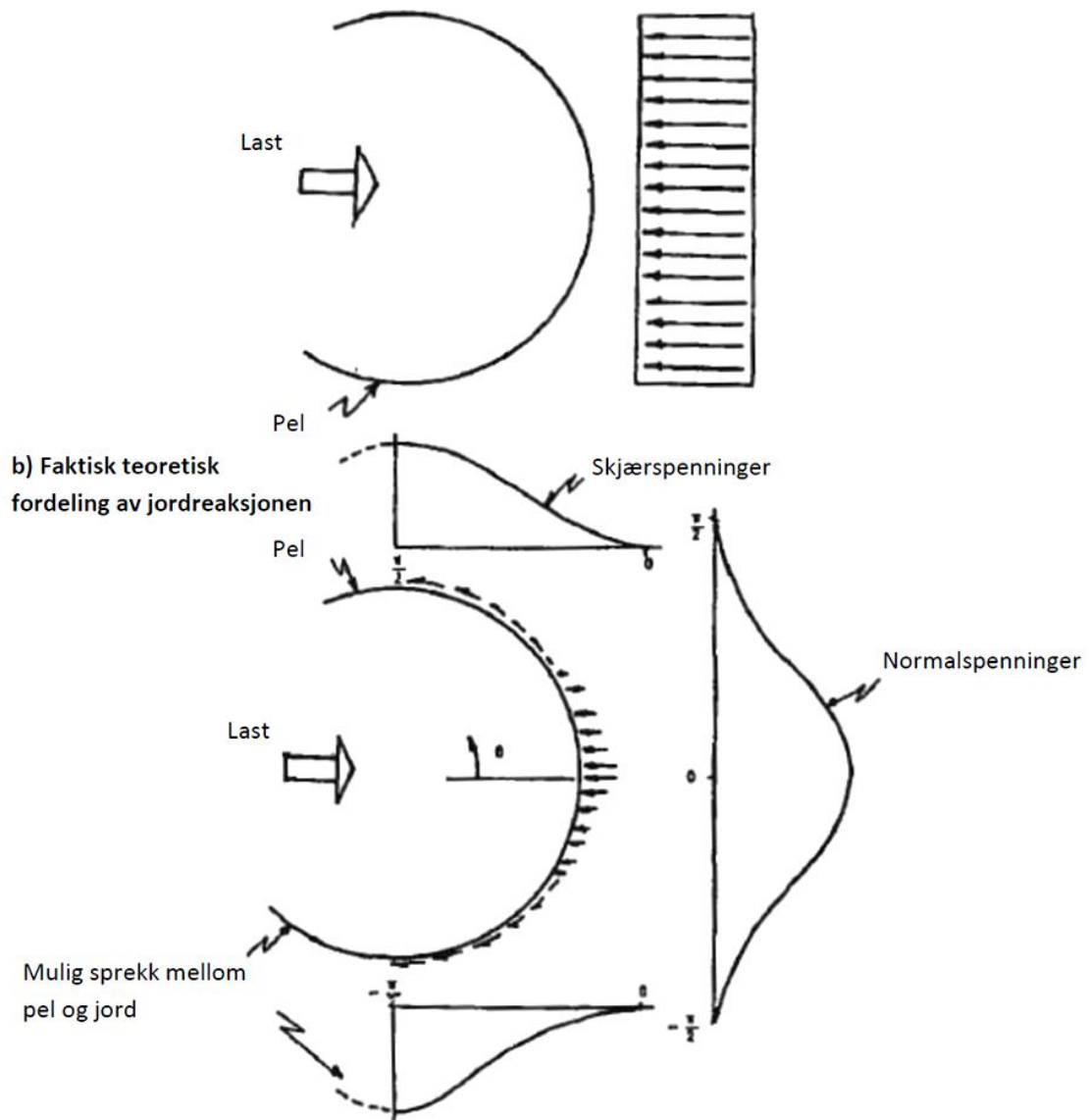
Reaksjonslasten, q , tilnærmes ved å fordele den målte kraften i lastcellen i leiren over høyden av måleringen i henhold til Winklers hypotese (1876). Denne tilnærmingen representerer ikke det virkelige lastbildet, da dette vil bestå av både normalspenninger og skjærspenninger, jfr. Figur 19. Poenget med den løse måleringen er at denne måler både skjær- og normalspenningene som virker i dette snittet. Problematikken som Smith (1987) tar opp ved benyttelse av en ren trykkmåler vil dermed unngås.

De resterende måleinstrumentene er enklere i sin installasjon. Lastcellen ved lastpåføringen er koblet inn som et mellomstykke på vaieren som overfører lasten. Deformasjonsmålerne som benyttes er såkalte trådmålere og disse er skrudd fast på et eksternt stativ med trådene festet på henholdsvis testrøret i høyden for lastpåføringen og i toppen av casingen.

Det er laget et program i LabVIEW 2011 for registrering av måledataene fra de to lastcellene og de to deformasjonsmålerne.

a) Forenklet fremgangsmåte,
Winklers hypotese

Uniform spenning, p



Figur 19 Prinsipp for spenningsfordeling rundt en pel (Smith, 1987)

4.2 Felt og laboratorieundersøkelser

I forkant av modellforsøket er det gjort omfattende grunnundersøkelser for grundig bestemmelse av grunnforholdene på stedet for modellforsøket.

4.2.1 Befaring og bakgrunnsmateriale

Gunnar Winther og undertegnede var på befaring onsdag 7. mars på Dragvoll og Tiller. Målet med befaringen var å finne et egnet sted for det gjeldende modellforsøket. Forholdene på Dragvoll og Tiller ligger godt til rette for feltarbeidene da NTNU har gode avtaler på begge steder og kan dermed styre feltarbeidet uten videre byråkrati.

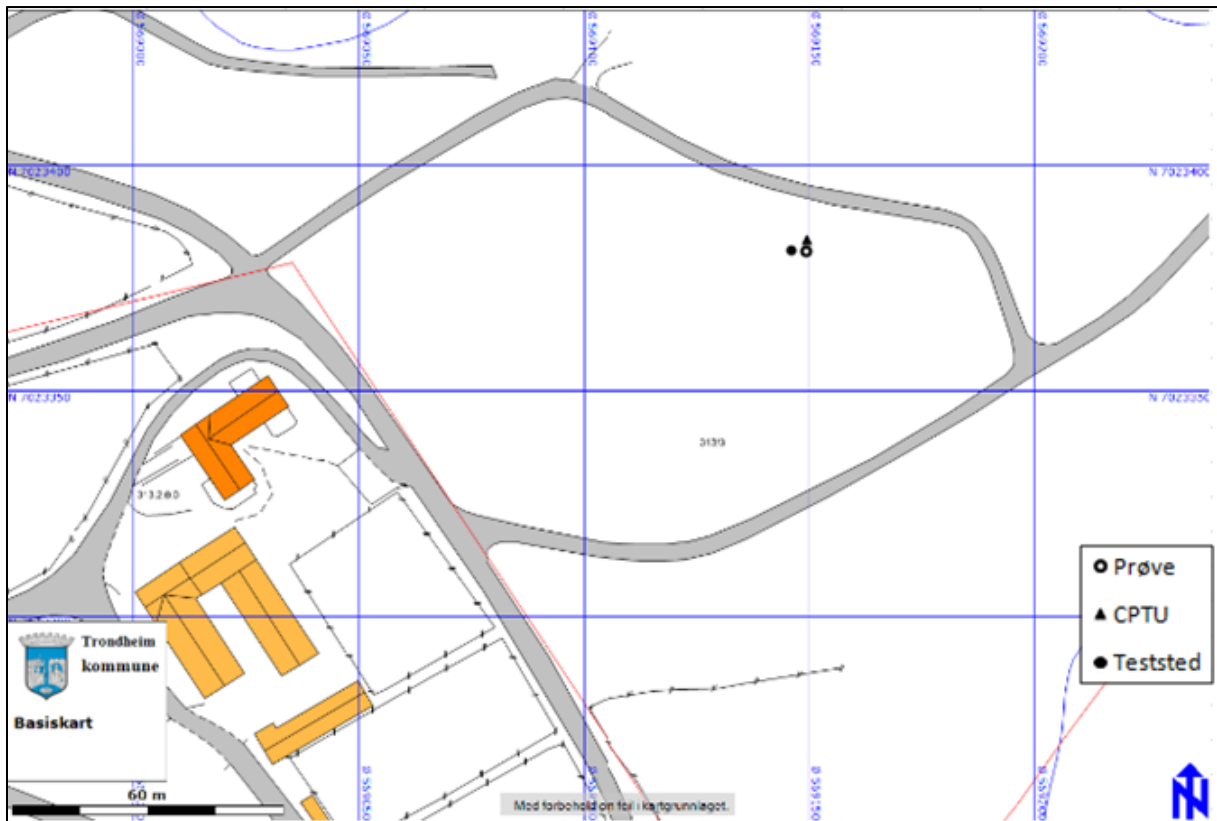
På Dragvoll ligger det bløte masser nesten helt oppe i dagen og NTNU Geoteknikk har allerede gjort en del grunnundersøkelser i forbindelse med tidligere skoleoppgaver (Aunaas, 2006, Aunaas, 2007). Problemet for det gjeldende forsøket er at massene er svært sensitive. Dette vil komplisere modellforsøket, både for omrøringen av massene som vil forekomme under installasjon av forsøket, men også med tanke på omrøringen som vil forekomme under utføringen av selve belastningsforsøket.

På Tiller finnes det også bløte masser. NTNU Geoteknikk bruker blant annet området for prøveopptaking i forbindelse med laboratorieundersøkelser som elever ved NTNU Geoteknikk skal igjennom (NTNU Faggruppe Geoteknikk, 1982, Sandven, 1990). Jordprofilen på Tiller består av et øvre lag med torv og myr, deretter et lag med ikke-sensitiv siltig leire, før en kommer ned til en bløt og svært sensitiv leire på rundt 7-8m. Det antas at de øvre leirlagene er tilstrekkelig bløte til at det kan være mulig å utføre feltforsøkene i dette området.

Etter befaringen ble det besluttet at det vil være fordelaktig å gjøre grunnundersøkelser for et utvalgt punkt på Tiller. Grunnundersøkelsene vil inkludere CPTU og en kontinuerlig serie med prøvetaking (54mm) ned til en dybde på 4m, se Figur 20 og Figur 21 for oversiktskart over grunnundersøkelsene.



Figur 20 Oversiktskart, EUREF89 UTM32Utv (Trondheim Kommune, 2012)



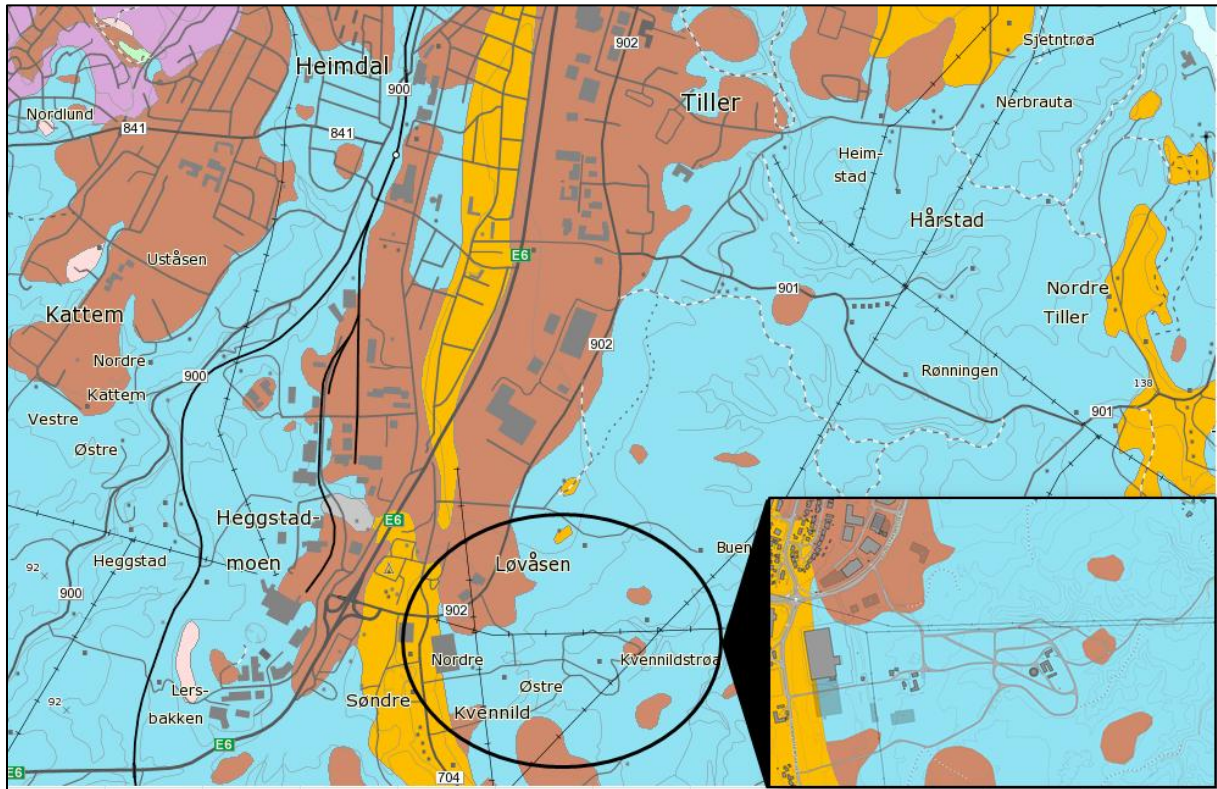
Figur 21 Borpunkter, EUREF89 UTM32Utv (Trondheim Kommune, 2012)

Tabell 6 Koordinater for borpunktene ved EUREF89 UTM32Utv og NN1954

	Nord	Øst	Høyde
Prøve	7023381,542	569149,124	130,610
CPTU	7023384,115	569149,243	130,202
Teststed	7023381,892	569145,786	129,074

4.2.2 Grunnforhold

Det gjeldende området er et lite skogsområde. Det øverste laget av jordprofilen består av vegetasjon, torv og myr. Fra omtrent 1,5m består området av et tykt avsatt lag av marin leire jfr. Løsmassekartet til NGU i Figur 22 samt tidligere undersøkelser utført av NTNU Geoteknikk (NTNU Faggruppe Geoteknikk, 1982, Sandven, 1990). Ved en dybde på ca. 7,5m er leiren sensitiv. Det antas hydrostatisk vanntrykk med grunnvann i høyde 0,5m under terreng.



Figur 22 Løsmassekart fra NGU, WGS84 Sone 33 (NGU, 2011)

4.2.3 Feltundersøkelser

Borpunkter

Borpunktene som er utført i forbindelse med forsøket er oppsummert i Tabell 6 og Figur 21. Målingene er utført ved GNSS apparatur, og med kontakt til Kartverkets nett av basestasjoner ved navn "GS1015 CPOS NTRIP" er det oppnådd sanntid innmåling av punktene.

Prøvetaking

Den 8. mars 2012 ble det tatt fire kontinuerlige prøveserier fra terreng og ned til en dybde på 4m.

Den første prøveserien ble ikke fullstendig, det manglet omtrent 35cm, pga. at det oppsto problemer med å skyve prøvesylinderen ned uten at stampelet beveget seg. Sannsynlige årsaker til det er at massene i toppen består av grovere masser som inneholder røtter. Dette resulterte i at toppen av prøven er blitt noe komprimert samtidig som toppen i tillegg bestod av isholdige masser som smeltet bort når prøven ble tatt med innendørs. De andre prøvene ble tatt opp uten de store problemene.

CPTU

Den 16. mars 2012 ble det gjennomført en CPTU ved siden av hullet der det tidligere er tatt opp sylinderprøver. Det ble undersøkt fra 80cm til omtrent 5m. De første 80cm ble forborret. Under forsøket virket alt tilsynelatende godt.

Ved nærmere studier av resultatene ser det ut som verdiene for spissmotstanden er fornuftige sammenliknet med andre CPTU tester som er gjort i området av NTNU Geoteknikk tidligere. Verdiene som er oppnådd for poretrykket virker derimot ikke spesielt gode. Her må det benyttes en $N_{\Delta u}$ lavere en 1 for å få fornuftig samsvar med andre resultat for udrenert skjærstyrke. Årsaken til de tilsynelatende lave poretrykkene vites ikke. Liknende problemer er ikke tidligere observert i følge boreleder Gunnar Winther. Se vedlegg F.

4.2.4 Laboratorieundersøkelser

Rutineundersøkelser

Det er gjort rutineundersøkelser for alle 4 prøver. Vanninnhold, konus fall test, gjennomsnittlig densitet og densitet liten ring er testet for alle prøver. Enaksial test, plastisitetsgrenser er testet for de 3 dypeste prøvene. Der det er gjort enaksial test oppnås brudd innen 5 % tøyning for de fire dypeste prøvene, noe som tyder på en god prøve kvalitet. Derimot opptrer brudd ved rundt 8 % tøyning for de to grunneste prøvene, og dette tyder på noe forstyrret prøve kvalitet (Sandven, 2010). Grunnet feil er dataene for plastisitetsgrensene ikke registrert for prøven fra 2,75m. Resultatene er samlet i vedlegg G.

Treaksialforsøk

Det er gjort to treaksialforsøk, et på en prøve fra 2,50m og et på en prøve fra 3,50m. Forsøk 1 fra 2,5m forløp seg veldig fint og prøve kvaliteten var av akseptabel karakter. For Forsøk 2 fra 3,5m oppsto det problemer under konsolideringen på grunn av feilkjøring av testen og prøven endte med å være av forstyrret karakter (Sandven, 2010). Allikevel er begge forsøkene benyttet ved tolkningen av styrkeparametrene. Resultatene er samlet i vedlegg H.

Ødometerforsøk

Det er gjort to ødometerforsøk, et på en prøve fra 2,45m og et på en prøve fra 3,30m. Med tanke på det utpressede porevannet ser den grunneste prøven ut som den beste. I tillegg har den et mer markant skille mellom det overkonsoliderte og det normalkonsoliderte området. Resultatene er samlet i vedlegg I.

4.2.5 Tolkning

Designparametrene som er valgt for leiren mellom 0-5m under terreng er listet i tabellen nedenfor. Tidligere, samt nye felt og laboratorieundersøkelser er lagt til grunn for tolkningen (NTNU Faggruppe Geoteknikk, 1982, Sandven, 1990). Den siltige leiren kan karakteriseres som middels bløt og relativ homogen i de relevante dybdene for modellforsøket.

Grunnforholdene er vurdert å oppfylle kravene som var satt på forhånd ved utformingen av gjeldende oppgave.

Tabell 7 Designparametre for 0,0-2,0m dybde

Torv, myr og tørrskorpe	Verdi	Enhet
γ	19,0	kN/m ³
γ'	9,0	kN/m ³
w	31,0	%
c_u	90,0	kPa
s_t	4,0	-

Tabell 8 Designparametre for 2,0-5,0m dybde

Siltig Leire	Verdi	Enhet
γ	19,0	kN/m ³
γ'	9,0	kN/m ³
w	34,0	%
c_u	35,0	kPa
s_t	13,0	-
w_l	38,0	%
w_p	24,0	%
I_p	14,0	%
n	0,49	-
e	0,96	-
a	8,0	kPa
φ	34,5	°
$\tan \varphi$	0,687	-
E_{50}	5700	kN/m ²
ε_{50}	0,55	%
G_{50}	1867	kN/m ²
ν		-
M_{OC}	5400	kN/m ²
m_{NC}	14,0	-
p_c'	225	kPa
OCR	9,0	-
c_v	14,5	m ² /år
k	$5,0 \cdot 10^{-2}$	m/år

4.3 Forventede krefter på systemet

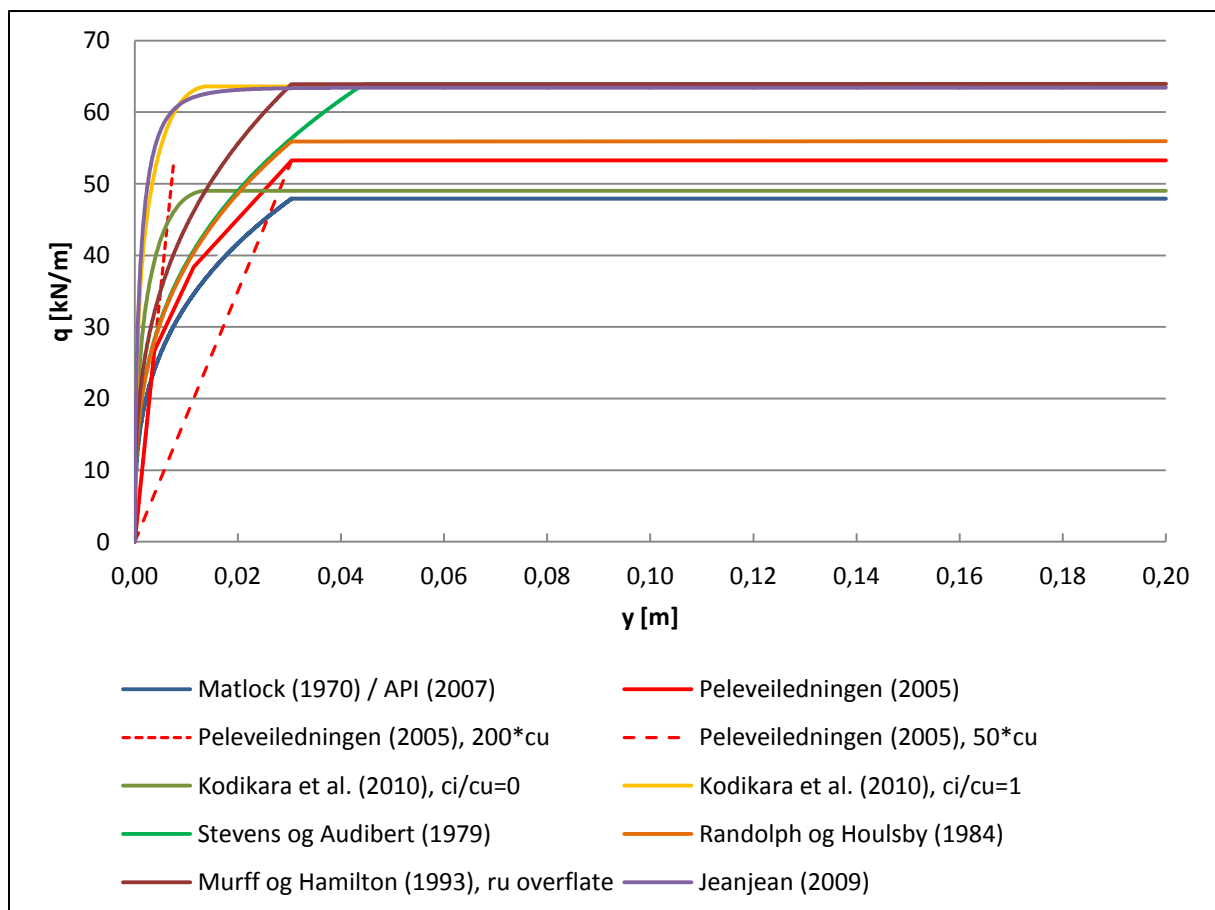
Relevante størrelser for modellforsøket er beregnet og oppsummert i Tabell 9. Det antas konservativt at reaksjonstallet, $N=12$, ved utregning av jordens maksimale kapasitet. Jordreaksjonen antas å fordele seg konstant nedover langs pelens fulle lengde som står i leiren. Ut i fra dette er resultanten av jordens reaksjonslast bestemt og de resterende kreftene på systemet beregnet. Det antas at fullt utslag som er 56,4mm, før testrøret støter mot det casingen, vil være tilstrekkelig for å oppnå full mobilisering. For anslag av kapasitet for motholdet er det konservativt antatt et reaksjonstall, $N=9$, og styrkeparametrene er valgt etter Tabell 7.

Tabell 9 Beregnede relevante størrelser for modellforsøket

Beskrivelse	Notasjon	Verdi	Enhet
Jordreaksjon	q_{ult}	64	kN/m
Resultant for jordreaksjon	Q_{ult}	38	kN
Maks. Lastpåføring	F	36	kN
Maks. krefter ved rot.pkt. og mothold	R	74	kN
Maks. moment ved rotasjonspunkt	M_R	50	kNm
Momentkap. for testrøret	$M_{d,rør}$	60	kNm
Antatt maks. vinkelutslag i rot.pkt.	α	3,2	°
Antatt maks forskyvning ved lastpåføring	x_{topp}	0,0904	m
Kapasitet mothold	$Q_{ult,casing}$	442	kN

4.4 Beregnede last og deformasjonskurver

På bakgrunn av de ulike anbefalingene og senere arbeider er det beregnet last og deformasjonskurver med de gjeldende jordparametrene som er tolket i det foregående avsnittet. Det er valgt å fremstille last og deformasjonskurvene ved en linjelast, q . De beregnede kurvene er samlet i Figur 23. For beskrivelse av fremgangsmåten til Kodikara et al. (2010) og Jeanjean (2009) henvises det til vedlegg A og B. Ved utviklingen av formen på last og deformasjonskurven støtter Stevens og Audibert (1979) seg til uttrykket Matlock (1970) utformet, jfr. likning (56), men utviklet en annen sammenheng for deformasjonen ved 50 % av udrenert skjærstyrke, se likning (72). De resterende fremgangsmåtene skiller seg kun fra Matlock (1970) sine kurver ved at de velger ulikt reaksjonstall, N . Tøyningen ved 50 % av maksimal styrke, ε_{50} , er konservativt valgt til å være lik 1,0 % og ikke 0,55 % som er tolket av treaksialforsøket. Kurvene bekrefter påstanden om at full mobilisering av reaksjonslasten vil skje innen 56,4mm.



Figur 23 Oversikt over beregnede last og deformasjonskurver

Metodene til Kodikara et al. (2010) og Jeanjean (2009) forutsetter en bestemmelse av skjærmodulen, G og G_{\max} . Den initiale skjærmodulen G_0 eller G_{\max} vil avta ettersom skjærtøyningene øker. Det finnes ulike teorier for bestemmelse av den initiale skjærmodulen og reduksjonen av denne med økende skjærtøyning. I denne oppgaven er det valgt å støtte seg til arbeidene til Biarez og Hicher (1994), og Mayne og Rix (1993) for bestemmelse av G_0 . Biarez og Hicher (1994) har laget korrelasjoner mellom initial elastisitetsmodul og poretallet til leiren, for deretter å sette opp sammenhengen mellom initial elastisitetsmodul og initial skjærmodul. Mayne og Rix (1993) har satt opp korrelasjoner mellom korrigeret spissmotstand ved en CPTU undersøkelse og initial skjærmodul. Bestemmelsen av skjærmodulen ved større tøyning baseres på arbeidet til Vucetic og Dobry (1991). Vucetic og Dobry (1991) har laget kurver for reduksjonen av skjærmodulen avhengig av plastisitetsindeksen for leiren. Se vedlegg E for gjennomgang av beregningene og beregningsmetodene som er valgt.

Tabell 10 Beregnet skjærmodul

Forfatter	Notasjon	Verdi	Enhet
Biarez og Hicher (1994)	G_0	31,0	MPa
Mayne og Rix (1993)	G_0	27,0	MPa
Vucetic og Dobry (1991)	$G_{0,7}^*$	20,3	MPa

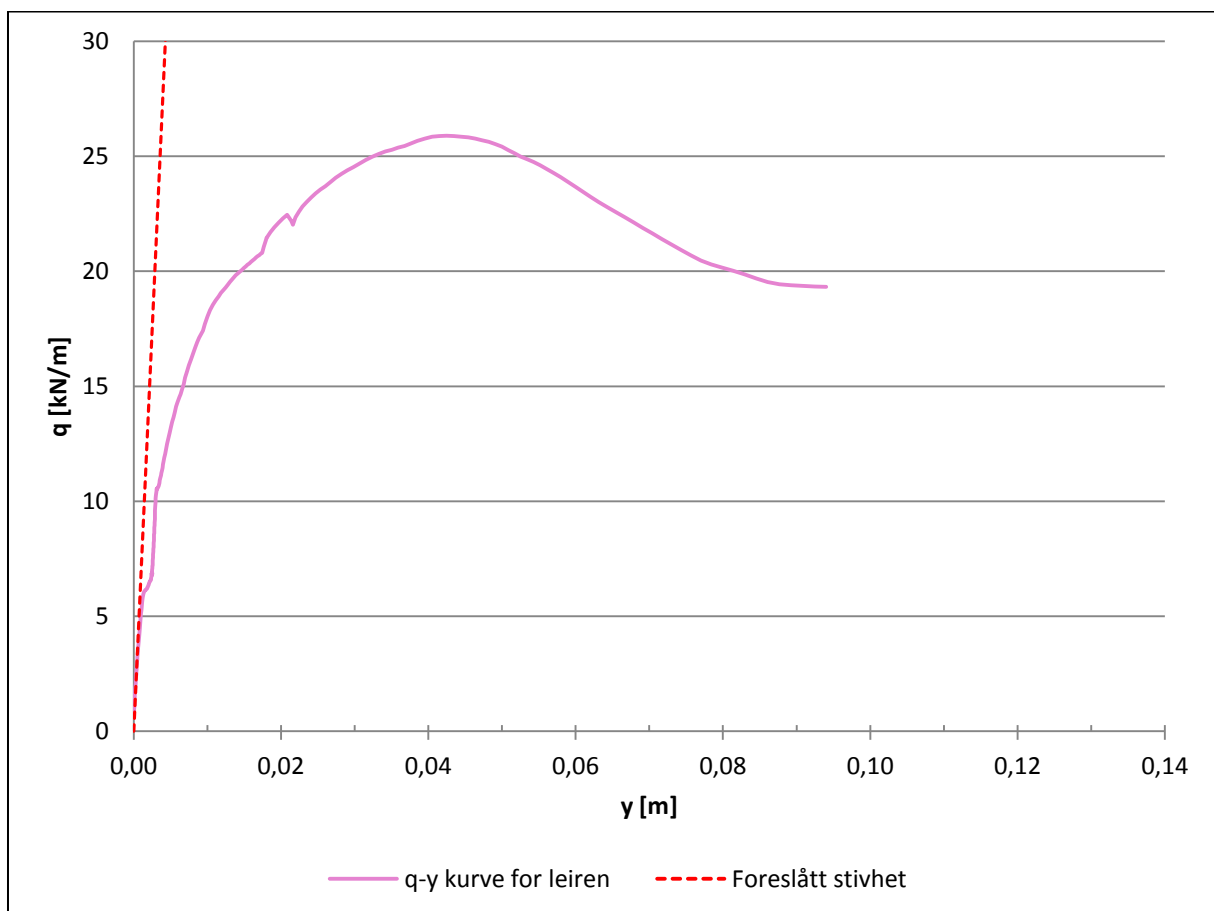
*Det er valgt å sette skjærmodulen som er nødvendig for metoden til Kodikara et al. (2010) lik skjærmodulen som er redusert til 70 % av den initiale skjærmodulen. Den initiale skjærmodulen er igjen valgt ved en midling av verdiene ved metodene til Biarez og Hicher (1994), og Mayne og Rix (1993).

4.5 Resultat

Det er utført to modellforsøk. Det første forsøket ble utført 23. mai, det andre forsøket ble utført 4. juni.

Ved det første forsøket, Forsøk 1, er det ikke oppnådd resultater. En kortslutning sørget for at lastcellen i testrøret ikke fungerte, samtidig som den andre lastcellen ved lastpåføringen så ut til å være påvirket av den samme kortslutningen og gav lite brukbare resultat. Lasten var ment å påføres med boreriggen til NTNU, ved at boreriggen trekker vertikalt, og ved bruk av en trinse skulle testrøret belastes horisontalt. På grunn av fare for at boreriggen skulle kjøre seg fast i de bløte massene på teststedet var det nødvendig å finne på en annen måte å påføre lasten på. Det ble da besluttet å forsøke å påføre lasten ved en manuell båtvinj. For å få tilstrekkelig kapasitet for lastpåføringen ble det bygget et 1:3 taljesystem. Det viste seg å være store utfordringer ved å påføre lasten jevnt og langsomt nok. På bakgrunn av dette samt de ovenstående punktene er det derfor valgt å se bort i fra resultatene fra Forsøk 1.

Det andre forsøket, Forsøk 2, ble kjørt i henhold til planen etter 3 døgns konsolidering. Boreriggen ble benyttet til å påføre lasten på testrøret og elektronikken ble utbedret fra det første forsøket. Se Figur 24 og vedlegg K for diagrammer av oppnådde resultat fra Forsøk 2.



Figur 24 Fordelt last og beregnet deformasjon i leiren fra Forsøk 2

Tabell 11 Nøkkeltall fra Forsøk 2

Forklaring	Notasjon	Verdi	Enhet
Initial stivhet	C	7000	kN/m ²
Maksimal kapasitet	q _{ult}	26	kN/m
Reaksjonstall	N	4,9	-

Det antas null moment ved spissen av testrøret og deformasjonene i leiren er beregnet etter moment- og kraftlikevekt for bestemmelse av den virkende resultanten i leiren. Utrykket for elastisk utbøyning av en utkrager utsatt for en punktlast, jfr. likning (81), er benyttet for å bestemme elastisk utbøyning av selve testrøret. I tillegg er de målte deformasjonene i toppen av testrøret korrigert for bevegelsen ved casingen. Se likning (82) for det generelle uttrykket.

$$u_{maks} = \frac{FL^3}{3 \cdot EI} \quad (81)$$

$$\delta_{leire} = \frac{[(\delta_{m\ddot{a}lt,topp} - \delta_{m\ddot{a}lt,casing}) - \delta_{el,topp}]}{L_{topp}} \cdot L_{bunn} - \delta_{el,bunn} \quad (82)$$

Bøyestivheten, EI, er funnet etter likning (83) ved å legge opp testrøret på bukker i laboratoriet og deretter er det hengt på vekter i rørets midtpunkt.

$$EI = \frac{FL^3}{48 \cdot u_{maks}} \quad (83)$$

Av dette er det kommet frem til at røret har følgende bøyestivhet:

$$EI = 2043kNm^2 \quad (84)$$

Belastningen i toppen av testrøret under forsøket hadde en vinkel på omtrent 6° i forhold til det horisontale planet. Dette fører til en horisontal- og en vertikalkomponent av trekraften. Den horisontale komponenten av trekraften er derfor noe mindre (omtrent 1 %) i forhold til trekraften som er målt av lastcellen i lastpåføringspunktet, men samtidig vil den vertikale komponenten forårsake et moment i testrøret med motsatt virkning. Disse to effektene av skjevstillingen for lastpåføringen er funnet til å være i noenlunde samme størrelsesorden og vil dermed kansellere hverandre. Av den grunn er det valgt å se bort i fra dette i utregningene. Verdiene som er målt ved lastcellen i lastpåføringspunktet benyttes direkte.

4.6 Usikkerheter

Modellforsøket som er gjennomført gir et grovt estimat av jordens last og deformasjonsforløp når en pel belastes horisontalt. Det vil ved slike store forsøk alltid være mange kilder til usikkerheter og eventuelle feil.

Installasjonen av utstyret vil forstyrre leiren og i ytterste konsekvens kan det føre til en omrørt sone i leiren tettest inntil testrøret. Det er ønskelig å holde forstyrrelsene til et minimum og derfor er installasjonsmetoden som er omtalt i avsnitt 4.1 valgt som den er. Graden av forstyrrelsene vil være svært vanskelig å anslå. Skjevheter i forhold til tegningene på papiret vil og være uunngåelig. Under installasjonen må det håndteres både stort og tungt utstyr som naturlig nok vil medføre unøyaktigheter i arbeidet med installasjonen. Ved nedpressing av testrøret vil det i tillegg være en viss sjanse for at røret treffer større partikler som kan føre til skjevheter og/eller forstyrrelser under selve forsøket. Under installasjonen vil det oppstå et poreovertrykk. Hvorvidt dette har fått tid til å dissipere ut før forsøket utføres vil også spille en stor rolle for resultatet.

Ved utførelse av forsøket vil det være avvik i forhold til systemet som er forespeilet på papiret. Pålastningen vil ha en viss skjevstilling både i det horisontale og det vertikale planet. Dog vil den største usikkerheten i det dette tilfelle være deformasjonshastigheten. På grunn av at det benyttes manuell regulering vil sjansen være tilstede for at deformasjonshastigheten ikke er så langsom og jevn som det ønskes. I tillegg vil systemet ha egendeformasjoner som fører til at systemet vil gi etter, etter hvert som lasten øker. Dette vil også forstyrre deformasjonshastigheten.

Det kan vise seg at utformingen av modellforsøket medfører uheldigheter ved de oppnådde resultatene og dermed ikke fungerer slik det først er tenkt. En opplagt feilkilde er om den løse ringen, måleringen, på testrøret får en skjevstilling og dermed henger seg opp slik at kreftene på ringen kan overføres til topp- eller bunnstykket av testrøret. I utgangspunktet er lastcellen svært stiv og det vil kun forekomme deformasjoner på mikrometernivå. Allikevel ble det under kalibreringen av utstyret observert at det virker noe friksjon langs med kantene av måleringen. I det horisontale snittet der lastcellen er montert antas det at en har et rent plant tøyingsbrudd. Riktignok er reaksjonslasten målt ved en dybde på 2,3m, men i området inntil testrøret vil det være en relativ dybde på omtrent 0,3m. Dette vil føre til et grunt brudd i øvre del som omtalt i avsnitt 3.1.1. Utstrekningen av den grunne bruddformen kan være dypere enn først antatt. På spissen av pelen vil en oppnå såkalte endeeffekter, det vil si at reaksjonsspenningene øker på grunn av at pelen slutter og en større andel skjærspenninger mobiliseres. Avstanden fra lastcellen og ned til spissen av pelen kan være for liten til at endeeffektene ikke er til stede i snittet for målingene.

Måleinstrumentene er på forhånd kalibrert, men det vil alltid hvile en usikkerhet rundt om de måler de riktige verdiene eller ei. Spenningsfeltene kan av ulike årsaker forstyrres under forsøket noe som vil føre til avvik fra de reelle verdiene. I tillegg vil det være usikkerhet ved samvirke mellom testrør og jord. Om de oppnådde resultatene gjenspeiler et tilfelle med full

eller ingen adhesjon, og om det oppstår strekkbrudd på baksiden av testrørets forskyvning eller ikke, kan ikke vites sikkert.

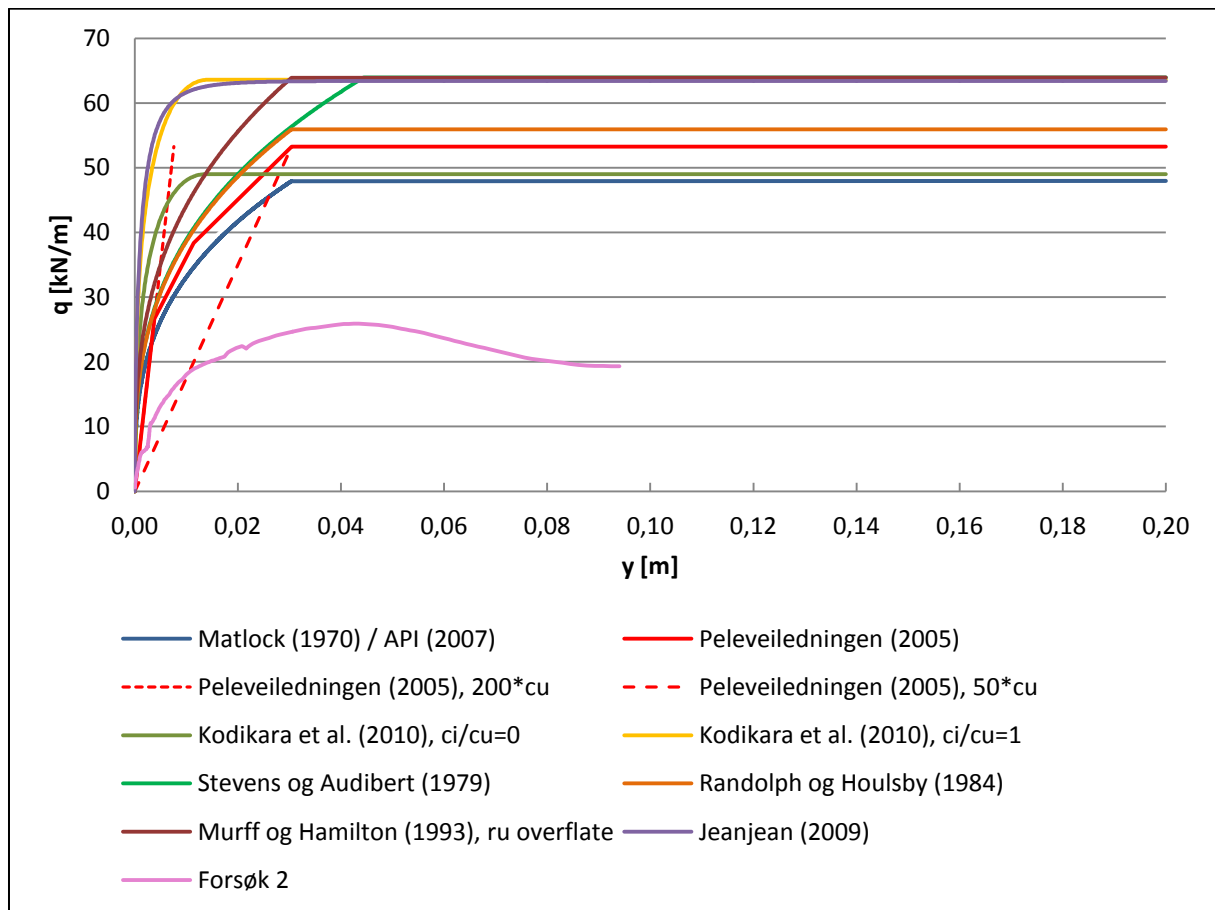
Beregningene av deformasjonene i leiren er enda et usikkerhetsmoment. Deformasjonene beregnes ved kjennskap til lastpåkjenningen og bøyestivheten til røret. Det er nødvendig å gjøre en rekke antagelser ved deformasjonsberegningene. Estimater for resultanten av jordreaksjonen, som benyttes for å finne de elastiske tøyningene i testrøret, er antatt å virke midt i den delen av testrøret som står i leiren. Korreksjonen for deformasjonen hos casingen antas å gjelde gjennom hele casingens dybde. Bøyestivheten varierer langs pelens lengde og den målte stivheten fra laboratoriet vil være et gjennomsnitt. Ved målingen av bøyestivheten vil det igjen være feilkilder, som at opplagrene gir seg underveis ved målingene og at det vil være usikkerheter rundt den eksakte verdien for belastningen. Av de ovennevnte grunnene vil det være unøyaktigheter ved alle de oppnådde verdiene, som deformasjonene beregnes ut ifra, og følgelig blir de beregnede deformasjonene også et noe usikkert estimat.

5 Diskusjon og sammenstilling av resultat

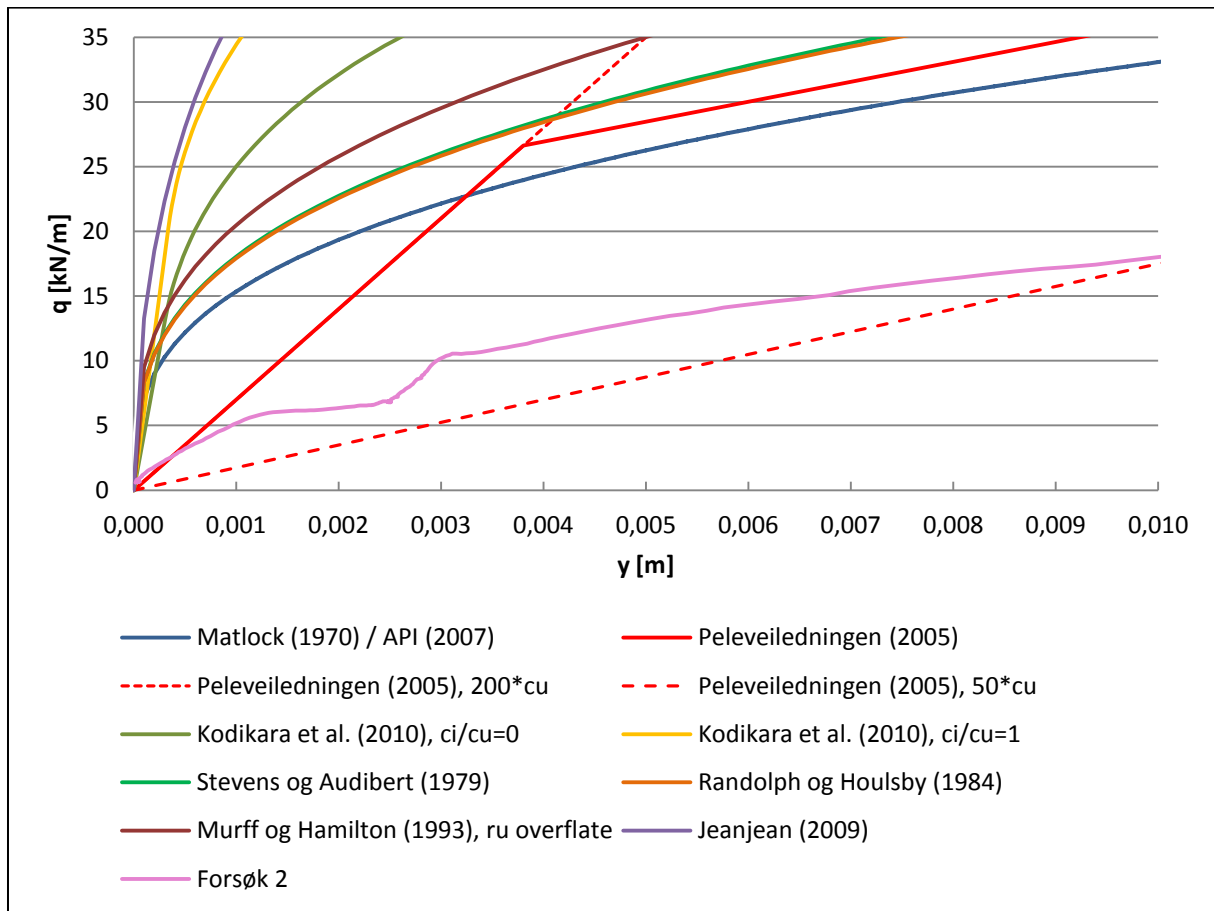
Kapittelet omhandler en sammenstilling av de oppnådde resultatene fra modellforsøket og de beregnede last og deformasjonskurvene, i tillegg til eventuelle knekkkapasiteter. Hensikten er å se på utslaget de ulike last og deformasjonskurvene utgjør på knekkkapasiteten. For beregningene av knekkkapasitetene er det tatt utgangspunkt i noenlunde typiske dimensjoner for en stålkjernepel i tillegg til praktiske valg i forhold til modellforsøket.

5.1 Oppnådde og beregnede last og deformasjonskurver

Det henvises til Figur 25 for de beregnede last og deformasjonskurvene. Figur 26 viser et utsnitt av de samme kurvene for å tydeliggjøre den initiale stivheten som oppnås.



Figur 25 Sammenstilling av ulike deformasjonskurver



Figur 26 Utsnitt av ulike sammenstilte deformasjonskurver

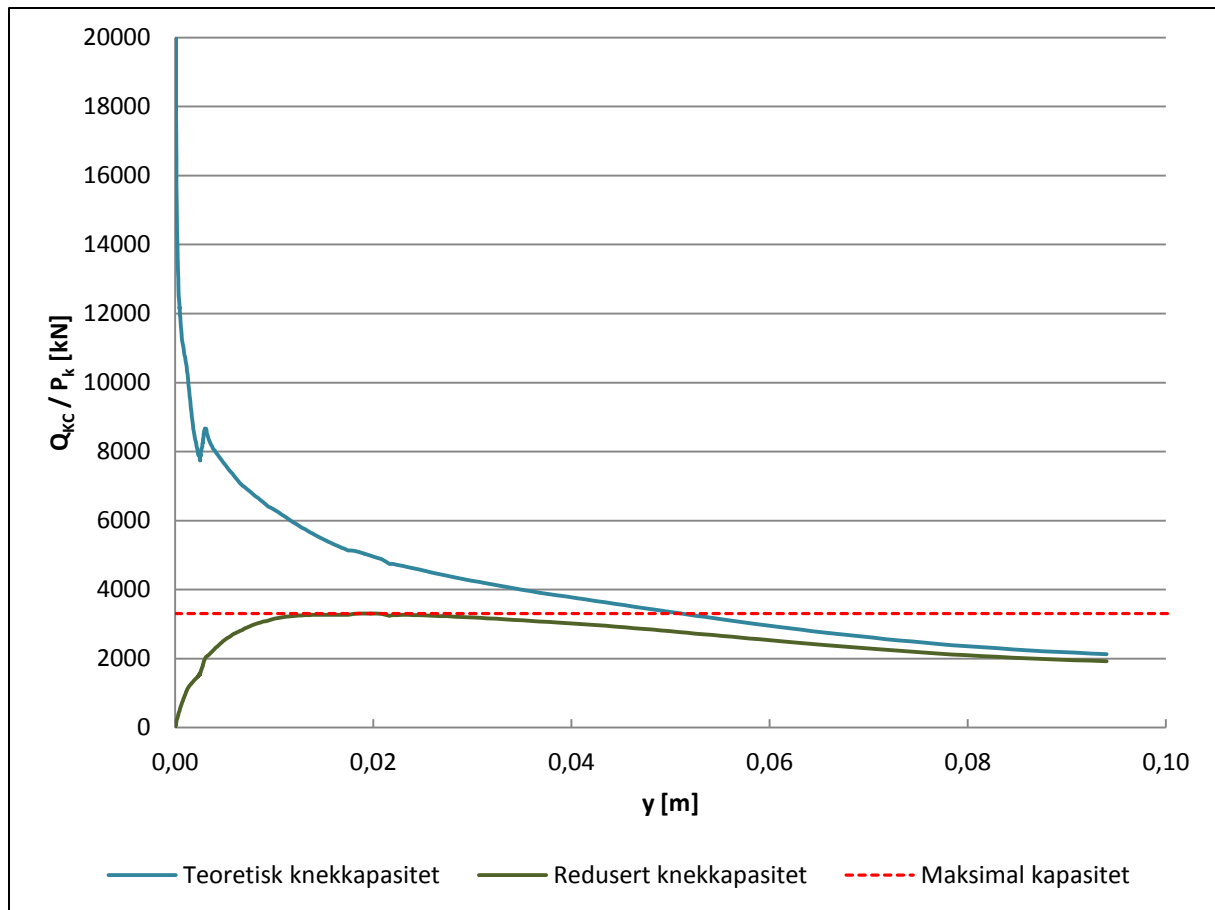
5.2 Beregnede knekkapasiteter for ulike deformasjonsforløp

De beregnede knekkapasitetene er oppsummert i Tabell 13. Det er valgt å ta utgangspunkt i en 20m lang stålkjernepel med ytre diameter på 152mm, i likhet med testrøret fra modellforsøket. Det benyttes en udrenert skjærstyrke på 35kPa som er det samme som det en finner på teststedet på Tiller. En initial utbøyning på 10mm velges på bakgrunn av typiske toleransekrav. Se Tabell 12 for en oversikt over inputverdiene.

Tabell 12 Inputverdier for beregning av knekkapasiteter

Notasjon	Verdi	Enhet
L	20	m
d	0,152	m
E_s	2,10E+08	kN/m ²
I_d	2,63E-05	m ⁴
EI	5,53E+03	kNm ²
c_u	35	kPa
ε_{50}	1	%
y_0	0,01	m

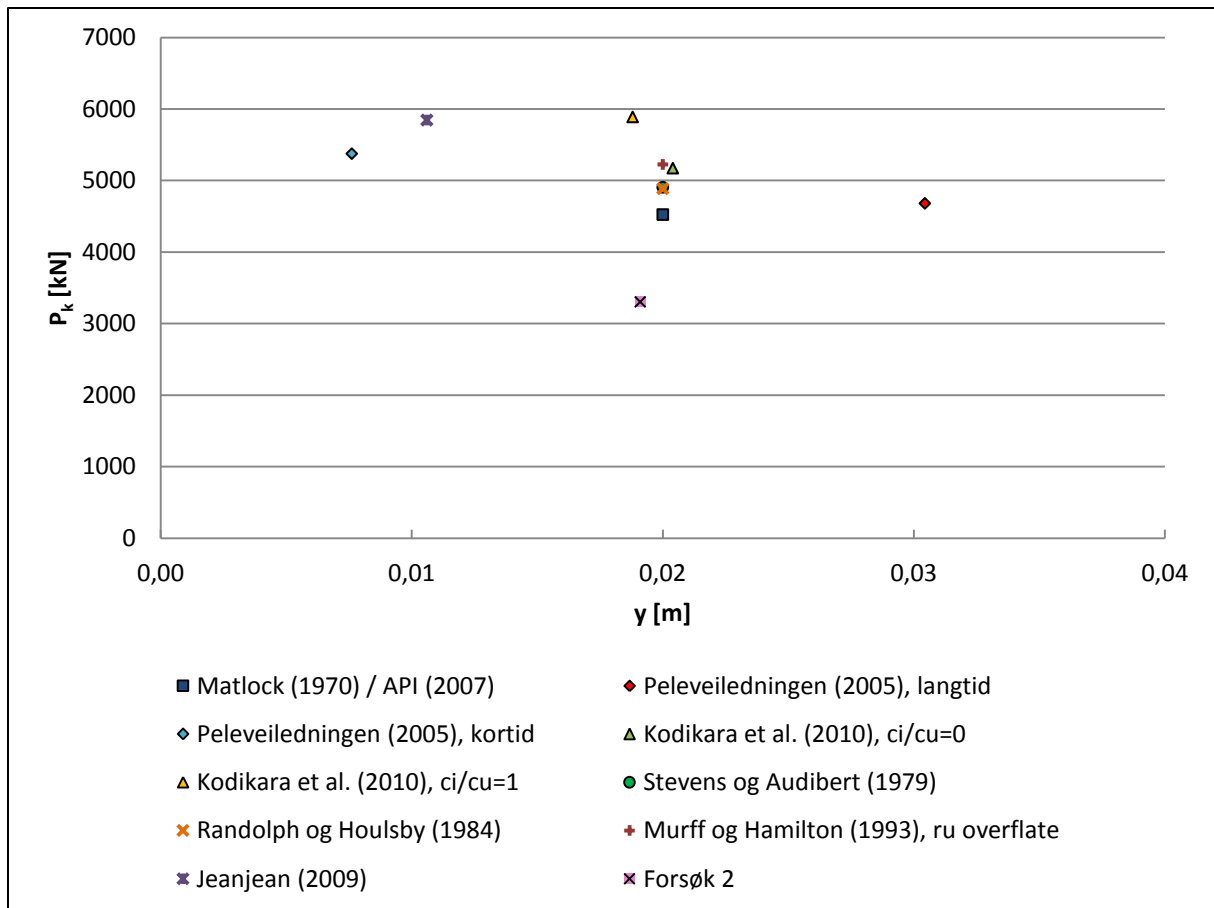
Figur 27 viser beregningene av anslått knekkapasitet basert på resultatene fra Forsøk 2. Det er valgt å benytte det iterative metodesettet foreslått av Athanasiu (Multiconsult, 2011) og omtalt i avsnitt 3.4.4. De resterende beregningene er ikke inkludert i oppgaven, men maksimal knekkapasitet for de ulike last og deformasjonskurvene er oppsummert i Tabell 13 og Figur 28.



Figur 27 Knekkapasitet ved q-y kurvene fra Forsøk 2

Tabell 13 Knekkapasiteter ved iterasjon (Multiconsult, 2011) og ulike q-y kurver

Forfatter	Knekkapasitet	Enhet	Stivhet	Enhet
Matlock (1970) og API (2007)	4527	kN	2084	kN/m ²
Peleveiledningen (2005), langtid	4684	kN	1750	kN/m ²
Peleveiledningen (2005), korttid	5378	kN	7000	kN/m ²
Kodikara et al. 2010, $c_i/c_u=0$	5176	kN	4243	kN/m ²
Kodikara et al. 2010, $c_i/c_u=1$	5892	kN	5456	kN/m ²
Stevens og Audibert (1979)	4908	kN	2450	kN/m ²
Randolph og Houlsby (1984)	4890	kN	2431	kN/m ²
Murff og Hamilton (1993), N=9	4527	kN	2084	kN/m ²
Murff og Hamilton (1993), N=12	5227	kN	2779	kN/m ²
Jeanjean (2009)	5848	kN	5585	kN/m ²
Forsøk 2	3307	kN	1148	kN/m ²



Figur 28 Knekkapasitet og kritisk deformasjon ved ulike q-y kurver

5.3 Diskusjon

Litteraturstudiet viser at det er relativ stor forskjell mellom de beregnede last og deformasjonskurvene. Det er uenighet ved både beregningene av stivheten og den endelige kapasiteten. De ulike metodesettene skiller seg klart fra hverandre med tanke på de som baserer seg på en aksial stivhet fra et treaksialforsøk, og de som baserer seg på en antakelse av skjærmodulen. I tillegg inngår ruhetsforholdet mellom pel og jord, og jordens evne til å ta strekk på baksiden av pelens horisontale forskyvning i enkelte metodesett. Utfordringen ved å bestemme reelle verdier for de ovennevnte parametrene er stor. Det understrekes at valgene av jordparametre og metodesett er bestemt ved empiriske kurvetilpasninger ved modell- eller laboratorieforsøk, eller analyser utført ved element- eller differansemetoden. Metodesettene er i mer eller mindre grad å regne for svært pragmatiske. Det er derfor ikke nødvendigvis hensiktsmessig å trekke en direkte sammenheng mellom parametervalg i metodesettene og de materialegenskapene som i virkeligheten vil ha betydning ved en lateralt belastet pel.

Bestemmelsen av skjærmodulen vil være avhengig av størrelsen på skjærtøyningene. Naturlig nok vil skjærtøyningene være avhengig av spenningsnivået som både vil variere med dybden, men også i det horisontale planet. Jeanjean (2009) velger å benytte seg av en initial skjærmodul, derimot oppgir ikke Kodikara et al. (2010) ved hvilket tøyingsnivå skjærmodulen i denne fremgangsmåten skal bestemmes fra. I gjeldende oppgave er det valgt å benytte seg av en skjærmodul redusert til 70 % av den initiale verdien. Valget for skjærmodulen vil i høy grad bestemme de oppnådde kurvene for last og deformasjon. For metodene som benytter seg av den aksiale stivheten fra et treaksialforsøk, i bestemmelsen av stivheten til jordreaksjonen, vil den for leire typisk ligge mellom 0,5-2,0 % (Matlock, 1970). I beregningene i gjeldende oppgave er det benyttet en verdi på $\varepsilon_{50}=1,0$ %. Valget er basert på treaksialforsøk av prøver fra teststedet. Hvorvidt denne verdien er reel eller ikke vil avhenge av blant annet graden av prøveforstyrrelse og spenningsnivået som forsøket er utført med. Som illustrert i Figur 14 vil verdien som velges ha stor betydning for beregnet stivhet.

Valgene for reaksjonstallet, N , får betydning for leirens maksimale kapasitet men også for stivheten slik flere av metodesettene for beregnet last og deformasjon er utformet. Verdien for reaksjonstallet begrunnes både ved teoretiske utledninger, ved felt- og laboratorieforsøk, og analyser ved element- og differansemetoden. En stor del av usikkerheten ved valgene for reaksjonstallet ligger i bestemmelsen av ruhetsforholdet, adhesjonen, mellom pel og jord. I tillegg vil det spille inn om de vertikale effektivspenningene sammen med jordens evne til å ta sug eller strekk er store nok til å unngå strekkbrudd på baksiden av pelens forskyvning eller ikke. Effektene av disse parametrene utgjør som tidligere nevnt i avsnitt 3.5 en betydelig andel av kapasiteten til jordreaksjonen. Resultatene fra sentrifugetestene utført av Murff og Hamilton (1995) og Jeanjean (2009) viser fullt samvirke mellom jord og pel samtidig som det er oppnådd stor motstand mot strekk på baksiden av pelens forskyvning.

Konsekvensen av usikkerheten rundt beregningene av last og deformasjonskurvene fører til at det er nødvendig å gjøre konservative parametervalg slik at ikke stivhet og kapasitet for jorden overestimeres. Allikevel sees det av resultatene fra Forsøk 2 at det er et stort sprik mellom beregnede og oppnådde verdier i gjeldende oppgave. Avsnitt 4.6 tar opp eventuelle usikkerheter og feilkilder under forsøket. Av disse regnes punktene vedrørende konsolideringstid, dannelsen av en omrørt sone under installasjon, feil i antagelsen om plan tøyning, sprekkdannelse på baksiden av testrøret, og en noe ujevn lastpåføring som de største mulige grunnene til avvik fra de beregnede kurvene.

Estimatet for nødvendig konsolideringstid kan være feil dersom antakelsene som beregningene er basert på er feil. Blant annet kan den antatte forstyrrelsen av leiren under installasjonen være større enn antatt. Dette vil føre til en større plastifisert sone rundt testrøret og dermed større verdier for det initiale poreovertrykket. Større poretrykk fører til reduserte effektivspenninger og dårligere styrke og stivhetsegenskaper. Leiren tettest inntil testrøret kan være så forstyrret at det resulterer i en nærmest omrørt sone og en reduksjon av den udrenerte skjærstyrken. Dersom den opptredende skjærstyrken under forsøket er lavere enn den antatte verdien i beregningene kan dette også forklare de store ulikhetene. Det er beregnet et reaksjonstall, N , på 4,9 fra resultatene ved Forsøk 2. Om en ser bort fra de ovennevnte forstyrrelsene kan det og tenkes at dybden i leiren ikke er tilstrekkelig for å oppnå et plant tøyingsbrudd. Motargumentet for dette scenarioet er at området inntil testrøret som er avlastet, er begrenset i det horisontale planet til kanten av casingen, og derfor vil det grunne bruddet ha relativt liten utstrekning. Utstrekningen av den grunne bruddformen kan allikevel være noe dypere enn først antatt og reaksjonstallet, N , vil da være lavere enn forventet. Den lavere kapasiteten kan også forklares ved at det ikke er lyktes å etablere et sug på baksiden av testrørets forskyvning. Med andre ord har dybden for målingene ikke vært tilstrekkelig fordi det initiale spenningsnivået ikke har sørget for nok motstand mot et eventuelt strekkbrudd. Det kan tenkes at det har kunnet strømme inn fritt vann mellom leiren og testrøret, eller at deformasjonshastigheten har vært for langsom slik at leiren på den måten har mistet kontakten til testrøret. Murff og Hamilton (1993) har påpekt at kapasiteten for jordreaksjonen kan øke til det dobbelte dersom det oppstår sug på baksiden av pelens forskyvning. Ved en slik antagelse er det mulig å gjøre korreksjoner for et tilfelle der sug har forekommet. Reaksjonstallet, N , vil dermed øke til 9,8 og en oppnår resultater som samsvarer svært godt med de beregnede kurvene fra litteraturstudiet.

Det bør nevnes at målet med en konstant deformasjonshastighet ikke er oppnådd. Se vedlegg K for oppnådde hastigheter. Når boreriggen benyttes er det kun mulig å påføre lasten ved å styre lastpåføringen manuelt. I tillegg er det opplevd egendeformasjoner i systemet under forsøket og det er dette som har forårsaket det tydelige hoppet i kurven, fra Figur 24, ved omtrent 0,022m deformasjon. Den ujevne oppførselen som kommer spesielt godt frem ved Figur 26 forklares ved at det i starten av forsøket vil være noe slakk i systemet. Under den første halvdelen av forsøket er deformasjonshastigheten innenfor den ønskelige størrelsen på 1cm/min, men videre utover i forsøket øker den drastisk. De

negative verdiene i starten forklares også ved at det tas inn slakk i systemet. Hvorvidt den ujevne og noe raske lastpåføringen i slutten av forsøket påvirker det endelige resultatet er uvisst, men som det allerede er nevnt kan en effekt ved den langsomme belastningen i starten av forsøket ha medvirket til et eventuelt strekkbrudd på baksiden av testrørets forskyvning. Om dette har skjedd kan den raskere deformasjonen utover i forsøket forklares ved at et strekkbrudd har forekommet og dermed er motstandsevnen halvert utover i forsøket.

Det er ingen grunn til å tro at resultatene fra Forsøk 2 er gale. I den forstand at de målte kreftene på systemet er feil i forhold til det som faktisk har virket, da det er funnet godt samsvar mellom den virkende resultanten i leiren og den målte reaksjonslasten på måleringen. Den opptredende reaksjonslasten i snittet for måleringen er bestemt ved målingene fra lastcellen i leiren. Moment- og kraftlikevekt gir resultanten som virker i leiren, se Tabell 14 for de beregnede og målte verdiene der maksimal kapasitet i leiren er nådd. På grunn av den tilnærmede symmetrien ved systemet er den virkende resultanten i leiren, H , omtrent av samme størrelse som lastpåføringen, F , i toppen av testrøret. Det kan ventes at en del av motstanden mot deformasjon skyldes endeeffektene, og om antakelsene rundt utbredelsen av endeeffektene er riktige, blir ikke disse registrert i snittet der lastcellen er montert. Dette kan forklare hvorfor resultanten, Q^* , av den antatt fordelte lasten, q^* , over hele testrørets lengde i leiren, er rundt 90 % av den virkende resultanten, H . Lastfordelingen, q , vil ikke være konstant over hele lengden, men tilnærmingen gir et bilde på om de oppnådde resultatene stemmer overens.

Som tidligere nevnt ble det under kalibreringen oppdaget at det virker en viss friksjon mellom kantene på måleringen, og topp- og bunnstykket av testrøret. Det er vanskelig å anslå størrelsen på denne feilen, men i og med at deformasjonene i lastcellen er svært små skal dette ikke gi spesielt store utslag. Feilen vil allikevel trolig være til stede under forsøket og utgjøre noe av forskjellen mellom resultatene, Q^* og H .

Tabell 14 Fordeling av virkende og målte krefter i leiren ved maksimal belastning

Forklaring	Notasjon	Verdi	Enhet
Lastpåføring i toppen av testrøret	F	16,0	kN
Virkende resultant i leiren	H	17,2	kN
Målt resultant ved lastcellen i leiren	Q	1,3	kN
Konstant fordeling av Q over måleringen	q^*	25,9	kN/m
Resultanten av q^* fordelt over hele L_{leire}	Q^*	15,5	kN
Forholdet mellom Q^* og H	Q^*/H	90,1	%

Ulikhetene for last og deformasjonskurvene fra litteraturstudiet medfører også en betydelig forskjell ved de beregnede knekkapasitetene. Av Tabell 13 og Figur 28 sees det at knekkapasitetene beregnet etter API (2007) og Peleveiledningen (2005) ved kriteriet for langtids belastning, kommer ut med laveste tillatte knekklast. De nyeste arbeidene av Jeanjean (2009) og Kodikara et al. (2010), som baserer seg på et nytt likningssett der et estimat for skjærmodulen skal angis, ender opp med en betydelig større knekkapasitet. Kurvene til Jeanjean (2009) øker knekkapasiteten i forhold til API (2007) med omtrent 29 %. Det skal nevnes at beregningene for knekning er valgt etter den iterative metoden foreslått av Athanasiu (Multiconsult, 2011) som kun gjelder ved et idealisert tilfelle der en har homogene grunnforhold. Resultatene viser at den kritiske deformasjonen der knekkapasiteten nås, vil skje før maksimal jordreaksjon fra last og deformasjonskurvene er mobilisert. Derfor er det de initiale stivhetene til jordreaksjonen som vil være av størst betydning med hensyn til knekningsproblematikken. Sekantstivhetene som opptrer i punktet for maksimal knekkapasitet ved de ulike teoriene er oppsummert Tabell 13. Den initiale stivheten som oppnås i Forsøk 2 samsvarer godt med den anbefalte verdien for langtidslast etter Peleveiledningen (2005). Derimot avtar stivheten fra Forsøk 2 raskere enn ved de anbefalte kurvene på grunn av den dårligere kapasiteten. Dette resulterer i en knekkapasitet i det lavere sjiktet, men i den samme størrelsesorden. Knekkapasiteten som er oppnådd ved Forsøk 2 utgjør en reduksjon på omtrent 29 % i forhold til det som anbefales av Peleveiledningen (2005) ved langtidslast.

6 Anbefaling for videre arbeid

Opprinnelig var ideen for et forsøk innen temaet knekning av slanke peler i bløt jord å sette opp et tilnærmet fullskala forsøk der en instrumentert slank pel ble belastet til brudd ved aksial belastning. For å undersøke knekningsproblematikk i bløte grunnforhold er det naturlig nok gunstigere å etablere et forsøk der det testes for knekning fremfor et forsøk der jordreaksjonen ved lateral belastning måles. Derfor kan arbeidet med å etablere et fullskala forsøk for en aksialt belastet pel med fordel forsøkes å fullføre. Grunnene til at det i denne omgang ble forkastet var utfordringene rundt instrumenteringen samt kapasiteten for lastpåføringen. Det ble diskutert løsninger for instrumenteringen der både strekkklapper og inklinometer inngikk. En løsning med et inklinometer vil om mulig være det enkleste i praksis, men instrumentet må spesialbygges for å passe i pelen som skal testes, samtidig som det må ha tilstrekkelig svingradius. Av naturlige årsaker vil det være snakk om relativt store dimensjoner dersom det skal settes opp et fullskala forsøk. Dette vil i andre rekke kreve en betydelig kapasitet når det gjelder systemet for lastpåføringen. Under en tidlig fase av idémyldringen for forsøket ble det tatt utgangspunkt i å bruke boreriggen til NTNU. Senere ble det funnet at instrumenteringen vil kreve en dimensjon som gjør at boreriggen ikke oppfyller den ønskelige kapasiteten. Etter noe tid ble derfor dette forsøket forkastet og det ble isteden sett på mulighetene for forsøk med det formål å måle jordreaksjonen ved ren lateral belastning.

Litteraturstudiet har avdekket uenighetene som finnes rundt beregningene av jordreaksjonen ved lateralt belastede peler. Formålet med modellforsøket i gjeldende oppgave har vært å etterprøve de gjennomgåtte teoriene fra litteraturstudiet. Resultatene som er oppnådd fra modellforsøket er ikke tilstrekkelig til å trekke sikre slutninger. Det er nødvendig å gjennomføre et større testprogram dersom grunnlaget for en eventuell konklusjon rundt temaet kan forsvares. Til nå har det vært gjennomført to forsøk der utbedringer ved modellforsøket er utført underveis. Det er observert at forsøket i prinsipp fungerer, men fortsatt er det et potensial for forbedringer. Det er usikkerhetsmomenter ved installasjonsprosessen, ved utformingen av modellforsøket og ved lastpåføringen.

Det anbefales å sette opp et større testprogram der flere forsøk kan gjennomføres. I den forbindelse er det viktig å finne et godt egnet teststed der en har relativ bløt og homogen leire tett på terrengoverflaten. I tillegg til kravene til jordparametrene er det en fordel om området er av en viss størrelse og har praktisk adkomst. Installasjonsprosessen krever god nøyaktighet for at ikke massene blir mer forstyrret enn ytterst nødvendig. Av den grunn kan det være en fordel med et større testprogram slik at erfaringsnivået rundt installasjonen øker. Et større testprogram vil også kunne avdekke eventuelle effekter ved ulik konsolideringstid. Videre er et mulig strekkbrudd på baksiden av testrørets forskyvning nevnt som en mulig årsak til den lavere kapasiteten ved Forsøk 2. Om dette er tilfelle kan mulighetene for å forlenge testrøret undersøkes, slik at dybden for testen kan økes, og en

eventuell sprekdannelse forhindres. Når det gjelder lastpåføringen viser kurven for deformasjonshastigheten at denne er noe ujevn. Ved benyttelse av en automatisert deformasjonsstyring ville fortsatt egendeformasjoner i systemet forstyrre deformasjonshastigheten. Allikevel kan det tenkes at ved å ta i bruk en slik metode vil dette uansett gi en jevnere lastpåføring enn den foregående metoden. I den forbindelse skal det nevnes at den nyeste boreriggen til NTNU kan kjøres med et program som trekker med konstant deformasjon, men av fare for at boreriggen skulle kjøre seg fast i det bløte området for forsøket, ble denne boreriggen ikke benyttet.

Modellforsøket er forsøkt simulert ved en 2 dimensjonal elementmetode analyse med det numeriske analyseverktøyet PLAXIS 2D. Det er etablert en modell som skal undersøke deformasjonsforløpet for et tilfelle med plan tøyning og de gjeldende inputparametrene ved modellforsøket. På grunn av tidsmangel ble ikke dette arbeidet fullført og analysen var bearbeidet for lite til at det var hensiktsmessig å ha den med i oppgaven. Det anbefales å se nærmere på en numerisk analyse av modellforsøket. Det kan med fordel utføres en 2 dimensjonal analyse med den hensikt å øke forståelsen for tilfellet med plan tøyning. Dernest er det svært interessant å simulere modellforsøket ved en 3 dimensjonal analyse for å forsøke å bedre forståelsen av det som skjer.

I tillegg vil det være interessant å studere det generelle problemet for knekning av peler i bløt jord ved en 3 dimensjonal numerisk analyse. Det vil da være mulig å gjøre et parameterstudie ved ulike verdier for adhesjon, strekkstyrke og pelens initiale utbøyning. Styrke og stivhetsparametrene som oppnås fra analysen kan så sammenstilles med teoriene fra litteraturen.

7 Konklusjon

Oppgaven har påpekt uenighetene som råder ved utregningene for jordreaksjonen ved lateralt belastede peler. Generelt taler nyere forskning for en økt beregnet stivhet og kapasitet, i forhold til dagens anbefalinger i Peleveiledningen (2005) og ved API (2007), som baserer seg på eldre arbeider. Allikevel har ikke gjennomslagskraften for den nyere forskningen vært stor nok til å endre de etablerte metodesettene. De ulike fremgangsmåtene baseres enten på empiriske kurvetilpasninger fra felt- og laboratorieforsøk, teoretiske utledninger ved elastisitets- og plastisitetsteori, eller analyser ved element- eller differansemetoden. Grunnlaget for å vurdere om dagens anbefalinger bør endres, vurderes til å være høyst til stede.

Det er forsøkt å utfordre de etablerte metodesettene ved et nytt stort modellforsøk. Dette arbeidet er ikke fullført da grunnlaget for å trekke gode slutninger er for tynt. Det er et forbedringspotensial når det gjelder valg av teststed, installasjonsprosedyre og metode for lastpåføring. Det kan ikke utelukkes at resultatet som er oppnådd ved Forsøk 2 er et resultat av mange av usikkerhetsmomentene som er diskutert i avsnitt 5.3 i større eller mindre grad. Allikevel er det nærliggende å tro at det har dannet seg en sprekk langs med baksiden av testrørets forskyvning. I tillegg til at adhesjonen har vært liten, har dette ført til den lave styrken og stivheten for jordreaksjonen. Det er nødvendig å sette opp et større testprogram for å fullføre arbeidet med det gjeldende modellforsøket.

Beregningene for knekkapasiteten slår fast at de ulike last og deformasjonskurvene får betydning for den tillatte knekklasten. Spesielt vil de initiale stivhetene som beregnes ha stor betydning for knekkapasiteten. Arbeidet i denne oppgaven tar for en stor del for seg lateral last og forskyvning. Hvorvidt linjene fra tilfellet ved en lateralt belastet pel kan trekkes til en aksialt belastet pel med utbøyning kan diskuteres. Ved senere arbeider innen samme temaet kan det med fordel utføres knekningsanalyser i et 3 dimensjonalt numerisk analyseprogram. I tillegg kan det jobbes videre med å etablere et knekningsforsøk i felt med tilnærmede fullskala dimensjoner.

8 Referanseliste

- AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE 2007. *Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms: working stress design, RP 2A-WSD*, Washington, American Petroleum Institute.
- AUNAAS, K. 2006. *Prosjektoppgave, Kalksementpeler*. NTNU.
- AUNAAS, K. 2007. *Masteroppgave, Kalksementpeler*. NTNU.
- BAGUELIN, F., FRANK, R. & SAÏD, Y. H. 1977. Theoretical study of lateral reaction mechanism of piles. *Géotechnique*, 27.
- BIAREZ, J. & HICHER, P. Y. 1994. *Elementary Mechanics of Soil Behaviour*, Balkema.
- BRANDTZAEG, A. & HARBOE, E. 1957. Buckling Tests of Slender Steel Piles in Soft, Quick Clay. *IV ICSMFE London*.
- BRINKGREVE, R. B. J., SWOLFS, W. M. & ENGIN, E. (eds.) 2010. *PLAXIS 2D 2010*, The Netherlands: Plaxis bv.
- BROMS, B. B. 1964. Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils. *ASCE Soil Mechanics and Foundations Division*, 90.
- DAVISSON 1963. Estimating buckling loads for piles. *2. Pan American Conf. on SMFE*.
- DEN NORSKE PELEKOMITÉ 2005. Peleveiledningen 2005. [Oslo]: Norsk geoteknisk forening.
- EIKSUND, G. R. 1994. *Dynamic Testing of Piles*. Doctoral Thesis, NTNU.
- GRANDE, L. O. 1976. *Samvirke mellom pel og jord*. Doktorgradsavhandling, NTNU.
- IRGENS, F. 2005. *Formelsamling Mekanikk*, Trondheim, Tapir akademisk forlag.
- JEANJEAN, P. 2009. Re-Assessment of P-Y Curves for Soft Clays from Centrifuge Testing and Finite Element Modeling. *Offshore Technology Conference, OTC 20158*.
- KARLSRUD, K. 2012. *Prediction of load-displacement behaviour and capacity of axially loaded piles in clay based on analyses and interpretation of pile load test results*. Doctoral Thesis, NTNU.
- KODIKARA, J., HAQUE, A. & LEE, K. Y. 2010. Theoretical p-y Curves for Laterally Loaded Single Piles in Undrained Clay Using Bezier Curves. *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE*, 136.
- LADANYI, B. 1963. Expansion of a cavity in saturated clay medium. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division ASCE*, 89.
- LARSEN, P. K. 2010. *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*, [Trondheim], Tapir akademisk forl.
- MATLOCK, H. 1970. Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay *Second Annual Offshore Technology Conference*. Houston, Texas: Offshore Technology Conference.
- MAYNE, P. W. & RIX, G. J. 1993. G_{max} - q_c relationships for clays. *Geotechnical Testing Journal ASTM*, 16.
- MCCLELLAND, B. & FOCHT, J. A. 1956. Soil Modulus for Laterally Loaded Piles. *ASCE Soil Mechanics and Foundations Division* 123.
- MULTICONSULT 1996. Brukerveiledning for programmet PileStab. Rapportnr.: 39118 - 1. In: ATHANASIU, C. (ed.). Oslo.
- MULTICONSULT 2011. Brukerveiledning til knekning av peler i bløt leire. Rapportnr.: 39100 / 1. In: ATHANASIU, C. (ed.). Oslo.
- MURFF, J. D. & HAMILTON, J. M. 1993. P-Ultimate for Undrained Analysis of Laterally Loaded Piles. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, 119.
- MURFF, J. D. & HAMILTON, J. M. 1995. Ultimate Lateral Capacity of Piles in Clay. *27th Annual Offshore Technology Conference, OTC 7667*.
- NGU. 2011. NGU. Available: <http://www.ngu.no/kart/losmasse/> 2012].
- NORDAL, S. 2002. Knekning av peler i jord. *Fundamentering av bruer og andre byggverk på peleggrupper*. Sandefjord: Norsk geoteknisk forening.

- NTNU FAGGRUPPE GEOTEKNIKK 1982. Intern rapport: Tiller Referansedata
- O'NEILL, M. W., REESE, L. C. & COX, W. R. 1990. Soil Behavior for Piles under Lateral Loading. *Offshore Technology Conference, OTC 6377*.
- PÅLKOMMISSIONEN 1995. Beräkning av dimensionerande lastkapacitet för slagna pålar med hänsyn till pålmaterial och omgivande jord, Rapport 84a. Linköping: Pålkommissionen.
- PÅLKOMMISSIONEN 2000. Dimensioneringsanvisningar för slagna slanka stålplålar, Rapport 98. Linköping: Pålkommissionen.
- RANDOLPH, M. F. & HOULSBY, G. T. 1984. The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil. *Géotechnique*, 34.
- REESE, L. C., COX, W. R. & KOOP, F. D. 1975. Field Testing and Analysis of Laterally Loaded Piles in Stiff Clay. In: CONFERENCE, O. T. (ed.) *Seventh Annual Offshore Technology Conference*. Houston, Texas.
- SANDVEN, R. 1990. *Strength and Deformation Properties of Fine Grained Soils Obtained from Piezocone Tests*. NTNU.
- SANDVEN, R. 2010. *Soil Investigations, geoteknikk materialegenskaper*, Trondheim, NTNU.
- SKEMPTON, A. W. 1951. The Bearing Capacity of Clays. *Building Research Congress*. London.
- SMITH, T. D. 1987. Pile Horizontal Soil Modulus Values. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, 113.
- SODERBERG, L. O. 1962. Consolidation theory applied to foundation pile time effects. *Geotechnique*, XII.
- STEVENS, J. B. & AUDIBERT, J. M. E. 1979. Re-examination of p-y curve formulations. *11th Annual Offshore Technology Conference, OTC 3402*.
- SULLIVAN, W. R., REESE, L. C. & FENSKE, C. W. 1980. Unified method for analysis of laterally loaded piles in clay. *Institution of Civil Engineers. Numerical methods in offshore piling. ICE, London* 135-146.
- SVANØ, G. 1978. Poretrykksoppbygging rundt pel under ramming. Rapport F.78.02. NTNU Faggruppe Geoteknikk, Trondheim
- SVANØ, G. 2007. Kapittel 4, del II. *Pelefundamentering i lys av ny Peleveiledning*. Trondheim: Norsk geoteknisk forening.
- TORSTENSON, B. A. The pore pressure probe. Nordisk Geoteknikermøte 1977, 1977 Oslo.
- TRONDHEIM KOMMUNE. 2012. Trondheim. Available: http://webhotel2.gisline.no/GISLINEWebInnsyn_Trondheim/ [2012].
- VESIC, A. S. 1972. Expansion of cavities in infinite soil mass. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division ASCE*, 98.
- VUCETIC, M. & DOBRY, R. 1991. Effect of Soil plasticity on cyclic response *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, 117.
- WINKLER, E. 1876. Die Lehre von Elastizität und Festigkeit.
- ZHANG, L. & AHMARI, S. 2011. Nonlinear analysis of laterally loaded rigid piles in cohesive soil *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*.

Vedlegg A: Beregning av last og deformasjonskurver etter Kodikara et al. (2010).

Kodikara et al. (2010) tar utgangspunkt i understående uttrykk ved formuleringen av fremgangsmåten når det gjelder beregning av last og deformasjonskurver for lateralt belastede peler i leire. Kodikara et al. (2010) tar blant annet jordens skjærmodul, kapasiteten jorden har med tanke på strekk, samt initiale spenninger, med i uttrykket for beregning av deformasjonsforløpet, se likning (A. 1). Konstantene som er nødvendige for utregningene ved likning (A. 2) til (A. 4) bestemmes ved Tabell A 1. Beregningene skiller mellom tilfeller der strekkbrudd på baksiden av pelens laterale forskyvning kan skje eller ikke ved kriteriet gitt i likning (A. 5). Graden av adhesjon mellom pel og jord må vurderes og reaksjonstallet bestemmes ved Figur A 1 som ligger svært nær beregningene til Randolph og Houlsby (1984).

$$y_e, y_u, K_i = f(G, D, \nu_s, |\sigma_t| + \sigma_0, c_u, c_i) \quad (\text{A. 1})$$

- G: Skjærmodul
- D: Pelediameteren
- ν_s : Tverrkontraksjonskonstanten
- σ_t : Kapasitet for strekkspening
- σ_0 : Initial vertikalspenning
- c_u : Udrenert skjærstyrke
- c_i : Adhesjon ved grensesjiktet pel-jord
- α, β, B og C er konstanter etter Tabell A 1.

$$y_u = \alpha D \left(\frac{c_u}{G} \right) \quad (\text{A. 2})$$

$$y_e = \beta D \left(\frac{c_u}{G} \right) \quad (\text{A. 3})$$

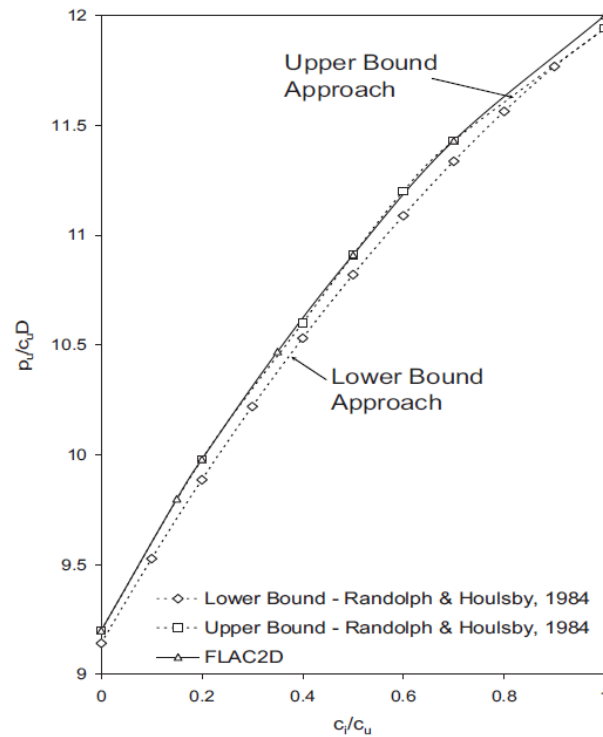
$$K_i = G \left[B \left(\frac{c_i}{c_u} \right) + C \right] \quad (\text{A. 4})$$

$$(|\sigma_t| + \sigma_0) > 7c_u \quad \rightarrow \quad \text{Det oppstår ikke strekkbrudd} \quad (\text{A. 5})$$

Tabell A 1

Bruddmekanisme	α		β		B	C
	Ingen adhesjon, $c_i/c_u=0$	Full adhesjon, $c_i/c_u=1$	Ingen adhesjon, $c_i/c_u=0$	Full adhesjon, $c_i/c_u=1$		
Ikke strekkbrudd	6,615	7,142	1,065	1,093	0,4144	3,7881
Strekkbrudd	52,96	54,60	1,169	1,290	0,8317	2,1190

Last og deformasjonskurvene deles opp i tre deler. En lineær del frem til y_e med lineær stivhet K_i . Deretter benyttes en ikke lineær tilnærming av deformasjonsforløpet ved Bezier kurver, jfr. likning (A. 8) og (A. 9). Parameteren u benyttes for å tegne opp kurven mellom y_e og y_u . Ved y_u er den maksimale kapasiteten for jorden nådd og resten av kurven er beskrevet ved en ny lineær tilnærming. Legg merke til at lasten, p , har benevning kN/m og representerer en linjelast.



Figur A 1 Bestemmelse av reaksjonstall ved Kodikara et al. (2010)

$$p_u = N \cdot c_u \cdot D \quad (\text{A. 6})$$

$$\text{for } y \leq y_e$$

$$p = K_i y \quad (\text{A. 7})$$

$$\text{for } y_e \leq y \leq y_u$$

$$y = (1 - u)^2 y_e + 2u(1 - u) \frac{1}{K_i} p_u + u^2 y_u \quad \text{ved } 0 \leq u \leq 1 \quad (\text{A. 8})$$

$$p = (1 - u)^2 K_i y_e + 2u(1 - u) p_u + u^2 p_u \quad \text{ved } 0 \leq u \leq 1 \quad (\text{A. 9})$$

$$\text{for } y \geq y_u$$

$$p = p_u \quad (\text{A. 10})$$

Beregningsgang:

- Bestem reaksjonstallet på bakgrunn av tabell og antatt adhesjon mellom jord og pel
- Regn ut q_u
- Kontrollér om strekkbrudd kan finne sted
- Beregn K_i
- Beregn γ_e , γ_u og p_e
- Ved å variere u i likning (A. 8) og (A. 9) kan den ikke lineære delen av last og deformasjonskurven beregnes

Vedlegg B: Beregning av last og deformasjonskurver etter Jeanjean (2009).

Jeanjean (2009) anbefaler en ny fremgangsmåte for bestemmelse av reaksjonstallet, N , og konstruksjonen av last og deformasjonskurver ved lateralt belastede peler i leire. Det påpekes at de eksisterende metodene er for konservative i sine anbefalinger. Metoden som Jeanjean (2009) anbefaler er basert på analyser ved elementmetode og sentrifugetester. Det er funnet godt samsvar med de oppnådde kurvene og kurvene beregnet etter likning (B. 6) som er en likning først foreslått av O'Neill et al. (1990). Bestemmelsen av reaksjonstallet, jfr. likning (B. 1), bygger på et uttrykk først foreslått av Murff og Hamilton (1993).

$$N = 12 - 4 \cdot e^{\left(-\frac{\xi \cdot z}{d}\right)} \quad (\text{ B. 1 })$$

$$\xi = 0,25 + 0,05 \cdot \lambda \quad \text{for } \lambda < 6 \quad (\text{ B. 2 })$$

$$\xi = 0,55 \quad \text{for } \lambda \geq 6 \quad (\text{ B. 3 })$$

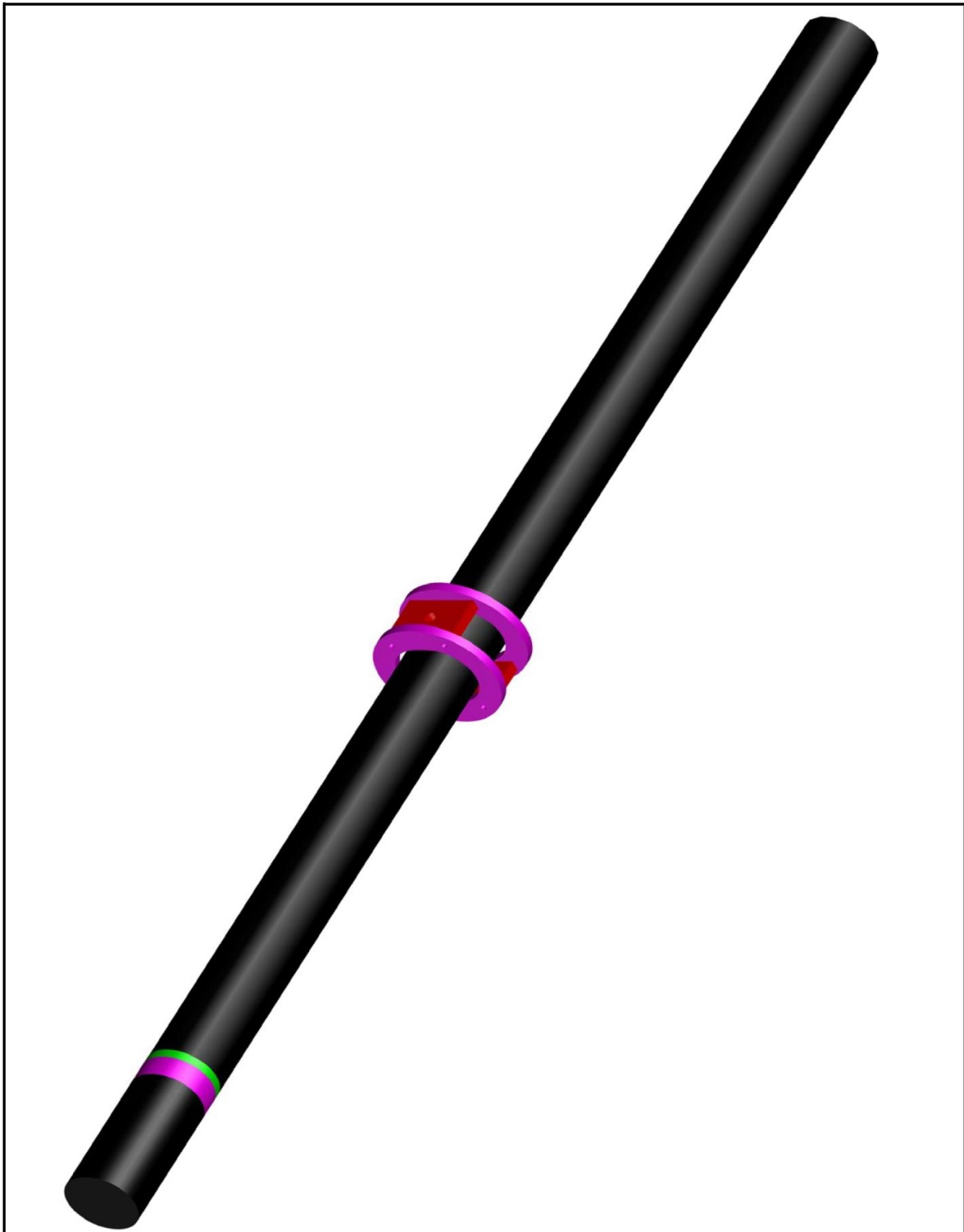
$$\lambda = \frac{c_{u0}}{c_{u1} \cdot d} \quad (\text{ B. 4 })$$

$$p_{ult} = N \cdot c_u \quad (\text{ B. 5 })$$

$$\frac{p}{p_{ult}} = \tanh \left[\frac{G_{max}}{100 \cdot c_u} \cdot \left(\frac{y}{d}\right)^{0,5} \right] \quad (\text{ B. 6 })$$

- ξ : Dimensjonsløs størrelse som avhenger av om c_u øker med dybden
- λ : Angir forholdet mellom c_u og økning av c_u med dybden
- c_{u0} : Udrenert skjærstyrke ved terreng
- c_{u1} : Gradient for økning av udrenert skjærstyrke med dybden, [kPa/m]
- d : Pelediameteren
- y : Lateral deformasjon
- G_{max} : Initial skjærmodul

Vedlegg C: Illustrasjoner vedrørende modellforsøk.



Tittel: Testrør

Dato: 19.05.2012

Beskrivelse:

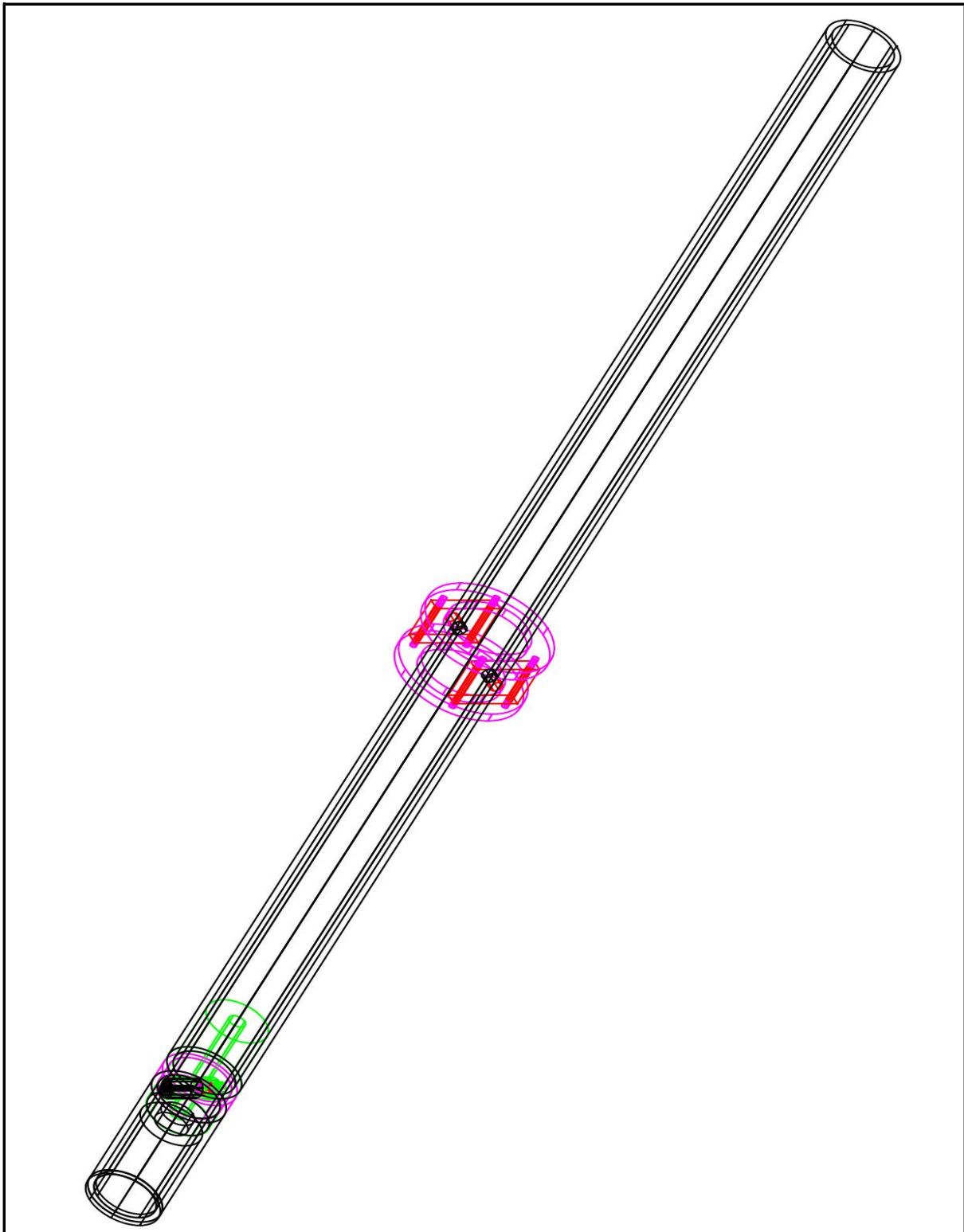
Illustrasjon av det testrøret med markering av ringen som er koblet til lastcellen i rosa og den indre bolten i grønt, rotasjonspunktet med den gjennomgående bolten er vist i rødt og rosa.


Tegningsnr.: C1

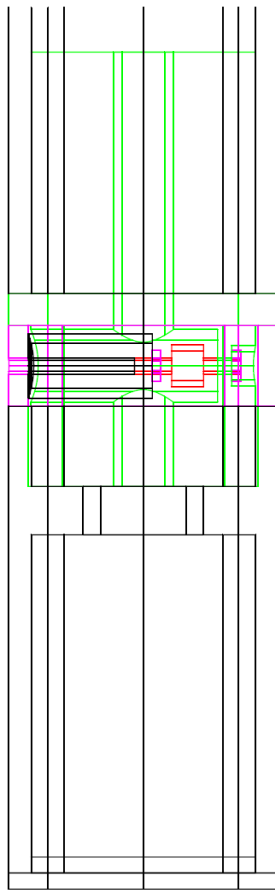
 NTNU

Faggruppe Geoteknikk

Tegnet av Frank Stæhli



Tittel: Testrør med synlig lastcelle	Dato: 19.05.2012
Beskrivelse: Illustrasjon av testrøret med markering av måleringen og den indre bolten i hhv. lilla og grønt som lastcellen (i sort) er skrudd fast til, rotasjonspunktet med den gjennomgående bolten er vist i rødt og rosa.	Tegningsnr.: C2
Tegnet av Frank Stæhli	 NTNU Faggruppe Geoteknikk



Tittel: Instrumentering i testrør

Dato: 19.05.2012

Beskrivelse:

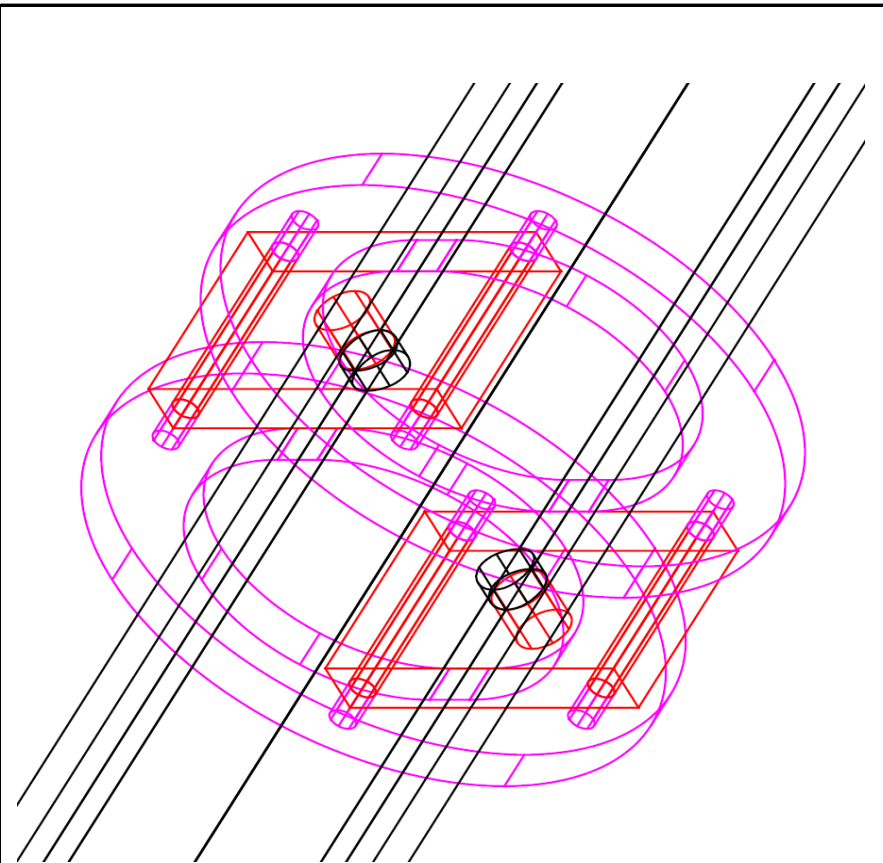
Måleringen i lilla, den indre bolten i grønnt. Lastcellen er skrudd fast i disse, i hver sin ende. Det er boret et hull i senter av bolten for føring av ledningen fra lastcellen.

Tegningsnr.: C3

 NTNU

Faggruppe Geoteknikk

Tegnet av Frank Stæhli



Tittel: Rotasjonspunkt og mothold

Dato: 19.05.2012

Beskrivelse:

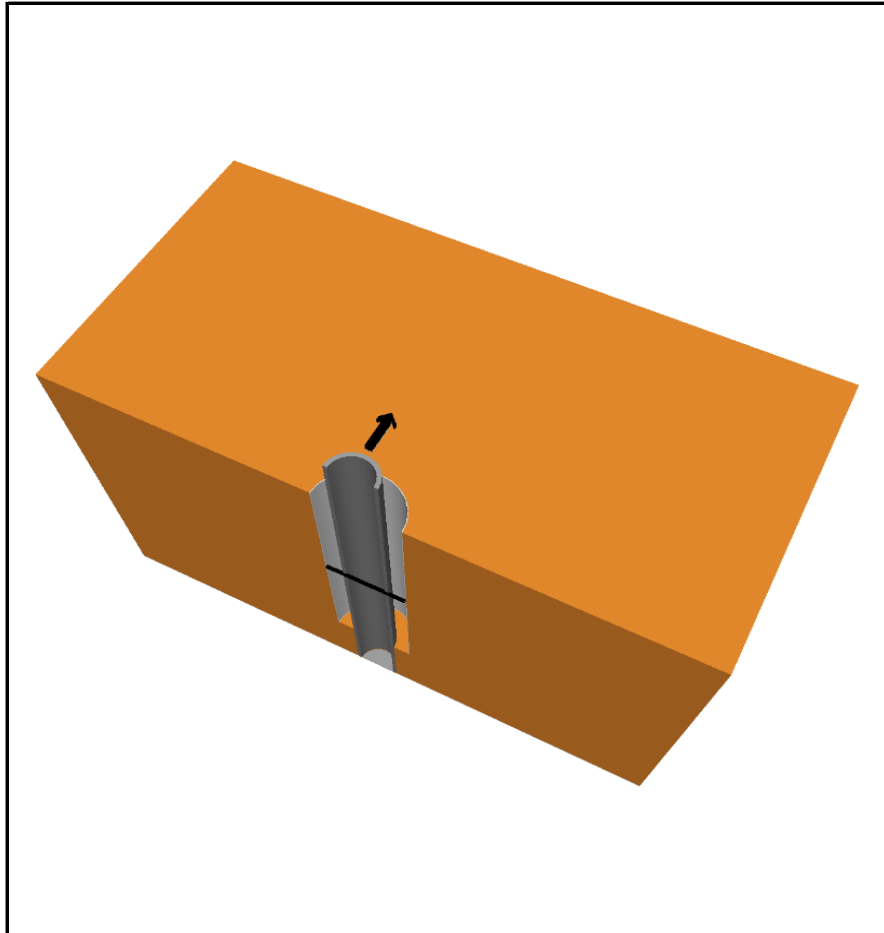
En krave er festet på testrøret med en gjennomgående bolt. Hullet i kraven er ovalt og tillater rotasjon av testrøret. Kraven er hengt opp på casingen med kjettinger, dette kommer ikke frem av tegningen.


Tegningsnr.: C4

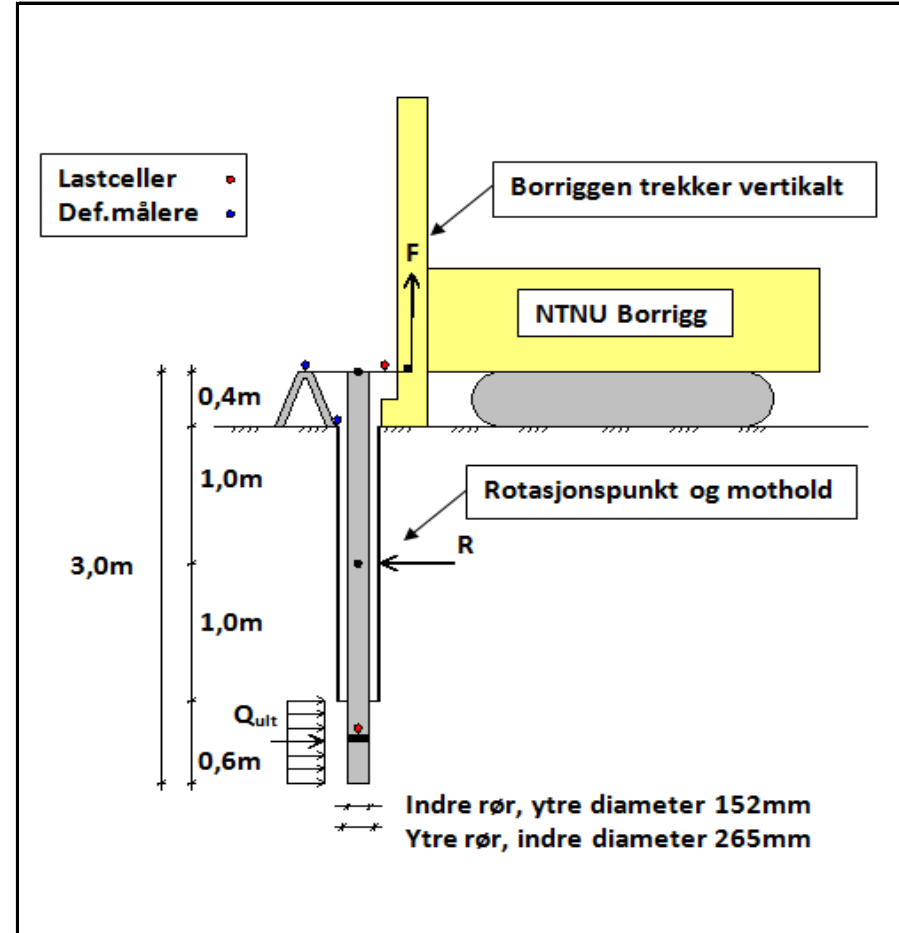
 NTNU


Faggruppe Geoteknikk

Tegnet av Frank Stæhli



Tittel: Prinsipp av modellforsøk	Dato: 19.05.2012
Beskrivelse: Testrøret er installert i senter av casingen. Testrøret står i leiren kun i den nedre del. Rotasjonspunktet er plassert i midten av casingen.	Tegningsnr.: C5
 Faggruppe Geoteknikk	



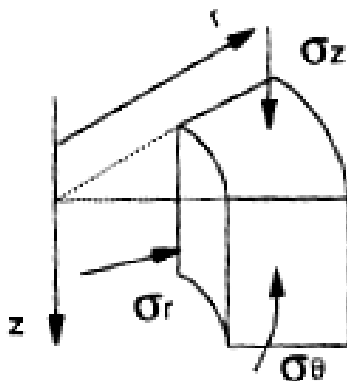
Tittel: Prinsipp av modellforsøk (2)	Dato: 19.05.2012
Beskrivelse: Boreriggen påfører lasten i toppen av testrøret. Det bygges et taljesystem for å belaste testrøret horisontalt og for å oppnå en lav deformasjonshastighet. Det benyttes 2 deformasjonsmålere og 2 lastceller under forsøket.	Tegningsnr.: C6
 Faggruppe Geoteknikk	

Vedlegg D: Bestemmelse av tid for nødvendig konsolidering.

Ved installasjon av modellforsøket vil det bygges opp et poreovertrykk rundt testrøret. Poreovertrykket bør få lov til å dissipere før selve forsøket utføres. Nedenfor er det gjort et forenklet estimat for tiden det vil ta for 90 % konsolidering. Det er valgt å ta utgangspunkt i sylindrisk kavitasjonsteori for å bestemme den initiale poretrykksfordelingen rundt testrøret. Teorien er utviklet av blant andre Ladanyi (1963) og Vesic (1972) og gjengitt ved Eiksund (1994). Følgende antakelser må gjøres:

- Likevekt i det horisontale planet på grunn av aksesymmetri, jfr. (D. 1)
- Ingen volumendring i den plastifiserte sonen rundt røret
- Isotrop initial spenningstilstand

Når hullet for testrøret forborres, samt når selve testrøret presses ned, vil det forekomme en massefortrengning som vil forårsake en plastifisert sone rundt røret med en viss radiell størrelse. I henhold til kavitasjonsteorien er det i den plastifiserte sonen at det initiale poreovertrykket vil oppstå. For enkelthets skyld benyttes Tresca-kriteriet for bestemmelse av spenningene i den plastifiserte sonen, se likning (D. 2).



Figur D 1 Hovedspenningsretninger og sylindriske koordinater (Eiksund, 1994)

Likevekt i det horisontale planet:

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (\text{D. 1})$$

Tresca's spenningskriterium

$$\sigma_r - \sigma_\theta = 2c_u \quad (\text{D. 2})$$

$$\Delta u = \Delta \sigma_m - D \Delta \sigma_d \quad (\text{D. 3})$$

- $\Delta \sigma_m$: Endring av middelspenning
- $\Delta \sigma_d$: Endring av deviatorspenning
- D: Dilatans

Differensiallikningen, (D. 1), løses ved spenningskriteriet til Tresca. Ved Janbu's uttrykk for poreovertrykk jfr. (D. 3), kan uttrykket for poreovertrykk i den plastifiserte sonen utledes jfr. likning (D. 4), (Svanø, 1978).

$$\frac{\Delta u}{\gamma z} = 2 \frac{c_u}{\gamma z} \left(\frac{2}{3} \ln \frac{r_p}{r} - D \right) + D(1 - K_0) \quad (\text{D. 4})$$

- r_p : Plastifisert sone
- r : Radiell avstand fra senter

Den plastifiserte sonen for et åpent rør er bestemt etter uttrykket hentet fra Karlsrud (2012).

$$r_p = r_0 \cdot \sqrt{\frac{G}{c_u}} \cdot \sqrt{\frac{r_0^2 - r_{ie}^2}{r_0^2}} \quad (\text{D. 5})$$

- r_0 : Radius av rør/pel
- r_{ie} : Indre radius dersom røret/pelen er åpen
- G : Skjærmodul fra treaksialforsøk

For gjeldende modellforsøk er det nødvendig å anta en verdi for det fortrenge arealet i leiren under installasjon. Installasjonsrøret har tykkelse 5mm og testrøret vil fortrenge ytterligere 1mm ved nedpressing dersom en ser bort fra sig etter at installasjonsrøret er trukket opp av leiren. For å ta hensyn til noe sig allikevel er det konservativt valgt å sette tykkelse av den fortrenge leiren under installasjon lik 8mm. Skjærmodulen, G , er valgt etter middelverdien fra laboratorieundersøkelsene, dvs. G_{50} .

$$r_p = 0,076m \cdot \sqrt{\frac{1867kN/m^2}{35kPa}} \cdot \sqrt{\frac{0,076^2 - 0,068^2}{0,076^2}} m = 0,250m \quad (\text{D. 6})$$

Dissipasjonen av poreovertrykket bestemmes ved en ukoplet sylindrisk konsolideringsanalyse. En ukoplet analyse betyr at leirens konsolideringsegenskaper ikke endres med endringen av spenningsnivået. Differensiallikningen for en ukoplet konsolideringsanalyse er i følge Terzaghi:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_r \left(\frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) \quad (\text{D. 7})$$

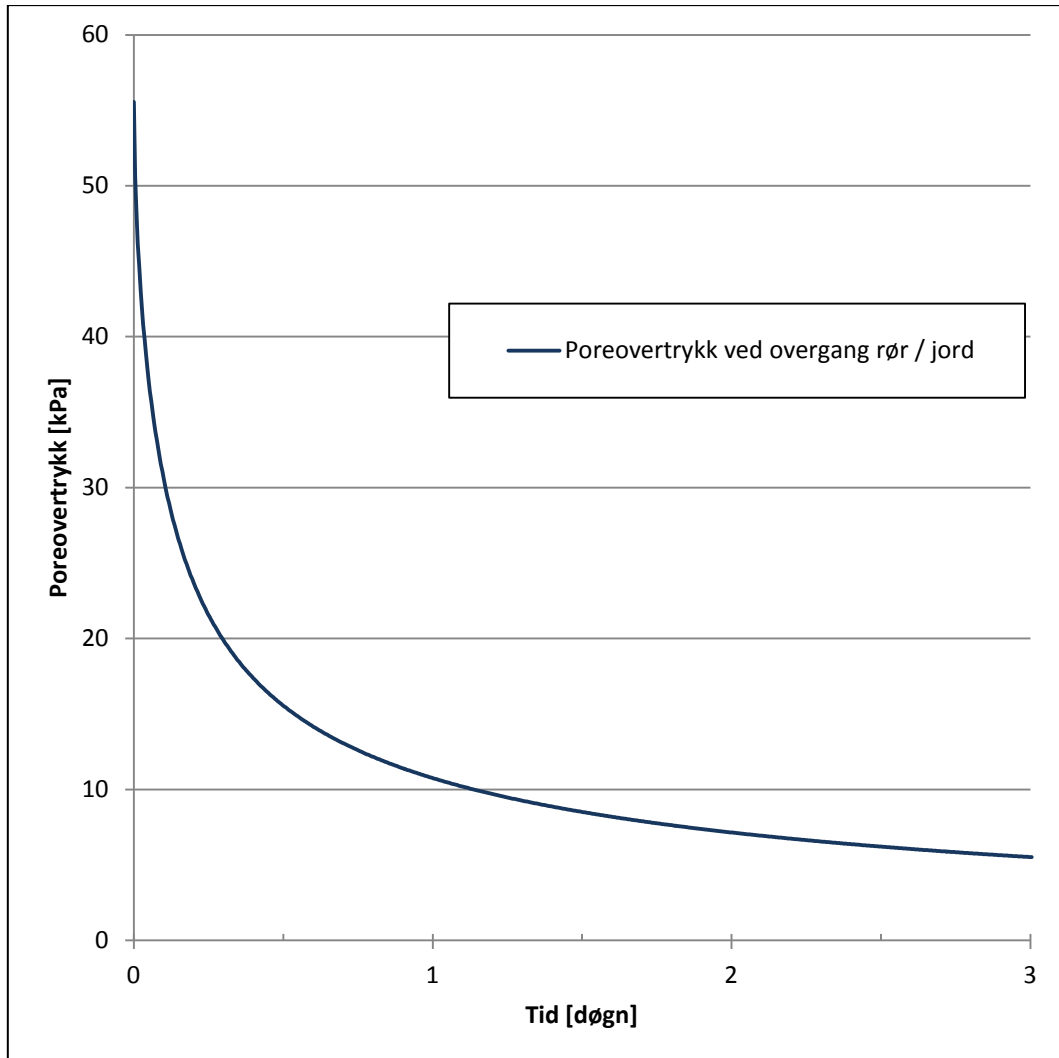
- C_r : Radiell konsolideringskoeffisient

Det antas at det kun er radiell drenasje og dermed faller det siste leddet i likning (D. 7) bort. Eiksund (1994) har gjengitt den numeriske løsningen for ovenstående differensiallikning utarbeidet av blant andre Soderberg (1962) og Torstenson (1977).

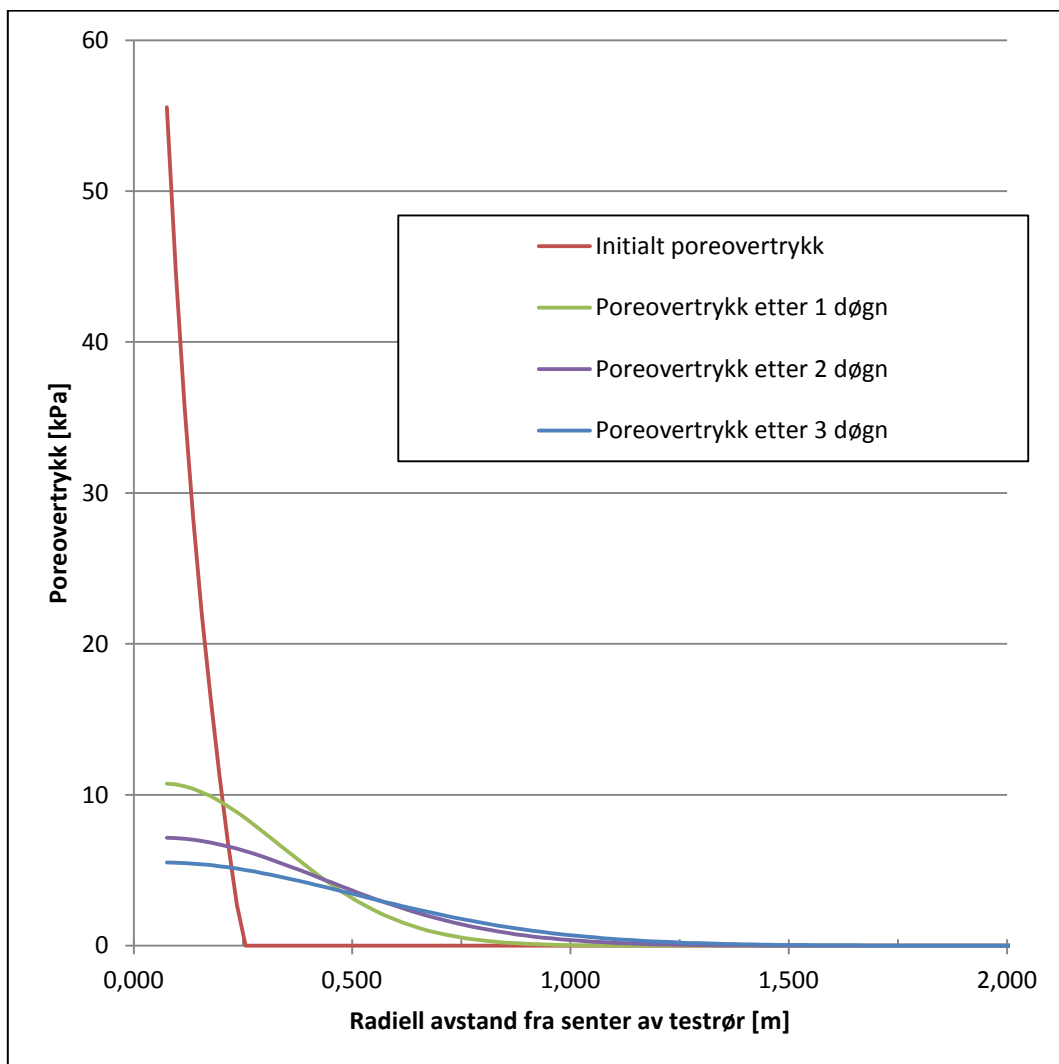
$$\frac{u_{r,t+1} - u_{r,t}}{\Delta t} = C_r \left(\frac{u_{r+1,t} - u_{r-1,t}}{2\Delta r} + \frac{u_{r+1,t} - 2u_{r,t} + u_{r-1,t}}{\Delta r^2} \right) \quad (\text{D. 8})$$

Ved likning (D. 4) og (D. 8) er poreovertrykket beregnet i et regneark, se Figur D 2 og Figur D 3 for resultater. Den vertikale konsolideringskoeffisienten, C_v , er benyttet istedenfor radiell

konsolideringskoeffisient, C_r . I tillegg er bidraget fra jordens dilatansparameter sett bort i fra i de forenklede utregningene, dvs. $D=0$. Av beregningene er det funnet at 90 % konsolidering ved overgangen rør/jord er ved omtrent 3 døgn.



Figur D 2 Beregnet konsolideringstid



Figur D 3 Beregnede poreovertrykk rundt testrøret

Vedlegg E: Bestemmelse av skjærmodulen, G og G_0 .

Basert på leirens poreteall og initiale spenninger i det aktuelle jordprofilet bestemmer Biarez og Hicher (1994) den initiale skjærmodulen etter følgende metode:

$$E_0^{ref} = \frac{140MPa}{e} \quad (E. 1)$$

$$E_0 = E_0^{ref} \sqrt{\frac{p'}{p_{ref}}} \quad (E. 2)$$

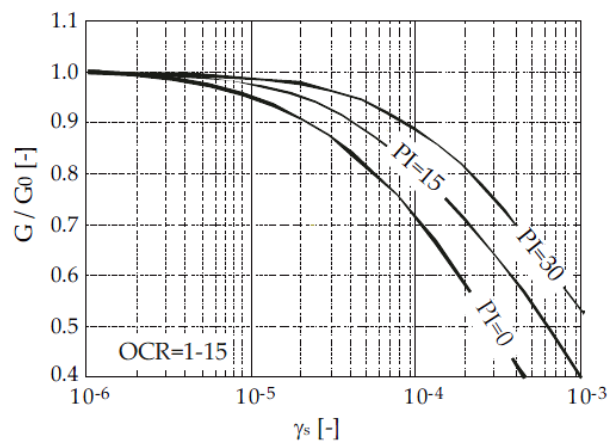
$$G_0 = \frac{E_0}{2(1 + \nu_{ur})} \quad (E. 3)$$

- E_0^{ref} : Initial elastisitetsmodul uavhengig av spenningsnivå
- e : Poretall (Volum porer / Volum fast stoff)
- E_0 : Initial elastisitetsmodul avhengig av spenningsnivå
- p' : Vertikal initial spenning i det aktuelle jordprofilet
- p_{ref} : Referanse spenning lik 100kPa
- ν_{ur} : Tverrkontraksjonskonstanten ved avlastning og pålastning

Basert på korrelasjoner mellom korrigert spissmotstand ved en CPTU undersøkelse og poreteallet til leiren, kan den initiale skjærmodulen beregnes etter nedenstående likning etter Mayne og Rix (1993).

$$G_0 = 49,4 \cdot q_t^{0,695} \cdot e^{-1,130} \quad (E. 4)$$

- q_t : Korrigert spissmotstand



Figur E 1 Reduksjon av skjærmodulen ved økende skjærtøyning (Vucetic and Dobry, 1991)

Ovenstående kurver er hentet fra manualen til analyseverktøyet innen FEM, PLAXIS 2D 2010 (Brinkgreve et al., 2010), men viser arbeidet til Vucetic og Dobry (1991). Kurvene angir reduksjonen av den initiale stivheten avhengig av plastisitetsindeksen (her: $PI=...$) og økende grad av skjærtøyning. Beregningene for gjeldende grunnforhold følger:

Tabell E 1 Inputverdier for beregning av skjærmodul

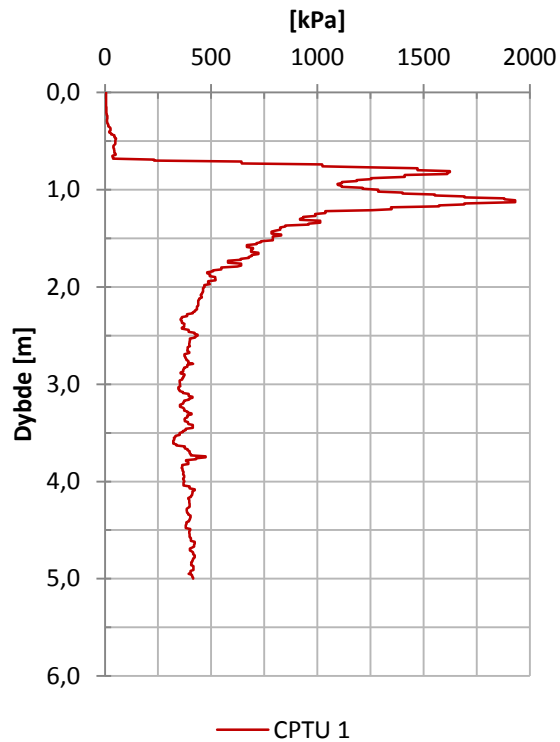
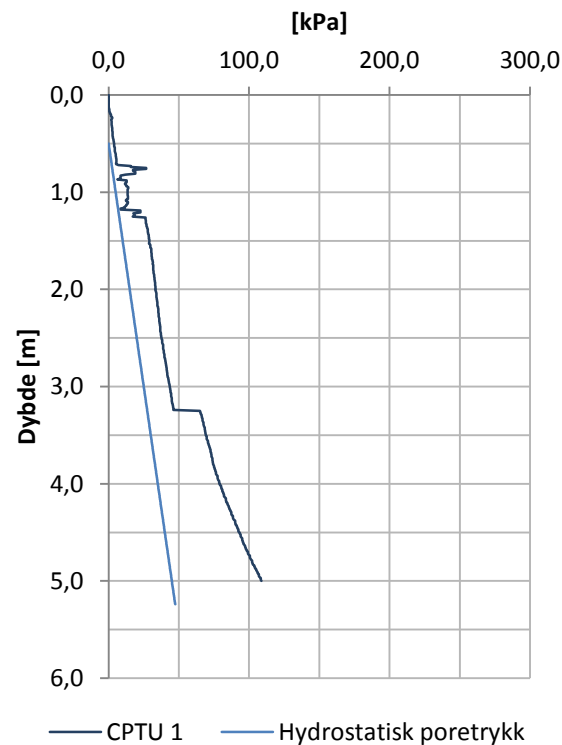
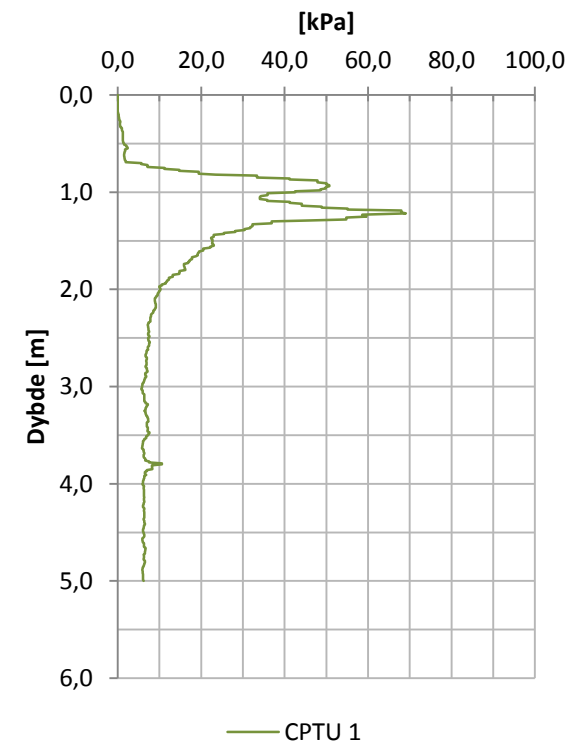
Notasjon	Verdi	Enhet
z	2,275	m
p'	25,5	kPa
p_{ref}	100	kPa
v_{ur}	0,2	-
e	0,96	-
I_p	14	%
q_t	0,4	MPa

Tabell E 2 Beregnede stivheter

Forfatter	Notasjon	Verdi	Enhet
Biarez og Hicher (1994)			
	E_0^{ref}	146,0	MPa
	E_0	74,0	MPa
	G_0	31,0	MPa
Mayne og Rix (1993)			
	G_0	27,0	MPa
Vucetic og Dobry (1991)			
	$G_{0,7}^*$	20,3	MPa

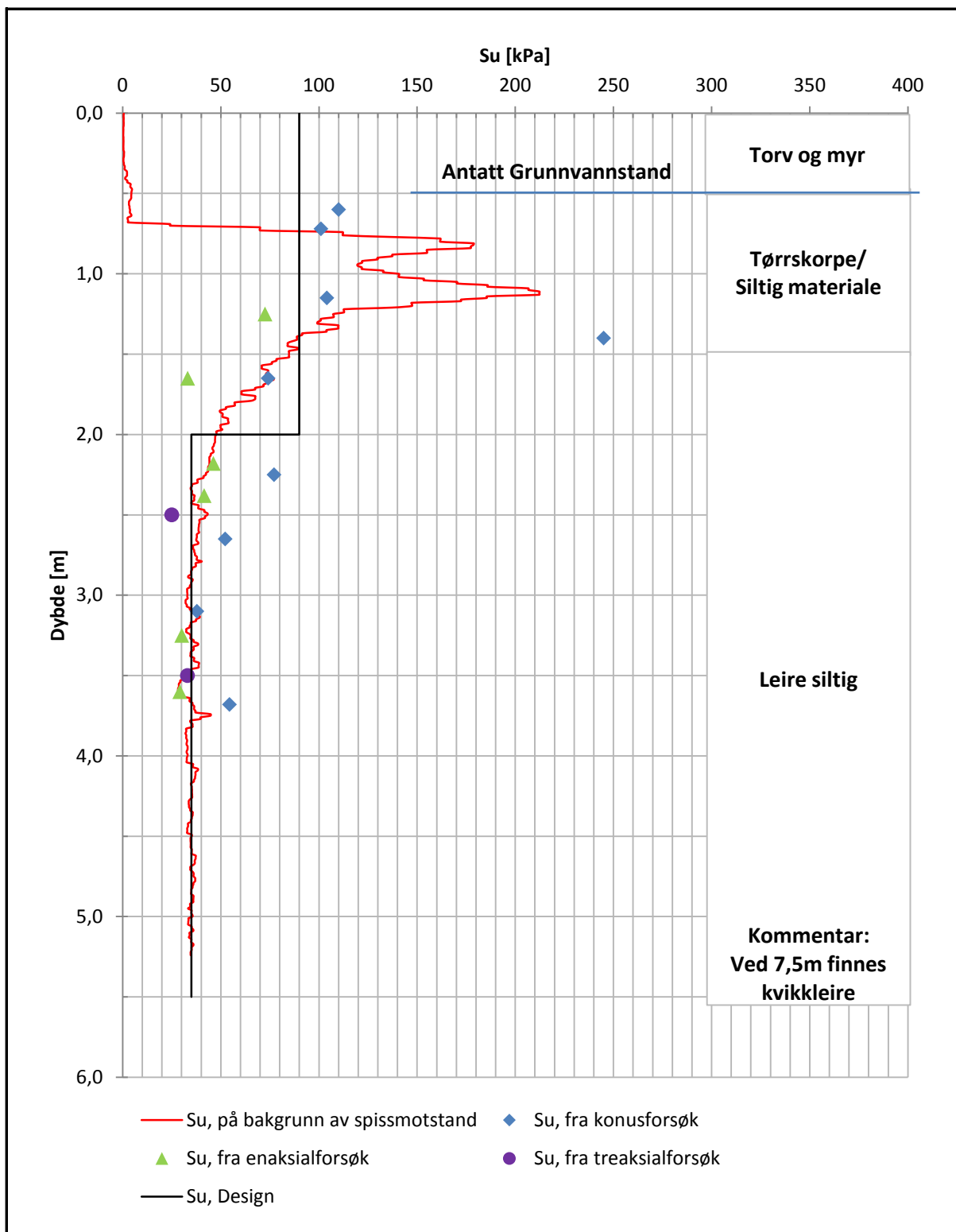
*Det er valgt å sette skjærmodulen som er nødvendig for metoden til Kodikara et al. (2010) lik skjærmodulen som er redusert til 70 % av den initiale skjærmodulen. Den initiale skjærmodulen er valgt ved en midling av verdiene ved metodene til Biarez og Hicher (1994), og Mayne og Rix (1993).


Vedlegg F: Resultat fra CPTU

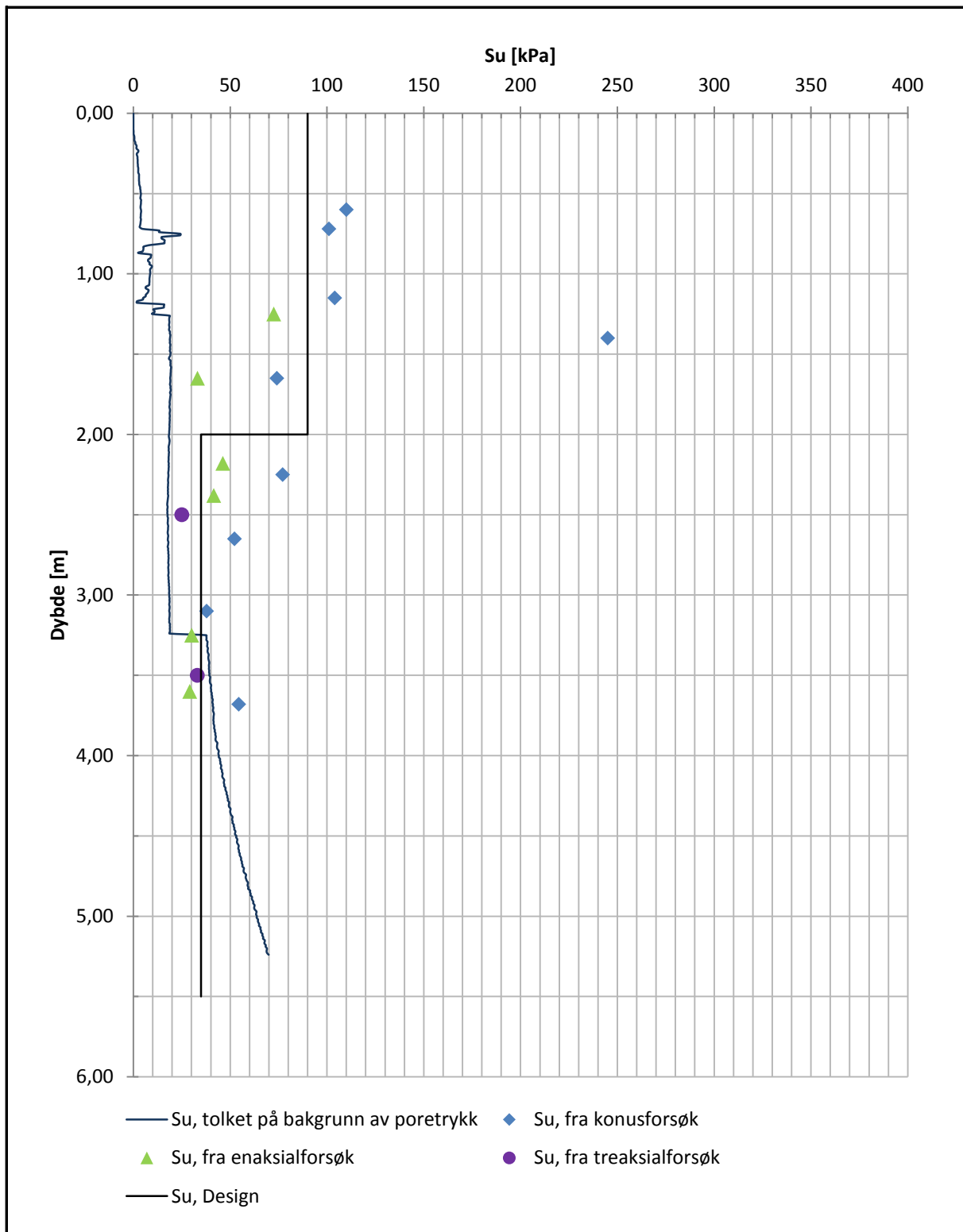
Korrigert spissmotstand, q_t **Poretrykk, u_2** **Sidefriksjon, f_s** **Tittel:** Resultater fra CPTU**Dato:** 26.03.2012**Beskrivelse:**


Det er forborret ned til 1m
Poretrykkene er svært lave og det antas at det er noe feil med målingene på bakgrunn av tidligere grunnundersøkelser og det som ellers er observert ved gjeldende grunnundersøkelse.

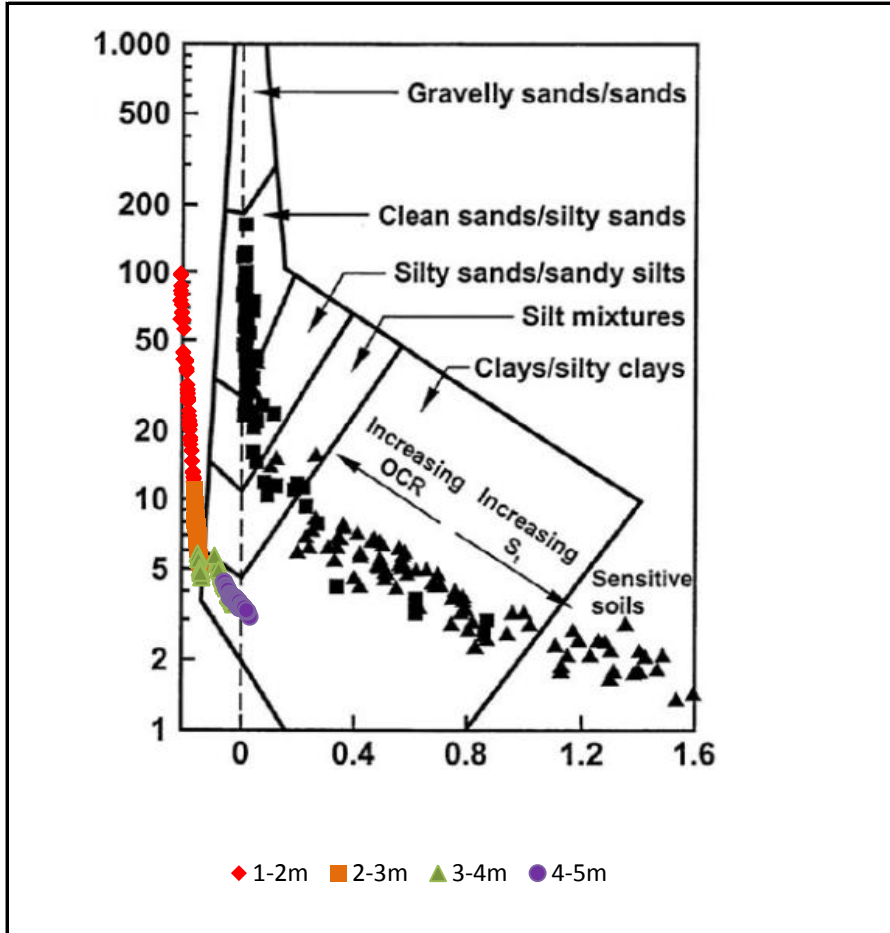
Tegningsnr.: F1**Faggruppe Geoteknikk**



Tittel: Tolket Su profil basert på CPTU- og lab-resultater	Dato: 26.03.2012
Beskrivelse: Su 0-2m: 90 kPa Su 2-5m: 35kPa Nkt=9,0 (Nkt bør ligge mellom 6-14 i henhold til litt.) Klassifiseringer er basert på klassifiseringskart av Robertson og Senneset, samt tidligere grunnundersøkelser.	Tegningsnr.: F2
 Faggruppe Geoteknikk	



Tittel: Tolket S_u profil basert på CPTU- og lab-resultater	Dato: 26.03.2012
Beskrivelse: $Nu = 1$ I henhold til litteraturen burde Nu ligget mellom 5-9. De målte verdiene for U_2 er lavere enn det som er forventet og det mistenkes en feil ved instrumentene.	Tegningsnr.: F3
 Faggruppe Geoteknikk	



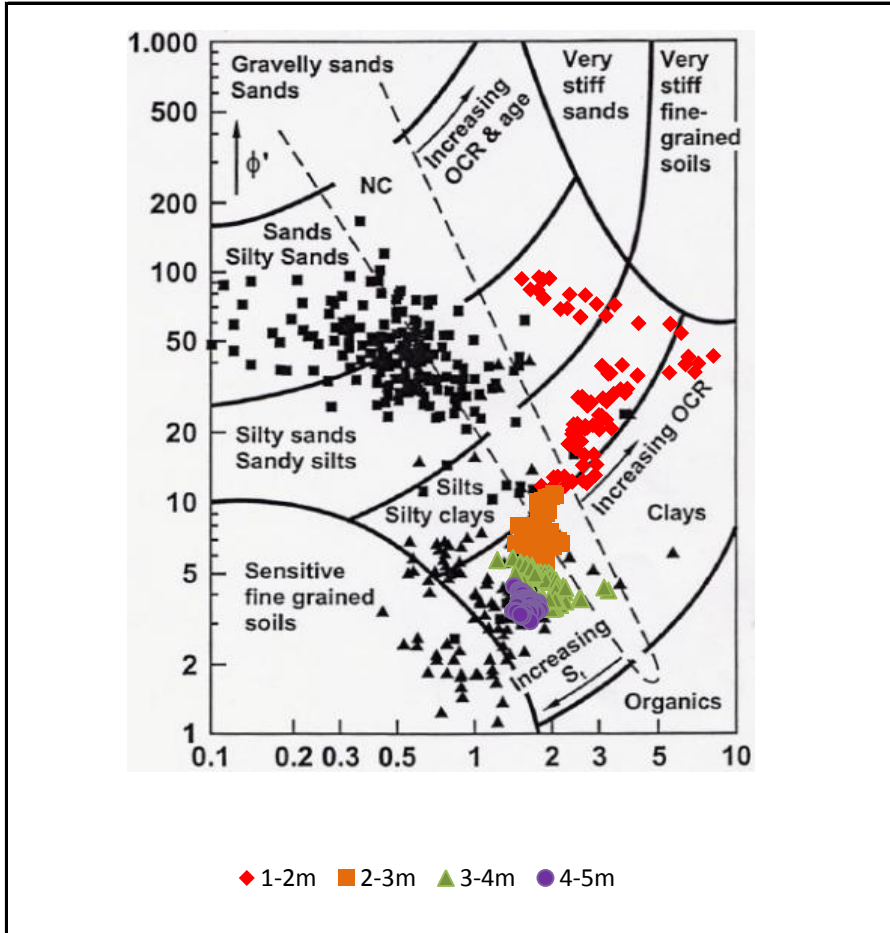
Tittel: Bq - N plot, Robertson 1990

Beskrivelse:
 Materialet består av silt og siltig leire fra 2m og nedover.
 Det kan se ut som mat. er noe overkonsolidert. Da u_2 er lav i forhold til forventet verdi er det sannsynlig at Bq også er beregnet for lav.

Dato: 26.03.2012

Tegningsnr.: F4

 **NTNU**
Faggruppe Geoteknikk



Tittel: Rf - N plot, Robertson 1990

Beskrivelse:
 Materialet består av silt, siltig leire og leire fra 2m og nedover.
 Kartet viser at mat. er noe overkonsolidert. Sensitiviteten øker med dybden, dette stemmer med at leiren er kvikk ved 7,5m

Dato: 26.03.2012

Tegningsnr.: F5

 **NTNU**
Faggruppe Geoteknikk



Titel: Bq - N plot, Senneset et al. 1989

Dato: 26.03.2012

Beskrivelse:

Tegningsnr.: F6

Materialet er bløtt - lav q_t


Kartet viser at materialet er silt og siltig leire.


Da u_2 er lav i forhold til forventet verdi er det sannsynlig at B_q også er beregnet for lav og at plotet skal flyttes mot høyre.

 NTNU

Faggruppe Geoteknikk

Vedlegg G: Resultat fra rutineundersøkelser.

Åpning av prøverør Dybde, z: 2,0-2,8 m Grunnvannstand 0,5 m Lengde av prøve, L: 79,3 cm Volum av prøve, 23,2xL: 1839,8 cm ³ Masse av sylinder m/prøve 5321,1 g Masse tom sylinder 1726,4 g Masse prøve 3594,7 g Midlere densitet, ρ 2,0 g/cm ³ Midlere tyngdetetthet, $\gamma = \rho \cdot g$ 19,2 kN/m ³		Korndensitet fra pyknometermåling Masse pyknometer+vann (1): 148,35 g Masse pykn.+prøve+vann (2): 159,31 g Total masse tørr: 146,98 g Masse skål: 129 g Masse tørr (3): 17,98 g Korndensitet: $\rho_s = (3)/[(1)+(3)-(2)] \cdot \rho$ 2,56 g/cm ³		Plastisitetsgrenser Test 1 Masse beger m/lokk 21,29 g Total masse våt 46,6 g Total masse tørr 33,62 g Masse vann 12,98 g Flytegrense, w_L 105,3 % Masse beger m/lokk 29,63 g Total masse våt 36,34 g Total masse tørr n/a? g Masse vann - g Rullegrense, w_p - %	
Konussforsøk Test 1 Test 2 Test 3 s_u 77,1 52,2 - kPa s_r 6,8 3,9 - kPa s_t 11,3 13,4 -		Prøveinndeling 0 W ₁ Enaks. 1 10 ρ_1 V ₁ Enaks. 2 30 W ₂ 40 \emptyset_{do} Triax. 50 60 ρ_s V ₂ 70 W ₁ +W _p W ₃ 80		Densitet liten prøve Ring Ring Ring nr 3 Masse ring 32,61 g Volum ring 35,3 cm ³ Skål nr 213,05 Masse skål 213,65 g Tot masse våt 315,21 g Tot masse tørr 266,47 g Masse våt prøve 68,95 g Masse tørr prøve 52,82 g Tørr densitet 1,5 g/cm ³ Tørr tyngdetetthet 14,7 kN/m ³ Våt densitet 2,0 g/cm ³ Våt tyngdetetthet 19,2 kN/m ³	
Enaks. Trykk Test 1 Test 2 s_u 46,2 41,5 kPa ϵ_a 3 2 %		Vanninnhold Test 1 Test 2 Test 3 Skål nr 201 63,61 60,79 Tot masse våt 97,42 111,64 133,32 g Tot masse tørr 79,48 99,68 99,68 g Masse vann 17,94 11,96 33,64 g Masse skål 25,14 63,61 60,79 g Masse tørr prøve 54,34 36,07 38,89 g Vanninnhold 33,0 33,2 86,5 %		Rutineparametere Plastisitetsindeks: $I_p = w_L - w_p$ - % Flyteindeks: $I_f = (w - w_p) / (w_L - w_p)$ - Porøsitet: $n = 1 - (\rho_d / \rho_s)$ 0,42 Porøsitet: $n = V_p / V$ 0,46 Poretall: $e = (\rho_s / \rho_d) - 1$ 0,71 Poretall: $e = n / (1 - n)$ 0,84 Metningsgrad: S_r 100 %	
Tittel: Prøve NTH120		Dato: 26.03.2012		Tegningsnr.: G3	
Beskrivelse: Prøvetaking: 08.03.2012 Dato Utført: 14.03.2012 Utført av: Ulvestad og Sjødis Borested: Tiller Dybde: 2,0-2,8m		Generell klassifisering Jordart: Leire siltig, leire Merknad: Fin prøve, noe organisk mat. Observert en liten stein ved utskyvning (30-50cm ned fra toppen av prøven)		 NTNU Faggruppe Geoteknikk	

Åpning av prøverør Dybde, z: 3,0-3,8 m Grunnvannstand 0,5 m Lengde av prøve, L: 79,1 cm Volum av prøve, 23,2xL: 1835,1 cm ³ Masse av sylinder m/prøve 5265,4 g Masse tom sylinder 1727,4 g Masse prøve 3538,0 g Midlere densitet, ρ 1,9 g/cm ³ Midlere tyngdetetthet, $\gamma=\rho\cdot g$ 18,9 kN/m ³		Korndensitet fra pyknometermåling Masse pyknometer+vann (1): 148,35 g Masse pykn.+prøve+vann (2): 163,39 g Total masse tørr: 314,90 g Masse skål: 290,36 g Masse tørr (3): 24,54 g Korndensitet: $\rho_s=(3)/[(1)+(3)-(2)] \varnothing$ 2,58 g/cm ³		Plastisitetsgrenser Test 1 Masse beger m/lokk 22,43 g Total masse våt 40,51 g Total masse tørr 35,66 g Masse vann 4,85 g Flytegrense, w_l 36,7 % Masse beger m/lokk 20,66 g Total masse våt 33,52 g Total masse tørr 31,10 g Masse vann 2,42 g Rullegrense, w_p 23,2 %	
Konusforsøk Test 1 Test 2 Test 3 s_u 37,8 54,4 - kPa s_r 4,0 2,3 - kPa s_t 9,5 23,7 -		Prøveinndeling 0 W_1 V_1 10 ρ_1 Enaks. 1 20 \varnothing dometer W_2 Triax. 40 50 Enaks. 2 60 ρ_s W_1+W_p 70 V_2 W_3 80		Densitet liten prøve Ring Ring nr 7 Masse ring 31,64 g Volum ring 34,80 cm ³ Skål nr 57 Masse skål 24,98 g Tot masse våt 125,31 g Tot masse tørr 75,68 g Masse våt prøve 68,69 g Masse tørr prøve 50,70 g Tørr densitet 1,5 g/cm ³ Tørr tyngdetetthet 14,3 kN/m ³ Våt densitet 2,0 g/cm ³ Våt tyngdetetthet 19,4 kN/m ³	
Enaks. Trykk Test 1 Test 2 s_u 30,1 29,1 kPa ϵ_a 1,8 1,8 %				Rutineparametere Plastisitetsindeks: $I_p=w_l-w_p$ 13,5 % Flyteindeks: $I_f=(w-w_p)/(w_l-w_p)$ 1,1 Porøsitet: $n=1-(\rho_d/\rho_s)$ 0,44 Porøsitet: $n=V_p/V$ 0,52 Poretall: $e=(\rho_s/\rho_d) - 1$ 0,77 Poretall: $e=n/(1-n)$ 1,07 Metningsgrad: S_r 100 %	
Vanninnhold Test 1 Test 2 Test 3 Skål nr 79 63,75 92 Tot masse våt 96,31 110,15 170,84 g Tot masse tørr 82,36 98,58 156,67 g Masse vann 13,95 11,57 14,17 g Masse skål 45,13 63,75 117,34 g Masse tørr prøve 37,23 34,83 39,33 g Vanninnhold 37,5 33,2 36,0 %					
Tittel: Prøve 700			Dato: 26.03.2012		
Beskrivelse: Prøvetaking: 08.03.2012 Dato Utført: 14.03.2012 Utført av: Ulvestad og Sjødis Borested: Tiller Dybde: 3,0-3,8m			Generell klassifisering Jordart: Leire siltig, leire Merknad: Fin prøve. Mulige konturer til en form for lagdeling (forskjellig fargenyanser)		
			 Faggruppe Geoteknikk		

Konusforsøk

Z [m]	s_u [kPa]	s_r [kPa]	S_t [-]
0,6	110,0	35,5	3,1
0,72	101,0	74,1	1,4
1,15	104,0	35,5	6,8
1,4	245,0	16,2	15,1
1,65	74,1	9,8	7,6
2,25	77,1	6,8	11,3
2,65	52,2	3,9	13,4
3,1	37,8	4,0	9,5
3,68	54,4	2,3	23,7

Enaks. Trykk

Z [m]	s_u [kPa]	ϵ_a [%]
-	-	-
-	-	-
1,25	72,5	8,5
1,65	33,1	8,0
2,18	46,2	3,0
2,38	41,5	2,0
3,25	30,1	1,8
3,60	29,1	1,8

Densitet liten prøve

Z [m]	$\rho_{tørr}$ [g/cm ³]	$\rho_{våt}$ [g/cm ³]	$\gamma_{tørr}$ [kN/m ³]	$\gamma_{våt}$ [kN/m ³]
0,65	1,45	1,92	14,2	18,8
1,58	1,36	1,87	13,3	18,3
2,20	1,50	1,95	14,7	19,2
3,15	1,46	1,97	14,3	19,4

Vanninnhold

Z [m]	w [%]
0,65	30,7
0,75	31,1
1,15	29,9
1,60	31,1
1,75	32,6
2,05	33,0
2,40	33,2
2,75	37,5
3,05	37,5
3,35	33,2
3,75	36,0

Plastisitetsgrenser

Z [m]	w_l [%]	w_p [%]	I_p [%]
-	-	-	-
1,55	40,1	24,4	15,8
2,75	-	-	-
3,73	36,7	23,2	13,5

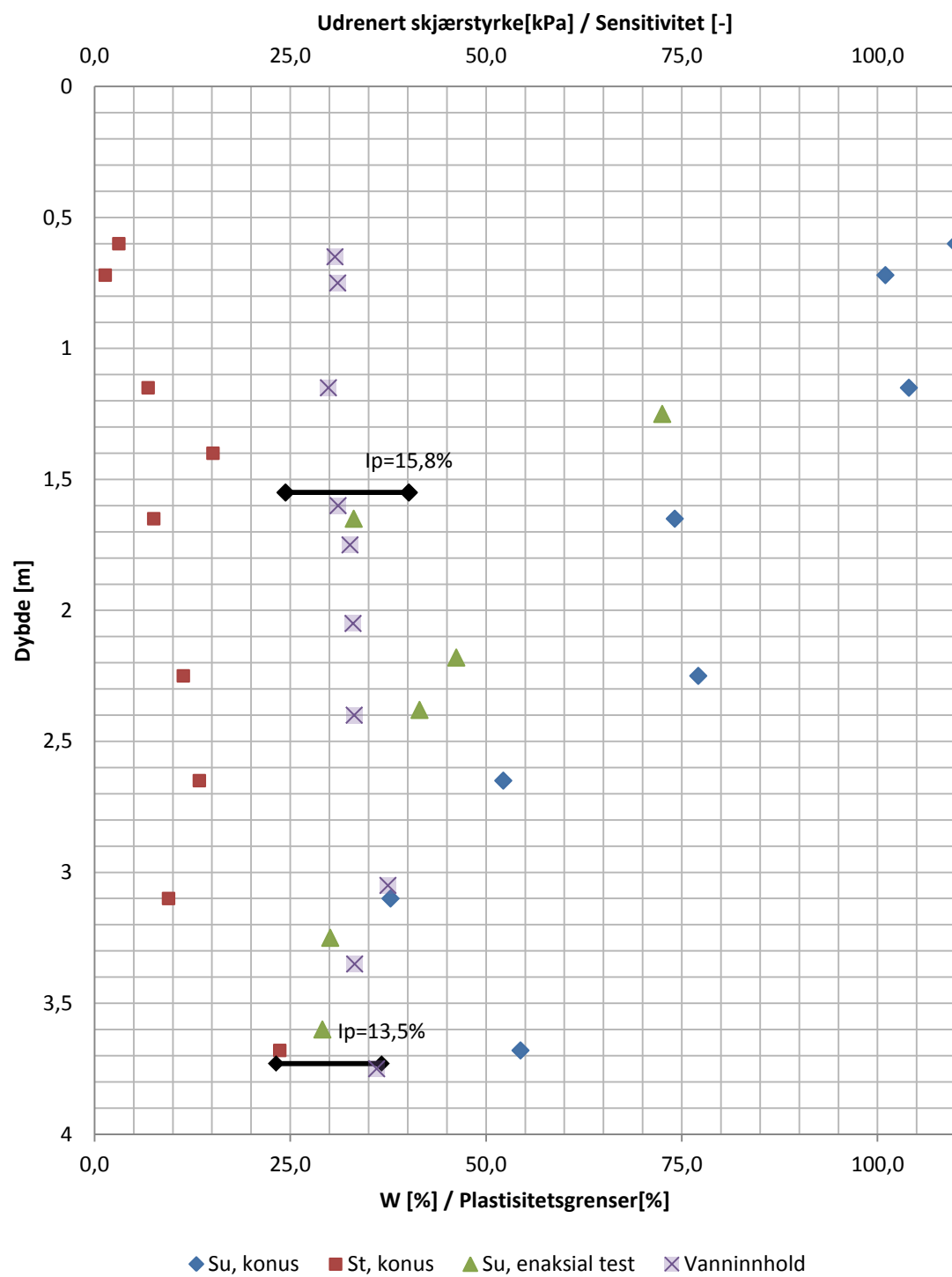
Rutineparametere

Z [m]	n [-]	e [-]
0,65	0,47	0,88
1,58	0,51	1,03
2,20	0,46	0,84
3,15	0,52	1,07

Tittel: Oppsummert resultat fra rutineundersøkelser**Dato:** 26.03.2012**Beskrivelse:**

Prøvetaking: 08.03.2012 Generell klassifisering
Dato Utført: 12-14.03.2012 Jordart: Torv, myr, tørrskorpe,
Utført av: Ulvestad og Sjødis siltig leire, leire
Borested: Tiller
Dybde: 0,0-3,8m

Tegningsnr.: G5**Faggruppe Geoteknikk**



Tittel: Oppsummert resultat fra rutineundersøkelser

Dato: 26.03.2012

Beskrivelse:

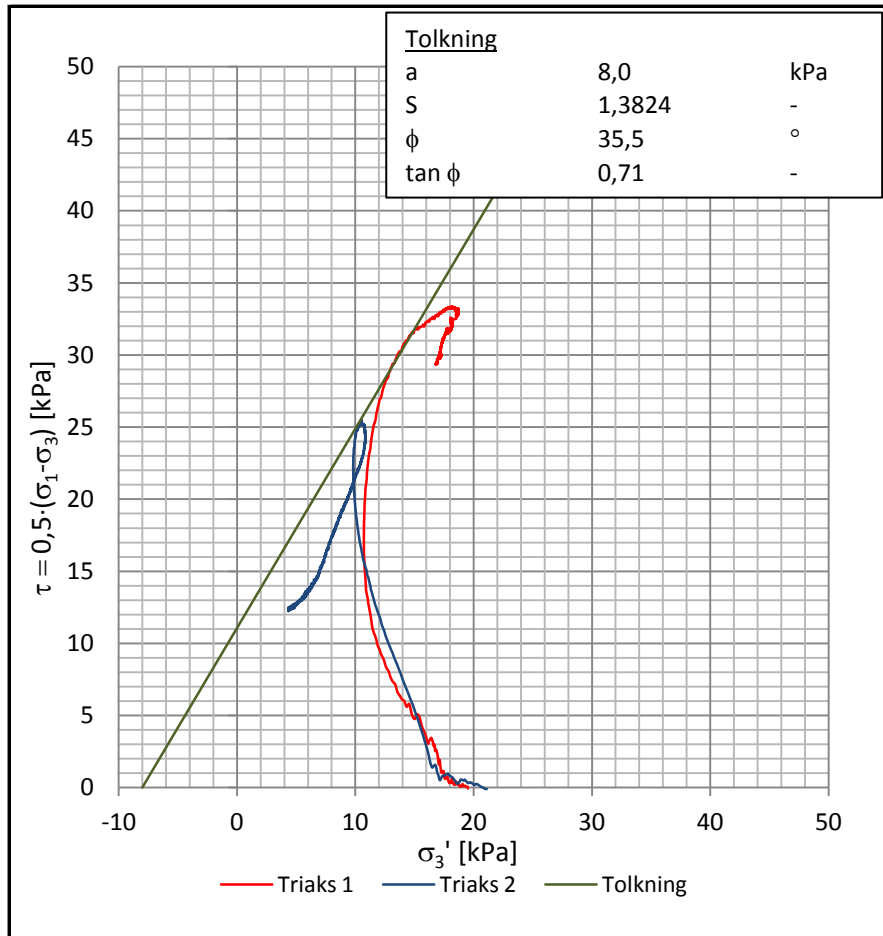
Udrenert skjærstyrke (Su), sensitivitet (St),
vanninnhold (W) og plastisitetsgrenser (Wp+WL).


Tegningsnr.: G6

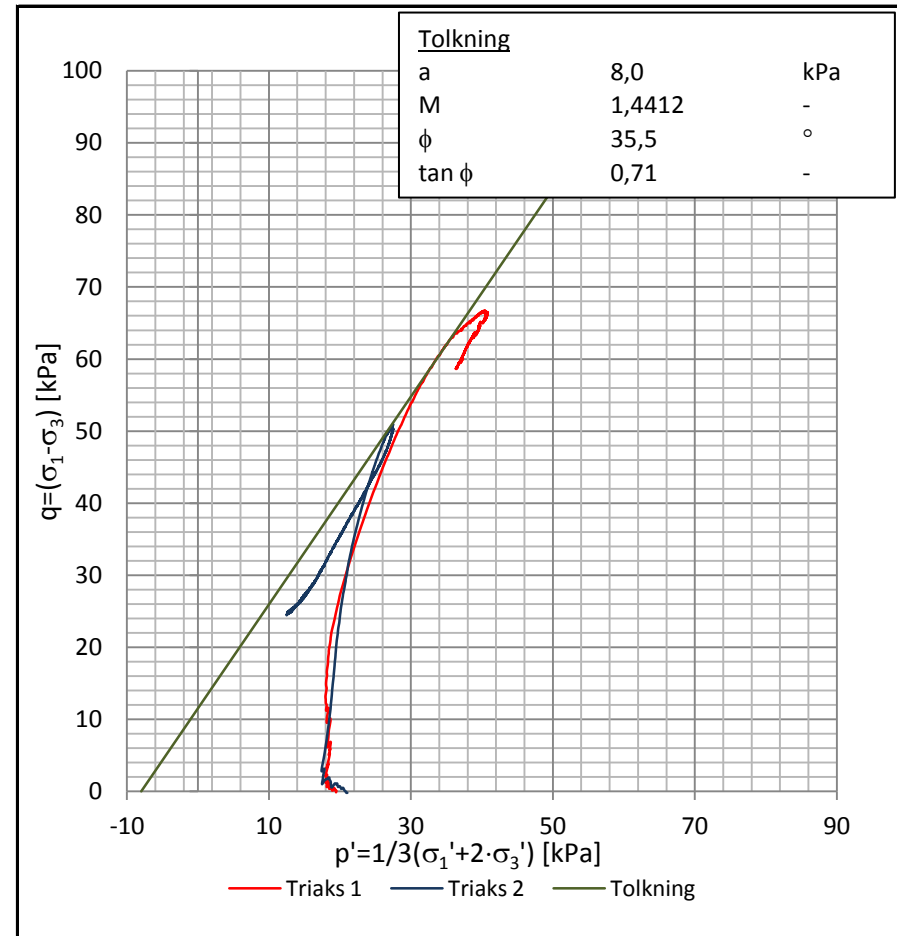
 **NTNU**


Faggruppe Geoteknikk

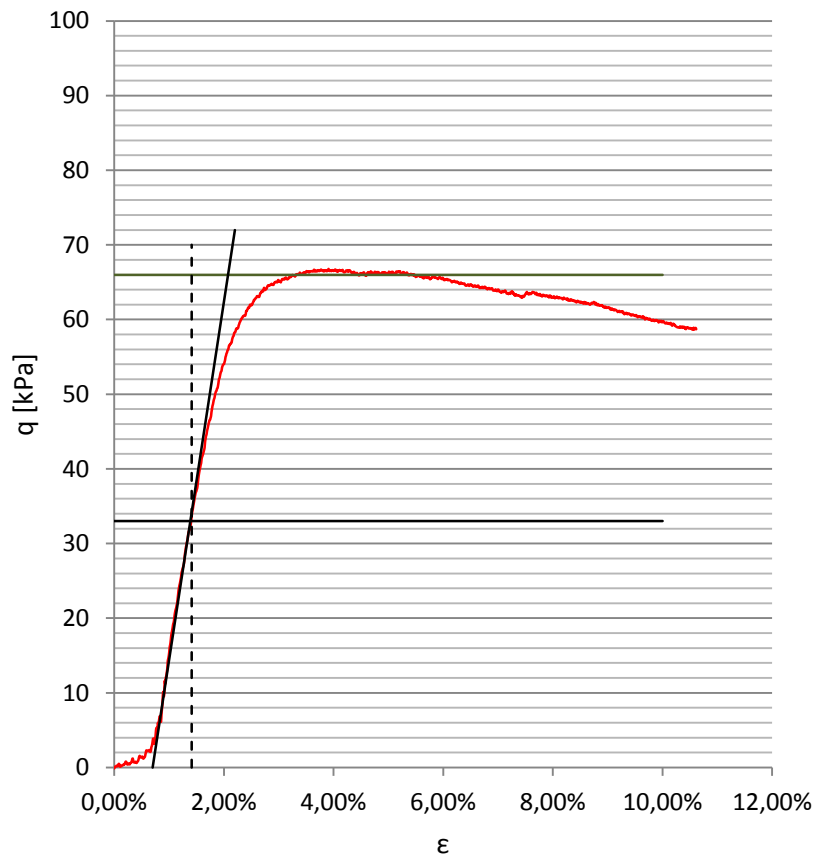
Vedlegg H: Resultat fra treaksialforsøk.



Tittel: Treaxsialtest, NTNU plot	Dato: 26.03.2012
Beskrivelse:	Tegningsnr.: H1
Prøvetaking: 08.03.2012	
Dato utført: 14.03.2012	
Utført av: Ulvestad og Sjødis	
Sted: Tiller	
Dybde: 2,5m og 3,5m	
σ_3' : 19,6kPa og 25,6kPa	



Tittel: Triaxsialtest, p'-q plot	Dato: 26.03.2012
Beskrivelse:	Tegningsnr.: H2
Prøvetaking: 08.03.2012	
Dato utført: 14.03.2012	
Utført av: Ulvestad og Sjødis	
Sted: Tiller	
Dybde: 2,5m og 3,5m	
σ_3' : 19,6kPa og 25,6kPa	



Tittel: Treksialtest 1, ε - q plot

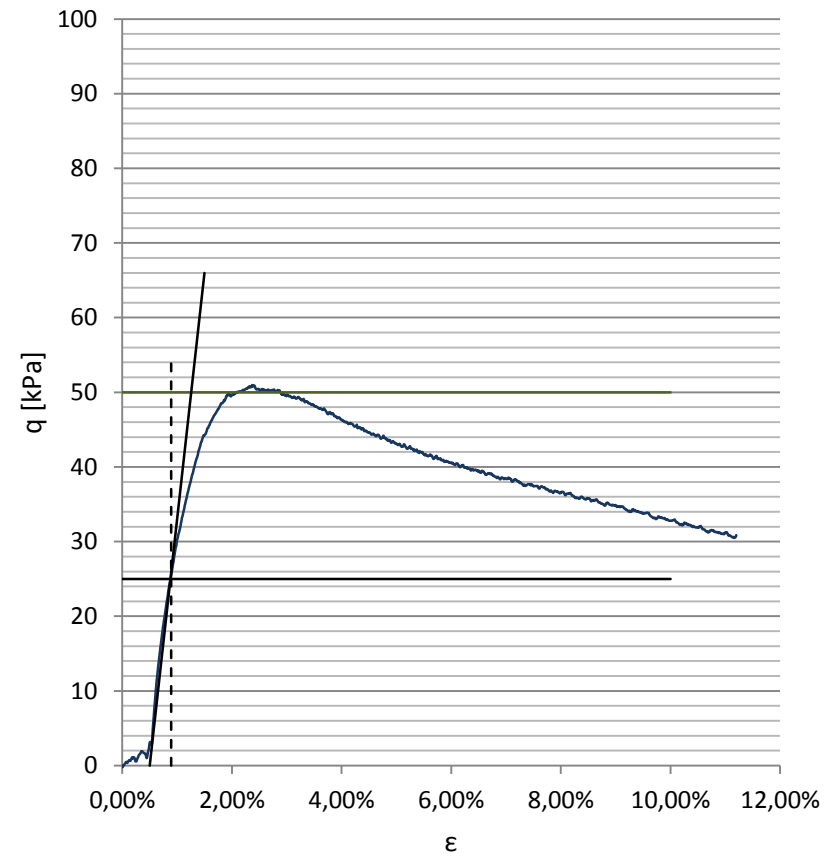
Dato: 26.03.2012

Beskrivelse:

Tegningsnr.: H3

c_{u1} 33 kPa
 ε_{50} 0,0071 -
 E_{50} 4800 kN/m²

 **NTNU**
 Faggruppe Geoteknikk



Tittel: Treksialtest 2, ε - q plot

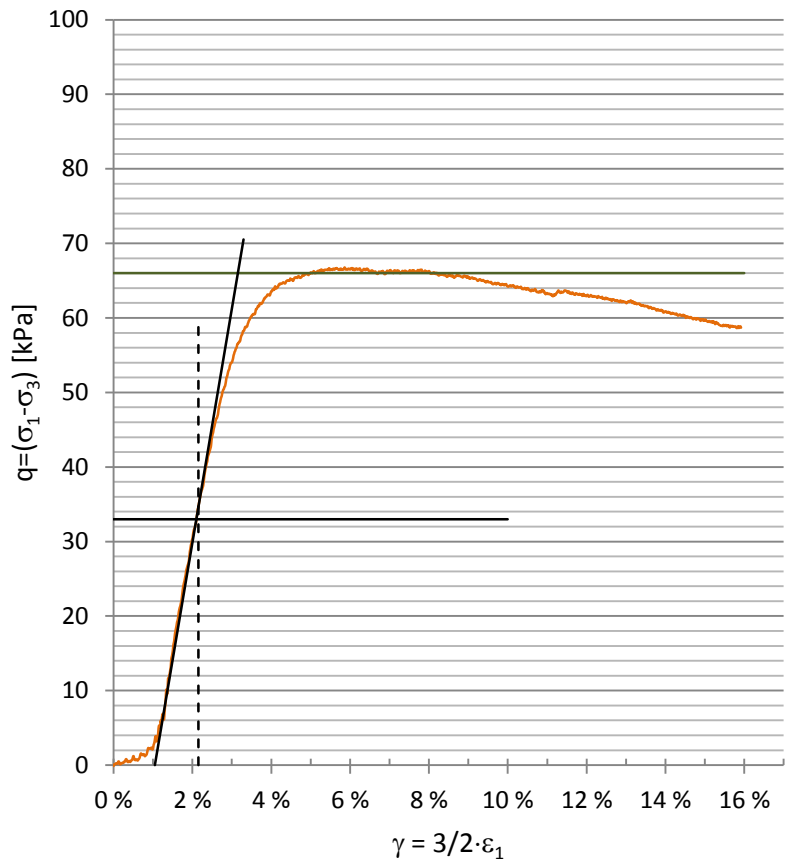
Dato: 26.03.2012

Beskrivelse:

Tegningsnr.: H4

c_{u2} 25 kPa
 ε_{50} 0,0039 -
 E_{50} 6600 kN/m²

 **NTNU**
 Faggruppe Geoteknikk



Tittel: Treaksialtest 1, γ - q plot

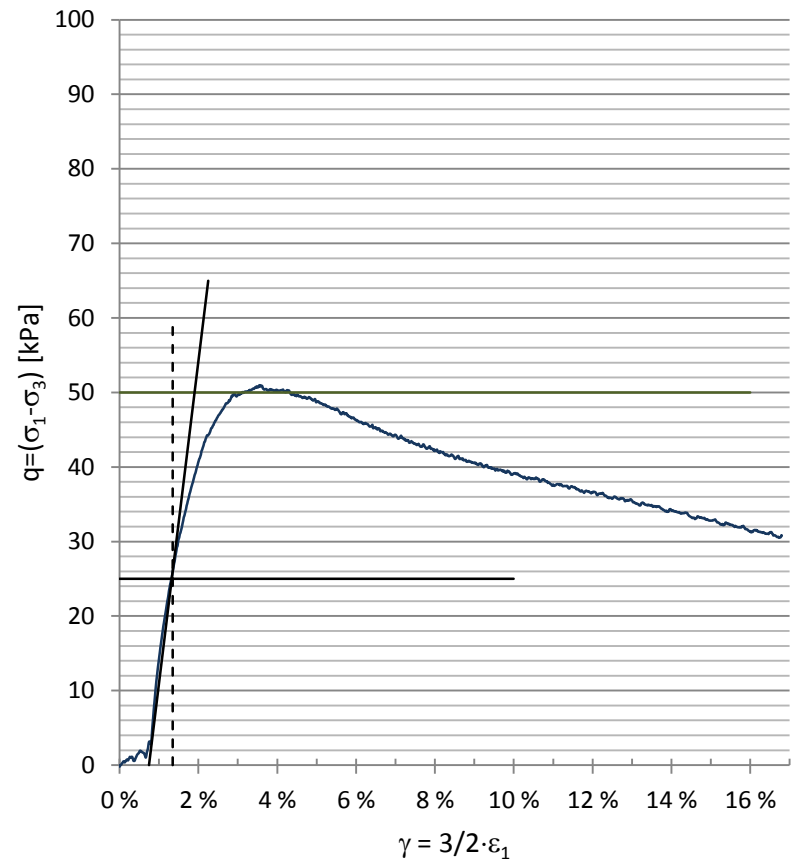
Dato: 26.03.2012

Beskrivelse:

Tegningsnr.: H5

γ_{50} 0,0110 -
 G_{50} 1567 kN/m²

 **NTNU**
 Faggruppe Geoteknikk



Tittel: Treaksialtest 2, γ - q plot

Dato: 26.03.2012

Beskrivelse:

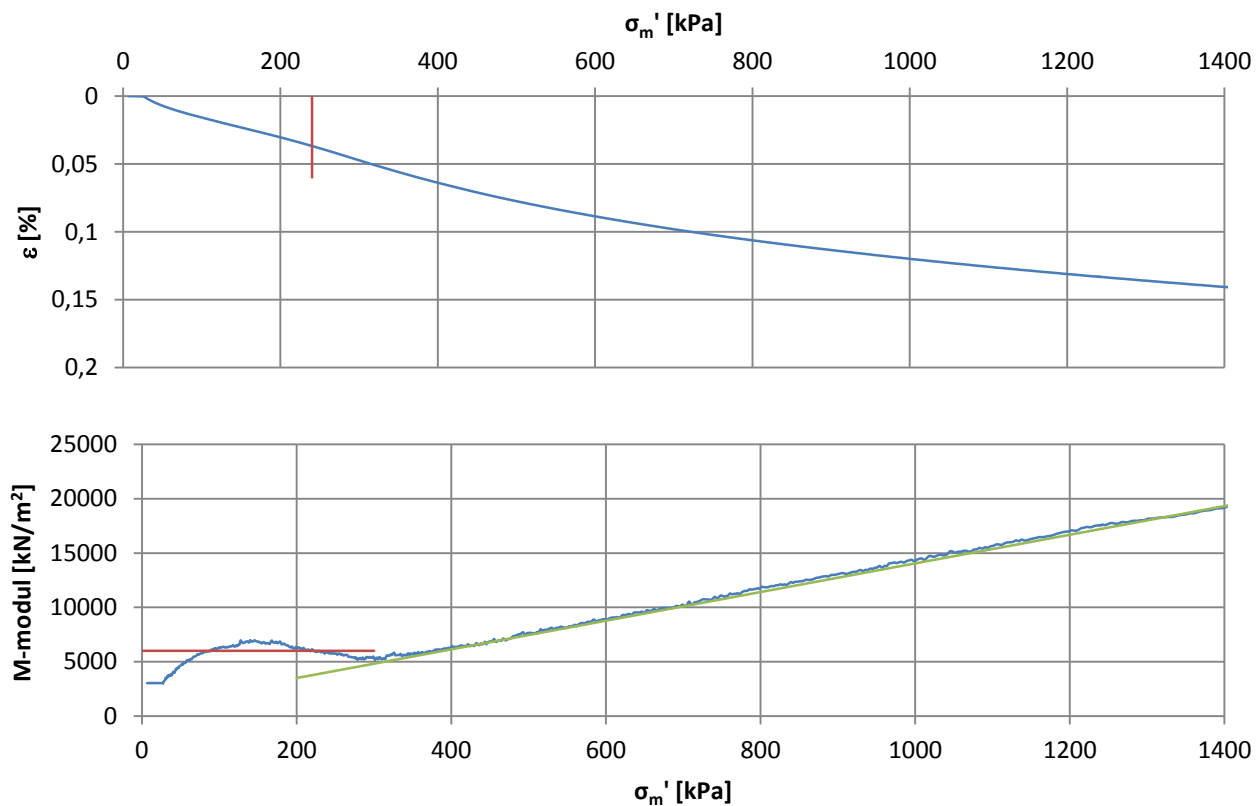
Tegningsnr.: H6

γ_{50} 0,0060 -
 G_{50} 2167 kN/m²

 **NTNU**
 Faggruppe Geoteknikk

Vedlegg I: Resultat fra ødometerforsøk.

Tolkning	
p_c	240
OCR	10,9
M_{oc}	6000
m_{nc}	13,2



Tittel: Ødometer 1 - Spenning vs. tøyning og Spenning vs. M-modul

Dato: 26.03.2012

Beskrivelse:

Tegningsnr.: I1

Prøvetaking: 08.03.2012

Dato utført: 14.03.2012

Utført av: Ulvestad og Sjødis

Type test: CRS

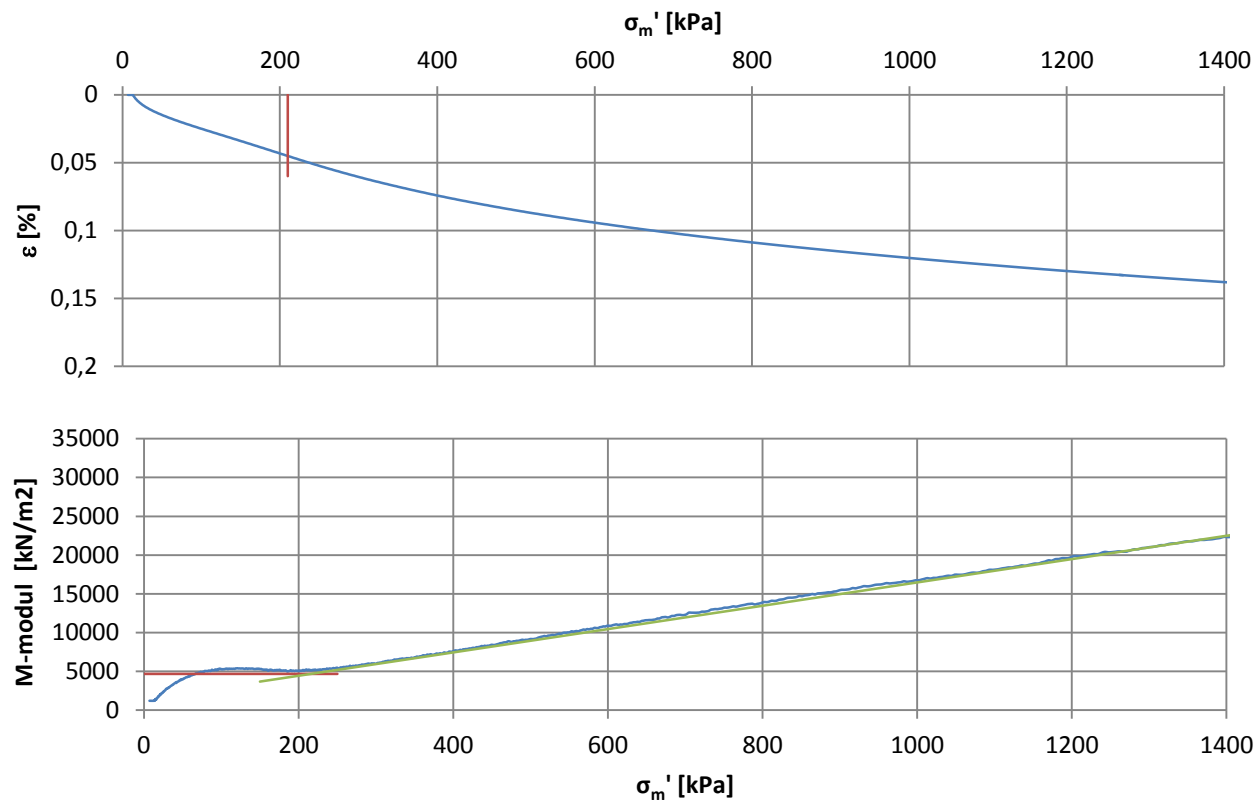
Sted: Tiller

Dybde: 2,45m



Faggruppe Geoteknikk

Tolkning	
p_c	210
OCR	7,1
M_{oc}	4700
m_{nc}	15,0



Tittel: Ødometer 2 - Spenning vs. tøyning og Spenning vs. M-modul

Dato: 26.03.2012

Beskrivelse:

Tegningsnr.: I2

Prøvetaking: 08.03.2012

Dato utført: 14.03.2012

Utført av: Ulvestad og Sjødis

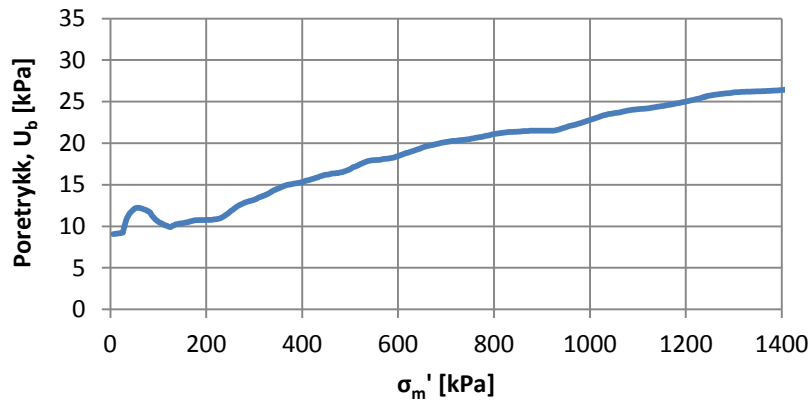
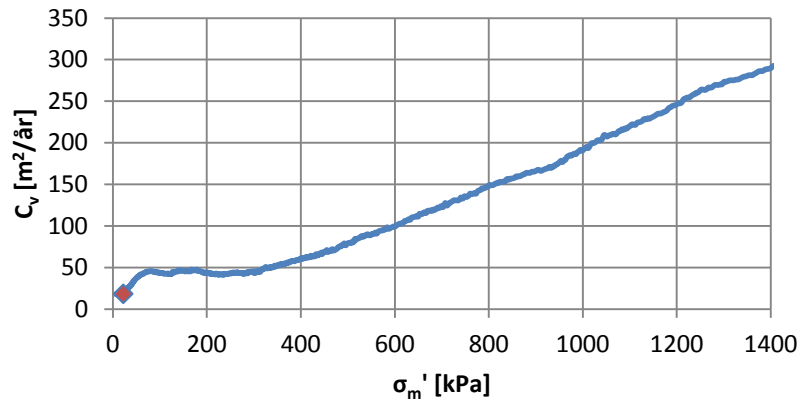
Type test: CRS

Sted: Tiller

Dybde: 3,30m



Faggruppe Geoteknikk



Tittel: Ødo 1 - Kons.koeffisient og poretrykk

Dato: 26.03.2012

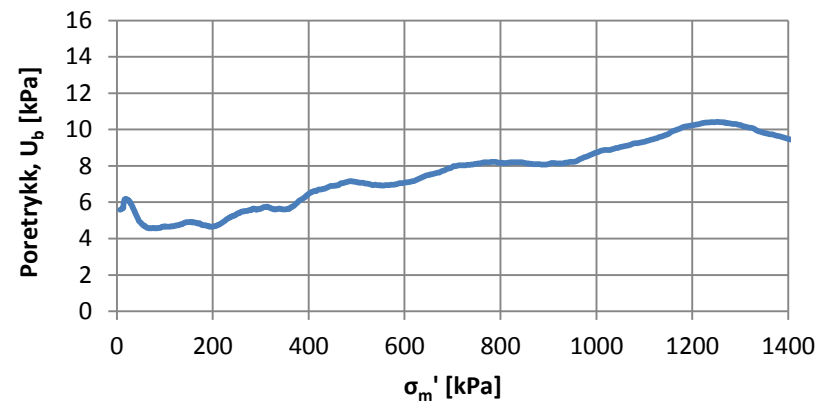
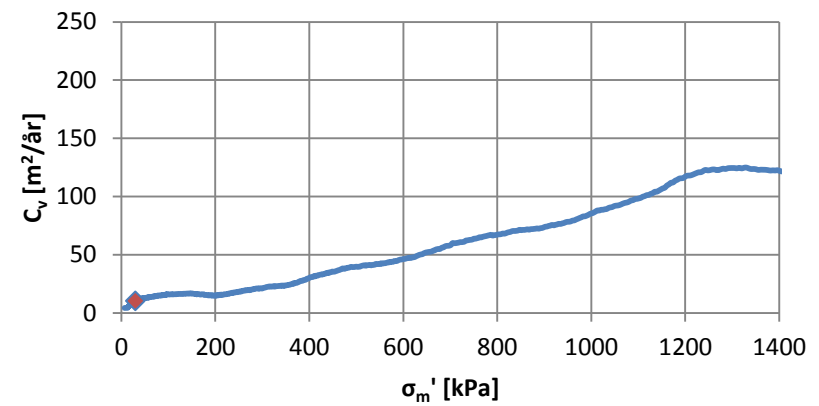
Beskrivelse:

σ 22,1 kPa
 C_v 18,5 m²/år
 M 3039 kN/m²
 k 0,0609 m/år

Tegningsnr.: I3

 NTNU

Faggruppe Geoteknikk



Tittel: Ødo 2 - Kons.koeffisient og poretrykk

Dato: 26.03.2012

Beskrivelse:

σ 29,7 kPa
 C_v 10,5 m²/år
 M 2743 kN/m²
 k 0,0383 m/år

Tegningsnr.: I4

 NTNU

Faggruppe Geoteknikk

Vedlegg J: Installasjonsprosedyre og bilder fra ferdig rigget system.

For å sikre en form for erfaringsoverføring når det gjelder installasjon av forsøket listes det her opp en prosedyre som kan følges ved senere anledninger. I tillegg er det supplert med noen bilder fra tidligere installasjon, se Figur J 1 til Figur J 6.

1. Det forborres et hull ned til en dybde på 2m med det største boret som boreriggen kan bore med. Diameteren på boret er rundt 200mm.
2. Det ytre røret eller casingen presses ned, rundt det forborede hullet, med boreriggen.
3. Casingen må tømmes for massene som fortsatt står inne i røret. Det gjøres ved å bruke det allerede benyttede boret på 200mm samt en spesialbygget skje som kan spa opp massene litt og litt.
4. Når casingen er mer eller mindre tømt for masser presses et installasjonsrør med ytre diameter 150mm ned i leiren 600mm nedenfor casingen. Installasjonsrøret er et nesten 4m langt rør med nedre del av stål og øvre del av plastikk. Installasjonsrøret er ordnet med avstandsholdere slik at det står mest mulig sentrisk inne i casingen.
5. Etter at installasjonsrøret er satt ned tømmes det for masser ved å benytte et tilpasset isbor. Boret roteres for hånd og massene bores ut i små porsjoner.
6. Når installasjonsrøret er tømt trekkes det opp og deretter installeres testrøret. Den løse ringen som lastcellen er skrudd fast på i testrøret må være fri for skitt og smøres gjerne inn i noe fett før installasjon for å unngå eventuelle skjevstillinger. Testrøret er utstyrt med en krave som fungerer som avstandsholder samt mothold og rotasjonspunkt under selve forsøket. Det strebes etter å treffe det forborede hullet i leiren så godt som overhode mulig slik at leiren blir så lite omrørt som mulig. Testrøret er i tillegg utstyrt med kjettinger som er hektet inn i toppen av kraven slik at røret kan henges opp i slisser i casingen for at ikke røret siger videre ned i leiren etter installasjon på grunn av sin egenvekt.
7. Lastpåføringen må nå rigges til. En lastcelle må kobles inn som et mellomstykke i lastpåføringspunktet for kontroll av lasten som systemet påføres. Det er viktig at lastpåføringen orienteres i den retningen som er angitt på forhånd ved de mekaniske installasjonene på testrøret. Utfordringene ved lastpåføringen er først og fremst å få til en lav hastighet og at denne hastigheten holdes jevnt gjennom hele forsøket. Det er forsøkt å sikte etter en deformasjon på 1cm/min i dette arbeidet.
8. Til sist kobles instrumenteringen opp. Deformasjonsmålerne skrues fast på et eksternt stativ og hektes inn på testrøret samt casingen i de ønskede høydene.
9. Før forsøket starter nullstilles instrumentene og det er klart for belastning.



Figur J 1 Installasjon av testrør



Figur J 2 Ferdig rigget Forsøk 1



Figur J 3 Nærbilde av ferdig rigget Forsøk 1



Figur J 4 Ferdig rigget Forsøk 2

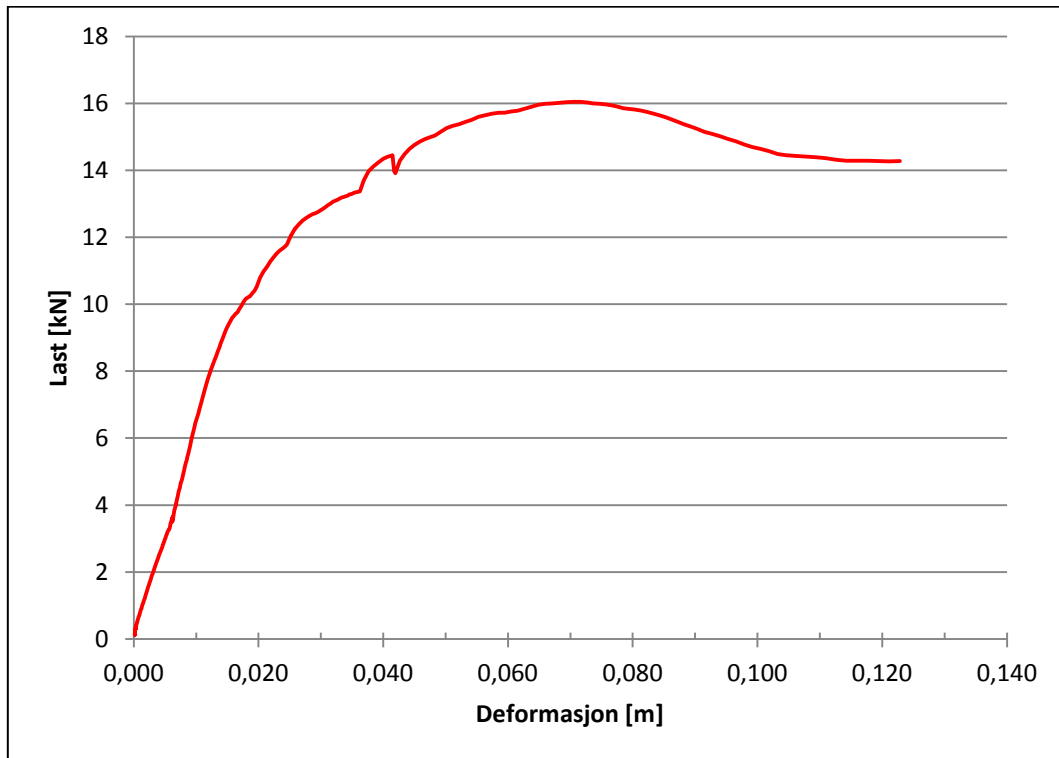


Figur J 5 Forankring av boreriggen i bakkant

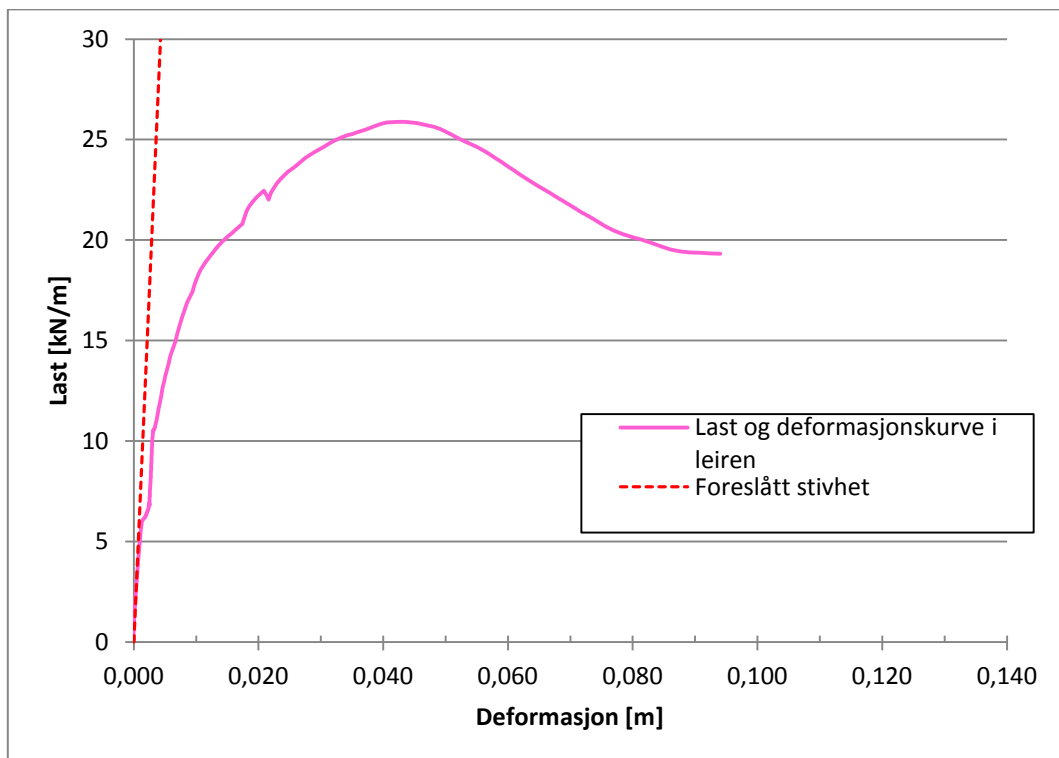


Figur J 6 Utførelse av Forsøk 2

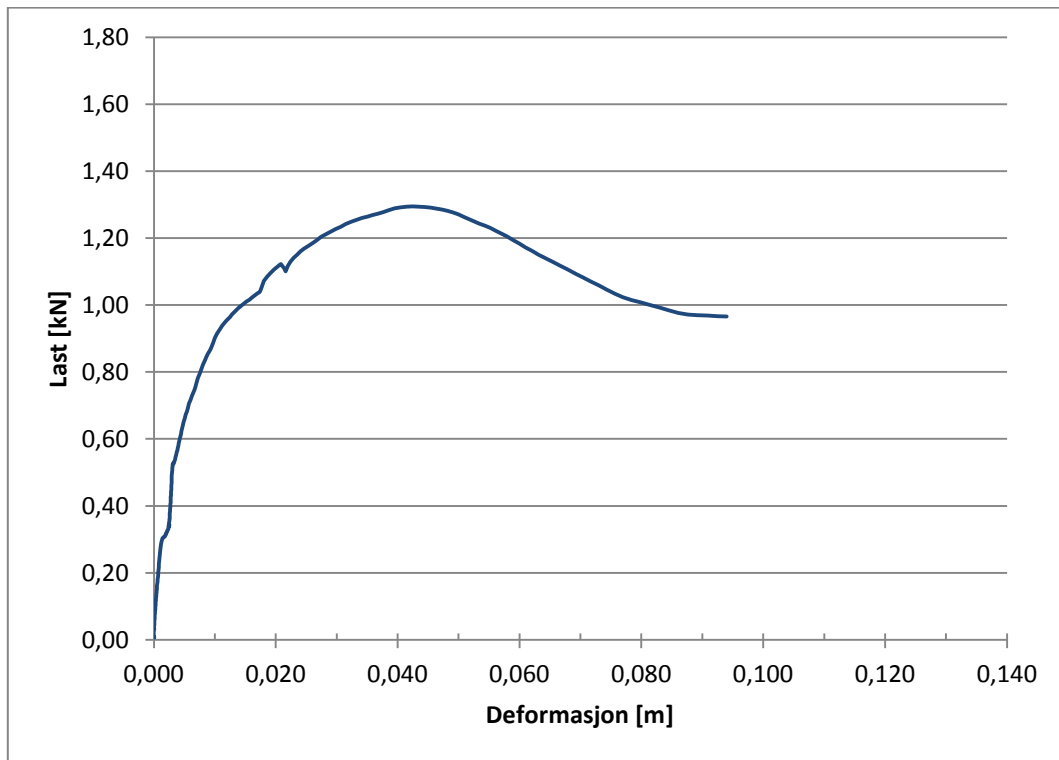
Vedlegg K: Resultat fra Forsøk 2.



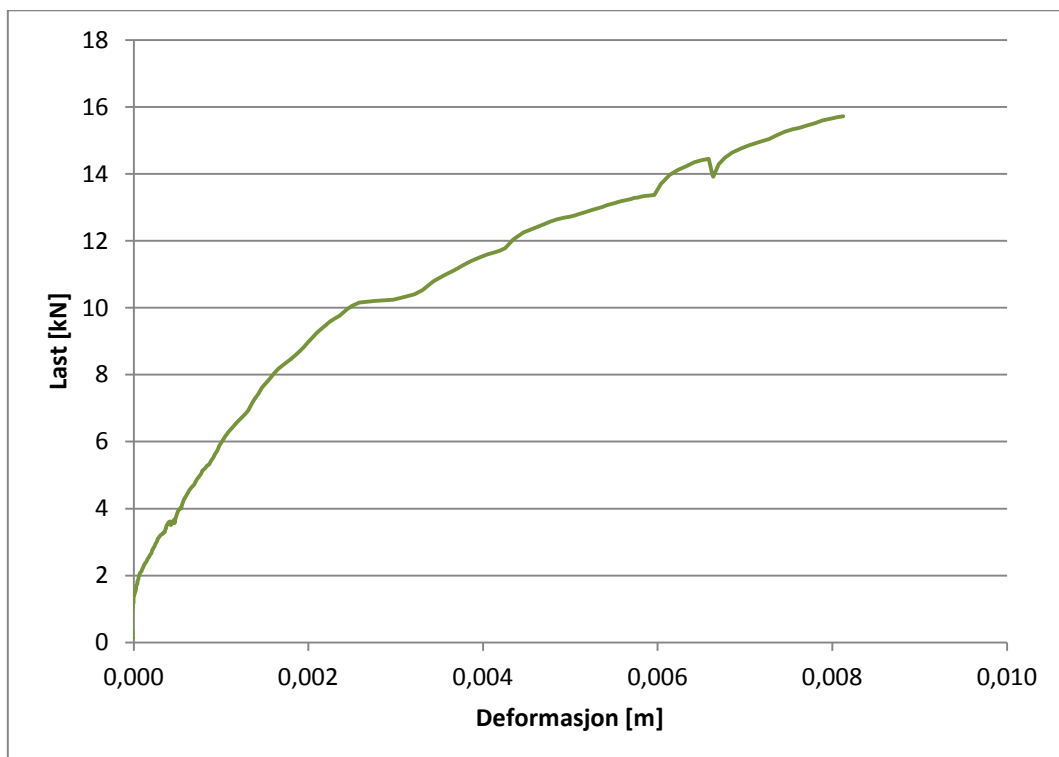
Figur K 1 Målt Last og deformasjon i toppen av testrøret



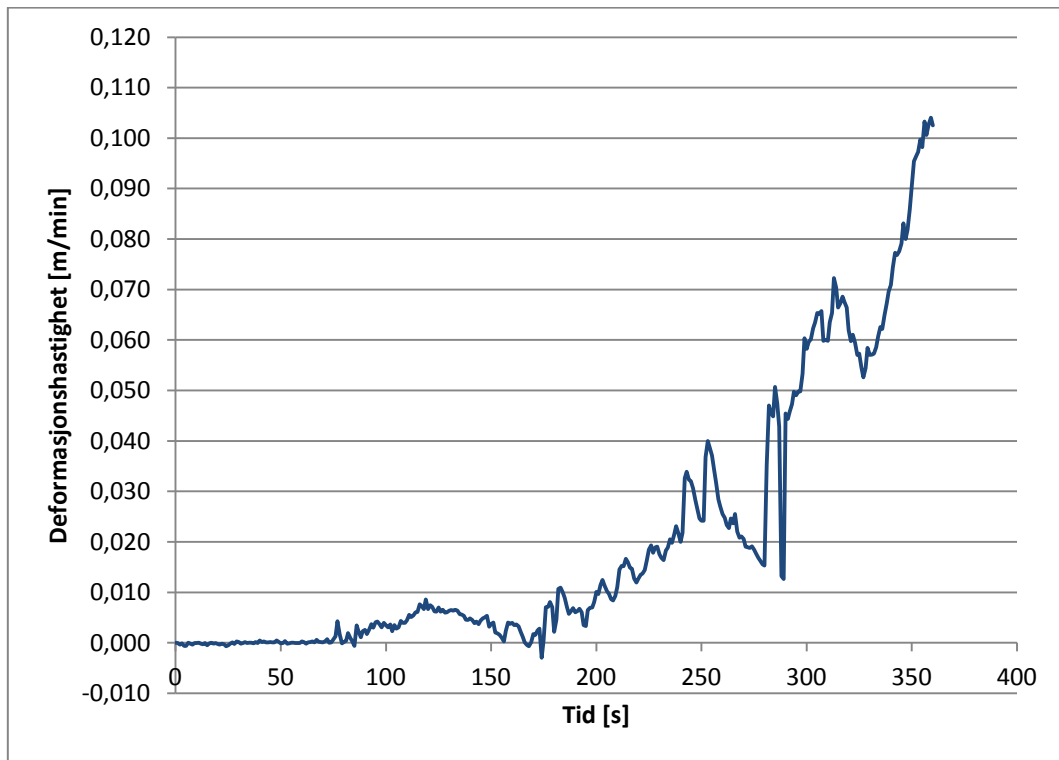
Figur K 2 Målt og fordelt last på måleringen og beregnet deformasjon i leiren



Figur K 3 Målt resultat på målingen og beregnet deformasjon i leiren



Figur K 4 Målt last i toppen av testrøret og deformasjon av casingen



Figur K 5 Deformasjonshastighet [m/min] per tid [s]