

Masteroppgave

Juni, 2020

Masteroppgave

Fredrik Kolsgaard

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

Fredrik Kolsgaard

## Evaluering av beregningsmetoder for friksjonspeler i sand

Juni 2020





Kunnskap for en bedre verden

# Evaluering av beregningsmetoder for friksjonspeler i sand

**Fredrik Kolsgaard**

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: Juni 2020

Hovedveileder: Arnfinn Emdal, IBM

Medveileder: Samson Abate Degago, Statens Vegvesen  
Frode Oset, Statens Vegvesen

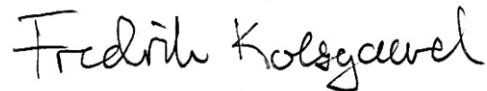
Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for bygg - og miljøteknikk



# Forord

Denne masteroppgaven er skrevet våren 2020 ved faggruppe for Geoteknikk, og regnes som slutføringen av masterprogrammet i Bygg- og Miljøteknikk ved Norges teknisk-vitenskapelige universitet (NTNU). Problemstillingen er utviklet sammen med Samson Degago og Frode Oset fra Vegdirektoratet og Arnfinn Emdal fra faggruppe for Geoteknikk ved NTNU. Oppgaven er skrevet av Fredrik Kolsgaard.

Trondheim 2020-06-09

A handwritten signature in black ink that reads "Fredrik Kolsgaard". The signature is written in a cursive, slightly slanted style.

Fredrik Kolsgaard



# Acknowledgement

Jeg ønsker å rette en stor takk til følgende personer for deres hjelp med arbeidet knyttet til denne masteroppgaven:

Arnfinn Emdal og Samson Abate Degago for deres engasjement og tilrettelegging for denne oppgaven, samt god oppfølging underveis i arbeidet. En spesielt stor takk til Samson Degago for grundig innføring i problemstillingen, gode diskusjoner og uvurderlig hjelp til analyse av peleforsøk, oppgaveskriving og litteratursøk.

Frode Oset for god hjelp til valg av oppgave, litteratur og veiledning.

Lars Olav Grande for introduksjon og historiefortelling om beregningsmetoder for peler i sand.

Norges Geotekniske Institutt for deling av intern rapport for pelearbeidet som ble gjort på slutten av 1990-tallet.

Geir Svanø, Steinar Nordal, Gudmund Reidar Eiksund og Arne Schram Simonsen for hjelp til litteratur og hjelp til å forstå historien om beregningsmetodene i Peleveiledningen.

Jeg vil også rette en stor takk til min bror Even Kolsgaard for korrekturlesing og hjelp til diagrammer.





# Sammendrag

Det finnes en rekke metoder for beregning av aksial kapasitet for friksjonspeler i sandige masser, og i Norge er det to metoder som anbefales av Norges Geotekniske Forening (NGF) og Statens Vegvesen. Den ene metoden med referanse til Peleveiledningen 1991, PV91-metoden, og NGI05-metoden fra Norges Geotekniske Institutt (NGI) hvor kapasitet er avhengig av resultater fra trykksondering og tidligere peleforsøk.

Det har vist seg at de to metodene kan gi store avvik i beregnet kapasitet for samme pel. Kapasitetsdifferansen mellom de to metodene kan ha stor betydning for bruk av materiale og utstyr, og har derfor økonomiske konsekvenser i tillegg til konsekvenser knyttet til konstruksjonssikkerhet. Optimalisering av materialbruk har også et bærekrafts aspekt ved seg, ettersom besparelse av materialer som stål og betong har en positiv effekt på bygg- og anleggsprosjekters klimagassregnskap.

Det er i denne oppgaven undersøkt hva som ligger bak PV91-metoden og hvilke empiriske data som ligger til grunn for metodens anbefalinger for beregning av sidefriksjon. I tillegg er det etablert en database av internasjonale peleforsøk i sandige masser, som er brukt til å analysere PV91-metodens prediksjon av sidefriksjonsmotstand mot resultater fra peleforsøk. Det er også undersøkt hvor godt NGI05-metoden predikerer kapasitet i flere internasjonale databasestudier, sammenlignet med peleforsøk og andre moderne beregningsmetoder som også er basert på korrelasjoner fra trykksonderingsresultater.

For å finne ut hvor PV91-metoden kom fra, og hvilke data som ligger bak anbefalingene i metoden er det utført en litteraturstudie og samtaler med erfarne geoteknikere som har vært engasjert i pelearbeidet hos geotekniske fagmiljø i lang tid. Litteratursøket og intervjuene peker på at PV91-metoden er basert på blant annet  $S_v$ -metoden utviklet av Nilmar Janbu, og de empiriske dataene som angir sidefriksjonsfaktor er en samling av resultater fra peleforsøk og beregningsmetoder fra 1970-tallet satt sammen av Pelekomiteen i 1986.

Sammenligningen av PV91-metodens beregnede kapasiteter for sidefriksjon mot databasen viser stor spredning for forholdet mellom beregnet- og målt kapasitet. For peleforsøk i løst lagret sand og i sand med siltinnhold treffer metoden ganske godt, men overestimerer kapasiteten for noen av forsøkene. Ved økt lagringstetthet er metoden konservativ, og for de fleste forsøk er målt kapasitet flere ganger større enn beregnet. Sammenligning med strekkforsøk viser at metoden kan benyttes for peler belastet i strekk med de anbefalingene som gjelder for trykk, og ikke med halverte sidefriksjonsverdier som anbefalt i Håndbok V220 fra Statens Vegvesen.

NGI05-metodens prediksjon av sidefriksjon og total kapasitet i internasjonale databasestudier er vesentlig mer presis enn PV91-metodens prediksjon av sidefriksjon i denne databasestudien. Men NGI05-metoden overestimerer kapasiteten for flere av peleforsøkene og spesielt etter justering av kapasitet for tidseffekter. Dette betyr at det er noe usikkert om beregnet kapasitet fra NGI05-metoden gir friksjonskapasitet for korttid- eller langtidssituasjonen. Metodene ICP-05 og UWA-05 er de to metodene som presterer best i samtlige databasestudier som er gjennomgått i denne oppgaven.

# Abstract

There are several methods for calculating axial capacity for friction piles in sand, and in Norway there are two methods recommended by the Norwegian Geotechnical Institute (NGI) and National Public Road Administration (NPRA). One method with reference to the Pile Guidance 1991, the PV91-method, and the NGI05-method from NGI, where calculated capacity is depends on results from cone penetration tests (CPT), and correlations from historical pile test results.

It has been found that the two methods can produce large deviations in calculated capacity for the same pile. The discrepancy in capacity for the two methods can have significant impact on the use of materials and equipment, and potentially financial consequences as well as consequences related to structural safety. There is also a sustainability aspect related to optimization of material use, as saving of materials such as steel and concrete have positive effects on the emissions of greenhouse gasses of construction- and civil engineering projects.

This thesis investigates the PV91-methods in detail, and what empirical data underlies the method's recommendations for calculating bearing capacity from side friction. Additionally, a database of international pile test results for piles in sand has been established, which has been used to analyse the PV91-method's prediction of side friction resistance compared to pile load tests. It has also been investigated how well the NGI05-method predicts capacity in several international database studies, compared to other international methods that are CPT based and calibrated against pile test databases.

To find out how the PV91-method were made, and what data is behind the recommendations in the method, there was conducted a literature study and interviews with experienced geotechnical engineers who have been involved with research of piles and/or the Pile Guidance. The literature study and the interviews indicates that the PV91-method is based, among other things, on the  $S_v$ -method developed by Nilmar Janbu, and the empirical data behind the method's recommendations are a collection of pile load test results from the 1970s, put together by the Pile Committee in 1986.

The comparison of the PV91-method's calculated capacity for side friction against the database show a large spread for the ratio of calculated- and measured capacity. For pile tests in loose sand and in sand with content of silts, the method's prediction of friction capacity is quite precise, but will overestimate the capacity for a few test piles. For test piles in medium dense and in dense sands the method shows to be conservative, and for most experiments the measured capacity is several times greater than calculated. Comparisons with test piles tested in tension, shows that the method can be used for

piles also loaded in tension, in addition to compression which is recommended in the Pile Guidance 2019. This means that the recommendation from Handbook V220 from NPRA, in which capacity from friction should almost be halved in tension compared to compression, should be revised.

The NGI05-method's prediction of side friction and total capacity compared to pile load tests in international database studies, is significantly more accurate than the PV91-method's prediction of side friction in this database study. However, the NGI05-method overestimates capacity for several test piles in the studies, and especially after friction capacity is corrected for ageing effects. This means there is some uncertainty whether the capacity calculated with NGI-method is the long- or short-term capacity. ICP05- and UWA05 are the two methods that perform best in all of the database studies review in this thesis.

# Innhold

Forord .....	I
Acknowledgement.....	III
Sammendrag .....	V
Abstract .....	VII
Figurer .....	XIII
Tabeller .....	XVII
1 Introduksjon .....	2
1.1 Bakgrunn for oppgaven.....	2
1.2 Motivasjon.....	3
1.3 Målet med arbeidet.....	4
1.4 Metode .....	4
1.5 Avgrensning .....	5
1.6 Oppgavens oppbygning.....	6
2 Litteratursøk .....	7
2.1 Introduksjon.....	7
2.2 Peletyper.....	7
2.3 Friksjonspeler i sand.....	8
2.4 Bestemmelse av parametere for dimensjonering med CPT-baserte metoder .....	9
2.5 Dimensjonering av friksjonspeler i sand .....	12
2.5.1 Introduksjon og oversikt over beregningsmetoder.....	12
2.5.2 Dimensjonering etter Eurokode 7 .....	14
2.5.3 S <sub>v</sub> -metoden .....	17
2.5.4 PV91-metoden .....	22
2.5.5 NGI05-metoden .....	25
2.5.6 API-RP2A metoden .....	29
2.5.7 Fugro05-metoden .....	32
2.5.8 ICP05-metoden.....	33

2.5.9	UWA05-metoden.....	36
2.6	Installasjon av peler i friksjonsmasser .....	37
2.7	Tidseffekter for rammede peler .....	40
2.7.1	Tidseffekter ved dimensjonering etter Peleveiledningen 2019 .....	45
2.8	Prøvepeling og prøvebelastning.....	45
2.8.1	Generelt.....	45
2.8.2	Prøvepeling og dynamisk prøvebelastning .....	46
2.8.3	Statisk prøvebelastning.....	48
2.8.4	Betydning for dimensjonering ihht. NS-EN 1997-1.....	50
3	Innledende evaluering av beregningsmetoder i Norge.....	51
3.1	Introduksjon.....	51
3.2	Sammenligning av PV91- og NGI05-metoden .....	51
3.3	Gjennomgang av PV91-metoden: Fra $S_v$ til $\beta$ .....	55
4	Etablering av database for peleforsøk .....	65
4.1	Introduksjon og referansedatabaser .....	65
4.1.1	NGI-99 Database Revisjon 1, 2001.....	65
4.1.2	ZJU-ICL Database 2015 .....	66
4.1.3	Peleforsøk ved Leibniz University Hannover 2018 .....	67
4.2	Database – analyse av PV91 $\beta$ -metode .....	68
4.2.1	Kvalitetskriterier .....	68
4.2.2	Antagelser og feilkilder .....	69
4.2.3	Databasens karakteristiske detaljer .....	70
5	Evaluering av beregningsmetode PV91 mot database for peleforsøk .....	75
5.1	Introduksjon.....	75
5.2	Metode .....	75
5.2.1	Beregninger.....	75
5.2.2	Statistiske verdier .....	76
5.2.3	Utvalg – sortert etter parametere.....	77
5.2.4	Parametere som variabler .....	77
5.3	Resultater .....	77

5.3.1	Statistiske verdier .....	77
5.3.2	Kommentarer til statistiske verdier .....	78
5.3.3	Målt sidefriksjon sammenlignet med PV91-diagram .....	79
5.3.4	Målt sidefriksjon sammenlignet med beregnet sidefriksjon .....	84
5.3.5	Forsøk hvor $\beta_{CPV91}/\beta_{m\ddot{a}lt}$ er større en 1 .....	91
5.3.6	Observasjoner fra analyse av database og PV91 $\beta$ -metoden .....	92
5.4	Analyse av PV91-metode basert på tidsfiltrert data .....	93
5.4.1	Introduksjon.....	93
5.4.2	Metode .....	93
5.4.3	Resultater .....	94
5.4.4	Observasjoner fra tidskorrigerde peleforsøk .....	100
6	Evaluering av CPT-metoder mot peleforsøk .....	101
6.1	Introduksjon.....	101
6.2	Databasestudie av Schneider, Xu og Lehane (2008) .....	102
6.2.1	Introduksjon.....	102
6.2.2	Statistiske verdier .....	102
6.2.3	Forfatternes hovedfunn.....	103
6.3	Databasestudie av Yang <i>et al.</i> (2015) .....	103
6.3.1	Introduksjon.....	103
6.3.2	Statistiske verdier .....	104
6.3.3	Forfatternes hovedfunn.....	104
6.4	Databasestudie av Lehane <i>et al.</i> (2017) .....	105
6.4.1	Introduksjon.....	105
6.4.2	Statistiske verdier .....	106
6.4.3	Forfatternes hovedfunn.....	106
6.5	Evaluering av statistiske verdier og hovedfunnene fra databasestudiene .....	107
6.5.1	Grafisk fremstilling av utvalgte statistiske verdier.....	108
6.5.2	Evaluering og diskusjon .....	109
7	Oppsummering og konklusjon .....	111
7.1	Evaluering av PV91-metoden .....	111

7.2	Evaluering av CPT-metoder .....	112
7.3	Videre arbeid .....	112
8	Referanser .....	114
Tillegg A	Akronymer.....	117
Tillegg B	Database.....	118



# Figurer

Figur 1 Illustrasjon av de rammede stålrørspelene som er planlagt for Minnevik bru (BaneNor, 2019). .....	9
Figur 2 Prinsipp for trykksondering med poretrykksmåling CPTU, basert på figur 1.14 i (Vegdirektoratet, 2014).....	10
Figur 3 Prinsippskisse krefter mellom friksjonspil og jord. ....	14
Figur 4 Definisjon av skjærstyrkeparametrene, og mobiliseringsgrad $f = 1/F$ , basert på (Janbu, 1976). ....	18
Figur 5 Sidefriksjonstallet $S_v$ som funksjon av mobilisert friksjon $\mu$ og ruhet $r$ . Diagram gjelder for positiv sidefriksjon langs pel (trykkbelastet pel). (Janbu, 1976). ....	20
Figur 6 Sidefriksjonstallet $S_v$ som funksjon av mobilisert friksjon $\mu$ og ruhet $r$ . Diagram gjelder for negativ sidefriksjon langs pel (strekkbelastet pel). (Janbu, 1976). ....	21
Figur 7 Bæreevne for dypt fundament: Spenningsfelt rundt pelespiss. (Emdal <i>et al.</i> , 2013). ....	21
Figur 8 Bæreevnefaktor $N_q$ som funksjon av $\mu$ og $\Psi$ (Janbu, 1976) .....	22
Figur 9 Grunnlag for beregning av bæreevne i sand (NGF, 1986).....	24
Figur 10 Karakteristisk bæreevne for strekkbelastede peler ihht. Håndbok V220(Vegdirektoratet, 2014). ....	25
Figur 11 Illustrerte trender for <i>interface friction angle</i> $\delta$ som funksjon av $d_{50}$ . (Jardine <i>et al.</i> , 2005) .....	34
Figur 12 Illustrasjon av pelekran. A: Førings/stålbur for fallenhet (fallodd). B: Slaghetten. C: Geide for styring av loddkonstruksjon. ....	37
Figur 13 Definisjon mål for plugging PLR og IFR. ....	39
Figur 14 Sammendrag av testresultater fra forsøksfeltet i Larvik: Kapasitet fra sidefriksjon mot tid etter installasjon, logaritmisk. (Karlsrud <i>et al.</i> , 2014a).....	40
Figur 15 Sammendrag av testresultater fra Ryggkollen: Kapasitet fra sidefriksjon mot tid etter installasjon, logaritmisk. (Karlsrud <i>et al.</i> , 2014a).....	41
Figur 16 Sammenligning av normalisert kapasitet basert på tanh-fit kurver. Referansetid $t_0=10$ dager (Karlsrud <i>et al.</i> , 2014a).....	41
Figur 17 $Q_m/Q_{UWA-05}$ sammenlignet med peleforsøk (Lehane <i>et al.</i> , 2017).....	42
Figur 18 Variasjon av set-up effekt plottet mot $N_{bA}$ . (Anusic <i>et al.</i> , 2019) .....	43

Figur 19 Tentativ vedvarende lastfaktor i forhold til normalisert vedvarende last for peler i sand, strekkbelastet (Karlsruud <i>et al.</i> , 2014a).....	44
Figur 20 Sammenligning av metoder for trykkforsøk: Statisk testing, dynamisk testing og beregnet bæreevne med NGF-2005 (NGI05-metoden) (Tistel <i>et al.</i> , 2008). ....	47
Figur 21 Sammenligning av metoder for strekkforsøk: Statisk testing, dynamisk testing og beregnet bæreevne med NGF-2005 (NGI05-metoden) (Tistel <i>et al.</i> , 2008).....	47
Figur 22 Avvik for bæreevne ved trykkbelastning fra statisk prøvebelastning (Tistel <i>et al.</i> , 2008). ....	48
Figur 23 Prinsippskisse for et prøvebelastnings arrangement.....	49
Figur 24 Eksempel på normalisert sidefriksjon for åpen pel i sand for NGI99-metoden: «Figur 4-3 Peleveiledningen 2019»: .....	53
Figur 25: Beregning av normalisert sidefriksjon for eksempel oppgitt i Peleveiledningen 2019: Åpen pel i sand med trykkbelastning: tre lengder (20, 40 og 60 meter) og tre lagringsgrader ( $D_r = 0.4$ , 0.6 og 0.8). Tyngdetetthet = 17 kN/m <sup>3</sup> . ....	53
Figur 26 Sammenligning NGI05-metoden mot PV91-metoden: Beregning av gjennomsnittlig normalisert sidefriksjon for eksempel oppgitt i Peleveiledningen 2019: Åpen pel i sand med trykkbelastning: tre lengder (20, 40 og 60 meter) og tre lagringsgrader ( $D_r = 0.4$ , 0.6 og 0.8). Tyngdetetthet = 17 kN/m <sup>3</sup> . Plottet mot PV91-metodens sidefriksjonsdiagram hentet fra Peleveiledningen 2019. ....	54
Figur 27 Friksjonstallet $S_v$ og spissmotstandsfaktor $N_q$ som funksjon av sandens plastifiseringsvinkel $\beta$ og friksjonsvinkel $\tan \varphi$ . (NGF, 1981) .....	56
Figur 28 Grunnlag for beregning av bæreevne i sand ifølge Peleveiledningen 1986. (NGF, 1986) .....	57
Figur 29 Sidefriksjonsforhold fra erfaringsdata i overkonsolidert leire. (Janbu, 1981) ....	59
Figur 30 Friksjonskapasitet koeffisient $\lambda$ plottet mot penetrasjonsdybde for peleforsøk i leire (Focht og Vijayvergiya, 1972). ....	60
Figur 31 Sidefriksjonsfaktor $\beta$ plottet mot pelelengde (Meyerhof, 1976), hentet fra Eide (1987). ....	62
Figur 32 Sammenligning av $\beta$ -verdier av Kraft og Focht (1981) hentet fra (Eide, 1987).63	
Figur 33 Sammenligning av $\beta$ -verdier av Kraft og Focht (1981) hentet fra (Eide, 1987), komplementert med $\beta$ -interval for PV91-metoden tegnet etter (NGF, 2019).....	63
Figur 34 Kornfordelingsanalyse for sanden ved Leibniz University (Schmoor <i>et al.</i> , 2018) .....	67

Figur 35 Relativ densitet tolket fra kjerneprøver (Schmoor <i>et al.</i> , 2018).....	68
Figur 36 Karakteristikker for strekkforsøkene. Totalt 66 forsøk. ....	71
Figur 37 Karakteristikker for trykkforsøkene. Totalt 20 forsøk. ....	73
Figur 38 Målt sidefriksjon $\beta_{m\grave{a}lt}$ mot pelelengde: Alle forsøk, differensiert: belastning. ....	79
Figur 39 Målt sidefriksjon $\beta_{m\grave{a}lt}$ mot lengde: Utvalg peleforsøk hvor $\beta_{m\grave{a}lt} \leq 1,5$ . Belastning. ....	80
Figur 40 Målt sidefriksjon $\beta_{m\grave{a}lt}$ mot lengde: Alle forsøk, geometri og pelemateriale.....	81
Figur 41 Målt sidefriksjon $\beta_{m\grave{a}lt}$ mot lengde. Utvalg: peleforsøk hvor $\beta_{m\grave{a}lt} \leq 1,0$ , sortert etter geometri og pelemateriale. ....	82
Figur 42 Målt sidefriksjon $\beta_{m\grave{a}lt}$ mot $Dr_{snitt}$ . Alle forsøk, sortert etter geometri/materiale..	83
Figur 43 Målt sidefriksjon $\beta_{m\grave{a}lt}$ mot $Dr_{snitt}$ . Utvalg: peleforsøk hvor $\beta_{m\grave{a}lt} \leq 1,5$ , sortert etter geometri/materiale. ....	83
Figur 44 Forholdstallet beregnet/målt kapasitet plottet mot lengde. Alle forsøk, sortert etter belastning .....	84
Figur 45 Forholdstallet beregnet/målt kapasitet plottet mot lengde. Alle forsøk, sortert etter materiale. ....	85
Figur 46 Forholdstallet beregnet/målt kapasitet plottet mot relativ densitet $Dr_{snitt}$ . Alle forsøk, sortert etter belastning. ....	86
Figur 47 Forholdstallet beregnet/målt kapasitet plottet mot relativ densitet $Dr_{snitt}$ , strekkforsøk.....	86
Figur 48 Forholdstallet beregnet/målt kapasitet plottet mot relativ densitet, sortert etter både materiale og belastning, alle forsøk.....	87
Figur 49 Forholdstallet beregnet/målt kapasitet plottet mot pelediameter. Sortert etter belastning, alle forsøk. ....	88
Figur 50 Forholdstallet beregnet/målt kapasitet plottet mot pelediameter. Sortert etter geometri og materiale, alle forsøk. ....	89
Figur 51 Forholdstallet beregnet/målt kapasitet mot L/D-forholdet. Sortert på type belastning, alle forsøk. ....	90
Figur 52 Forholdstallet beregnet/målt kapasitet plottet mot L/D-forholdet. Sortert på geometri og materiale, alle forsøk. ....	90
Figur 53 Tidskorrigerede forsøk med korreksjonsfaktor $F_{time}$ , plottet mot gjennomsnittlig relativ densitet $Dr_{snitt}$ .....	95

Figur 54 Korreksjonsfaktorer $F_{\text{Time}}$ og $F_{\text{Time.Larvik}}$ plottet i Figur 16 fra (Karlsrud <i>et al.</i> , 2014a).....	96
Figur 55 Grafisk fremstilling av Tabell 19. Forventningsverdi og variasjonskoeffisient for utvalg 1-5. Benevnelsen $Q_c/Q_m$ betyr i denne figuren $\beta_{\text{CPV91}}/\beta_{\text{målt}}$ .....	97
Figur 56 Tidskorrigerede forsøk ( $F_{\text{Time}} + F_{\text{Time.Larvik}}$ ) plottet mot gjennomsnittlig relativ densitet $D_{r_{\text{snitt}}}$ .....	98
Figur 57 Forventningsverdi $\mu$ og standardavvik $\sigma_{\ln R}$ for total kapasitet for alle 77 peleforsøkene i databasestudien fra Schneider, Xu og Lehane (2008). Forsøkene er ikke tidskorrigerede.....	108
Figur 58 Forventningsverdi $\mu$ og variasjonskoeffisient CV for utvalg 2 i Tabell 22: Total kapasitet alle 80 peleforsøk med tidsinformasjon i databasestudien fra Yang <i>et al.</i> (2015) Forsøkene er ikke tidskorrigerede.....	108
Figur 59 Forventningsverdi $\mu$ og variasjonskoeffisient CV for utvalg 3 i Tabell 23: Total kapasitet for 41 tidskorrigerede og vektete forsøk i databasestudien fra Lehane <i>et al.</i> (2017).....	108

# Tabeller

Tabell 1 Oversikt over beregningsmetoder for rammede friksjonspeler .....	12
Tabell 2 Partialfaktorer ihht. Tabell NA.A.6 Eurokode 7 .....	16
Tabell 3 Dimensjonerende parametere for kohesjonsløs jord for peler rammet åpne. Tabell 17.4-1 i (Jeanjean <i>et al.</i> , 2010). .....	30
Tabell 4 Definisjon av lagringsgrad for intervaller av relativ densitet, etter API (2014). .	31
Tabell 5 Inndata og intervall for beregnet sidefrikksjonsfaktor for PV91-metoden og NGI05-metoden .....	52
Tabell 6 Retningsverdier for friksjonsvinkel langs pel $\tan \varphi_k$ (NGF, 2019) .....	56
Tabell 7 Intervall for utgangsverdier av sidefrikksjonsfaktor $S_v$ for $S_v$ -metoden med anbefalte verdier fra PV1981. (NGF, 1981) .....	56
Tabell 8 Ekstremalverdier for sidefrikksjonsfaktor $\beta$ hentet fra Figur 28 PV91-metoden. ..	58
Tabell 9 NGI99-databasens kilder. ....	66
Tabell 10 Inndata database.....	69
Tabell 11 Grunnlag for database.....	70
Tabell 12 Oppsummering database .....	70
Tabell 13 Utdata fra etablert database .....	75
Tabell 14 Statistiske verdier fra analyse av databasen.....	78
Tabell 15 Ikke-konservative peleforsøk .....	91
Tabell 16 Verdier for korreksjonsfaktor $F_{time}$ .....	94
Tabell 17 Statistiske verdier for tidssorterte og tidskorrigerede forsøk med korreksjonsfaktor $F_{time}$ . ....	94
Tabell 18 Verdier for korreksjonsfaktor $F_{time.Larvik}$ .....	96
Tabell 19 Statistiske verdier for tidssorterte og tidskorrigerede forsøk ( $F_{time}$ og $F_{time.Larvik}$ ). .	97
Tabell 20 Ikke-konservative peleforsøk etter tidskorreksjon. ....	99
Tabell 21 Statistiske verdier for total aksial kapasitet for alle 77 peleforsøk i databasen. (Schneider, Xu og Lehane, 2008) .....	102
Tabell 22 Statistiske verdier (Yang <i>et al.</i> , 2015) .....	104
Tabell 23 Statistiske verdier (Lehane <i>et al.</i> , 2017). ....	106



# 1 Introduksjon

## 1.1 Bakgrunn for oppgaven

Peler er konstruksjonsdeler som overfører lasten fra en konstruksjon og ned i bakken. Pelefundamentering benyttes når direktefundamentering på terrenget ikke er tilstrekkelig for å sikre konstruksjoners bæreevne og stabilitet, eller hvis anleggstekniske forutsetninger gjør pelefundamentering fordelaktig praktisk. Ved fundamentering av større konstruksjoner i forbindelse med utbygging av infrastruktur som vei, jernbane og større bygninger, benyttes det ofte peler. Byer som blir større og tettere fordrer mindre plass til utbygging, og gjør pelefundamentering ofte til den foretrukne fundamenteringstype ettersom man må bygge på vanskeligere grunnforhold. Ved utbygging av jernbane og nye motorveier kreves det ofte bruer som er fundamentert på peler.

Peler kan installeres ned til fjell eller stå med pelespiss i løsmasser som sand og leire. Ved installasjon til fjell vil last bæres av pelers spissmotstand til fjellet, mens for svevende peler vil lasten fordeles på sidefriksjon og spissmotstand. Dybde til fjell bestemmer i stor grad om pelene skal installeres som spissbærende eller som friksjonspeler. Det kan benyttes peler av betong og konstruksjonsstål, og vanlige installasjonsmetoder er ramming, boring eller utstøping i bakken.

Pelefundamentering er en nødvendig del av en rekke bygg- og anleggsprosjekter. Fundamenteringsarbeidet kan være en kostbar del av prosjekter, og det er derfor sterk interesse fra blant annet offentlige byggherrer å benytte pelers fulle kapasitet, slik at man kan spare tid, penger og materiale. Optimalisering av materialbruk er viktigere enn noen gang, ettersom bærekraft og CO<sub>2</sub>-regnskap får stadig mer fokus i bygg- og anleggsprosjekter.

Det finnes flere beregningsmetoder for å bestemme bæreevnen til friksjonspeler i sand. Ettersom det ikke eksisterer en eksakt analytisk løsning på problemet, har forskningsinstitusjoner rundt om i verden utviklet egne metoder. Beregningsmetodene gir ulike kapasiteter for samme inndata, og det kan være vanskelig å vite hvilke resultater man bør benytte.

I Norge har Peleveiledningen vært et hjelpemiddel for prosjektering, utførelse og kontroll av peler helt siden 1970-tallet. Peleveiledningen gis ut av Den Norske Pelekomite, og benyttes av rådgivende ingeniører, entreprenører, leverandører og byggherrer i Norge.

Den seneste revisjonen kom i 2019, og for rammede friksjonspeler i sand oppgis det to beregningsmetoder å velge mellom: PV91-metoden og NGI99-metoden.

I tillegg til Peleveiledningen utgir Statens Vegvesen sin *Håndbok V220 – Geoteknikk i vegbygging* som et praktisk hjelpemiddel for geoteknisk prosjektering og saksbehandling for prosjekter i regi av Statens Vegvesen. Det er Vegdirektoratet som har ansvar for Statens vegvesens håndbøker som gir føringer og veiledning innenfor ulike fagområder knyttet til utbygging, drift og vedlikehold av vei. I 2014 revisjonen av Håndbok V220 anbefales de to beregningsmetodene som er oppgitt i Peleveiledningen, utdypet med regneeksempler.

## 1.2 Motivasjon

Det har vist seg at de to metodene for beregning av bæreevne i sand som er anbefalt av Pelekomiteen i Peleveiledningen 2019 og av Vegdirektoratet i Håndbok V220 kan gi ulike svar for samme peleprofil (Mijena, 2012). Peleveiledningen og Håndbok V220 beskriver den ene metoden, PV91-metoden, som en overslagsmetode som gir konservative verdier for bæreevne (NGF, 2019), men det finnes ingen dokumentasjon på dette utover de erfaringer som forfatterne av Peleveiledningen og Håndbok V220 besitter.

Kapasitetsdifferansen mellom de to metodene kan ha stor betydning for bruk av materiale og utstyr, og har derfor økonomiske konsekvenser i tillegg til konsekvenser knyttet til konstruksjonssikkerhet.

Vegdirektoratet har i lengre tid ønsket å se nærmere på hvordan man skal forholde seg til de to metodene. På grunn av manglende sammenligninger av de to metodene tilgjengelig i litteratur var det et ønske å gjøre en evaluering av de to beregningsmetodene. NGI05-metoden er evaluert i flere internasjonale databasestudier mot peleforsøk, men det finnes veldig lite litteratur som evaluerer PV91-metodens prediksjon av kapasitet.

Det har også vært et ønske fra det geotekniske fagmiljøet i Statens Vegvesen å få klarhet i hvem som står bak PV91-metoden og hvilke empiriske data som ligger bak de anbefalingene som følger med denne metoden, ettersom dette har vært noe uklart.



## 1.3 Målet med arbeidet

1. Finne ut hvordan PV91-metoden ble inkludert i Peleveiledningen og hva som står bak metodens anbefalinger for valg av sidefriksjonsfaktor.
2. Etablere en database med nasjonale og internasjonale peleforsøk som tilfredsstillende utvalgte kvalitetskriterier.
3. Utføre analyse av database med den hensikt å evaluere PV91-metodens prediksjon av sidefriksjon mot resultater fra fullskala peleforsøk, slik at man kan gi anbefalinger til bruk av PV91-metoden.
4. Evaluere NGI05-metodens prediksjon av total kapasitet, sammenlignet med flere internasjonale metoder.

## 1.4 Metode

Denne oppgaven evaluerer og sammenligner beregningsmetoder for friksjonspeler i sand, med søkelys på de metodene som oppgis av Peleveiledningen og Håndbok V220.

Til å begynne med ble det gjort en grundig litteraturstudie for å forstå samvirke mellom pel og jord. Dette var avgjørende for å evaluere de ulike beregningsmetodene for friksjonspeler i sand. I tillegg til litteraturstudien ble det gjennomført samtaler med erfarne geoteknikere i Norge som gjennom mange år har vært engasjert i arbeidet med peler og/eller Peleveiledningen. Dette ble gjort med den hensikt å avklare hvordan PV91-metoden havnet i Peleveiledningen og hvem som står bak metoden med de tilhørende anbefalinger.

En enkel sammenligning av PV91- og NGI05-metoden ble så utført, basert på et eksempel fra Peleveiledningen 2019.

Videre ble det etablert en database av peleforsøk fra internasjonale artikler og databaser. Dette ble gjort for å evaluere PV91-metodens prediksjon av sidefriksjon, gjennom en analyse av resultater fra peleforsøk. Beregnet kapasitet ble sammenlignet med målt kapasitet, og resultatene fremstilt med statistiske verdier og diagrammer. Korrelasjoner mellom kapasitet og ulike parametere for pel og sand ble forsøkt identifisert. I tillegg ble det etablert et utvalg av databasen med forsøk hvor tid mellom installasjon og testing var dokumentert, og dette utvalget ble analysert både med og uten kapasitetskorreksjon for tidspåvirkninger.

For å evaluere NGI05-metoden ble det utført en litteraturstudie av internasjonale databasestudier. I disse databasestudiene sammenlignes flere CPT-metoder mot

resultater fra peleforsøk. For denne delen av oppgaven er kapasitet fra både spiss- og sidefriksjon inkludert, ettersom målet med denne deloppgaven var å utarbeide anbefalinger hvor godt NGI05-metoden predikerer kapasitet sammenlignet med internasjonale metoder. Hovedfunnene er gjengitt i denne oppgaven.

## 1.5 Avgrensning

Denne studien tar for seg beregningsmetoder for bæreevne for friksjonspeler i sandige masser. For evaluering av PV91-metoden er kun sidefriksjonsbidraget evaluert mot peleforsøk. Dette skyldes i stor grunn at motivasjonen for oppgaven var å gjøre rede for beregning av sidefriksjon ved bruk av anbefalingene i PV91-metoden.

Det meste av datagrunnlaget for databasestudien er hentet fra publisert litteratur, og ikke fra rådata. Det er gjort antagelser om felles tyngdetetthet for sandmaterialet peleforskene står i. Dette er gjort for å forenkle beregning av effektivt overlagingstrykk i databaseanalysen, og er en antagelse som også er benyttet i tidligere sammenligninger av internasjonale peleforsøk.

Horisontalbelastning og deformasjonskrav er ikke behandlet i analysene i denne studien.

## 1.6 Oppgavens oppbygning

- **Kapittel 2: Litteratursøk**

Dette kapitlet inneholder et innledende litteratursøk om friksjonspeler i sand, beregningsmetoder, installasjon og tidseffekter samt prøviping og belastningsforsøk.

- **Kapittel 3: Innledende evaluering av beregningsmetoder i Norge**

I dette kapitlet presenterer en sammenligning av PV91 og NGI05, i tillegg til historien og bakgrunnen til PV91-metoden.

- **Kapittel 4: Etablering av database for peleforsøk**

Dette kapitlet beskriver metodikken for etablering av database, og presenterer karakteristikker for peleforsøkene i databasen.

- **Kapittel 5: Evaluering av beregningsmetode PV91 mot database for peleforsøk**

Dette kapitlet presenterer analysen av PV91 mot peleforsøkene i databasen. Kapitlet omfatter metode, resultater og diskusjon av databasestudien.

- **Kapittel 6: Evaluering av CPT-metoder mot peleforsøk**

Dette kapitlet evaluerer CPT-baserte metoder etter internasjonale databasestudier. Hovedfunn fra studiene er presentert.

- **Kapittel 7: Oppsummering og konklusjon**

Dette kapitlet oppsummerer funnene som er gjort i oppgaven. Det gis anbefalinger for bruk av PV91 og NGI05-metoden, samt forslag til videre arbeid.

## 2 Litteratursøk

### 2.1 Introduksjon

I dette kapittelet presenteres en systematisk gjennomgang av litteratur som gir grunnlag for vurdering av beregningsmetoder for friksjonspeler i sandige masser. Det er forsøkt å gi en beskrivelse av valg av peler, installasjon av peler, dimensjonering av peler og testing av peler.

### 2.2 Peletyper

De vanligste peletypene som er brukt i Norge er (NGF, 2019):

#### **Rammede betongpeler**

Rammede betongpeler er en mye brukt peletype for vanlig fundamenteringsarbeid, men brukes oftest som spissbærende peler til berg (NGF, 2019). Vanlig utstyr for ramming er hydraulisk fallodd. Betongpeler har relativt stor massefortrengning, ettersom de meget sjelden leveres som hule profiler.

#### **Stålrørspeler**

Rammede- og borede stålrørspeler er fordelaktig når det er store laster som må tas opp, og/eller hvis massene som må penetreres består av grove steinmasser. En fordel med borede peler er at det medfører mindre støy og vibrasjoner ved installasjon som kan være en fordel i urbane strøk, men boring setter begrensninger på dimensjonene.

Rammede stålrørspeler kan installeres åpne eller lukkede med pelespiss. Ved åpen installasjon vil massene i profilet grabbes ut etter ramming før eventuell utstøping. I bygg- og anleggsprosjekter er det vanlig med stålrør med opptil 1,2 meter diameter for fundamentering av store bruer, kaianlegg og høyhus. Peler med diameter større enn dette er vanlig i offshorefundamentering.

#### **Plasstøpte peler**

Plasstøpte peler, pilarer, er grove betongpeler som etableres ved grabbing av masser i et borerør, for så og armeres og støpes ut mens borerøret trekkes ut. Denne type pel kan avsluttes i løsmasser som svevende peler, og egner seg godt for tyngre fundamenteringsoppgaver ettersom dimensjonene kan være meget store. Pilarer er lite

brukt i Norge, men brukt mye i forbindelse med fundamentering av skyskrapere i utlandet.

### **Trepeler**

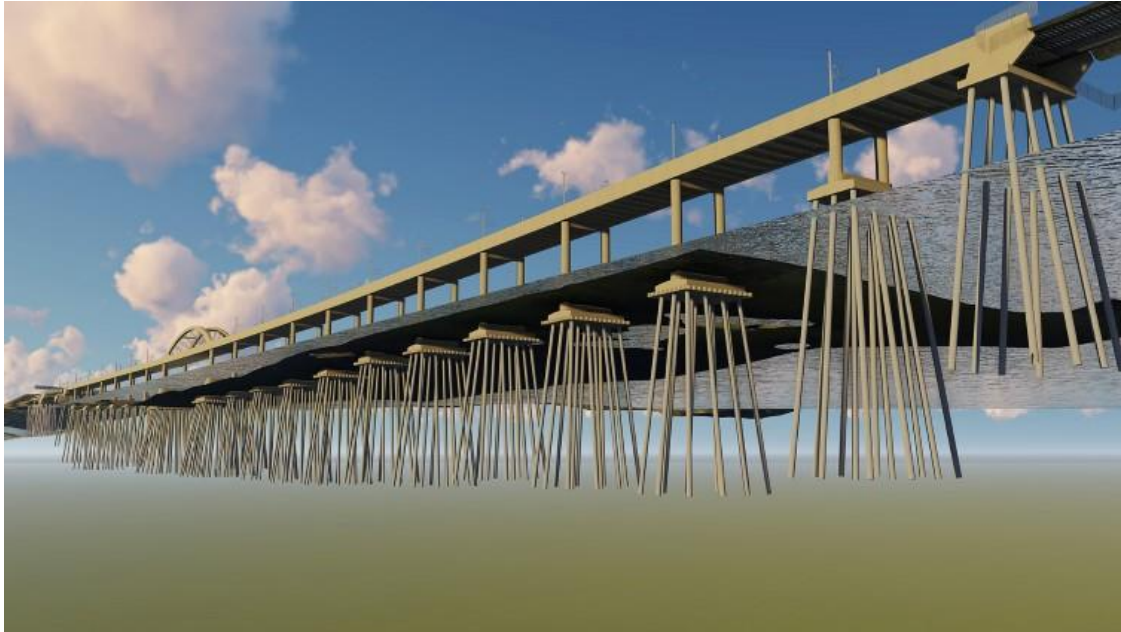
Trepeler er historisk mye brukt som friksjonspeler, og særlig i prosjekter med krav til reduksjon av setninger. På grunn av krav til bestandighet må permanente trepeler ha peletopp som ligger under laveste nåværende- og fremtidige grunnvannstand, og egner seg dermed best til midlertidige konstruksjoner og anlegg. For en permanent konstruksjon kan det brukes en kombinasjonspeler hvor delen under grunnvannstand består av tre med overdel i betong.

## **2.3 Friksjonspeler i sand**

Friksjonspeler er peler hvor pelespiss ikke er installert i fast fjell eller faste masser, men hvor lasten bæres av både sidefriksjonen og spissmotstanden i løsere masser.

Friksjonspeler er også kjent som *svevende peler*. Friksjonspeler brukes i både leire og i friksjonsmasser som sand og grus hvor dybden til fast fjell er relativ stor. Denne oppgaven vil i hovedsak handle om friksjonspeler i sand. Historisk er friksjonspeler mye brukt for fundamentering av bruer og kaier. I moderne tid benyttes friksjonspeler for en rekke konstruksjoner inkludert større bygg fundamentert på løsmasser, bruer, kaier og offshorekonstruksjoner.

Korn med størrelse 0,063 – 2,0 mm i diameter klassifiseres som sand, og regnes som et friksjonsmateriale på grunn av at den relativt store kornstørrelsen gir drenerende egenskaper, til forskjell fra leire og silt. For friksjonsmasser utføres analyser på effektivspenningsbasis.



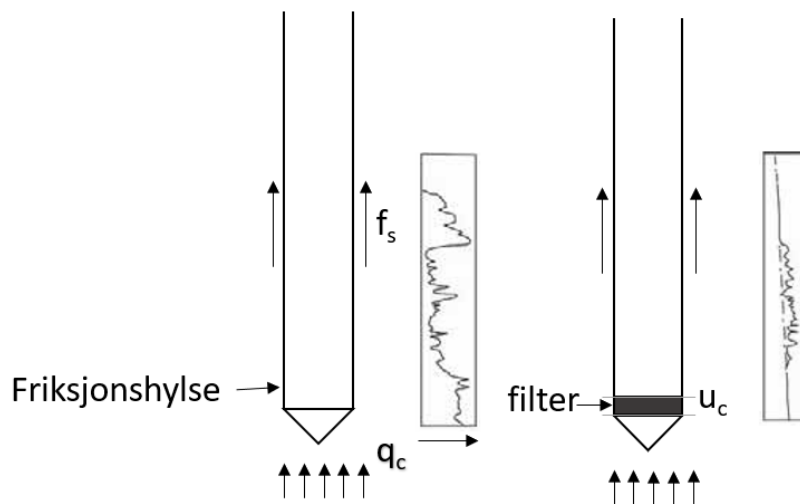
Figur 1 Illustrasjon av de rammede stålrørspelene som er planlagt for Minnevika bru (BaneNor, 2019).

## 2.4 Bestemmelse av parametere for dimensjonering med CPT-baserte metoder

For å kunne beregne pelers bæreevne i sandige masser kreves det informasjon om jordmassene.

Trykksondering (CPT) benyttes til bestemmelse og vurdering av nøyaktig lagdeling, jordart, lagringsfasthet og til dels jordens deformasjons- og fasthetsegenskaper. Trykksondering med poretrykksmåling (CPTU) gir i tillegg informasjon om poretrykket.

En sylindrisk sonde med konisk spiss presses ned i grunnen med konstant penetrasjonshastighet (standard er 2 cm/sek) uten rotasjon, og kraften mot den koniske spissen, sidefriksjonen mot en friksjonshylse og poretrykket registreres kontinuerlig. Disse tre målingene gir kurver for henholdsvis spissmotstand  $q_c$ , sidefriksjon  $f_s$  og poretrykk  $u_c$ , som benyttes til å tolke lagdeling og egenskaper til jordmaterialet. De elektroniske følerne ligger i nærheten av spissen, og dette gjør at trykksondering kan registrere mindre variasjoner i jorden sammenlignet med andre grunnundersøkelser. Trykksondering egner seg best i leire, silt og sand. I jord med stort steininhold eller fast materiale er trykksondering ikke egnet og utstyret risikerer å bli ødelagt.



Figur 2 Prinsipp for trykksondering med poretrykksmåling CPTU, basert på figur 1.14 i (Vegdirektoratet, 2014).

Videre i oppgaven vil CPT brukes som benevnning for trykksondering både med og uten poretrykksmåler.

Direkte og indirekte CPT metoder er de to tilnærmingene for å anslå aksial bæreevne for peler basert på CPT-data. For direkte metoder brukes måleverdier fra CPT direkte til å bestemme sidefriksjon og spissmotstand for friksjonspeler. Måleverdier som sidefriksjon og spissmotstand leses av data fra trykksondering. For indirekte metoder må det først gjøres en tolkning av geotekniske parametere som overkonsolideringsratio, udrenert skjærstyrke, relativ densitet og effektivspenning, for så å benytte en analytisk metode til å anslå bæreevne fra pelens sidefriksjon og spissmotstand.

Resultater fra trykksondering kan brukes til å bestemme eller anslå nyttige parametere som beskriver jordmaterialet. For beregning av pelers bæreevne er friksjonsvinkel og relativ lagringstetthet to sentrale parametere som kan benyttes i både indirekte CPT-metoder og i enklere jordtrykksbaserte metoder.

Robertson og Campanella publiserte i 1988 en studie på sandige masser, hvor de foreslo en ligning for å bestemme friksjonsvinkel fra CPT-målinger (Robertson og Campanella, 1988):

$$\varphi = \tan^{-1} \left[ 0.1 + 0.38 \log \left( \frac{q_c}{\sigma'_{v0}} \right) \right] \quad (1)$$

Kulhawy og Mayne foreslo i 1990 en tilsvarende ligning basert på bæreevneteorien og undersøkelser utført på 24 typer sand (Kulhawy og Mayne, 1990):

$$\varphi = 17.6 + 11 \log \left( \frac{q_c}{\sqrt{100 \sigma'_{v0}}} \right) \quad (2)$$

I forbindelse med etablering av nyere tids beregningsmetoder for friksjonspeler i sand, har det blitt etablert korrelasjoner mellom målt spissmotstand ved trykksøndering og relativ lagringstetthet.

Metode anbefalt av API (Jamiolkowski, Lo Presti og Manassero, 2003):

$$Dr = \frac{1}{2.96} \ln \frac{q_c}{300 * p'_0{}^{0.46}} \quad (3)$$

Metode anbefalt ved bruk av NGI05-metoden (Clausen, Aas og Karlsrud, 2005):

$$Dr = 0.4 \ln \frac{q_c}{22(\sigma'_{v0} * p_a)^{0.5}} \quad (4)$$

Hvis lagringstetthet er kjent og man ønsker å regne friksjonsvinkel kan man bruke følgende relasjon (Schmertmann, 1978):

$$\varphi = 28 + 14.0 * Dr \quad (5)$$

Denne relasjonen anbefales å bruke ved beregning av peler med alle beregningsmetoder bortsett fra API-RP2A-metoden (Clausen og Aas, 2001).



## 2.5 Dimensjonering av friksjonspeler i sand

### 2.5.1 Introduksjon og oversikt over beregningsmetoder

Ved dimensjonering av peler må en i hovedsak ta hensyn til pelers installerte kapasitet og pel-jord-samvirkets dimensjonerende bæreevne.

I dette delkapittelet vil metodene for beregning av statisk bæreevne for friksjonspeler i sand presenteres. Først vil grunnleggende prinsipper og regler fra internasjonale standarder og norske tillegg presenteres. Deretter presenteres norske og internasjonale metoder som benyttes og/eller undervises i dag.

Internasjonalt finnes det en rekke beregningsmetoder og det skilles gjerne mellom empiriske CPT-baserte metoder, og de som ikke er basert på resultater fra CPT. CPT-metodene regnes som fundamentalt bedre enn metodene som baserer seg på klassisk jordtrykksteori. Gjennom de siste 20-25 årene har CPT-metodene vist statistisk bedre prediksjoner av bæreevne ved sammenligning av gjennomførte pelersforsøk, enn de enklere metodene som ikke benytter seg av CPT-korrelasjoner (NS-EN ISO 19902:2007, 2007). CPT-metodene er såkalt semi-empiriske ettersom de er både tilknyttet resultater fra trykksondering og tilpasset pelersforsøk fra ulike databaser.

Noen av de mest anerkjente metodene nasjonalt og internasjonalt er vist i Tabell 1

Tabell 1 Oversikt over beregningsmetoder for rammede friksjonspeler

<b>Metode</b>	<b>Internasjonal</b>	<b>CPT-basert</b>
S <sub>v</sub> -metoden		
PV91-metoden		
API RP2A	✓	
NGI-05	✓	✓
ICP-05	✓	✓
ICP-05 <i>Simplified</i>	✓	✓
UWA-05	✓	✓
<i>Offshore</i> UWA-05	✓	✓
Fugro-05	✓	✓

## **Pelers installerte kapasitet**

En installert pels tverrsnitt må ha tilstrekkelig motstand mot de kreftene som virker på pelen, og må derfor kontrolleres mot gjeldende regelverk for det materialet som benyttes. Typiske krefter er aksial trykklast, aksial strekklast og moment. Beregnet kapasitet må skaleres med en reduksjonsfaktor  $f_a$ , som ligger i intervallet 0,6 for vanskelige forhold til 0,9 for gunstige forhold. Forhold som inngår i vurderingen er grunnforhold, rammeutstyr, installasjonsmetode og kontroll. For eksempel ved god kontroll av pelearbeidet og homogene rammeforhold tilsies at  $f_a$  faktoren kan velges fra høyere del av intervallet (NGF, 2019).

## **Statisk kapasitet i bæreevne**

Bestemmelse av aksialt belastede pelers bæreevne baserer seg i hovedsak på to tilnærminger:

1. Beregningsmetoder som er basert på elastiske- og plastiske modeller, eller empiriske data for samvirket mellom pelemateriale og jord, med inndata fra geotekniske felt- og laboratorieundersøkelser.
2. Beregningsmetoder som er basert på jordens deformasjonsegenskaper og bølge-teori, med inndata fra statisk og dynamisk prøvebelastning eller rammedata.

Denne oppgaven vil omhandle førstnevnte kategori hvor statisk bæreevne vurderes på grunnlag av felt- og laboratorieundersøkelser samt resultater fra prøvebelastninger.

Generelt vil følgende parametere påvirke pelers kapasitet:

- Pelens utforming
- Profil, diameter, veggtykkelse, spissutforming, materiale og ruhet
- Lastbetingelser
- Trykk- eller strekklast, statisk- eller dynamisk last
- Installasjon
- Installasjonsmetode, gruppeeffekter ved pelegruppe, konfigurasjon av pelespiss
- Jordegenskaper (for sand)
- Kornfordeling og lagdeling, innslag av silt og leire eller større friksjonsmasser
- In-situ spenningstilstand og spenningsforløp
- Lagringstetthet
  - Grunnvannstand
  - Tyngdetetthet

I hvilken grad ulike parametere er tatt hensyn til varierer mellom de forskjellige beregningsmetodene, og vil redegjøres senere i delkapittelet.

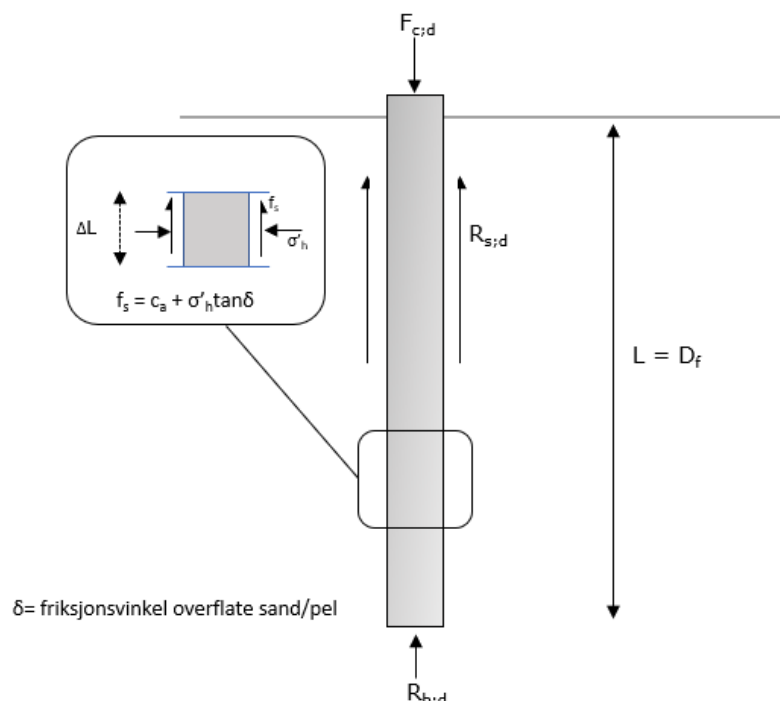
## 2.5.2 Dimensjonering etter Eurokode 7

### Grensetilstandsmetoden

Grensetilstandsmetoden handler om å påvise at en konstruksjon har tilstrekkelig kapasitet til å motstå virkningene av lastene med hensyn til mulighet for brudd, samt å påvise at det ikke inntreffer skadelige deformasjoner eller nedbryting i konstruksjonens levetid (NGF, 2019). Måten dette innføres på består i at formelle sikkerhetskrav innføres gjennom partielle sikkerhetsfaktorer for last, konstruksjonsmaterialer og jordmaterialer som skal dekke usikkerhetene knyttet til disse. Partialfaktorer velges etter gjeldende europeiske standarder med norske tillegg. For en oversikt over alle grensetilstander som skal vurderes henvises det til NS-EN 1997-1 (*Eurokode 7*, 2008) og NGFs sjekklister: kapittel 7 Pelefundamentering. I dette delkapittelet presenteres bæreevnebrudd i pelefundament for bruddgrensetilstanden og en kort oppsummering av de andre grensetilstandene.

### Bruddgrense – bæreevnebrudd i pelefundament

En pels aksiale bæreevne menes den last grunnen kan oppta fra pelen ved mobilisering av jordens styrke i form av sidefriksjon og spissmotstand. Dette er illustrert i Figur 3 som viser en skisse av en friksjonsspel og dens ytre krefter ved aksial statisk last.



Figur 3 Prinsippskisse krefter mellom friksjonsspel og jord.

Vertikal likevekt for kreftene tegnet i Figur 3 er grunnlaget for bæreevnebetragtningene. I tillegg må pelens egenvekt tas med i ligningen hvis tyngdetettheten for pel er ulik

jordmaterialet. Kraften  $R_{s;d}$  er integralet av skjærspenningene langs pelens overflateareal, og kraften  $R_{b;d}$  er summen av normalspenningene ved pelespiss. Uttrykkene  $R_{s;d}$  og  $R_{b;d}$  er brukt i Eurokode 7 om henholdsvis dimensjonerende verdi av pelens spissmotstand og sidefriksjon.

Følgende ulikhet må oppfylles for å påvise at pelefundamentet vil oppta den dimensjonerende lasten med tilstrekkelig sikkerhet mot bæreevnebrudd (*Eurokode 7, 2008*):

$$F_{c;d} \leq R_{c;d} \quad (6)$$

hvor:

$F_{c;d}$  = dimensjonerende aksial trykklast på en pel eller gruppe av peler

$R_{c;d}$  = dimensjonerende bæreevne for pel

Ligningen må gjelde for alle lasttilfeller og lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand (*Eurokode 7, 2008*). Dimensjonerende bæreevne for pel utledes fra:

$$R_{c;d} = R_{b;d} + R_{s;d} = \frac{R_{b;k}}{\gamma_b} + \frac{R_{s;k}}{\gamma_s} \quad (7)$$

eventuelt:

$$R_{c;d} = \frac{R_{c;k}}{\gamma_t} \quad (8)$$

$$R_{c;d} = \frac{R_{c;cal}}{\xi} * \frac{1}{\gamma_t} \quad (9)$$

hvor:

$R_{c;k}$  = karakteristisk bæreevne for pel

$R_{c;cal}$  = beregnet bæreevne for pel

$\gamma_t$  = partialfaktor for pelens totale bæreevne

$\xi$  = korrelasjonsfaktor avhengig av metode og pålitelighet ved bestemmelse av målt eller beregnet bæreevne

Partialfaktorene  $\gamma_b$ ,  $\gamma_s$ ,  $\gamma_t$  og  $\gamma_{s;t}$  er gitt i Tabell NA.A.6 i Eurokode 7 (Eurokode 7, 2008), som er delvis gjengitt i Tabell 2:

Tabell 2 Partialfaktorer ihht. Tabell NA.A.6 Eurokode 7

<b>Motstand</b>	<b>Symbol</b>	<b>Partialfaktor</b>
Spissmotstand	$\gamma_b$	1,1
Sidefriksjon, trykkpel	$\gamma_s$	1,1
Total bæreevne, trykkpel	$\gamma_t$	1,1
Sidefriksjon for strekkpel	$\gamma_{s;t}$	1,2

Fra Tabell NA.A.6 ser man at karakteristisk bæreevne deles på en større faktor for strekkpeler enn trykkpeler ved beregning av sidefriksjon. Med andre ord så legger Eurokoden inn en reduksjon på omtrent 9% av sidefriksjon for peler utsatt for strekk sammenlignet med trykk, uavhengig av hvilken beregningsmetode som benyttes. Dette kan være greit å huske på når beregningsmetodene gjennomgås senere i oppgaven.

Tilstrekkelig kapasitet for påvirkning av korrosjon innenfor konstruksjonens levetid må også dokumenteres ved dimensjonering i bruddgrense.

### **Brukgrense-, ulykkesgrense- og utmattingsgrenstilstanden**

Ved analyse av bruksgrensetilstanden skal det påvises at pelefundamentet har kapasitet til å tjene sitt formål gjennom levetiden. Det stilles krav til følgende egenskaper og påvirkninger:

- Deformasjoner
- Setninger
- Korrosjon
- Erosjon
- Annet nedbrytning
- Evt. riss

Dette er typiske påvirkninger som bestemmes for hvert prosjekt, ettersom lokale forhold og bruksområder vil være prosjektavhengig.

For ulykkesgrensetilstanden skal det dimensjoneres for mulige men lite sannsynlige belastninger på en slik måte at disse ikke kan føre til at bruddgrensetilstanden oppstår (Emdal *et al.*, 2013). Ett eksempel er påkjørsel av brufundament.

Dimensjonering etter utmattingsgrensetilstanden skal sørge for at virkningen av gjentatte eller varierende laster hverken reduserer bæreevnen eller kapasiteten av pelefundamenter til

den grad at bruddgrensetilstanden oppstår. Typiske eksempler er sykliske laster fra bølger og vind på offshore-vind fundamenter og svingninger fra trafikklast på bruene.

I de neste delkapitlene presenteres metoder for beregning av aksial kapasitet for bruddgrensetilstanden.

### 2.5.3 $S_v$ -metoden

#### **Introduksjon**

$S_v$ -metoden presenteres i dag som teoretisk beregningsbakgrunn for pelers bæreevne ved faggruppe for Geoteknikk ved NTNU. Denne metoden er ifølge *Janbu (1980)* basert eksklusivt på bidrag fra Geoteknisk avdeling ved NTH. Metoden og dens utledninger er nøyaktig beskrevet av *Janbu (1976)*, og metoden er presentert i Peleveiledningen frem til og med Peleveiledningen 1981 (NGF, 1981).

Prinsippet for  $S_v$ -metoden er at sidefriksjon og spissmotstand forutsettes å være en funksjon av spenningsforholdene i jorden. På grunn av den store usikkerheten knyttet til lastfordelingen mellom pel og jord, ble det innført halvempiriske korreksjonsfaktorer (Janbu, 1976). Metoden er basert på effektivspenningsanalyse, prinsippet plan tøyning og bæreevnebetragtninger.

Spenningene rundt en rammet pel er meget komplekse rett etter installasjon. Dette gjelder både for total- og effektivspenningene. Med tid vil spenningsforholdene forandre seg på grunn av blant annet konsolidering og kryp, og vil etterhvert nå et stabilt langsiktig nivå (Janbu, 1980). Det er derfor ønskelig å benytte effektivspennings-basert analyse av langtids bæreevne for friksjonspeler.

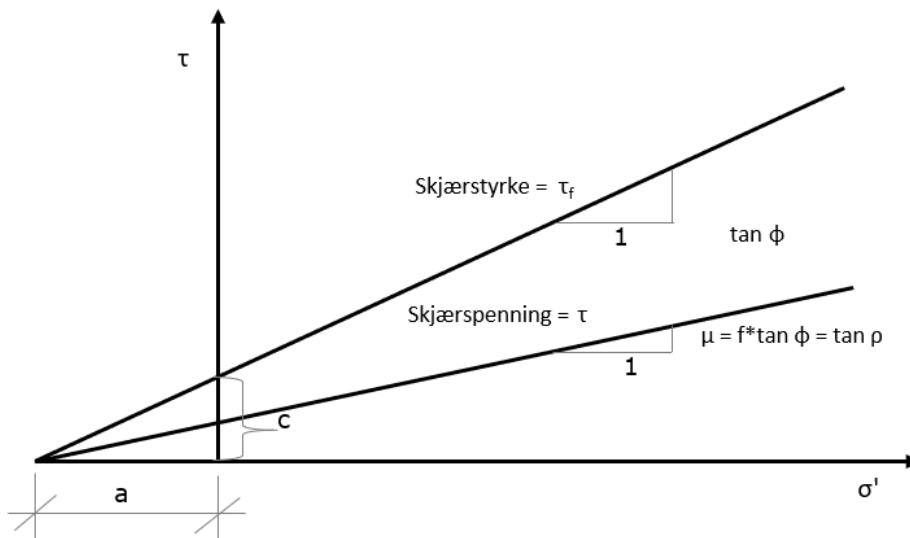
Skjærspenningen  $\tau$  langs pelens skaft er basert på Mohr-Coulomb kriteriet, hvor skjærspenning kan uttrykkes som en funksjon av effektiv normalspenning  $\sigma'$ :

$$\tau_f = (\sigma' + a)\tan\varphi \quad (10)$$

Hvor skjærstyrkeparameterne er:

$\tan \varphi$  = friksjon

a = attraksjon



Figur 4 Definisjon av skjærstyrkeparametrene, og mobiliseringsgrad  $f = 1/F$ , basert på (Janbu, 1976).

Fra Figur 4 ser man hvordan et dimensjonerende spenningsnivå  $\tau$  kan være definert i form av tilsvarende gjennomsnittlig dimensjonerende verdi for en gitt mobilisering  $f$ , som kan uttrykkes  $f = 1/F$  eller  $1/\gamma_m$  hvor  $\gamma_m$  er materialkoeffisient og  $F$  er sikkerhetsfaktor. Mobilisert friksjon  $\mu$  kan også skrives som  $\tan \rho$ , hvor  $\tan \rho = \mu = f * \tan \phi$ .

### Bæreevne statisk kapasitet

Total beregnet vertikal bæreevne  $Q$  ( $R_{c,cal}$ ) for en enkelt pel er uttrykt som summen av bidragene fra spissmotstand  $Q_p$  og sidefriksjon  $Q_f$ :

$$Q = Q_p + Q_s \quad (11)$$

$$Q_f = \bar{\tau}_v A_f \quad (12)$$

$$Q_p = q_n A_p \quad (13)$$

### Sidefriksjon

For en enkelt pel som bærer en vertikal nedadrettet last, vil sidefriksjonen (skjærspenningen  $\tau_v$ ) for langtidstilfellet ved dybde  $z$  være uttrykt ved:

$$\tau_v = r * \tan \rho * K_A (p'_z + a) \quad (14)$$

Eller:

$$\tau_v = S_v (p'_z + a) \quad (15)$$

Hvor  $S_v$  er sidefriksjonstallet og  $p'_z$  er vertikal effektivspenning ved dybde  $z$ .

Videre kan friksjonstallet  $S_v$  utledes på følgende måte:

$$S_v = |r| * \mu * K_A \text{ eller } |r| * \tan \rho * K \quad (16)$$

Hvor:

$K_A$  = koeffisient for aktivt lateralt jordtrykk

$r$  = ruhet, absoluttverdi mellom 0 og 1.

$\mu$  = maksimal mobilisert jordfriksjon =  $f \tan \varphi = \tan \rho$

Ifølge standardkonvensjoner vil verdien  $K$  for langtidstilfellet korrespondere til en aktiv jordtrykkssituasjon med negativ ruhet  $r$  (gitt trykkbelastning av pel). Dermed vil en tilgjengelig løsning for  $K_A$  for plan tøyning og plane overflater se slik ut (Janbu, 1976):

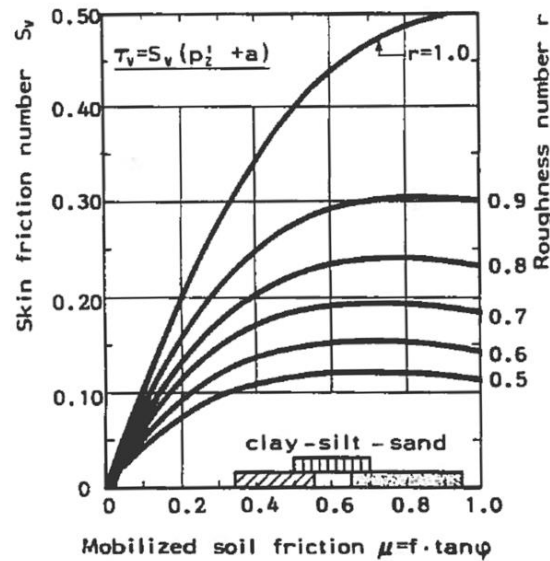
$$K_A = \left( \sqrt{1 + \mu^2} + \mu \sqrt{1 + r} \right)^{-2} \quad (17)$$

Satt inn i formel 16:

$$S_v = |r| \mu \left( \sqrt{1 + \mu^2} + \mu \sqrt{1 + r} \right)^{-2} \quad (18)$$

$K_A$  er en unik funksjon av  $r$  og  $\mu$ , som fører til at  $S_v$  også er en funksjon av  $r$  og  $\mu$ . Det numeriske resultatet av  $S_v$  i plan-tøyning for  $\mu$  i intervallet  $[0, 1]$  og  $|r|$  i intervallet  $[0.5, 1.0]$  er vist i Figur 5:



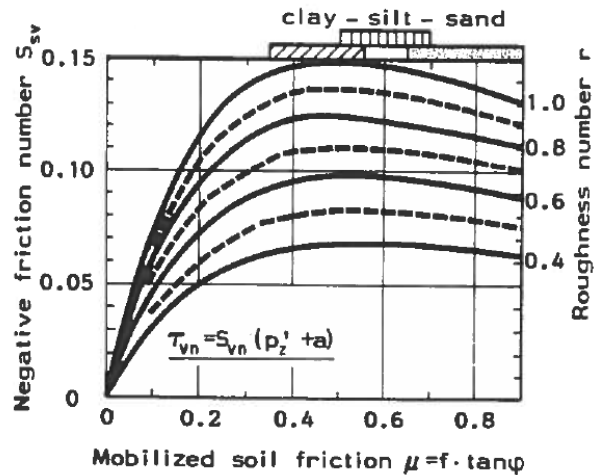


Figur 5 Sidefriksjonstallet  $S_v$  som funksjon av mobilisert friksjon  $\mu$  og ruhet  $r$ . Diagram gjelder for positiv sidefriksjon langs pel (trykkbelastet pel). (Janbu, 1976).

Ved bruk av  $S_v$ -metoden kan skjærtallet  $S_v$  hentes fra Figur 5, eller regnes ut med Formel 18 eller tilsvarende. Det betyr at man må ha informasjon og/eller gjøre antagelser om jordens mobiliserte friksjon og ruhet.

Ruhetstallet  $r$  bør betraktes som et produkt av to faktorer: relatert til den mekaniske ruheten for peleoverflaten og relatert til den relative vertikale bevegelsen mellom peleoverflate og tilstøtende jord.

For strekkbelastede peler finnes et tilsvarende sidefriksjonstall  $S_{vn}$ . Friksjonen regnes som negativ og ruhet som positiv når jorden beveger seg nedadrettet på peleoverflaten. Verdier for  $K_A$  vil være omtrent halvparten som for negativ ruhet (etter diagram *Jordtrykkskoeffisienter for  $a\phi$ -analyse, side 306 i Emdal et al. (2013)*). Friksjonstallet for strekkbelastede peler (negativ sidefriksjon) benevnes  $S_{vn}$  og er utledet på samme måte som  $S_v$  og er fremstilt i Figur 6.

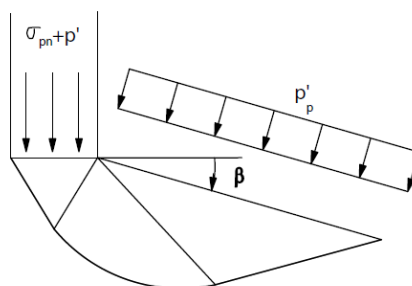


Figur 6 Sidefriksjonstallet  $S_v$  som funksjon av mobilisert friksjon  $\mu$  og ruhet  $r$ . Diagram gjelder for negativ sidefriksjon langs pel (strekkbelastet pel). (Janbu, 1976).

Legg merke til at verdier for  $S_{vn}$  fra Figur 6 er omtrent halvparten av verdiene for  $S_v$  fra Figur 5 for samme absoluttverdi av ruhet og for samme mobiliserte friksjon.

### Spissmotstand

Bæreevnen fra spissmotstanden til en pel er basert på spenningsfelter rundt pelespiss, og ved å benytte formelen for bæreevne av dypt fundament kan spissmotstanden utledes:



Figur 7 Bæreevne for dypt fundament: Spenningsfelt rundt pelespiss. (Emdal *et al.*, 2013).

$$\sigma_{pn} = (N_q - 1) (p'_p + a + \gamma d_0 B_0) \quad (19)$$

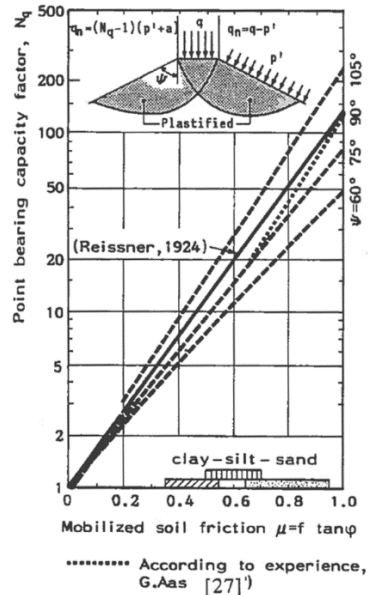
$d_0 * B_0 \ll D$  (pelens penetrasjonsdybde)

Spissmotstanden for langtidstilfelle per enhetsareal ved dybde  $D$  er dermed uttrykt som:

$$q_n = (N_q - 1)(p' + a) \quad (20)$$

Hvor:

$N_q$  = bæreevnefaktor fra Figur 8



Figur 8 Bæreevnefaktor  $N_q$  som funksjon av  $\mu$  og  $\Psi$  (Janbu, 1976)

Utleddninger for  $S_v$  og  $N_q$ , med tilhørende diagrammer som vist i Figur 5 til Figur 8, finnes i (Janbu, 1976). Etersom denne oppgaven setter søkelys på beregning av sidefriksjon, er det valgt å ikke utdype metodens beregning av spissmotstand noe mer enn det er gjort hittil.

## 2.5.4 PV91-metoden

### Introduksjon

Beregningsmetoden i Peleveiledningen 2019 som refererer til Peleveiledningen 1991, omtalt PV91-metoden i denne oppgaven, er en metode som benytter en gjennomsnittlig sidefriksjonsfaktor  $\beta$  for beregning av bæreevnebidraget fra sidefriksjon.

Beregningsmetoden er også oppgitt i Håndbok V220 som en beregningsmetode for både trykk- og strekkbelastede peler. I Peleveiledningen 2019 er den angitt som en metode for å beregne karakteristisk bæreevne kun for trykkbelastede peler. Beregningsmetoden ble for første gang oppgitt i en midlertidig utgave av Peleveiledningen i 1986 (NGF, 1986).

Metoden antas i dag å gi konservative verdier for bæreevne ifølge Peleveiledningen 2019. Ved beregning av sidefriksjon benyttes gjennomsnittlig vertikal effektivspenning sammen

med et uttrykk for mobilisert friksjon: en anslått  $\beta$ -verdi valgt etter sandens lagringsfasthet og pelens lengde. Metoden benytter seg ikke av spenningsvariasjoner langs dybde, men en gjennomsnittlig verdi langs hele lengden av pelen (Emdal *et al.*, 2013).

Det har vært et ønske i det geotekniske miljøet i Norge å undersøke denne metoden nærmere, ettersom det er knyttet usikkerhet til hvor metoden kommer fra, og hvilke data som ligger til grunn for valg av sidefriksjonsfaktor  $\beta$ . En evaluering av metoden og dens historie er presentert i Kapittel 3.3. I dette kapitlet beskrives metodens fremgangsmåte for beregning av karakteristisk bæreevne:

### Beregningsgang

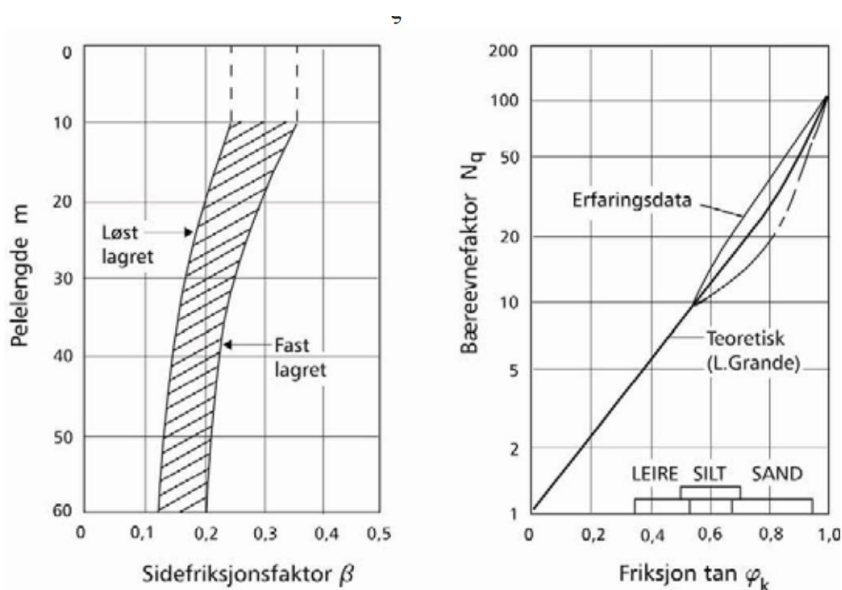
Karakteristisk bæreevne i trykk:

$$R_{c;k} = \frac{R_{s;cal} + R_{b;cal}}{\xi} - W_p \quad (21)$$

hvor:

$R_{s;cal}$	= $\tau_{s;cal} * A_s$ = kraft som opptas ved friksjon
$A_s$	= pelens overflateareal
$T_{s;cal}$	= $\beta * \sigma'_{v;0}$
$\beta$	= sidefriksjonsfaktor fra Figur 9
$\sigma_{v;0}$	= midlere vertikal in-situ effektivspenning langs pelen
$R_{b;cal}$	= $q_{b;k} * A_b$ = beregnet spissmotstandskraft på pelespiss
$A_b$	= spissareal
$q_{b;cal}$	= $N_q * \sigma'_{v;0b}$ = beregnet spissmotstandspenning på pelespiss
$N_q$	= bæreevnefaktor fra Figur 9
$\sigma'_{v;0b}$	= vertikal in-situ spenning ved pelespiss
$W_p$	= pelens vekt, hvor eventuell innvendig jordplugg regnes med i vekten.
$\xi$	= Korrelasjonsfaktor

Hvor  $\beta$  og  $N_q$  hentes fra Figur 9.

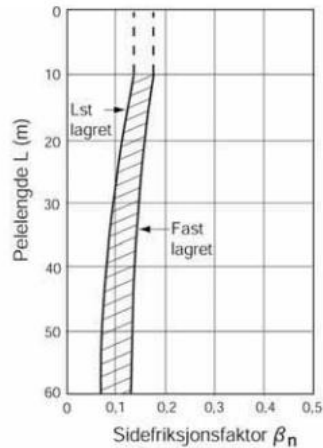


Figur 9 Grunnlag for beregning av bæreevne i sand (NGF, 1986).

### Karakteristisk bæreevne i strekk:

Peleveiledningen 2019 oppgir ikke hvordan denne metoden skal benyttes for å beregne for kapasitet for permanent strekkbelastning. I Peleveiledningens kapittel 4.2.9 står det at det har vært mye diskusjon og ulikt syn i internasjonal litteratur om peler utsatt for permanent oppadrettet last bør behandles annerledes enn ved trykkbelastning. Strekkbelastede peler kan bidra til å redusere spenninger i jorda i motsetning til trykk. Peleveiledningen beskriver at dette er ivare tatt ved beregningsmetoden beskrevet i kapittel 4.2.1, hvor det her menes NGI99-metoden. I kapittel 4.2.1 står både  $\beta$ -metoden og NGI99-metoden, og det burde kanskje presiseres hvilken metode som ivaretar dette. Det er altså ikke beskrevet i Peleveiledningen 2019 hvordan man skal forholde seg til strekkbelastning ved bruk av  $\beta$ -metoden, og det er derfor usikkert om den kan brukes til dette formålet i det hele tatt. Metoden må regnes som en metode for beregning av trykkbelastede peler.

I håndbok V220 *Geoteknikk i vegbygging* fra Statens Vegvesen er derimot metoden oppgitt for beregning av karakteristisk bæreevne for strekkbelastede peler, men med visse modifikasjoner. Spissmotstand er selvfølgelig utelukket og sidefriksjonsfaktor  $\beta$  er kraftig redusert. Figur 10 viser diagram for valg av sidefriksjonsfaktor for strekkbelastede peler.



Figur 10 Karakteristisk bæreevne for strekkbelastede peler ihht. Håndbok V220(Vegdirektoratet, 2014).

Sammenligner man med Figur 9 ser man at  $\beta$ -verdiene for strekk er omtrent halvparten som for trykk. Håndbok V220s referanse til Peleveiledningen 1991 for Figur 10 stemmer ikke, ettersom dette diagrammet ikke er publisert i Peleveiledningen 1991. Men i Peleveiledningen 1991 står det at prøvebelastninger har vist at opptrekksmotstanden kan være halvparten av hva den er for trykk, og at sidefriksjon bør regnes med reduserte verdier for sidefriksjonsfaktor  $\beta$ . Hva slags reduksjon av  $\beta$  er ikke beskrevet eksplisitt, men dette kan tolkes dit hen at  $\beta$  bør halveres for strekk (NGF, 1991):

$$\beta_n = \frac{\beta}{2} \quad (22)$$

Peleveiledningen 2019 og Håndbok V220 har dermed ulike tilnærminger til beregning av strekkbelastede peler ved bruk av PV91-metoden.

## 2.5.5 NGI05-metoden

### Introduksjon

NGI05-metoden er den andre anbefalte metoden i Peleveiledningen 2019 for beregning av bæreevne for friksjonspeler i sand. Metoden ble etablert på grunnlag av en database med resultater fra testing av friksjonspeler i sand, og motivasjonen for arbeidet var å verifisere de empiriske beregningsmetodene fra American Petroleum Institute og Imperial College (API- og ICM-metodene) (Clausen og Aas, 2001).

Metoden er basert på inndata fra trykksonderinger hvor relativ lagringstetthet bestemmes ut fra korrelasjoner mot spissmotstanden  $q_c$ . Ved etablering av metoden ble

det i tillegg benyttet konvertering fra SPT-spissmotstand (Standard Penetration Test) til CPT-spissmotstand for å inkludere flere internasjonale resultater i databasen.

NGI05-metoden er kalkulert mot utvalgte peleforsøk i databasen som NGI mente hadde tilfredsstillende kvalitet når det gjaldt prøveresultater og dokumentasjon av jordmaterialet (Clausen og Aas, 2001). Tid mellom installasjon og belastning for peleforsøkene ble ikke tatt høyde for ved etablering av metoden.

Metoden omtales som NG99-metoden i Håndbok V220 og Peleveiledningen 2019, mens den omtales som NGI05-metoden i nyere internasjonal litteratur, etter presentasjon av metoden under *International symposium on frontiers in offshore geotechnics* (Clausen, Aas og Karlsrud, 2005).

### Beregningsgang

Karakteristisk bæreevne i trykk eller strekk (NGF, 2019):

$$R_{c;k} = R_{s;k} + R_{b;k} = \frac{\sum A_{s;i} * \tau_{s;i;k}}{\xi} + \frac{A_b * q_{b;k}}{\xi} \quad (23)$$

Hvor:

$A_{s;i}$  = Pelens overflateareal ved gitt dybdenivå

$A_b$  = Pelespissens areal

Og karakteristisk sidefriksjon,  $\tau_{s;k}$ , langs hele eller deler av en pel som står i sand beregnes ut fra:

$$\tau_{s;k} = \frac{z}{z_{t\zeta}} * \sigma_a * F_{DR} * F_{last} * F_{spiss} * F_{mat} * F_{\sigma} \quad (24)$$

hvor:

$z$  = dybde under terreng

$z_t$  = pelespissens endelige dybde under terreng

$\sigma_a$  = atmosfærisk referansetrykk = 100kPa

$F_{DR}$  =  $2,1 * (D_r - 0,1)^{1,7}$

$F_{last}$  = 1,0 for strekkbelastning og 1,3 for trykkbelastning

- $F_{spiss} = 1,0$  for pel som er rammet åpen og ikke har plugget under ramming  
 $F_{spiss} = 1,6$  for lukket pel eller fra det nivå pelen har plugget under ramming  
 $F_{mat} = 1,0$  for stål og tre og 1,2 for betong  
 $F_{\sigma} = \left[ \frac{\sigma'_{v;0}}{\sigma_a} \right]^{0,25}$   
 $\xi =$  Korrelasjonsfaktor

Karakteristisk sidefriksjon  $\tau_{s;k}$  er begrenset med minimumsverdi tilsvarende:

$$\tau_{s;k} = 0,1 * \sigma'_{v;0} \quad (25)$$

NGI99-metoden er basert på empiriske relasjoner mot CPT, og den parameteren av størst betydning er sandens relative lagringstetthet  $D_r$  som bestemmes fra uttrykket:

$$D_r = 0,4 * \ln \left[ \frac{q_c}{22 * (\sigma'_{v;0} * \sigma_a)^{0,5}} \right] \quad (26)$$

hvor:

- $q_c =$  målt korrigert spissmotstand ved CPT  
 $\sigma'_{v;0} =$  beregnet in-situ vertikal effektivspenning  
 $\sigma_a =$  atmosfærisk referansetrykk (100kPa)

Omregningen fra spissmotstand til relativ densitet er spesiell for NGI05-metoden. For andre internasjonale beregningsmetoder benyttes  $q_c$  direkte eller ved omregning til  $D_r$  med en annen omregningsformel. For å inkludere flere resultater i databasen ble det som nevnt laget en konvertering for resultater fra Standard Penetration Test (SPT) til CPT-spissmotstand (Clausen, Aas og Karlsrud, 2005):

$$q_c = 2.8 * N^{SPT}_{corr} * \sigma_a \quad (27)$$

$$N^{SPT}_{corr} = 2.8 * N^{SPT}_{meas} * 0.77 * \log_{10} \left( \frac{1915kPa}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (28)$$

hvor:



$N_{\text{meas}}^{\text{SPT}}$  = målt SPT N – verdi

For å enklere sammenligne resultatene med PV91-metoden, kan normalisert sidefriksjon uttrykkes ved forholdstallet:

$$\beta = \frac{\tau_s}{\sigma_{v;0}} \quad (29)$$

Ved sammenligning av  $\beta$ -verdier er det viktig å huske at NGI05-metoden gir inkrementelle verdier mens PV91-metoden gir en gjennomsnittlig  $\beta$ -verdi.

Spissmotstanden beregnes fra spissmotstand målt ved CPT eller SPT, og relativ lagringstetthet.

For pel som er rammet lukket:

$$q_{b;k} = 0,8 * \frac{q_c}{1 + D_r^2} \quad (30)$$

For pel som rammes åpen beregnes total spissmotstand ut fra det som er minst av:

$$q_{b;k} = 0,7 * \frac{q_c}{1 + 3 * D_r^2} \quad (31)$$

eller summen av lokal spissmotstand mot pelerørets endeflate og innvendig friksjon beregnet på grunnlag av:

$$\begin{aligned} q_v &= q_c \\ \tau_{s;i} &= 3 * \tau_{s;u} \end{aligned} \quad (32)$$

hvor:

$\tau_{s;i}$  = beregnet friksjon lang innsiden

$\tau_{s;outside}$  = beregnet friksjon langs utsiden (karakteristisk sidefriksjon som beregnet)

## 2.5.6 API-RP2A metoden

### Introduksjon

American Petroleum Institute publiserte i 1974 den første versjonen av API-RP2A metoden for beregning av bæreevne for friksjonspeler i sand. Siden har den stadig blitt oppdatert. Frem til 1984 ble metoden kalt API-1, og etter revisjonen i 1984 ble den nye metoden kalt API-2 (Clausen og Aas, 2001).

Metoden bygger på klassisk jordtrykksteori slik som  $S_v$ - og  $\beta$ -metoden, med prinsippet om at sidefriksjonen og spissmotstanden øker proporsjonalt med økende effektiv vertikalspenning i jorda. Metoden tar ikke hensyn til relativ peledybde for sidefriksjon, slik blant annet  $\beta$ -metoden og NGI-99 metoden gjør, men det er lagt inn øvre grenseverdier for sidefriksjon og spissmotstand. Sidefriksjonsspenningen regnes fra effektiv vertikalspenning ganget med sidefriksjonsforholdet  $\beta$ . I tidligere versjoner av API-metoden ble parameterne  $K_f$  og  $\tan \delta_f$  benyttet, men i senere tid er disse slått sammen til  $\beta$ .  $K_f$  er jordtrykkskoeffisienten som relaterer den effektive normalspenningen rundt pelen med det effektive overlagingstrykket, og  $\tan \delta_f$  er friksjonskoeffisienten mellom pel og jord.

### Beregningsgang

Karakteristisk bæreevne i trykk:

Sidefriksjon  $\tau_f$ :

$$\tau_f = K_f * \sigma'_{v0} * \tan \delta_f = \beta * \sigma'_{v0} \quad (33)$$

Dermed:

$$\beta = K_f * \tan \delta_f = \frac{\tau_f}{\sigma'_{v0}} \quad (34)$$

Hvor:

$K_f$  = jordtrykkskoeffisient

$\delta_f$  = interface shear angle

Spissmotstand  $q_{b,0.1}$ :

$$q_{b,0.1} = N_q * \sigma'_{v0} \quad (35)$$

Hvor  $q_{b,0.1}$  er tilgjengelig spissmotstand etter vertikal deformasjon på  $0,1 * \text{diameter}$  (Yang *et al.*, 2015).

Petroleums- og naturgassindustriens standard for faste offshorekonstruksjoner av stål NS-EN 19902:2007, presenterer API-RP2A som en beregningsmetode for kohesjonsløs jord. Denne versjonen av API-2 metoden er den samme som ble presentert av Jeanjean *et al.* (2010). Følgende parametere for dimensjonering er angitt i (NS-EN ISO 19902:2007, 2007) for peler som er rammet åpne:

Tabell 3 Dimensjonerende parametere for kohesjonsløs jord for peler rammet åpne. Tabell 17.4-1 i (Jeanjean *et al.*, 2010).

Lagrings- tetthet	Jord- beskrivelse	Side- friksjons- forhold	Øvre grense sidefriksjon	Spissmotstands- faktor	Øvre grense spissmotstand
		$\beta$	$f$ [kPa]	$N_q$	$q$ [MPa]
Veldig løst	Sand				
Løst	Sand				
Løst	Sand-silt	Ikke relevant	Ikke relevant	Ikke relevant	Ikke relevant
Medium- fast	Silt	(0,21)	(47,8)	(8)	(1,9)
Fast	Silt				
Medium fast	Sand-silt	0,29	67	12	3
Medium fast	Sand	0,37	81	20	5
Fast	Sand-silt				
Fast	Sand				
		0,46	96	40	10
Veldig fast	Sand-silt				
Veldig fast	Sand	0,56	115	50	12

Tall i parentes: Tidligere brukte verdier. (API, 2014)

For lukkede og pluggede peler antas  $\beta$  å være 25% høyere. Klassifisering av lagringsgrad fra relativ densitet  $D_r$  (%) etter anbefalinger fra API:

Tabell 4 Definisjon av lagringsgrad for intervaller av relativ densitet, etter API (2014).

Beskrivelse av lagringsgrad	Relativ densitet (%)	Relativ densitet
	Dr %	Dr
Veldig løs	0-15	0 - 0,15
Løs	15-35	0,15 - 0,35
Medium fast	35-65	0,35 - 0,65
Fast	65-85	0,65 - 0,85
Veldig fast	85-100	0,85 - 1,0

En viktig observasjon fra Tabell 3 er at metoden ikke gjelder for løst lagret sand, løst lagret sand-silt eller medium-fast silt. I tidligere versjoner fantes det anbefalinger for disse løst lagrede massene (som vist i parenteser i Tabell 3, men forfatterne bak nyere versjoner av metoden så at metoden var ikke-konservativ for slike tilfeller (API, 2014).

Fra Tabell 3 ser man at metoden har øvre grenseverdier for både sidefriksjon og spissmotstand. Disse grenseverdiene vil nås ved et spenningsnivå (eller dybde), uavhengig av pelediameter. Dette gjør at fordelingen av sidefriksjon antas å være identisk for alle peler i samme jordmateriale. For dybder mindre enn kritisk dybde (hvor grenseverdi nås), vil kapasiteten fra sidefriksjon øke kvadratisk med dybden, mens forbi kritisk dybde så vil det være en lineær økning i sidefriksjonsbidraget. Antagelsen om at spissmotstanden ikke vil øke etter en kritisk dybde har lite støtte blant eksperter, og er vanskelig å forklare med bakgrunn i fysiske lover. Randolph et al. (1994) skrev at et vanlig syn er at for homogen sand så vil spissmotstanden øke med økende dybde, men med en avtagende faktor etter en viss dybde. Dette skyldes at når snittspenningen i bruddområdet rundt pelen øker, så vil jordens friksjonsvinkel avta, og dermed bør bæreevnemotstand  $N_q$  reduseres ettersom overlagingstrykket øker (Randolph, Dolwin og Beck, 1994). I tillegg vil bruddet under pelespiss opptre som et lukket brudd (uten spredning til overflate), noe som innebærer at spissmotstanden også vil påvirkes av jordens stivhet i tillegg til jordens styrke.

Fra Tabell 3 og 4 ser man at hverken sidefriksjon eller spissmotstand er avhengig av resultater fra CPT, men det må foreligge en vurdering av jordens lagringstetthet. I nyere tid har det kommet anbefalinger om at hvis det foreligger CPT eller andre felt- og laboratorieundersøkelser som kan estimere friksjonsvinkel  $\varphi$ , så bør  $\beta$  regnes etter følgende relasjoner:

$$\delta_f = \varphi - 5^\circ \quad (36)$$

$$K_f = 0,8$$

$$\beta = K_f * \tan\delta_f$$

Hvor  $\varphi$  kan f.eks bestemmes fra resultater fra CPT, slik som det er beskrevet i kapittel 2.4.  $K_f=0,8$  kan benyttes for både strekk og trykk, noe som har vært litt omdiskutert.

## 2.5.7 Fugro05-metoden

### Introduksjon

Fugro 05-metoden er en CPT-basert beregningsmetoden utviklet av ingeniører hos det Nederlandske firmaet Fugro, og ble publisert for første gang i 2014 (Fugro Engineers, 2004). Bæreevne fra sidefriksjon er koblet direkte med spissmotstand  $q_c$  fra CPT, og bæreevnen avhenger av forholdet mellom radius og penetrasjonsdybde. Metoden skiller på strekk- og trykkbelastning.

### Beregningsgang

Sidefriksjon, trykk (Schneider, Xu og Lehane, 2008):

$$\tau_f = 0.08 * q_c \left( \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{0.05} \left( \frac{h}{R^*} \right)^{-0.9} \text{ for } h/R^* \geq 4 \quad (37)$$

$$\tau_f = 0.08 * q_c \left( \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{0.05} (4)^{-0.9} \left( \frac{h}{4R^*} \right) \text{ for } h/R^* < 4 \quad (38)$$

Sidefriksjon, strekk:

$$\tau_f = 0.045 * q_c \left( \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{0.15} \left[ \max \left( \frac{h}{R^*}, 4 \right) \right]^{-0.85} \quad (39)$$

Hvor

$h$  = dybde bak pelespiss = pelelengde – dybde  $z$

$R$  = ytre radius =  $\frac{D}{2}$

$$R_i = \text{indre radius} = \frac{D_i}{2}$$

$$R^* = \text{ekvivalent radius} = (R^2 - R_i^2)^{0.5}$$

Spissmotstand:

Kapasitet fra spissmotstand er en direkte funksjon av gjennomsnittlig spissmotstand  $q_c$  fra CPT over lengden  $\pm 1.5$  diameter fra spiss. Dette er opprinnelig en anbefaling som ble beskrevet i 1982 av Bustamante og Gianeselli:

$$\frac{q_{b0.1}}{p_a} = 8.5 \left( \frac{\bar{q}_c}{p_a} \right)^{0.5} A_r^{0.5} \quad (40)$$

Hvor

$$\bar{q}_c = \text{gjennomsnittlig spissmotstand } q_c \text{ over } \pm 1.5D \text{ ved pelespiss}$$

$$A_r = \text{arealforhold} = 1 - \left( \frac{D_i}{D} \right)^2$$

## 2.5.8 ICP05-metoden

### Introduksjon

Metode utviklet ved Imperial College i London med Richard Jardine i spissen. Metoden tar utgangspunkt i at bruddkriteriet Mohr-Coulomb er gjeldende, og den lokale sidefriksjonsspenningen ved bruddlast kan beregnes med følgende relasjon:

$$\tau_f = \sigma'_{rf} * \tan \delta_f \quad (41)$$

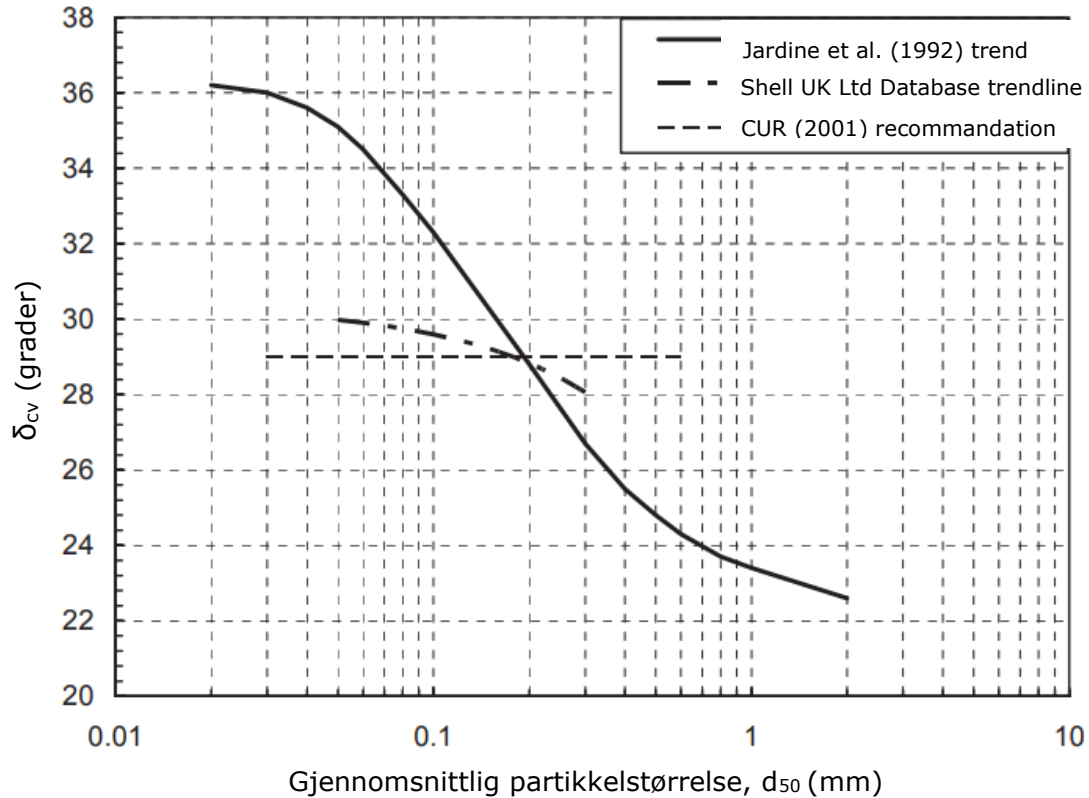
Hvor

$$\delta_f = \text{friksjonsvinkel overflate: bestemmes ved displacement ring shear test}$$

$$\sigma'_{rf} = \text{effektiv radialspenning langs pel ved brudd}$$

For å bestemme friksjonsvinkel ved overflate (interface shear angle)  $\delta_f$  anbefaler forfatterne av metoden at det skal gjennomføres *ring shear tests*. Dette er en undersøkelsesmetode som ikke er særlig brukt i Norge. Metoden er blant annet ikke

nevnt i håndbøkene til Vegvesenet. Ved fravær av resultater fra *ring shear test*, angir forfatterne at man kan bruke en funksjon av gjennomsnittlig kornfordeling ( $d_{50}$ ) for å anta denne friksjonsvinkelen, og en grafisk fremstilling av denne funksjonen er presentert i Figur 11.



Figur 11 Illustrerte trender for *interface friction angle*  $\delta$  som funksjon av  $d_{50}$ . (Jardine *et al.*, 2005)

## Beregningsgang

Sidefriksjon:

De effektive radielle spenningene ved brudd  $\sigma'_{rf}$  forventes å være forandret fra de effektive radielle spenningene ved peleinstallasjon  $\sigma'_{rc}$ :

$$\sigma'_{rf} = \sigma'_{rc} + \Delta\sigma'_{rd} \quad (42)$$

Hvor  $\Delta\sigma'_{rd}$  er spenningsvariasjon som skyldes dilatant oppførsel i sandmaterialet ved peleoverflate, som øker bidraget av sidefriksjonen ved økt stivhet i sanden og økt ruhet. For beregning av  $\sigma'_{rd}$  henvises det til (Jardine *et al.*, 2005)

Beregning av radielle effektivspenninger langs pel ved installasjon er en funksjon av CPT spissmotstand  $q_c$ , effektivt overlagingstrykk og forholdet mellom penetrasjonsdybde og diameter:

$$\sigma'_{rc} = 0.029bq_c \left( \frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right)^{0.13} \left[ \max \left( \frac{h}{R^*}, 8 \right) \right]^{-0.38} \quad (43)$$

Med  $b=0.8$  for peler i strekkbelastning og  $1.0$  for peler i trykkbelastning. Uttrykket for skjærspenningen,  $\tau_f$ , langs pel blir som følger:

$$\tau_f = a[\sigma'_{rc} + \Delta\sigma'_{rd}] \tan\delta_f \quad (44)$$

Hvor  $a=0.8$  for åpne peler i strekk og  $1.0$  for alle andre peler.

American Petroleum Institute har anbefalt bruken av en *simplified* ICP05-metode, hvor bidraget fra dilatans er fjernet, og noen av faktoren er rundet av. Dette gir følgende uttrykk for skjærspenning langs pel:

$$\tau_f = a \left[ 0.023bq_c \left( \frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right)^{0.10} \left[ \max \left( \frac{h}{R^*}, 8 \right) \right]^{-0.40} \right] \tan\delta_f \quad (45)$$

For å beregne bæreevnen fra sidefriksjon integreres skjærspenningene  $\tau_f$  langs pelens sideareal over penetrasjonsdybden, på samme måte som for de andre metodene:

$$Q_s = \pi D \int \tau_f dz \quad (46)$$

Spissmotstand:

Spenning på pelespiss beregnes for lukkede peler på følgende måte:

$$q_b = q_{c,avg} * \max \left[ \left( 1 - 0.5 \log \left( \frac{D}{D_{CPT}} \right) \right), 0.3 \right] \quad (47)$$



Hvor  $D_{CPT}$  er diameteren for trykkssonden ved trykksondering (CPT) = 0.036 meter. Hvis pelediameter er mindre eller lik 0.9 meter så kan nedre grenseverdi på  $0.3q_c$  droppes.  $q_{c,avg}$  er gjennomsnittlig spissmotstand fra CPT i dybden  $\pm 1.5D$  fra pelespiss.

For åpne peler avhenger beregningsmetode av hvilken grad pelen er plugget eller ikke. For detaljer om beregning av åpne peler henvises det til (Jardine *et al.*, 2005).

## 2.5.9 UWA05-metoden

### Introduksjon

Tilnærmingen fra University of Western Australia (UWA) er bygget på ICP-metoden, men påvirkningen fra effektivt overlagingstrykk  $\sigma'_{v0}$  er fjernet og sidefriksjon påvirkes av faktoren høyde/diameter i stedet for høyde/ekvivalent radius (Yang *et al.*, 2015). I tillegg innfører UWA-metoden et uttrykk for effektivt sideareal  $A_{rs,eff}$ .

### Beregningsgang

Sidefriksjon:

Skjærspenning langs pel regnes på følgende måte (Lehane, Schneider og Xu, 2005):

$$\tau_f = \frac{f_t}{f_c} \left[ 0.03q_c * A_{rs,eff}^{0.3} \left[ \max\left(\frac{h}{D}, 2\right) \right]^{-0.50} + \sigma'_{rd} \right] \tan\delta_f \quad (48)$$

hvor

$$A_{rs,eff} = 1 - IFR \left(\frac{D_i}{D}\right)^2$$

$$IFR = \text{Incremental filling ratio}$$

$$\frac{f_t}{f_c} = \text{forholdet strekk} - \text{mot trykkkapasitet. Trykk} = 1.0, \text{ Strekk} = 0.75$$

Hvis IFR ikke er målt kan det benyttes en veldig forenklet approksimasjon av IFR, som funksjon av indre diameter:

$$IFR = \min \left[ \left(\frac{D_i}{1.5}\right)^2, 1 \right]$$

Som med ICP-metoden er det også for UWA-metoden en forkortet versjon av metoden hvor dilatansbidraget er fjernet. Den forenklete UWA-metoden kalles for *Offshore UWA-05*. I denne versjonen antas peleinstallasjon med full plugging,  $IFR=1$  (se kapittel 2.6) ved beregning av arealforholdet. Formel for skjærspenning langs pel fra *Offshore UWA-05*:

$$\tau_f = \frac{f_t}{f_c} \left[ 0.03 q_c * A_{rs}^{0.3} \left[ \max \left( \frac{h}{D}, 2 \right) \right]^{-0.50} \right] \tan \delta_f \quad (49)$$

Spissmotstand:

Spenning på pelespiss  $q_b$  beregnes for lukkede peler på følgende måte:

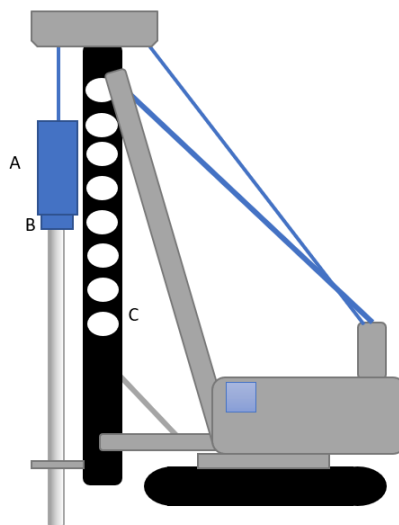
$$q_b = 0.6(q_{c,avg}) \quad (50)$$

Hvor  $q_{c,avg}$  regnes på samme måte som for ICP-metoden.

For beregning av spissmotstand for åpen pel, henvises det til (Lehane, Schneider og Xu, 2005).

## 2.6 Installasjon av peler i friksjonsmasser

Ramming av peler utføres av pelemaskiner utstyrt med kran og hydrauliske sylindere som løfter/kaster ett ramlodd til ønsket høyde. Fallodet lander på slaghetten hvor pelen er festet. Ved ramming av peletopp under terrengnivå benyttes en jomfru mellom slaghette og peletopp.



Figur 12 Illustrasjon av pelekran. A: Førings/stålbur for fallenhet (fallodd). B: Slaghetten. C: Geide for styring av loddkonstruksjon.

Typiske hydrauliske lodd har fallvekt fra 30-140 kN, med fallhøyder på 0.1 til 1.4 meter og vil kunne påføre pelen en netto rammeenergi på 170 kNm med slagtakt fra 10-110 slag i minuttet (Axelsson, 2000).

Alternativ til ramming med hydraulisk fallodd er ramming med diesellodd, dobbeltvirkende luftlodd og vibrolodd. Diesellodd egner seg ved ramming av store peler, hvor det kreves stor rammeenergi: opptil 600 kNm med slagtakt på 35 til 55 slag i minuttet. For mindre stålpeler og trepeler i friksjonsmasser er dobbeltvirkende luftlodd et godt valg, på grunn av dets vibrerende virkninger. Slagtakten er på hele 120-300 slag i minuttet. Installasjon med vibrolodd kan gjøres for stålrørspeler og bjelker hvis massene er sorterte og pelbare (NGF, 2019).

Hvilke effekter som oppstår ved ramming av peler i sand har vært tema for forskning i mange år. Det finnes som nevnt ingen eksakt og analytisk løsning på beregning av kapasitet for peler i friksjonsmasser, og dette skyldes blant annet uvissheten om effekten av ramming. Det finnes derimot teorier om rammeeffektene som er allment akseptert.

Blant disse teoriene er det allment akseptert at en pel som rammes i et jordmateriale vil fortrenge masse når den drives nedover, og det oppstår skjærspenninger mellom jord og pel. Ved løst lagret sand vil skjærspenningene føre til en omlagring i sanden som gjør at materialet får en negativ volumforandring, og materialet vil kontrahere. Dersom sanden har høy relativ densitet vil skjærspenningene gi en volumutvidelse, altså dilatere. Dilatans i jordmaterialet gir større porevolum, og dermed lavere poretrykk som gir høyere friksjon mellom kornene. Den økte effektivspenningen gir økt motstand mot ramming av pel, samt økt horisontal effektivspenning langs pel.

At rammeprosessen vil forstyrre den mobiliserte sidefriksjonen langs pelen er en anerkjent teori, og ble omtalt av for første gang av Heerema m. flere i 1980 for peler i leire (White og Lehane, 2004). Prosessen er kjent som *friction fatigue*, og effekten er at sidefriksjonen langs pel synker ved økende penetrasjonsdybde, også for sand. Dette er i konflikt med klassisk jordtrykksteori, om at horisontalspenningene og sidefriksjon skal øke lineært med en konstant jordtrykkskoeffisient langs dybden, men resultater fra peleforsøk har avkreftet dette. Mekanismene som styrer denne effekten er ikke kjent, men effekten er lagt inn i beregningsmetoder som benyttes i dag for beregning av aksial kapasitet. Enten som en maksimal verdi for sidefriksjons- og spissmotstandsspenning, eller faktor knyttet mot penetrasjonsdybde og relativ penetrasjonsdybde.

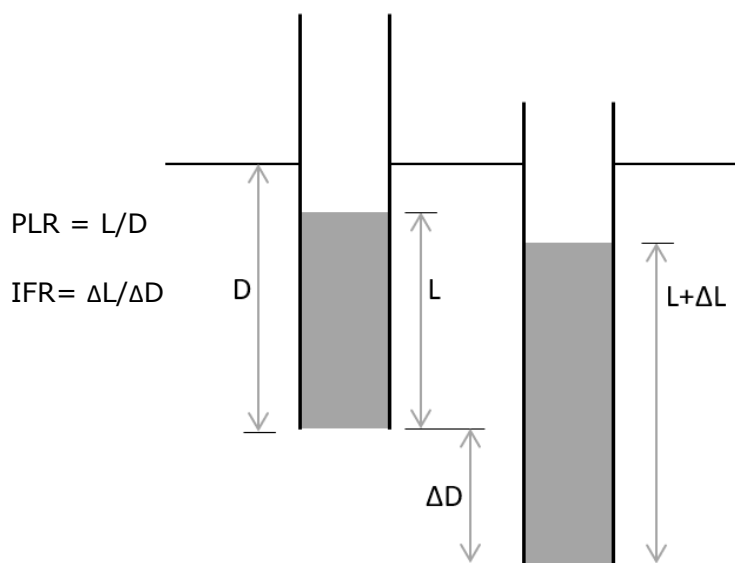
For åpne stålrørspeler er det en mulighet for at det dannes en propp av løsmasser i røret under ramming, slik at pelens oppførsel går fra å være åpen til lukket. Dette heter plugging. Et mye brukt mål på plugging er Plug Length Ratio (PLR).

$$PLR = \frac{\text{plugglengde } L}{\text{penetrasjonslengde } D} \quad (51)$$

PLR=1 betyr altså at lengden på plugg er lik som penetrasjonsdybden. Et annet mål på plugging er Incremental Filling Ratio (IFR) som er et forholdstall mellom forandring i plugglengde og penetrasjonslengde.

$$IFR = \frac{\Delta \text{ plugglengde } L}{\Delta \text{ penetrasjonslengde } D} \quad (52)$$

Figur 13 illustrerer definisjonen av PLR og IFR

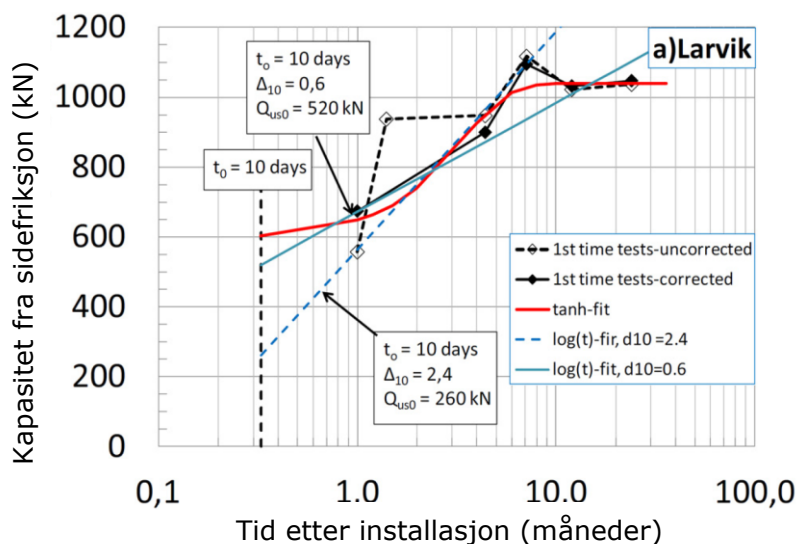


Figur 13 Definisjon mål for plugging PLR og IFR.

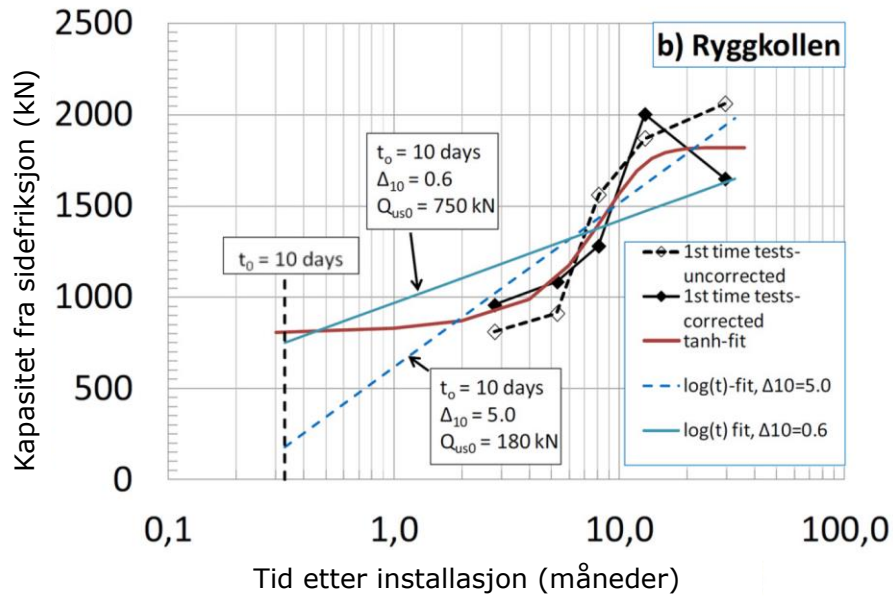
## 2.7 Tidseffekter for rammede peler

En rekke studier har vist at aksial bæreevne for rammede peler i både leire og sand øker med tiden etter installasjon. For peler i leire vil bæreevnen over tid påvirkes av både konsolideringen i leiren og de effektene som kalles aldring, mens for sand så er det i hovedsak effekter fra aldring.

Tidseffektene for peler i leire har vært kjent i lang tid, mens for sand har det ikke foreligget nok data til å vurdere effekten ved dimensjonering før i senere tid. De første godt dokumenterte forsøkene kom ved tusenårsskiftet fra forfattere som for eksempel Skov og Denver (1988) og Chow *et al.* (1998). I 2007 tok NGI initiativet til et fellesprosjekt med næringslivet (JIP), kalt *Time effects on pile capacity*. Hovedmålet for prosjektet var å utføre en rekke testserier av peler i sand og leire samt gå gjennom tilgjengelig data for å kunne foreslå hvordan tidseffekter kan brukes ved dimensjonering (Karlsrud *et al.*, 2014b). Studien ville også oppklare hvilken grad en midlertidig last, som i større grad vil simulere en naturlig byggeprosess, vil påvirke aldringseffektene. Prosjektet inkluderer peleforsøk med aksial belastning på to felt med sand, hvor seks åpne stålrørpeler ble testet til brudd over en periode på 2 år. Resultatene fra peleforsøkene fra Larvik og Ryggkollen er vist i Figur 14 og Figur 15, med logaritmisk tidsakse.

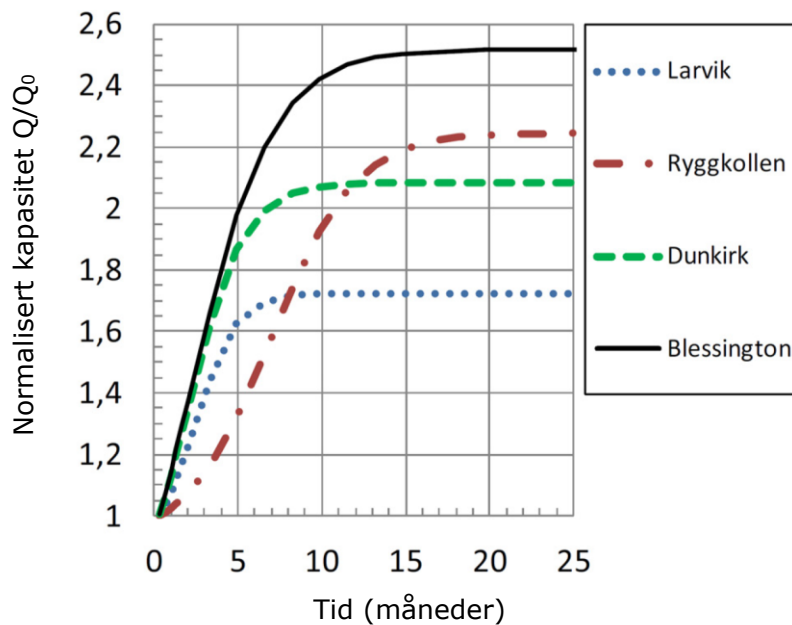


Figur 14 Sammendrag av testresultater fra forsøksfeltet i Larvik: Kapasitet fra sidefriksjon mot tid etter installasjon, logaritmisk. (Karlsrud *et al.*, 2014a).



Figur 15 Sammenheng av testresultater fra Ryggkollen: Kapasitet fra sidefriksjon mot tid etter installasjon, logaritmisk. (Karlsrud *et al.*, 2014a)

Resultatene fra forsøkene viser en bemerkelsesverdig økning i sidefriksjon med faktor fra 1,75 til 2,5 fra  $t_0=10$  dager til  $t=1$  til 2 år (Karlsrud *et al.*, 2014a). De tilpassede tanh-kurvene som er røde i Figur 14 og Figur 15 er plottet i et diagram hvor tidsaksen er lineær i Figur 16:



Figur 16 Sammenligning av normalisert kapasitet basert på tanh-fit kurver. Referansetid  $t_0=10$  dager (Karlsrud *et al.*, 2014a).

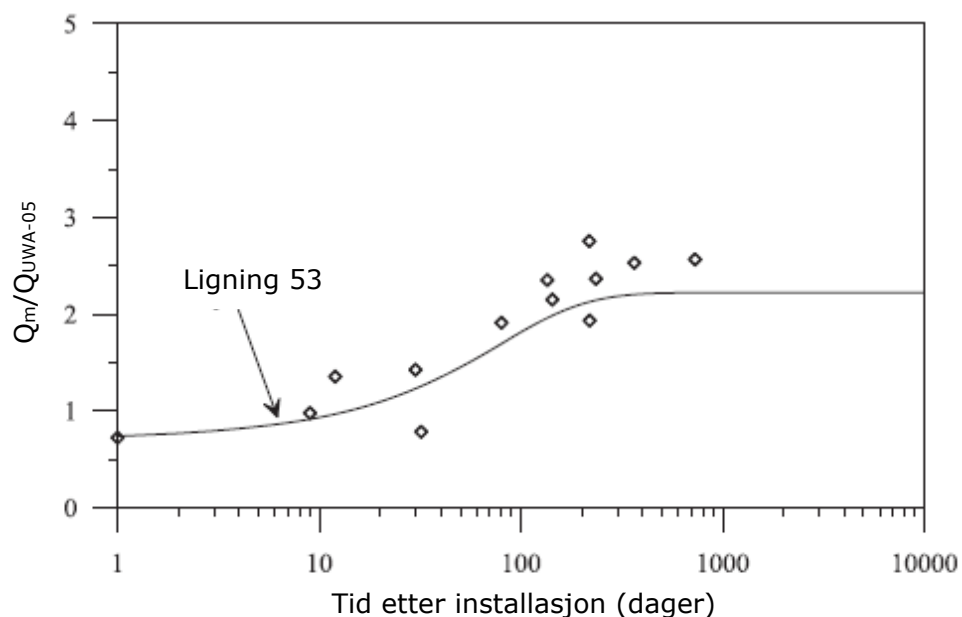
Tidseffektene er lavest for forsøkene i Larvik for fin siltig sand, og størst for forsøkene i Blessington i veldig fast lagret medium sand. Økningen i kapasitet fra sidefriksjon ser ikke ut til å øke noe særlig etter 1 til 2 år etter installasjon, og dermed er kurven tilpasset en tanh-kurve, i stedet for en lineær eller logaritmisk kurve med tid.

Lehane *et al.* (2017) foreslo en tidskorreksjonsfaktor basert i hovedsak på peleforsøkene i Blessington og Dunkerque, med noe påvirkning fra forsøkene i Larvik.

Tidskorreksjonsfaktoren  $F_{time}$  som kan anvendes sammen med kapasitetsberegninger basert på CPT-metoder:

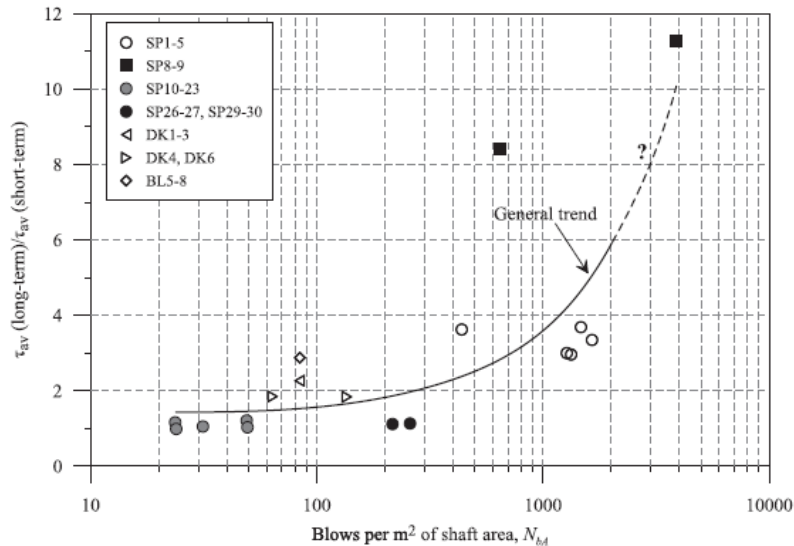
$$F_{time} = \frac{1}{\exp(-0.1t^{0.68}) + 0.45} \quad (53)$$

Hvor  $t$  er tid i dager etter installasjon. Korreksjonsfaktoren  $F_{time}$  er plottet sammen med målte kapasiteter fra strekkforsøk i Larvik, Dunkerque og Blessington sammenlignet med beregnet kapasitet fra UWA-05 metoden i figur under:



Figur 17  $Q_m/Q_{UWA-05}$  sammenlignet med peleforsøk (Lehane *et al.*, 2017).

Ved bruk av korreksjonsfaktoren  $F_{time}$  vil kapasiteten omtrent dobles etter 120 dager. Dette betyr store økonomiske besparelser for prosjekter, og en slik økning i kapasitet kan være fordelaktig ved påbygg på eksisterende strukturer som offshore-plattformer og høye bygg. Men det har blitt publisert artikler fra peleforsøk hvor det har blitt observert tilnærmet null *set-up* effekter for peler i sand. I 2017 ble det gjennomført en serie med prøvepeler i sand ved UWA Shenton Park, hvor pelene ble installert ved bruk av tre metoder: ramming med droppvekt, ramming med lufthammer og installasjon med vibrolodd.



Figur 18 Variasjon av set-up effekt plottet mot  $N_{bA}$ . (Anusic *et al.*, 2019)

Resultatene fra disse forsøkene viser at antall slag har stor effekt på korttidskapasitet, og at for peler med mange slag skapes store forstyrrelser i sandmaterialet (Anusic *et al.*, 2019). Konsekvens av dette er lavere korttidskapasitet enn peler med mindre forstyrrelser, som peler installert med vibrolodd, men at langtidskapasiteten kan bli større enn for pelene med mindre forstyrrelser. I tillegg sees en sammenheng mellom plugglengde og antall slag, hvor det er korrelasjon mellom høy Plug-Length-Ratio og økt antall slag per kvadratmeter av peleareal. Dette betyr i praksis at korreksjonsfaktoren  $F_{time}$  kan anvendes for store peler med mye slag og høy PLR. For peler som installeres med installasjonsmetoder som gir mindre forstyrrelser av sanden, bør man være forsiktig med å bruke  $F_{time}$  (Anusic *et al.*, 2019).

Karlsrud *et al.* (2014a) oppsummerer de tre faktorene som antas å være årsak for tidseffekter i sand:

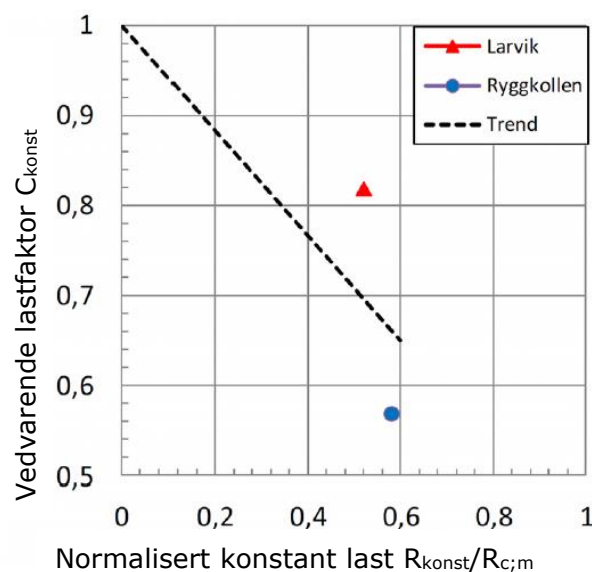
- Økning i radielle spenninger langs pel: Ettersom peleramming vil forårsake komprimering og volumreduksjon i jorden rundt pel vil det være en midlertidig reduksjon i radial- og sannsynligvis vertikaleffektivspenningene rundt pel, som følge av bue- og siloeffekter. (Som beskrevet i forrige delkapittel). Kryp og spenningsreduksjon med tid er dokumentert å redusere disse effektene, og dermed med tiden øke de radielle spenningene langs pel (Axelsson, 2000).
- Økt friksjonsvinkel og/eller mer dilatans respons: Resultater fra peleforsøk i Florida, beskrevet av Bullock *et al.* (2005), foreslår at en økning i effektiv friksjonsvinkel er hovedgrunnen for økt kapasitet med tid. Bowman *et al.* (2002) foreslo at kryptøyninger fører til en mer dilatant oppførsel i sanden, som kan forårsake økte radielle effektivspenninger rundt pel samt økt effektiv friksjonsvinkel.



- Korrosjon eller annen geokjemisk effekt: Spesielt for stålrør er det et potensiale for korrosjon og dannelse av jernoksid. Jernoksid kan fungere som et sementeringsmiddel, og dermed danne en sterkere sand i overgangen mellom pel og sand. Dermed øker friksjonsvinkelen mellom sand og pel, ofte betegnet  $\delta$  i beregningsmetoder.

### Tidseffekter ved vedvarende belastning

For peleforsøkene i Larvik og Ryggkollen med vedvarende belastning over 18 måneder før de ble testet til brudd, viser resultatene at tidseffektene blir signifikant mindre enn uten vedvarende belastning. Pelene ble kun belastet og testet i strekk, og det er uklart om dette funnet kan overføres til trykkbelastede peler. Hvis man bruker argumentet om at vedvarende strekkbelastning gir en spenningsreduksjon i sanden rundt pel, så kan man anta at vedvarende trykkbelastning vil gi økte effektivspenninger rundt pel og dermed økt kapasitet. Dette er enda ikke testet ut ved et fullskalaforsøk, og Karlsrud *et al.* (2014a) anbefaler dermed at disse effektene skal neglisjeres ved vedvarende trykkbelastninger inntil det foreligger nye testresultater. I artikkelen foreslås følgende vedvarende lastfaktor  $C_{konst}$ , som gir reduksjon av aldringseffektene for peler i sand:



Figur 19 Tentativ vedvarende lastfaktor i forhold til normalisert vedvarende last for peler i sand, strekkbelastet (Karlsrud *et al.*, 2014a).

Hvor  $C_{konst}$  er gitt av uttrykket:

$$(R_{C,m})_{konst} = R_{C,m} * C_{konst} \quad (54)$$

Hvor:

$R_{C,m}$  = målt bæreevne

$R_{konst}$

= konstant belastning

### 2.7.1 Tidseffekter ved dimensjonering etter Peleveiledningen 2019

En av de store endringene i Peleveiledningen fra 2012 til 2019 er hvordan tidseffekter behandles ved dimensjonering av rammede friksjonspeler i sand. I Peleveiledningen 2012 gis det ikke noe verktøy for å regne inn tidseffekt på kapasitet for friksjonspeler i sand, men dette er forandret i 2019 revisjonen. Bakgrunnen for anbefalingen kommer fra fellesprosjektet *Time effects on piles* ledet av Kjell Karlsrud hos NGI.

For beregning av kapasitet fra sidefriksjon oppgir Peleveiledningen 2019 at det kan tilrådes at det tas hensyn til tidseffekter eller aldringseffekter.

Følgende prosedyre er oppgitt i Peleveiledningen 2019 (NGF, 2019):

1. Bestem karakteristisk referansebæreevne for friksjonsdelen,  $R_{s;k0}$ , basert på enten PV91  $\beta$ -metoden eller NGI99-metoden.
2. Oppgrader bæreevnen fra friksjon til relevant tid det forventes å gå fra pelene blir rammet til de vil bli utsatt for sine dimensjonerende laster basert på Figur 16. For sandavsetninger med lavt siltinnhold og middels til fast lagret kan man legge til grunn kurven *Dunkerque* og for finsand og løst lagret sand kan kurven *Larvik* benyttes.
3. Regn ut hvor mye av lasten er permanent/konstant og hvor stor andel som er variable sett i forhold til kapasiteten fra trinn 1. Deretter skal karakteristisk konstant last deles på hva som er total dimensjonerende last (med behørlige partialfaktorer).
4. Bruk den stiplede linjen i Figur 19 til å redusere tidseffekten av konstant last.
5. Legg til karakteristisk bæreevne som stammer fra spissmotstand til slutt, som ikke antas å ha noen tidseffekt.

## 2.8 Prøvepeling og prøvebelastning

### 2.8.1 Generelt

Fastsettelse av dimensjonerende bæreevne ved bruk av beregningsmetoder medfører en stor usikkerhet. Valg av peletype, rammeutstyr og dimensjonerende bæreevne kan ha store tekniske- og økonomiske konsekvenser for bygg-, anlegg- og offshoreprosjekter. For å danne et bedre beslutningsgrunnlag for disse spesifikasjonene kan det ved prosjekter med en betydelig størrelse utføres prøvepeling, samt prøvebelastninger som

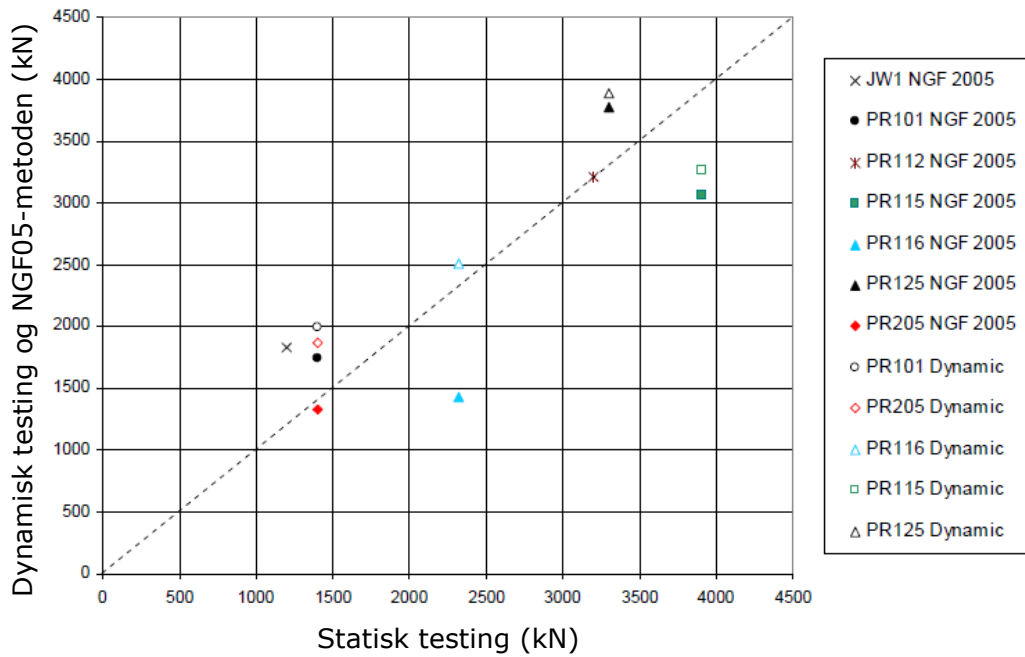
en del av prosjekteringen. Ved å optimalisere pelelengden for friksjonspeler er det mulig å spare store kostnader og begrense materialbruken. Prøvepeling og dynamisk prøvebelastning er de tiltakene som stiller minst krav til ressurser og tid, men for økonomisk betydningsfulle tilfeller kan det i tillegg utføres statisk prøvebelastninger.

### 2.8.2 Prøvepeling og dynamisk prøvebelastning

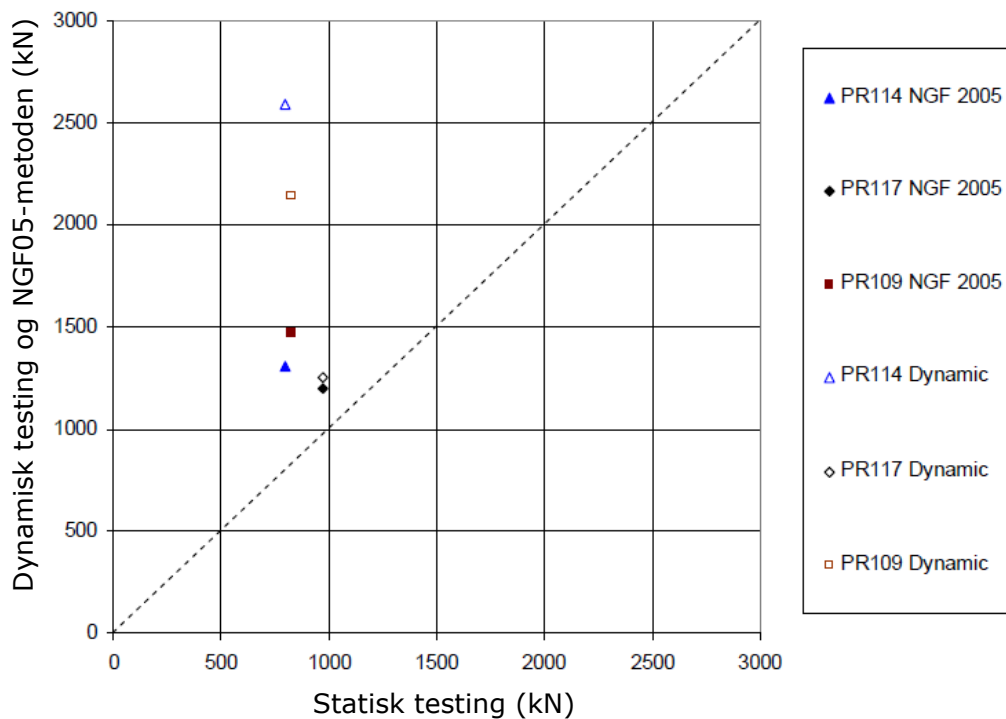
For å bestemme peleutstyr, rambarhet og pelelengder kan det utføres prøvepeling i prosjekteringsfasen av prosjektet. Ved prøvepeling registreres fallhøyde slik at brutto rammeenergi kan beregnes, og erfaringer med rammeutstyret kan brukes til å beregne netto energi. Hvis virkningsgraden for utstyret ikke er kjent, må det utføres målinger for å fastslå virkningsgrad. Netto rammeenergi kan brukes til å bestemme pelens bæreevne, rammespenninger og rambarhet.

Dynamisk prøvebelastning utføres med måleutstyr festet på prøvepel som registrerer aksial tøyning av pel, akselerasjon og deformasjon av peletopp. Det mest brukte utstyret betegnes PDA (Pile Driving Analyzer) som gjør målinger basert på endimensjonal bølgeteori (NGF, 2019). Målingene analyseres ved hjelp av f.eks. CAPWAP-analyser som gir informasjon om fordeling av motstand mellom sidefriksjon og spissmotstand, fordeling av sidefriksjon langs pel, informasjon om eventuelle skader på pel og last-deformasjonskurver som kan anvendes til å regne bruddlast.

Dynamisk prøvebelastning har vist seg å være presist nok for mange prosjekter. Ved utbygging av Elkem sitt anlegg i Mosjøen ble det installert 2900 peler i sandige masser, og i forbindelse med dette prosjektet ble det utført 10 statiske prøvebelastninger og 79 dynamiske prøvebelastninger (Tistel *et al.*, 2008). De dynamiske prøvebelastningene for estimering av bæreevne for trykkbelastede peler ga i gjennomsnitt 17% høyere kapasitet enn de statiske prøvebelastningene. For bæreevne i strekk er det ikke like god sammenheng og det ble kun utført tre statiske strekkforsøk, som gir lite grunnlag for å uttrykke statistisk sammenheng. Figur 20 og Figur 21 viser sammenligning av de dynamiske- og statiske prøvebelastningene i tillegg til beregnet kapasitet med NGI05-metoden (omtalt i kapittel 2.5.5), her benevnt NGF 2005.



Figur 20 Sammenligning av metoder for trykkforsøk: Statisk testing, dynamisk testing og beregnet bæreevne med NGF-2005 (NGI05-metoden) (Tistel *et al.*, 2008).



Figur 21 Sammenligning av metoder for strekkforsøk: Statisk testing, dynamisk testing og beregnet bæreevne med NGF-2005 (NGI05-metoden) (Tistel *et al.*, 2008).

For trykkbelastning er kapasitetene fra statiske prøvebelastninger sammenlignet med kapasitet fra dynamiske prøvebelastninger og kapasiteter beregnet med NGI05-metoden, og forventningsverdi og standardavvik er presentert i Figur 22 (benevnt CPT i Figur 22):

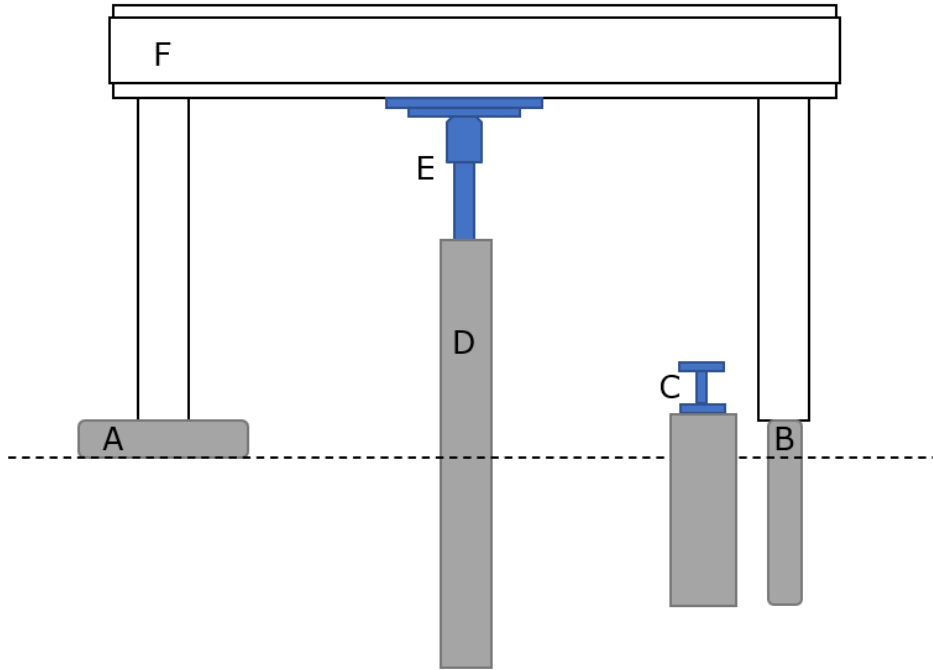
Pile no.	JW1 [%]	PR-101 [%]	PR-112 [%]	PR-115 [%]	PR-116 [%]	PR-125 [%]	PR-205 [%]	Av-erag-e [%]	Std dev-ia-tion [%]
Pile type	270	270	350	345	345	350	270		
Dy-nam-ic		+42		-16	+8	+18	+34	+17	23
CPT	+53	+24	+/- 0	-22	-38	+14	-5	+4	33

Figur 22 Avvik for bæreevne ved trykkbelastning fra statisk prøvebelastning (Tistel *et al.*, 2008).

Som nevnt er gjennomsnittlig kapasitet 17% høyere for dynamisk prøvebelastning, sammenlignet med resultater fra statisk prøvebelastning. Gjennomsnittet er lavere for beregning ved bruk av NGI05-metoden, med bare 4%, men med et standardavvik på 33% er det stor sannsynlighet for å overpredikere kapasiteten. På bakgrunn av Figur 22 kan man si at dynamisk prøvebelastning vil være et mer presist verktøy for dimensjonering av friksjonspeler, enn beregningsmetoden NGI05 alene, hvis man legger inn en overpredikasjon på omtrent 20%.

### 2.8.3 Statisk prøvebelastning

Statisk prøvebelastning krever et større arrangement enn dynamisk prøvebelastning. For prøvebelastning i trykk kreves det som regel forankringspeler eller stagforankring til berg knyttet til lastrammen for tilfredsstillende mothold. Det kan også benyttes dødlaster som legges oppå belastningsrammen, for å begrense dimensjonene på forankringspelene. Prøvebelastning i strekk krever fundamenter som belastningsarrangementet står på. Figur 23 viser prinsippet for et belastningsarrangement.



Figur 23 Prinsippskisse for et prøvebelastnings arrangement.

A: Fundamenter (for strekkforsøk)

B: Forankringspel (for trykkforsøk)

C: Målebjelke/referansebjelke

D: Forsøkspel

E: Jekk

F: Belastningsramme

Last påføres ved bruk av hydraulisk jekk og vertikalbevegelse måles av to prøveur som er opplagt på målebjelken. Påført last måles av et manometer i jekkeinstallasjonen. For å bestemme bidraget fra sidefriksjon i en trykkbelastet pel, kreves det måling av lastfordelingen. Dette krever spesiell instrumentering av forsøkspel.

Belastningsprosedyre for peler i sand etter beskrivelse fra Peleveiledningen (NGF, 2019):

- Last påføres trinnvis økende med for eksempel 10% av antatt bruddbæreevne, og lasten holdes konstant over et bestemt tidsrom for hvert lasttrinn. (10-15 minutter for sand).
- Vertikal bevegelse leses av måleurene etter 1,2 og 5 minutter og videre hvert 5. minutt. Ved instrumentering for måling av lastfordeling benyttes elektriske instrumenter som logger kontinuerlig.
- Når last kommer opp i 60-70% av antatt bruddbæreevne eller 3-4% deformasjon av pelens tverrmål nås, avlastes pelen trinnvis til null. 5 minutter per trinn, med samme avlesningsintervaller som ved belastning.

- Etter komplett avlastning startes på nytt påføring av last. Last økes trinnvis med 5 minutter på hvert lasttrinn opp til brudd, og avsluttes med trinnvis avlastning tilbake til null.

### **Bestemmelse av karakteristisk bæreevne fra statisk prøvebelastning**

For peler belastet i trykk finnes det flere måter å tolke bruddlast. Peleveiledningen anbefaler en metode etter Brinch-Hansen, også kalt «90% -regelen», hvor karakteristisk bæreevne bestemmes etter følgende formulering: Karakteristisk bæreevne tas som den minste last som gir en deformasjon dobbelt så stor som deformasjonen for lasten  $0.9 \times$  karakteristisk bæreevne (NGF, 2019).

Peleveiledningen 2019 nevner også tre andre metoder for å bestemme karakteristisk bæreevne fra peleforsøk, blant annet en metode fra International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE), hvor karakteristisk bæreevne settes lik den last som gir deformasjonen  $\delta = d/10$ , hvor  $d$  er pelens ytre diameter (NGF, 2019). En stor fordel med denne metoden er at den er anvendbar for alle peleforsøk, i motsetning til Brinch-Hansen metoden som krever en arbeidskurve med en viss form.

### 2.8.4 Betydning for dimensjonering ihht. NS-EN 1997-1

Ved fastsettelse av karakteristisk bæreevne  $R_{c;k}$  etter formelen:

$$R_{r;k} = \frac{R_{r;m}}{\xi} \text{ eller } \frac{R_{c;cal}}{\xi} \quad (55)$$

Vil verdiene av korrelasjonsfaktor  $\xi$  ligge i følgende intervaller:

Korrelasjonsfaktor  $\xi_1 = 1.4 - 1.0$  for statisk prøvebelastning

Korrelasjonsfaktor  $\xi_3 = 1.55-1.35$  for grunnundersøkelser

Korrelasjonsfaktor  $\xi_5 = 1.6 - 1.4$  for dynamisk målinger

Eurokoden belønner kunnskap om grunnforhold og omfanget av målinger, hvor statisk prøvebelastning regnes som det verktøyet som gir mest kunnskap.

En annen presisering fra Eurokoden er at hvis det benyttes dynamiske målinger for å verifisere beregnet verdier fra grunnundersøkelser, og de dynamiske målingene gir høyere karakteristisk verdi enn beregnet, så kan verdiene for  $\xi_3$  og  $\xi_6$  multipliseres med en modellfaktor på 0.9 ihht. Tabell NA.A.11 (*Eurokode 7*, 2008).

## 3 Innledende evaluering av beregningsmetoder i Norge

### 3.1 Introduksjon

Etter presentasjon av beregningsmetodene og deres beregningsgang i forrige kapittel, presenteres det i dette kapittel en innledende sammenligning av de to anbefalte metodene fra Peleveiledningen 2019 og Håndbok V220, dvs. PV91-metoden og NGI05-metoden. Deretter presenteres en nærmere gjennomgang av PV91-metoden og dens bakgrunn.

### 3.2 Sammenligning av PV91- og NGI05-metoden

Det har vist seg at PV91- og NGI05-metoden kan gi ulike kapasiteter ved beregning av samme peleprofil (Mijena, 2012). Det er derfor i dette kapittelet presentert en sammenligning av de to metodene, slik at man kanskje klarer å se hva som skiller metodene rent praktisk ved dimensjonering av friksjonspeler i sand.

Tabell 5 oppsummerer inputparametere og intervall for beregnet sidefriksjonsfaktor  $\beta$  for de to beregningsmetodene i Peleveiledningen.



Tabell 5 Inndata og intervall for beregnet sidefriksjonsfaktor for PV91-metoden og NGI05-metoden

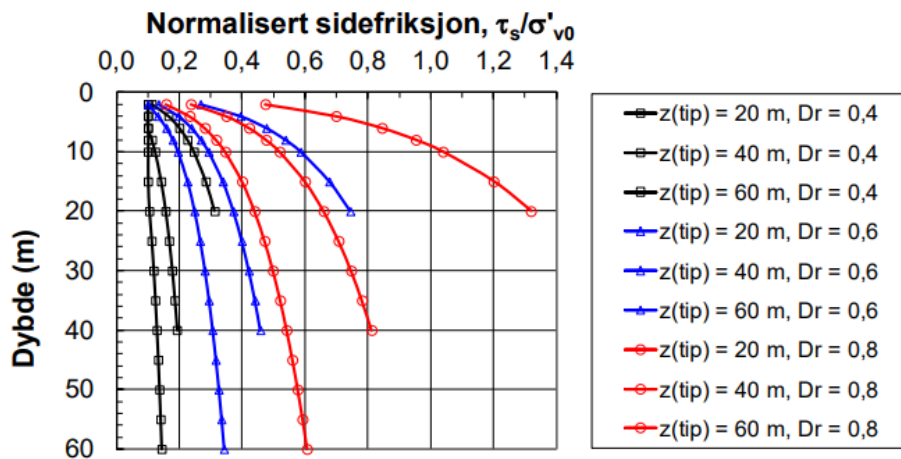
Inndata		
	<b>PV 1991 <math>\beta</math>-metoden</b>	<b>NGI05-metoden</b>
Beregning av sidefriksjon	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Lagringsgrad antas i skalaen: løst lagret - fast lagret</li> <li>• Midlere vertikal in-situ effektivspenning langs pel</li> <li>• Lengde pel</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Relativ densitet <math>D_r</math> fra <math>q_c</math> målt ved CPT.</li> <li>• Beregnet in-situ vertikal effektivspenning</li> <li>• Åpen eller lukket pel</li> <li>• Materiale: Tre, stål eller betong</li> <li>• Type belastning: strekk eller trykk</li> <li>• Pelelengde og penetrasjonsdybde</li> </ul>
Beregning av spissmotstand	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Friksjonsvinkel <math>\tan \phi_k</math></li> <li>• In-situ effektivspenning ved pelespiss</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Spissmotstand <math>q_c</math> fra CPT</li> <li>• <math>D_r</math> (også fra spissmotstand fra CPT)</li> </ul>
Intervall beregnet sidefriksjonsfaktor	$\beta_{\text{snitt}}$ : [0.12, 0.35]	$\beta$ : [0.1, 1.25]

Man kan se fra Tabell 5 at verdiene for sidefriksjonsfaktor  $\beta$  kan være svært forskjellige for de to metodene. Ettersom NGI05 er en inkrementell metode og PV91 er en gjennomsnittlig metode, er det vanskelig å sammenligne intervallet av sidefriksjonsfaktor som er oppgitt i Tabell 5.

Det er derfor valgt å etterregne ett diagram som er presentert i Peleveiledningen 2019:

Peleveiledningen oppgir et eksempel på beregning av en trykkbelastet stålrørspel i sand som ikke har plugget under ramming. Beregningen er gjort med NGI05-metoden, og normalisert sidefriksjonsfaktor  $\beta$  fra beregningen er presentert i Figur 4.3 i

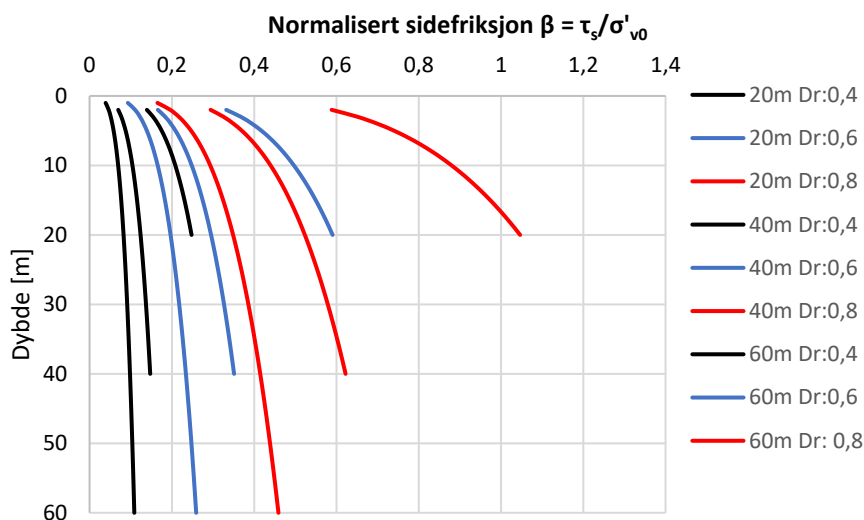
Peleveiledningen 2019 og i Figur 24 i denne oppgaven.



Figur 24 Eksempel på normalisert sidefriksjon for åpen pel i sand for NGI99-metoden: «Figur 4-3 Peleveiledningen 2019»:

Etter ønske fra faggruppe for Geoteknikk ved NTNU og Statens Vegvesen er eksempelet etterregnet med den informasjonen som er oppgitt i Peleveiledningen 2019.

Tyngdetetthet er forenklet antatt til  $17 \text{ kN/m}^3$  etter anbefaling fra Statens Vegvesen Håndbok V220, for naturlig ikke-komprimert sand. Det er ikke tatt høyde for større tyngdetetthet ved høyere relativ densitet.



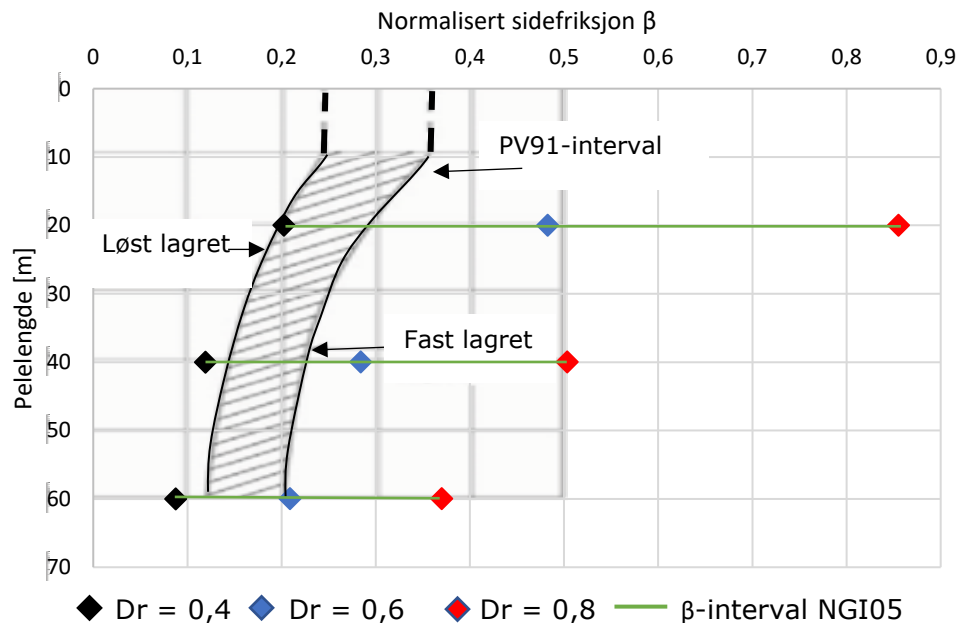
Figur 25: Beregning av normalisert sidefriksjon for eksempel oppgitt i Peleveiledningen 2019: Åpen pel i sand med trykkbelastning: tre lengder (20, 40 og 60 meter) og tre lagringsgrader ( $Dr = 0,4$ ,  $0,6$  og  $0,8$ ). Tyngdetetthet =  $17 \text{ kN/m}^3$ .

Fra Figur 25 ser man at kurvene ikke stemmer helt overens med verdiene som er fremstilt i Peleveiledningen. Setter man tyngdetettheten for sand til  $16 \text{ kN/m}^3$  får man samme  $\beta$ -verdi ved pelespiss på 20, 40 og 60 meter for alle pelene, men startverdiene ligger mye høyere. Etterregningen gjort i denne oppgaven er en som nevnt en forenklet

beregning med de parameterne som er oppgitt i Peleveiledningen 2019 samt en antatt konstant tyngdetetthet.

For å videre sammenligne dette NGI05-eksempelet mot PV91-metoden, er det regnet gjennomsnittlig normalisert sidefriksjon for eksempelpelene i Figur 25, for så satt inn i diagram for sidefriksjonsfaktor  $\beta$  for PV91-metoden. Resultatet er vist i Figur 26.

### NGI05-metoden VS PV91-metoden



Figur 26 Sammenligning NGI05-metoden mot PV91-metoden: Beregning av gjennomsnittlig normalisert sidefriksjon for eksempel oppgitt i Peleveiledningen 2019: Åpen pel i sand med trykkbelastning: tre lengder (20, 40 og 60 meter) og tre lagringsgrader ( $Dr = 0,4$ ,  $0,6$  og  $0,8$ ). Tyngdetetthet =  $17 \text{ kN/m}^3$ . Plottet mot PV91-metodens sidefriksjonsdiagram hentet fra Peleveiledningen 2019.

Fra Figur 26 ser man at sand med  $Dr=0,4$  så vil NGI05- og PV91-metoden gi omtrent lik kapasitet. For løst lagret sand med relativ densitet  $Dr=0,4$  så bør man velge kapasitet langs kurven som er merket *løst lagret* (venstre kurve), og dermed treffer de to metodene ganske godt. PV91-metoden predikerer noe større kapasitet for 40 og 60 meters pel med relativ densitet  $Dr=0,4$ , men for 20 meters pel så vil de to metodene gi helt lik beregnet kapasitet fra sidefriksjon.

For sand med større lagringstetthet gir NGI05-metoden mer enn doblet kapasitet sammenlignet med PV91-metoden. Fra grafikk på Figur 26 ser man at intervallet *løst-fast lagret* for PV91-metoden strekker seg omtrent 0,1. For NGI05-metoden er det samme intervallet (grønne streker) omtrent 0,65 for 20 meters pel, 0,38 for 40 meters pel og 0,28 for 60 meters pel. Det er altså mellom 280-650% større intervall for

sidefriksjonsfaktor ved bruk av NGI05-metoden sammenlignet med PV91-metoden for disse eksempel-pelene.

### 3.3 Gjennomgang av PV91-metoden: Fra $S_v$ til $\beta$

Peleveiledningen 2019 har ingen flere kildehenvisninger for PV91-metoden enn en referanse til Peleveiledningen 1991. Og selv om den i Peleveiledningen 2019 er referert til Peleveiledningen 1991, så ble metoden først introdusert i en midlertidig utgave av Peleveiledningen 1986, for så å havne i Peleveiledningen 1987. I Peleveiledningen 1991 samt tidligere utgaver har metoden ingen referanser i det hele tatt. Det er derfor uklart hvem som står bak metoden, samt de diagrammer og anbefalinger som følger med metoden. Det har som nevnt vært et ønske fra det geotekniske fagmiljøet i Norge med en gjennomgang av PV91-metoden, og det har dermed vært en av arbeidsoppgavene for denne masteroppgaven å gjøre rede for hvor denne metoden kommer fra.

Forgjengeren til  $\beta$ -metoden som presentert i kapittel 2.5.3,  $S_v$ -metoden, er som nevnt en beregningsmetode basert på det arbeidet som ble utført av blant annet Nilmar Janbu ved Institutt for Geoteknikk ved NTH på 70-tallet.

$S_v$ -metoden ble presentert i Peleveiledningen 1981 for beregning av karakteristisk statistisk bæreevne i trykk på følgende måte:

$$Q_u = Q_f + Q_p \quad (56)$$

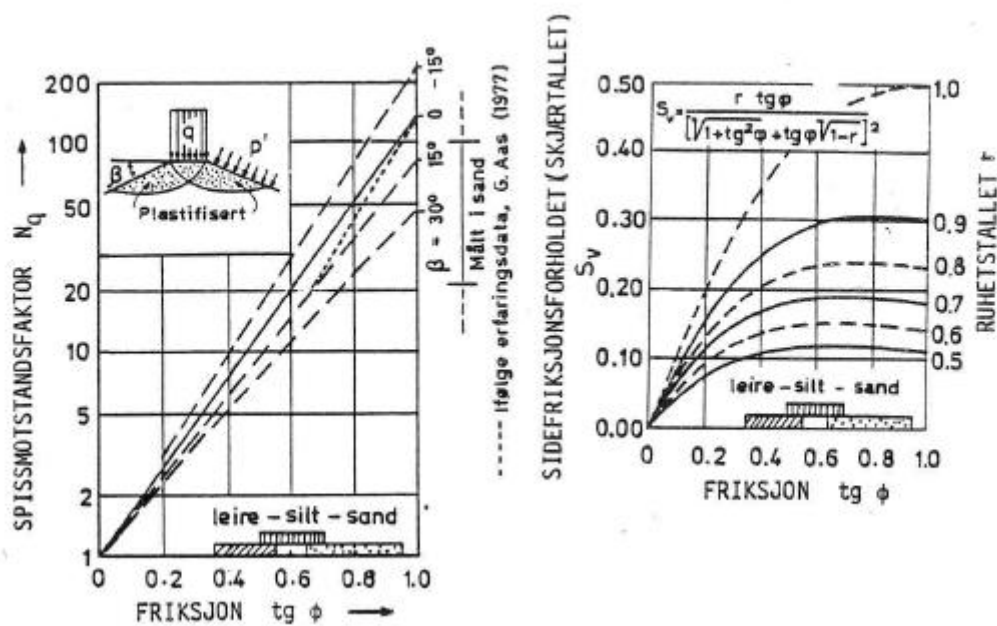
$$Q_u = \int_0^D \tau_v * O * dz + \sigma'_{vm} * A_p$$

$$Q_u = S_v(p'_z + a) * O + (N_q - 1)(p' + a) * A_p$$

Hvor bæreevne fra sidefriksjon og spissmotstand er henholdsvis benevnt  $Q_f$  og  $Q_p$ .

Sidefriksjonsforholdet, eller skjærtallet  $S_v$  hentes fra Figur 27. Det foreslås i Peleveiledningen 1981 å benytte ruhet mellom 0.9 og 0.6 med laveste ruhet for størst dybde under terreng. Fra Figur 3 vil  $S_v$  ligge i intervallet [0.1, 0.3] for nevnt intervall av ruhet og friksjonsvinkel  $\tan \phi$  i intervallet [0.1, 1.0].

For beregning av bæreevnebidraget fra spissmotstand brukes spissmotstandsfaktor  $N_q$ , også fra Figur 27.  $N_q$  er en funksjon av friksjonsvinkel  $\tan \phi$  og plastifiseringsvinkel  $\beta$  (må ikke forveksles med sidefriksjonsfaktor  $\beta$ ). Sistnevnte gir uttrykk for hvor stor sone som aktiveres rundt pelespissen og vinkelen avtar med økende lagringstetthet.



Figur 27 Friksjonstallet  $S_v$  og spissmotstandsfaktor  $N_q$  som funksjon av sandens plastifiseringsvinkel  $\beta$  og friksjonsvinkel  $\tan \phi$ . (NGF, 1981)

Peleveiledningen oppgir følgende retningsverdier for friksjonsvinkel  $\tan \phi_k$  og ruhet  $r$ :

Tabell 6 Retningsverdier for friksjonsvinkel langs pel  $\tan \phi_k$  (NGF, 2019)

Lagingsfasthet	$\tan \phi_k$	
	Silt - Finsand	Sand - Grus
Løs	0,4 til 0,6	0,6 - 0,8
Fast	0,6 til 0,7	0,7 - 0,9

Tabell 7 Intervall for utgangsverdier av sidefriksjonsfaktor  $S_v$  for  $S_v$ -metoden med anbefalte verdier fra PV1981. (NGF, 1981)

Ruhet	Mobilisert friksjon $\tan \phi$	Sidefriksjonsforhold $S_v$
0,6 - 0,9	0,1 - 1,0	0,1 - 0,3

Det er først i en midlertidig utgave av Peleveiledningen datert desember 1986 at  $S_v$ -tallet er byttet ut mot sidefriksjonsfaktor  $\beta$ , derav  $\beta$ -metoden. Referansen til Janbu er i denne versjonen fjernet, uten at det er oppgitt en ny referanse. Karakteristisk statisk bæreevne i trykk ifølge midlertidig utgave av Peleveiledningen 1986 er som følger:

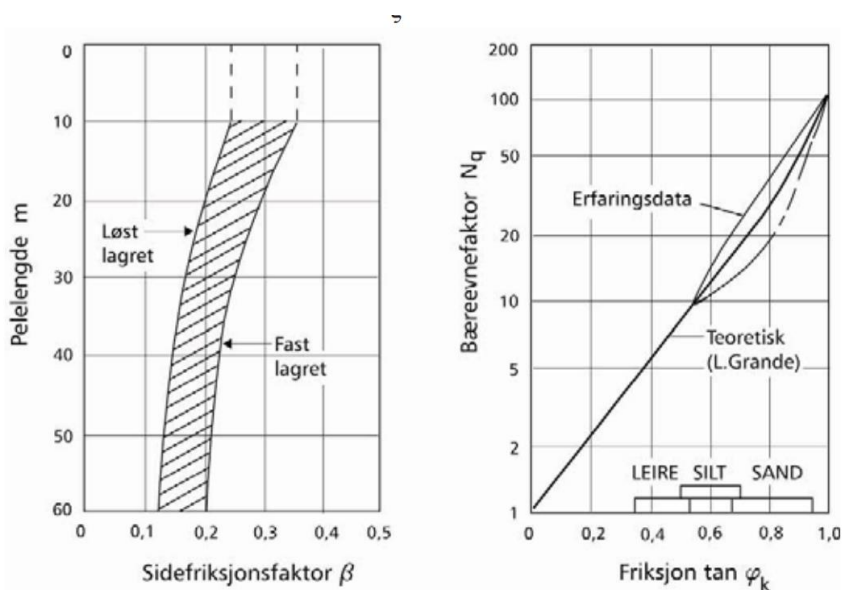
(57)

$$Q_k = Q_f + Q_p$$

$$Q_k = \tau_f * A_f + q_n * A_p$$

$$Q_k = \beta * p'_0 * A_f + N_q * p'_p * A_p$$

Hvor  $\beta$  og  $N_q$  hentes fra Figur 28.



Figur 28 Grunnlag for beregning av bæreevne i sand ifølge Peleveiledningen 1986. (NGF, 1986)

Prinsippet for beregning av bæreevne er det samme for de to metodene, men diagrammene for sidefriksjonsfaktor og spissmotstandsfaktor har endret seg. Attraksjon er fjernet fra beregningsmetoden, og  $(N_q-1)$  har blitt til  $(N_q)$  i uttrykket for spissmotstand. Muligheten til å velge plastifiseringsvinkel  $\beta$  er fjernet i PV86, og er i stedet erstattet med et intervall av erfaringsdata.

Kanskje den største forskjellen er at metoden går fra å være en inkrementell metode til å bli en gjennomsnittlig metode.  $S_v$ -metoden benyttet et sidefriksjonstall som varierte med dybden, for så å ganges med effektivt overlagingstrykk ved gitt dybde. Disse verdiene integreres over den totale dybden, og gir dermed summen av sidefriksjonsbidraget. For  $\beta$ -metoden skal det benyttes kun en  $\beta$ -verdi for hele dybden, som ganges med gjennomsnittlig effektivt overlagingstrykk.

Noe annet som skiller den eldre  $S_v$ -metoden fra  $\beta$ -metoden oppgitt i Peleveiledningen 1986, er at  $\beta$ -metoden ikke benytter styrkeparameteren friksjonsvinkel  $\varphi$  ved beregning av sidefriksjon, men benytter kun en vurdering av hvilken grad sanden er løst eller fast lagret, og hvilken lengde man har på gjeldende pel. Ekstremalverdier for sidefriksjonsfaktor  $\beta$  er hentet fra Figur 28 og gjengitt i Tabell 8 under:

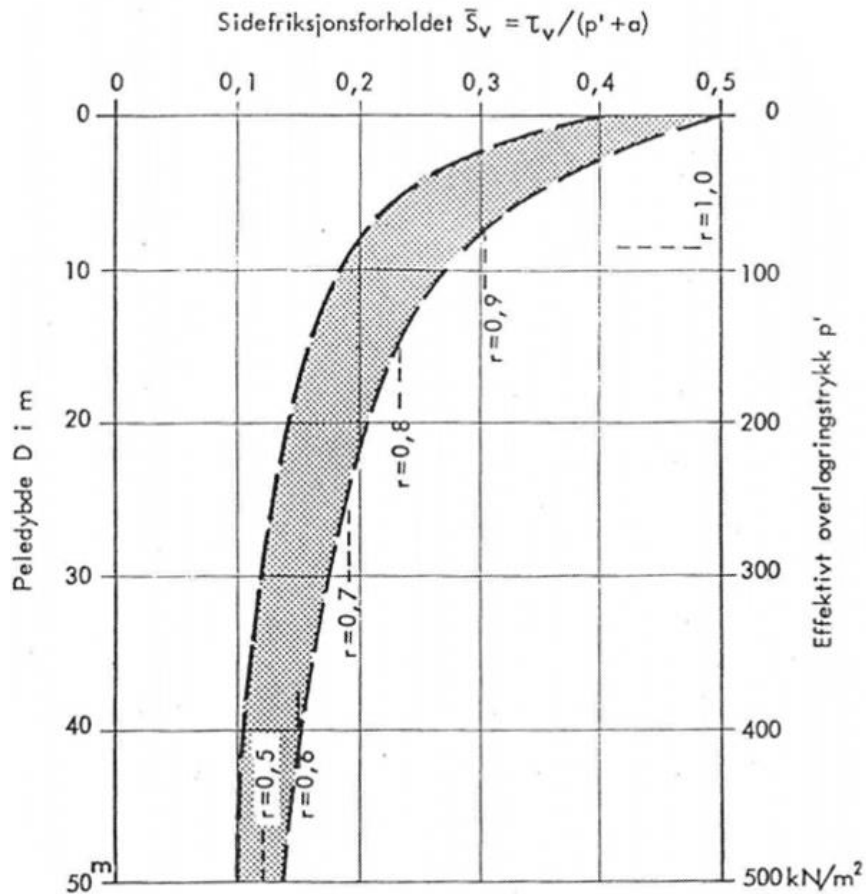
Tabell 8 Ekstremalverdier for sidefriksjonsfaktor  $\beta$  hentet fra Figur 28 PV91-metoden.

Pelelengde	Lagringstetthet	Sidefriksjonsfaktor $\beta$
10 m	Fast lagret	0,35
60m	Løst lagret	0,12

Verdiene for  $\beta$  ligger mellom 0,12 og 0,35 og hvis man gjør en antagelse om at  $\beta=S_v$ , og ser tilbake på Figur 27, må dette bety at ruhet ligger i intervallet 0,5 til 0,93. Denne tilbakeregningen stemmer overens med anbefalingene gitt i  $S_v$ -metoden om at ruhet bør ligge i intervallet [0,6, 0,9] (NGF, 1981).  $\beta=S_v$  er ikke gyldig, men det er med som en forklaring på hvor  $\beta$ -verdiene *kanskje* er utledet fra. Samtaler med blant annet Lars Olav Grande, Frode Oset, Arnfinn Emdal og Steinar Nordal har gitt tydelige indikasjoner på at  $\beta$ -verdiene er en revisjon av  $S_v$ -verdiene, noe dette kapitlet bygger opp under.

### **Pelekurs på Fagernes Hotell 1981**

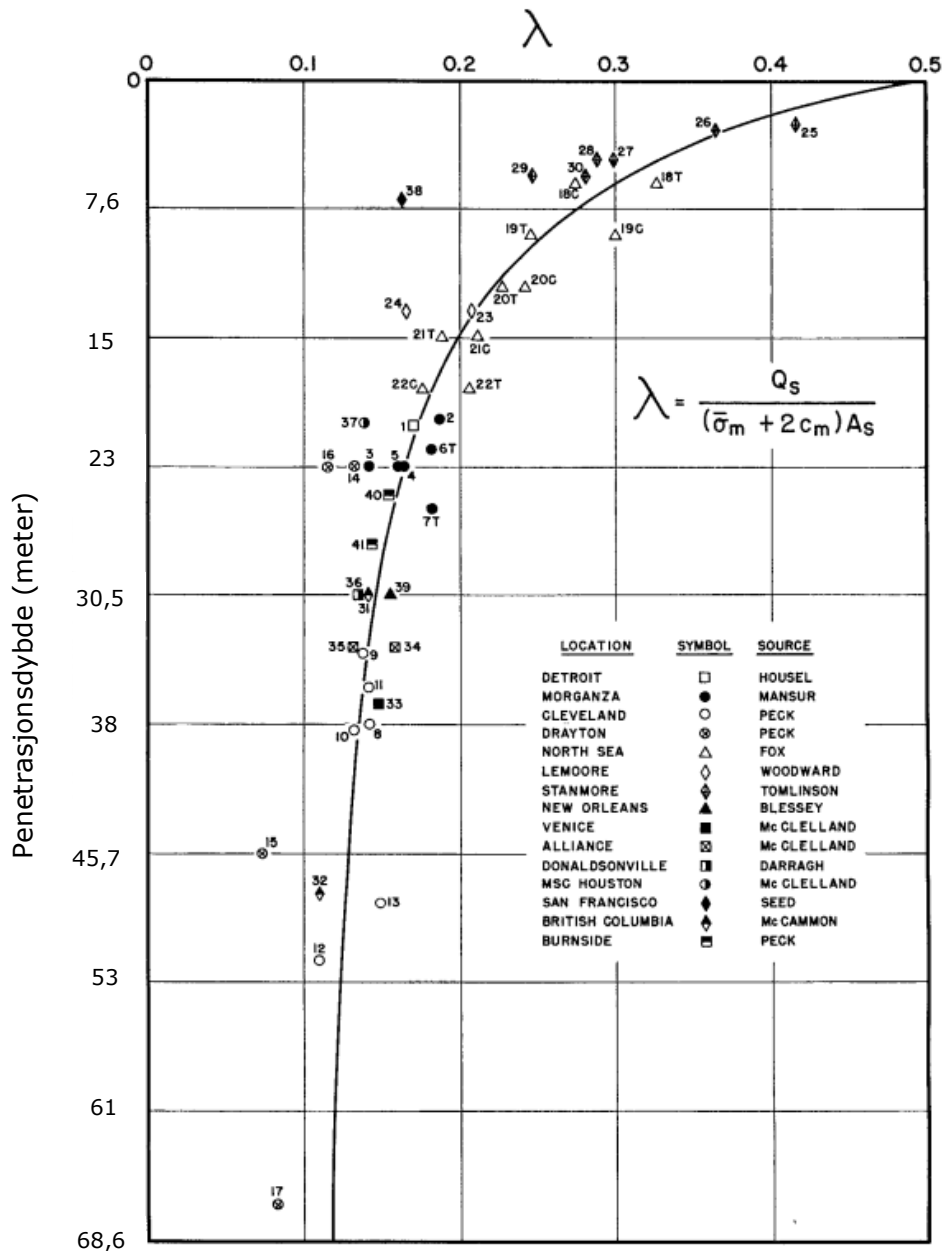
Nilmar Janbu holdt et foredrag under et pelekurs på Fagernes Hotell i 1981 om dimensjonering av peler. I den siste delen av manuskriptet fra dette foredraget, ble Figur 29 presentert under temaet praktiske tilnærminger for friksjonsmotstand (Janbu, 1981). Denne delen er tatt fra NIF-kurset «Fundamentering av offshore konstruksjoner. Pelefundamentering - beregning av bæreevne» som ble holdt i 1976 på det samme hotellet.



Figur 29 Sidefriksjonsforhold fra erfaringsdata i overkonsolidert leire. (Janbu, 1981)

Om  $S_v$ -intervallet i Figur 29 skriver Janbu at dette er erfaringsverdier fra en artikkel fra Focht og Vijayvergiya (1972). I denne artikkelen finner man figuren Janbu tegnet  $S_v$ -kurven på bakgrunn av:





Figur 30 Friksjonskapasitet koeffisient  $\lambda$  plottet mot penetrasjonsdybde for peleforsøk i leire (Focht og Vijayvergiya, 1972).

Punktene i Figur 30 er resultater fra peleforsøk som er gjort i leire, og metoden som presenteres i denne artikkelen skal senere bli presentert i detaljer på et pelekurs ved NTH i 1987.

### Kursdagene ved NTH 1987: Pelekurs

Ved kursdagene i Trondheim i 1987 holdt daværende sjefingeniør Ove Eide fra NGI åpningsinnlegg på Pelekurset med tittelen «Åpning – dagens situasjon – utfordringer og muligheter» (Eide, 1987). Under delkapittel 4, bestemmelse av statisk bæreevne, går Eide gjennom noen av de nyeste publikasjonene om ulike metoder for vurdering av pelers bæreevne. For sand nevnes 1986 revisjonen av API-RP2A metoden, samt et

diagram fra M.J. Tomlinson som viser forholdet mellom sidefriksjon og relativ densitet fra peleforsøk. Det som kanskje er mer interessant og som kan lede oss til  $\beta$ -kurvene, er det som presenteres om pelters bæreevne i leire i Eides kursmateriale (Eide, 1987):

Lambda metoden ble lansert av Focht og Vijayvergiya (1972), og er en ren empirisk formel basert på leirens udrenerte skjærfasthet og midlere effektiv vertikalspenning i jorden langs pelen.

$$f = \lambda(\sigma'_{vm} + 2Su_m) \quad (58)$$

Hvor  $Su_m$  er jordens midlere udrenert skjærstyrke og  $\sigma'_{vm}$  er midlere vertikal effektivspenning langs penetrasjonsdybden.  $\lambda$  hentes fra Figur 30 som diskutert i forrige delkapittel.

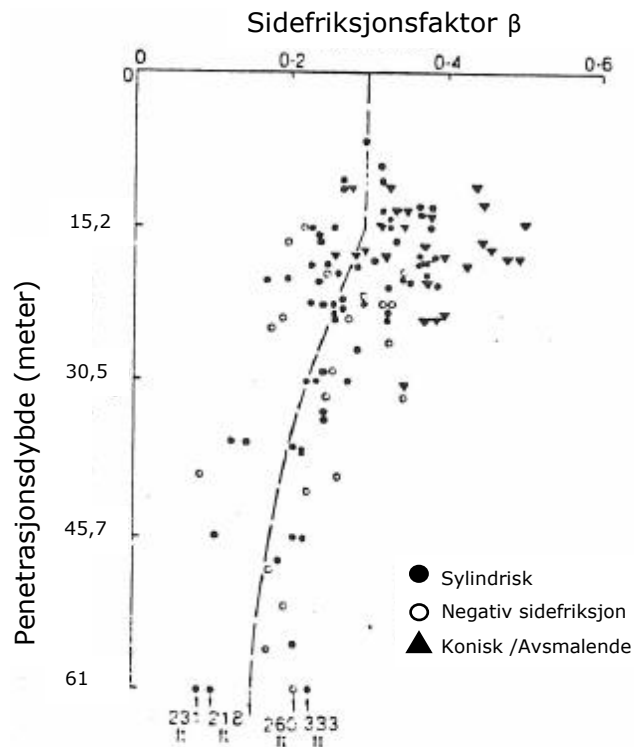
Burland (1973) lanserte en formel for leire basert på drenert skjærstyrke. Den relaterer sidefriksjonen til en midlere effektivspenning i jorden langs pelen, på samme måte som  $S_v$ -metoden og PV91-metoden:

$$f = \beta * \sigma'_{vm} \quad (59)$$

Med dette dropper Burland leddet med udrenert skjærstyrke, og etablerer dermed en metode basert på kun effektivspenninger. Burland angir for normalkonsoliderte leirer at sidefriksjonskoeffisienten  $\beta$  kan regnes på grunnlag av jordens skjærstyrke  $\varphi$ :

$$\beta = (1 - \sin\varphi) \tan\varphi. \quad (60)$$

Meyerhof (1976) utga også en angivelse for  $\beta$  for normalkonsoliderte leirer basert på pelelengde, også basert på drenert styrke, som vist i Figur under:



Figur 31 Sidefriksjonsfaktor  $\beta$  plottet mot pelelengde (Meyerhof, 1976), hentet fra Eide (1987).

Meyerhof anga også et uttrykk for overkonsoliderte leirer:

$$\beta = 1,5 (1 - \sin\varphi) * \tan\varphi * \sqrt{OCR} \quad (61)$$

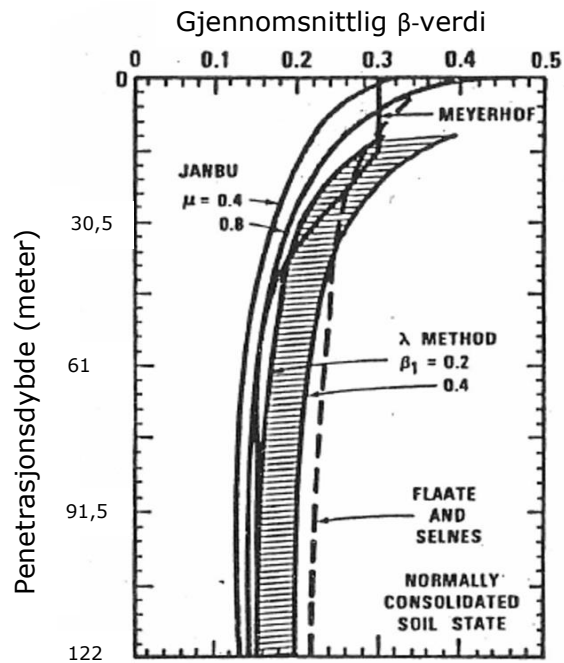
I tillegg til Janbus  $S_v$ -metode, publiserte Flaate og Selnes (1977) enda et norsk bidrag til peleformler. Flaate og Selnes formel ble lansert i Tokyo i 1977:

$$f = 0,4 * \sqrt{OCR} * \mu_L * \sigma_{vm}' \quad (62)$$

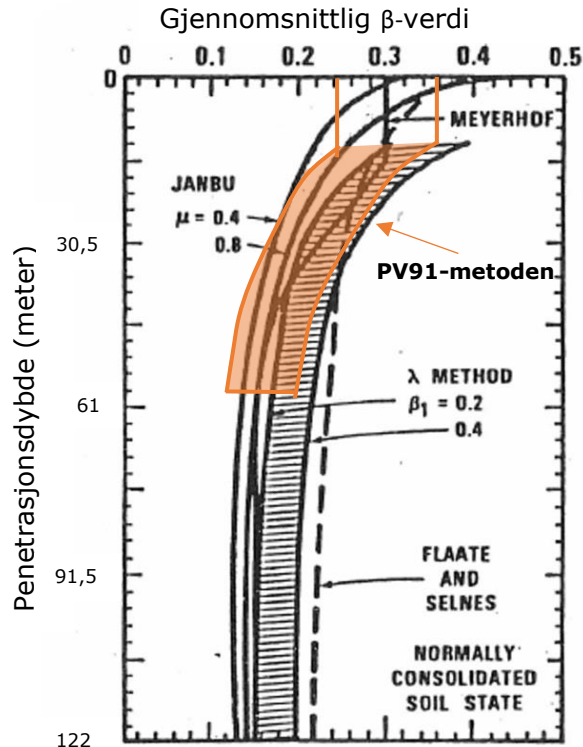
$$\mu_L = \frac{L + 20}{2L + 20}$$

Hvor L er pelelengde i meter og OCR er overkonsolideringsgrad.

**Kraft og Focht** presenterte i 1981 en sammenstilling av  $\beta$ -verdier for de forskjellige metodene, som vist i Figur 32 (Med Janbus metode menes  $S_v$ -metoden):



Figur 32 Sammenligning av  $\beta$ -verdier av Kraft og Focht (1981) hentet fra (Eide, 1987). Ved å sette inn intervallet for sidefriksjonsfaktor  $\beta$  fra PV91-metoden i Figur 32, så ser man at dette begynner å ligne hverandre:



Figur 33 Sammenligning av  $\beta$ -verdier av Kraft og Focht (1981) hentet fra (Eide, 1987), komplementert med  $\beta$ -interval for PV91-metoden tegnet etter (NGF, 2019).

Verdiene av sidefriksjonskoeffisient  $\beta$  fra kurvene i Figur 32 er hentet fra peleforsøk og beregningsmetoder for leire, men de stemmer veldig godt overens med verdiene for sidefriksjonsfaktor  $\beta$  som gjelder for sand ihht. PV91-metoden, som vist i Figur 28.

Ettersom det ikke har lyktes å finne noe litteratur som eksplisitt forklarer hvilke forsøk og metoder som PV91-metoden er basert på, er det dermed grunn til å tro at medlemmer av pelekomiteen i 1986 står bak Figur 28 med bakgrunn i hva som ble presentert av Ove Eide på Pelekurset ved NTH i 1987. Ove Eide var en del av pelekomiteen på denne tiden. Samtale med Arne Schram Simonsen (Simonsen, 2020), som har vært engasjert i den norske pelekomite siden 70-tallet, bygger opp under forklaringen om at PV91-metoden er en kombinasjon av en forenklet Janbus  $S_v$ -metode og internasjonal litteratur med prøvedata, mest sannsynlig satt sammen av Pelekomiteen bak revisjonen i 1987. API-RP2A metoden ble for første gang publisert i 1974 og kan beskrives som en enkel versjon av  $S_v$ -metoden ettersom den bygger på de samme prinsippene, men er modifisert med enklere anbefalinger. Geir Svanø skriver i en mail at han tror PV91-metoden kan være en modifikasjon av API-RP2A-metoden (Svanø, 2020).

## 4 Etablering av database for peleforsøk

### 4.1 Introduksjon og referansedatabaser

For å verifisere beregningsmetoden er det i denne arbeidet med denne oppgaven etablert en database med peleforsøk. Resultater fra peleforsøk er hentet fra den nyeste offentlige databasen fra samarbeidsprosjektet mellom ZJU-ICL, komplementert med forsøk fra NGI sin database fra 2001, pluss resultater fra de nyeste peleforsøkene som er tilgjengelig. Det er samlet inn resultater fra strekkforsøk, samt trykkforsøk hvor sidefriksjon er målt, med den hensikt å sammenligne beregningsmetodenes prediksjon av sidefriksjon mot målt sidefriksjon.

I dette kapittelet presenteres kildene for denne studiens database, kriterier og tolkning av peleforsøk for databasen og til slutt en karakteristikk av databasen. I Tillegg B finnes detaljerte data fra alle inkluderte forsøk i etablert database.

#### 4.1.1 NGI-99 Database Revisjon 1, 2001

I Clausen og Aas (2001) presenteres det arbeidet som ble gjort i NGI for å forbedre beregningsmetodene for aksial kapasitet for friksjonspeler i sand på slutten av 1990-tallet og rundt tusenårsskiftet. Motivasjonen bak arbeidet var å undersøke hvor presis API-RP2A metoden var, og i tillegg utarbeide en egen beregningsmetode basert på CPT-spissmotstand. Denne metoden er kjent som NGI99 eller NGI05-metoden, hvor beregningsgang er tidligere forklart i kapittel 2.5.5.

NGI sin studietilnærming var å samle peleforsøk fra litteratur som tidligere var samlet i databaser som inkluderte beskrivelse av jordmateriale, pelegeometri og resultater fra peleforsøk. Flere anerkjente internasjonale beregningsmetoder, inkludert to revisjoner av API-RP2A-metoden, ICM-96 fra Imperial College samt NGI sin egenutviklede metode NGI-99, ble så sammenlignet med resultater fra peleforsøkene i databasen. NGI sin metode ble utviklet ved dette arbeidet, og ble kalibrert mot et sett av peleforsøk som inkluderte resultater fra CPT.

NGI sin database er en samling av tre eksisterende databaser samt en samling av data fra nye forsøk. De tre eksisterende databasene var ikke unike ettersom flere av forsøkene var inkludert i alle databasene. NGI utførte dermed en kontroll av all data for å utelukke dupliserte forsøk i sin egen database. En lignende samling av data var blitt gjort

av titalls personer og firmaer i årene mellom 1983 og 1998, men forfatterne hos NGI mente at det var tilegnet subjektive tolkninger og utvelgelse av data hos samtlige av disse forfatterne: Dennis & Olson (1983), Focht & O'Neill (1985), Briaud & Tucker (1988), Olson (1988), Toolan & Ims (1988), Tang et al (1990), Toolan et al (1990), Randolph et al (1994), Chow (1996) og Kiefa (1998).

De fire databasene NGI benyttet er gitt i Tabell 9.

Tabell 9 NGI99-databasens kilder.

Navn	Datakilde
Sand-1	Data direkte fra Olson(1988)
Sand-2	Data direkte fra Randolph et. Al (1994)
Sand-3	Data direkte fra Chow (1990)
Sand-4	Data direkte fra testkilder og tolket som en del av NGI99-databasen.

NGI-99 metoden ble spesifikt kalibrert mot et delsett av Sand-4, hvor alle peleforsøkene er gjort på forsøksfelt hvor resultater fra trykksondering foreligger. Dette delsettet ble benevnt «Super piles». For de testresultatene som er oppgitt i flere av databasene hos NGI, og hvor det er oppgitt ulike verdier, så er verdiene fra Sand-4 valgt.

#### 4.1.2 ZJU-ICL Database 2015

Zhejiang University og Imperial College London startet i midten av 2011 en database-studie for peler i sand. Forskere fra henholdsvis det kinesiske og britiske universitetet startet prosjektet med motivasjon om å forbedre metodene for beregning av aksjell kapasitet for friksjonspeler i sand, samt å publisere en oppdatert database med alle kvalifiserte forsøk som inkluderer CPT-resultater. Rapporten sammen med den offentlige databasen ble publisert av *Yang et al. (2015)*.

Undersøkelser utført av *Lehane et al. (1993)* og *Williams, Chow og Jardine (1997)* med *Imperial College Piles* utstyrt med høy-kvalitets spenningsmålere langs peleoverflatene viste at de vanligste beregningsmetodene ikke klarte å fange opp spennings situasjonen som utviklet seg rundt pel og pelespiss ved penetrasjon i sand. Disse forsøkene viste at spenningene ved pelespiss korrelerte direkte med CPT tippmotstand  $q_c$ , og det samme gjorde den radielle spenningen rundt pelen. De radielle spenningene viste seg også å systematisk avta i forhold til effektivspenningene, ettersom pelespissen ble penetrert dypere og den relative høyden over peletipp økte (*Yang et al., 2015*). Sammen med effekter fra in-situ vertikalspenninger og pelespissens geometri (lukket/åpen), ble beregningsmetoden ICM-96 dannet. Nye praktiske designverktøy ble foreslått etter arbeidet fra *Lehane et al. (1993)* og *Chow (1997)*, og i 2005 ble en oppdatert

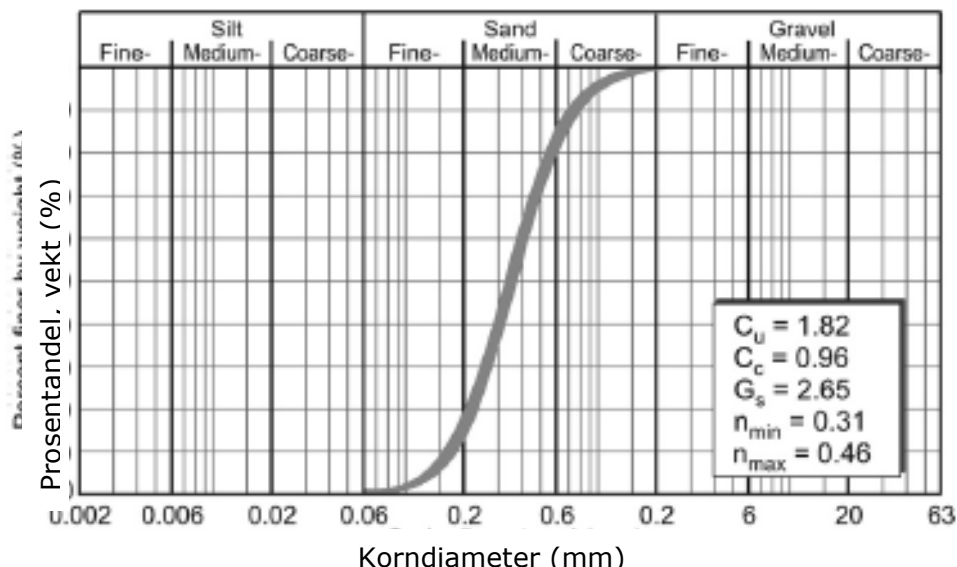
beregningsmetode fra Imperial College publisert av Jardine *et al.* (2005), kjent som ICP-05. Denne metoden er sammenlignbar med de andre internasjonale beregningsmetodene som NGI-05, Fugro-05 og UWA-05, som også er basert på fysiske korrelasjoner knyttet til CPT-spissmotstand og kalibrert mot ulike databaser for peleforsøk.

ZJU-ICL databasen består av aksepterte peleforsøk fra databasene bak ICP-05 og UWA-05 metodene, samt 26 nye peleforsøk som ikke har vært benyttet i noen av disse. Til sammen 116 peleforsøk er samlet i denne databasen, og av disse er 41 testet med strekkbelastning og 75 med trykkbelastning.

#### 4.1.3 Peleforsøk ved Leibniz University Hannover 2018

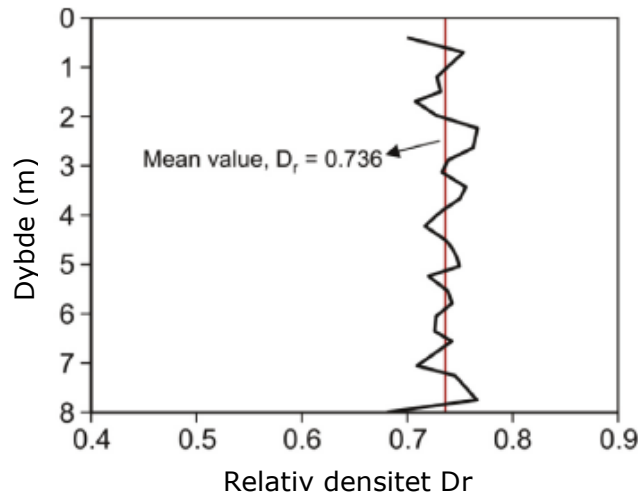
Det ble utført 6 peleforsøk i stor skala ved Leibniz University Hannover i 2018, for å verifisere de fire beregningsmetodene ICP-05, offshore UWA-05, Fugro-05 og NGI-05 (Schmoor *et al.*, 2018). Fasilitetene ved universitetet utgjør en 14 meter lang, 9 meter vid og 10 meter dyp grop av sand, som gjør at storskala modeller på 1:10 og 1:5 kan testes. De seks pelene som ble testet ifm. denne studien var 5,3 til 6,7 meter dype med diameter på 0,273 til 0,356. Alle pelene ble testet i strekk.

Grunnforholdene i sandkassen i Leibniz karakteriseres som ensartet kiselholdig sand, som ble lagt ut i 30 centimeters lag for så å bli komprimert. Det ble tatt kjerneprøver under arbeidet med å fylle kassen, for å sørge for at komprimeringen ble jevn for hele dybden. Etter at sanden var fylt og komprimert, ble det etablert et grunnvannsnivå og et dreneringssystem, samt utført fem trykksonderinger i sandkassen. Resultatene fra sikteanalyse og kjerneprøvene er vist i Figur 34 under:



Figur 34 Kornfordelingsanalyse for sanden ved Leibniz University (Schmoor *et al.*, 2018)





Figur 35 Relativ densitet tolket fra kjerneprøver (Schmoor *et al.*, 2018).

Med gjennomsnittlig relativ densitet = 0,736 så kan sanden karakteriseres som fast lagret. Grunnvannstanden ble ved hjelp av dreneringssystemet satt til 0.5 meter under terrengnivå.

Resultatene fra de 6 peleforsøkene ble tilføyd strekkforsøk på åpne stålrørspeler fra databaser som ZJU-ICL (Yang *et al.*, 2015), UWA-05 databasen (Lehane, Schneider og Xu, 2005) og fra Schneider, Xu og Lehane (2008), med utvelgingskriterier tilpasset offshore-vind fundamentering i Nordsjøen. Det ble så gjort beregninger av påliteligheten av de fire beregningsmetodene, og beregninger av sikkerhetsfaktor for de ulike metodene basert på Monte-Carlo simuleringer.

Fra studien til Schmoor *et al.* (2018) er det de seks peleforsøkene som er utført ved Universitetet i Leibniz som er tatt med i databasen for denne masteroppgaven.

## 4.2 Database – analyse av PV91 $\beta$ -metode

Databasen som er etablert i forbindelse med denne masteroppgaven er basert på de to nevnte databasene fra forrige delkapittel (ZJU-ICL- og NGI99-databasen), samt peleforsøkene fra Leibniz Universitet.

### 4.2.1 Kvalitetskriterier

Fra databasene er alle forsøk som tilfredsstillr følgende krav valgt ut til denne oppgavens database:

1. Strekkforsøk: Oppgitt målt bruddlast [kN]
2. Trykkforsøk: Oppgitt målt kapasitet fra sidefriksjon [kN]
3. Oppgitt diagram fra CPT: Spissmotstand  $q_c$ , eller beskrivelse av gjennomsnittlig relativ densitet  $D_r$ -snitt.

4. Akseptert geometri: Lukket stålrørspel, åpen stålrørspel og kvadratisk betongpel. Konisk tverrsnitt er ikke akseptert.
5. Lagdeling: Ingen peleforsøk i sand med leirelag med tykkelse på mer enn to meter.
6. Peler i siltig- og grusig sand er akseptert.

Følgende informasjon er samlet inn fra eksisterende databaser og lagret som inndata i egen database (I Tillegg B er databasen i sin helhet presentert med all inn- og utdata):

Tabell 10 Inndata database

<b>Inndata</b>	<b>Enhet</b>
Kilde/Artikkel	Beskrivelse
Sted, prosjektnavn, Pel identifikasjon	Beskrivelse
Pelemateriale, åpen/lukket pelespiss	Beskrivelse
Type belastning	Trykk/strekk
Tid ved testing (dager etter ramming)	Dager
Grunnvannsnivå	Meter under terrengnivå
Penetrasjonsdybde	Meter
Diameter eller bredde	Meter
Gjennomsnittlig relativ densitet $D_r$ _snitt	[0 , 1]
Målt bruddlast for strekk, målt sidefriksjon ved brudd	Kraft [kN]

#### 4.2.2 Antagelser og feilkilder

Tyngdetetthet på  $19 \text{ kN/m}^3$  er brukt for nesten alle peleforsøk, og er valgt etter anbefalinger i internasjonale artikler (se referanser for kapittel 6). For peleforsøkene i Norge er tyngdetetthet satt til  $18 \text{ kN/m}^3$ .

Bruddlast fra belastningsforsøk kan tolkes på ulike måter og er ikke nødvendigvis lik den reelle karakteristiske bæreevnen for pelen. For forsøkene i ZJU-ICL databasen, NGI99-databasen og forsøkene fra Leibniz er det benyttet ISSMGES metode for bestemmelse av karakteristisk bæreevne for peler i trykk. Ifølge denne metoden er karakteristisk bæreevne for peler i trykk definert ved lasten som gir vertikal forskyvning =  $0.1 \cdot$  Diameter (gitt ingen tydelig bruddlast). For strekkforsøk i ZJU-ICL databasen er karakteristisk bæreevne satt til maks opptrekkskraft minus pelens vekt, mens ISSMGES kriteriet er også brukt for strekkforsøkene i Leibniz og NGI99-databasen. All tolkning av bruddlast er gjort av forfatterne bak de nevnte databasene.

### 4.2.3 Databasens karakteristiske detaljer

En oppsummering av peleforsøk som ble akseptert til databasen er gitt i Tabell 11 og Tabell 12.

Tabell 11 Grunnlag for database

Database	Kilde	Antall	Antall	CPT/SPT
		strekkforsøk	trykkforsøk	
ZJU-ICL	(Yang <i>et al.</i> , 2015)	37*	20	CPT
NGI-99	(Clausen og Aas, 2001)	23	0	SPT og CPT
Leibniz University	(Schmoor <i>et al.</i> , 2018)	6	0	CPT
Sum		66	20	

\* Hvorav 13 av forsøkene også er oppgitt i NGI99-databasen

Tabell 12 Oppsummering database

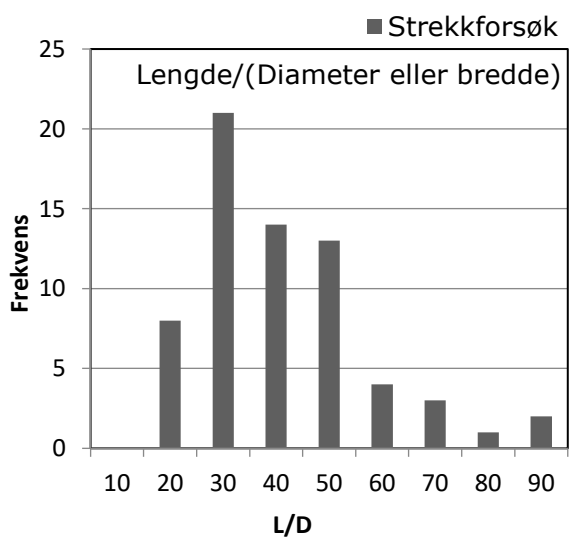
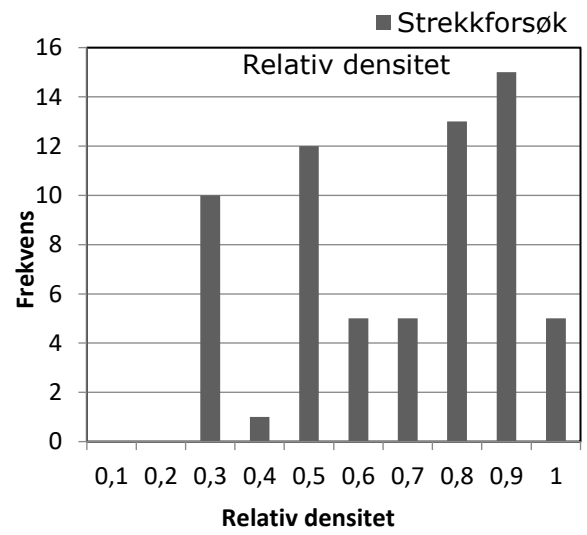
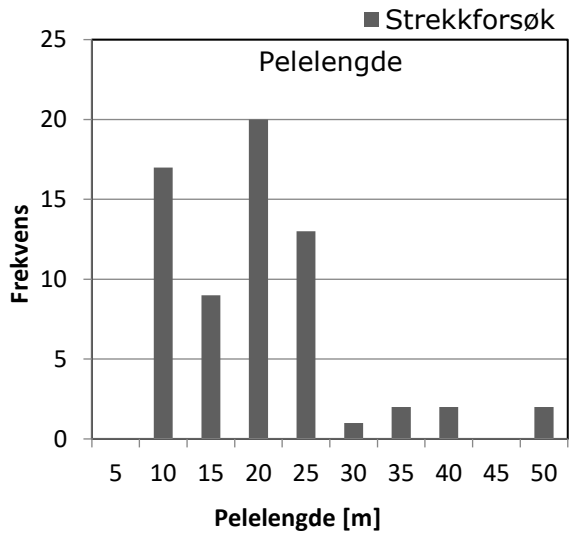
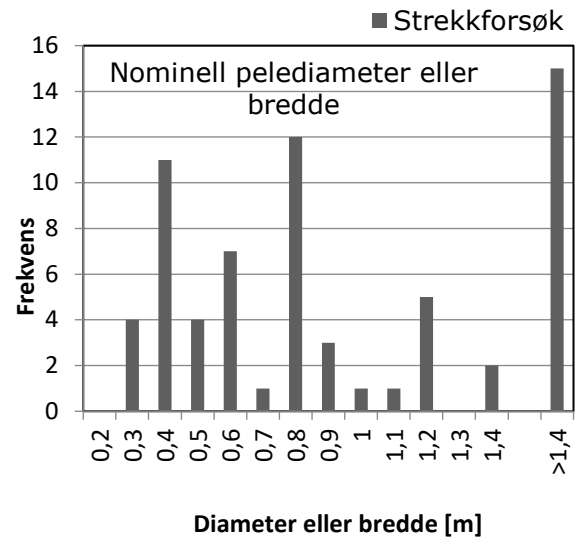
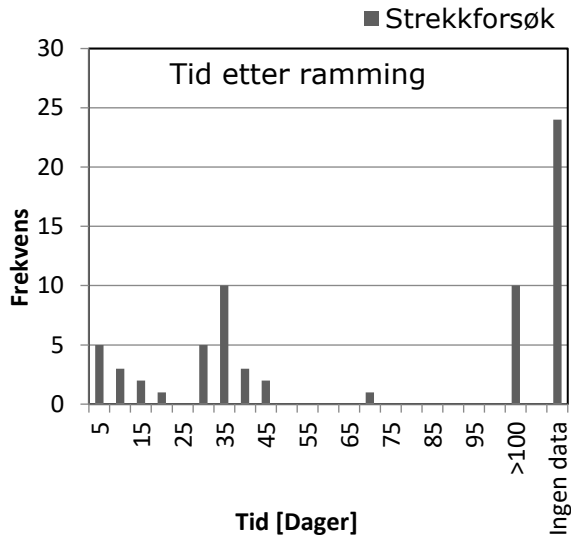
Utvalg	Lukkede peler	Åpne peler	Alle
Alle peler	34	52	86
Stål	22	52	74
Betong	11	1	12
Strekkforsøk	20	46	66
Trykkforsøk	14	6	20
Tidsinformasjon*	17	41	58

\*Forsøk hvor tid mellom installasjon og belastningsforsøk er oppgitt

Figur 36 presenterer histogrammer som illustrerer egenskaper og karakteristikk for strekkforsøkene i databasen. Følgende parametere er brukt som variabler:

- tid etter installasjon
- pelediameter eller bredde
- pelelengde/penetrasjonsdybde
- relativ densitet
- slankhet: lengde delt på diameter eller bredde

Disse parameterne er valgt ut på grunn av at dette er sentrale input-parametere for flere av beregningsmetodene. Når det gjelder parameteren *relativ densitet* så er dette gjennomsnittlig relativ densitet for jordprofilet pelen penetrerer. Dette er oppgitt i NGI99-databasen og for peleforsøkene i Leibniz, mens for forsøkene fra ZJU-ICL databasen er spissmotstand tolket fra CPT-resultater og omregnet til relativ densitet ved bruk av NGI sin omregningsmetode (se kapittel 2.4).

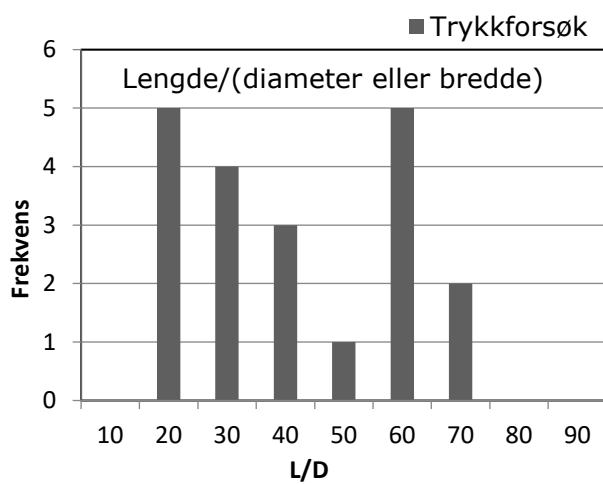
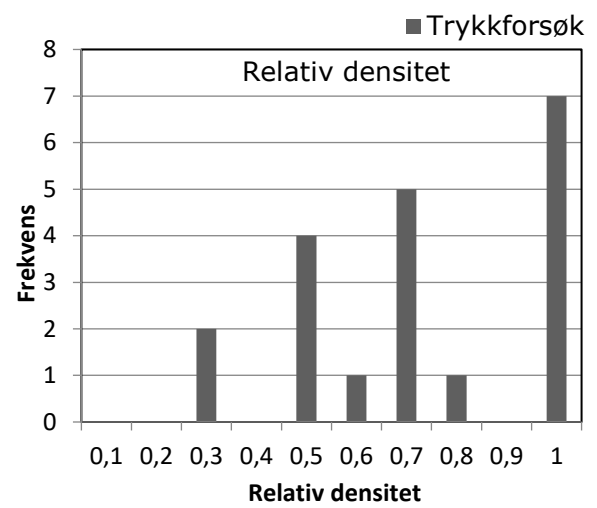
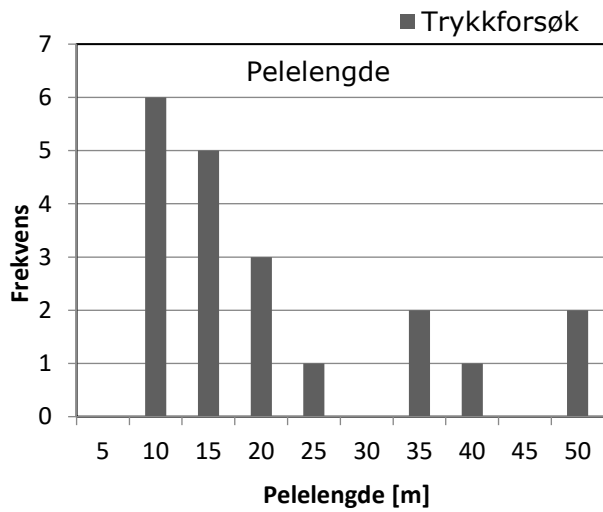
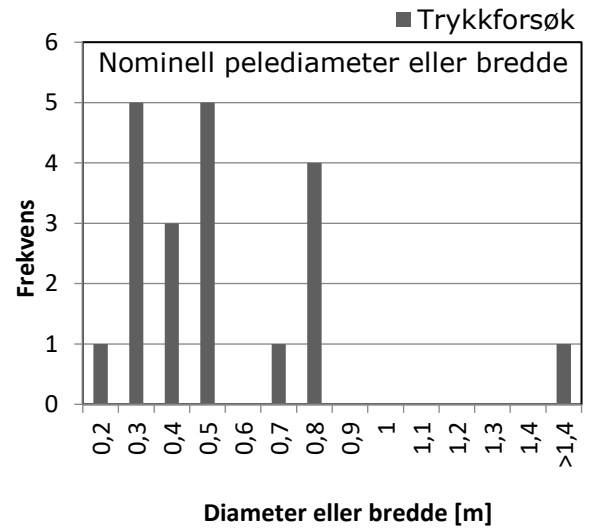
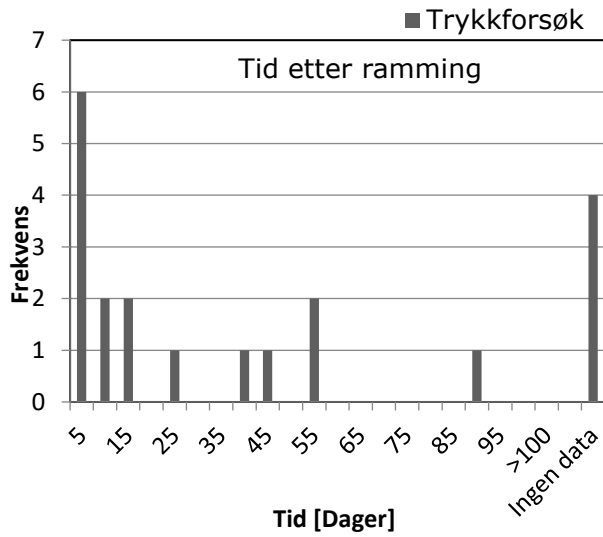


Figur 36 Karakteristikk for strekkforsøkene. Totalt 66 forsøk.

### **Karakteristikker for strekkforsøk:**

Fra Figur 36 ser man at omtrent 35% av strekkforsøkene i databasen har ingen informasjon om tid mellom installasjon og lastforsøk. I studien til Yang *et al.* (2015) er disse forsøkene plassert i tidsrommet 10-100 dager, ettersom dette er kriteriet forfatterne har benyttet for et tidssortert utvalg av databasen. 86% av testpelene er stålrørspeler hvorav 70% av disse er rammet åpne. En annen viktig observasjon er at omtrent 23% av pelene har større diameter enn 1,4 meter, og dette skyldes i hovedsak at en relativt stor andel av forsøkene er gjort i forskningsprosjekter knyttet til offshoreindustri. Til sammenligning benyttes stålrørspeler med diameter 1.016 meter i jernbaneprosjektet Minnevika bru (Figur 1) som utføres mens denne oppgaven skrives.

Omtrent 50% av strekkforsøkene står i sand som har større lagringstetthet enn 0,7, som kan kategoriseres som fast til meget fast lagret. Kun 17% av forsøkene står i løst lagret sand med lagringstetthet lavere enn 0,4.



Figur 37 Karakteristikk for trykkforsøkene. Totalt 20 forsøk.

**Karakteristikker for trykkforsøk:**

30% av trykkforsøkene er testet 0-5 dager etter ramming, og etter 15 dager er 50% av pelene testet. Andelen peler uten informasjon om tid er vesentlig lavere enn for strekkforsøkene. Trykkforsøkene er utført på peler med relativt små dimensjoner: 70% av pelene har mindre diameter enn 0,5 meter og 75% av pelene har mindre penetrasjonsdybde enn 25 meter.

Andelen peler i løst lagret sand er lav for trykkpelene også, med bare 10% av pelene i sand med relativ lagringstetthet lavere enn 0,4. Hele 35% av forsøkene står i sand med relativ lagringstetthet på 0,9, som kan karakteriseres som meget fast.

# 5 Evaluering av beregningsmetode PV91 mot database for peleforsøk

## 5.1 Introduksjon

I dette kapitlet presenteres en analyse av den etablerte databasen fra kapittel 4, med den hensikt å evaluere PV91-metodens pålitelighet for prediksjon av bæreevnebidraget fra sidefriksjon.

## 5.2 Metode

### 5.2.1 Beregninger

Fra Tabell 10 Inndata database er utdata beregnet og gitt i Tabell 13:

Tabell 13 Utdata fra etablert database

Utdata	Forklaring
$\sigma'_{mid}$	Gjennomsnittlig vertikalt effektivt overlagingstrykk kPa [kN/m <sup>2</sup> ]
L/D forhold	Slankhet: Pelelengde delt på diameter eller bredde
$\beta_{CPV91}$	$\beta$ fra Figur 28 (sidefriksjonsfaktor Peleveiledningen 1991), valgt på bakgrunn av pelelengde og lagringsgrad.
$\beta_{m\ddot{a}lt}$	Normalisert sidefriksjonsfaktor $\beta$ for målt bruddlast. Se formel (63).
$\frac{\beta_{CPV91}}{\beta_{m\ddot{a}lt}}$	Forholdstall som uttrykker beregnet over målt sidefriksjonsfaktor.

$$\beta_{m\ddot{a}lt} = \frac{Q_s}{\sigma'_{mid} * Omkrets * Penetrasjonslengde L} \quad (63)$$

$\beta_{CPV91}$  er en valgt  $\beta$ -verdi basert på pelelengde og sandens densitet etter Figur 28. Denne beregnede  $\beta$ -verdien betegnes  $\beta_{CPV91}$ , og gjelder for trykkbelastede friksjonspeler ihht. Peleveiledningen 2019. I denne analysen benyttes  $\beta_{CPV91}$  for sammenligning med både strekk- og trykkforsøk. For permanent strekkbelastede peler referer Peleveiledningen 2019 til NGI05-metoden, uten noen direkte anbefalinger om PV91-metoden kan benyttes for strekkbelastede peler. Både Sv-metoden og anbefalinger til PV91-metoden i Håndbok



V220 gir omtrent halverte verdier for sidefriksjonsfaktor  $\beta_{c_{PV91}}$ , som forklart i kapittel 2.5.4, men det er likevel valgt å bruke  $\beta_{c_{PV91}}$  også for strekkforsøk i denne studien.

De beregnede  $\beta_{c_{PV91}}$ -verdiene er sammenlignet med tolket  $\beta_{m\grave{a}lt}$ , som er målt bruddlast for sidefriksjon dividert på pelens sideareal og gjennomsnittlig effektiv vertikalspenning  $\sigma'_{mid}$ . Gjennomsnittlig effektiv vertikalspenning rundt pel er regnet med områdespesifikk oppgitt grunnvannstand og det er benyttet standard tyngdetetthet på 19 kN/m<sup>3</sup> for sandmaterialene for alle internasjonale peleforsøk og 18 kN/m<sup>3</sup> for peleforsøk fra Norge (Larvik og Drammen).

### 5.2.2 Statistiske verdier

Resultater fra analyse av databasen er presentert med følgende statistiske verdier:

Forventningsverdi  $\mu$ :

$$\mu = gj. snitt \left( \frac{\beta_{c_{PV91}}}{\beta_{m\grave{a}lt}} \right) \quad (64)$$

Standardavvik  $\sigma$ :

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \left( \frac{\beta_{c_{PV91}}}{\beta_{m\grave{a}lt \ i}} - \frac{\overline{\beta_{c_{PV91}}}}{\beta_{m\grave{a}lt}} \right)^2} \quad (65)$$

Variasjonskoeffisient CV:

$$CV = \frac{\sigma}{\mu} \quad (66)$$

Standardfeil SE:

$$SE = \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \quad (67)$$

Hvor n er antall målinger i et utvalg.

De statistiske verdiene i ligning 64-66 er benyttet i tidligere analyser av beregningsmetoder mot peleforsøks-databaser (Schneider, Xu og Lehane, 2008; Yang et al., 2015; Lehane et al., 2017), og det gir derfor mulighet til å sammenligne resultatene fra denne studien mot tidligere internasjonale databasestudier.

Forventningsverdi  $\mu$  beskriver gjennomsnittet av et utvalgs predikasjon av kapasiteten ved bruk av PV91-metoden. Jo lavere forventningsverdi, jo mer konservativ er PV91 for utvalget sammenlignet med resultater fra peleforsøk. Ved forventningsverdi  $\mu=1,0$  vil beregnet sidefriksjon være lik målt sidefriksjon, og ved  $\mu > 1,0$  er beregnet kapasitet større en målt.

Standardavvik  $\sigma$  er et mål for spredningen av verdiene og gir verdienes gjennomsnittlige avstand fra gjennomsnittet.

Variasjonskoeffisient CV er et annet begrep for å beskrive presisjon og uttrykker variasjon i forhold til gjennomsnittet.

Standardfeil SE er et mål på hvor usikkert gjennomsnittet er, og verdien minker med økt antall forsøk.

### 5.2.3 Utvalg – sortert etter parametere

Ved beregning av de statistiske verdiene er peleforsøkene delt inn i flere utvalg. Dette er gjort for å kunne se etter parametere hvor resultatene korrelerer. Utvalgene er sortert etter type belastning, materiale, geometri ved pelespiss (åpen/lukket pel) og om det foreligger tidsinformasjon for peleforsøkene.

### 5.2.4 Parametere som variabler

I tillegg til å skille forsøkene i utvalg delt inn etter kriterier som nevnt i forrige delkapittel, er resultatene fra hvert enkelt forsøk presentert i diagrammer hvor det er valgt ut en del parametere å se korrelasjon mot. Dette er de samme parameterne som ble presentert i kapittel 4.2.3, som er valgt ut fordi de er sentrale input-parametere i flere beregningsmetoder.

## 5.3 Resultater

### 5.3.1 Statistiske verdier

Resultatene fra databasen er behandlet etter nevnte statistiske formler, og presentert i Tabell 14.

Tabell 14 Statistiske verdier fra analyse av databasen.

$B_{cPV91}/\beta_{m\grave{a}lt}$

Utvalg	Antall forsøk	Forventningsverdi $\mu$	Standardavvik $\sigma$	Variasjonskoeffisient CV	Standardfeil SE
Alle peler	86	0.57	0.30	0.53	3.2%
Strekkforsøk	66	0.54	0.27	0.50	3.3%
Trykkforsøk	20	0.66	0.35	0.53	7.8%
Åpne peler	52	0.59	0.31	0.53	4.3%
Lukkede peler	34	0.53	0.27	0.51	4.6%
Betongpeler	12	0.69	0.31	0.44	8.9%
Stålpeler	74	0.55	0.29	0.53	3.3%
Tidsinformasjon	58	0.54	0.30	0.56	3.9%
Lukkede stålrør	23	0.45	0.20	0.42	4.1%
Åpne stålrør	51	0.59	0.31	0.53	4.3%

### 5.3.2 Kommentarer til statistiske verdier

**Alle peler:** Forventningsverdien er lav, som betyr at PV91-metoden i gjennomsnitt underestimerer kapasiteten fra sidefriksjon sammenlignet med målt sidefriksjon fra prøvebelastninger: Gjennomsnittet for alle pelene gir at beregnet kapasitet er 57% av målt kapasitet. Men avviket er stort med variasjonskoeffisient på 0,53.

**Strekkforsøk og trykkforsøk:** En viktig og spesiell observasjon sees her ved at forventningsverdien er lavere for strekkforsøk enn trykkforsøk. Dette betyr at på bakgrunn av de resultatene i databasen så vil PV91-metoden som ifølge Håndbok V220 og Pelevedledningen 2019 er tilpasset peler belastet i trykk, gi mer konservativt resultat for strekkpeler enn for trykkpeler. Utvalget for strekkforsøk består av tre ganger så mange målinger som for trykkforsøk. Selv om man tar hensyn til at det er tre ganger så mange strekkforsøk i databasen enn trykkforsøk, så er dette likevel et ganske overraskende resultat. Ved bruk av Janbus  $S_v$ -metode og Håndbok V220s tolkning av PV91-metoden, vil kapasiteten fra sidefriksjon være omtrent halve verdien for strekkbelastede peler sammenlignet med trykk. Og her viser resultatene fra databasen at kapasiteten kan forventes høyere for strekk.

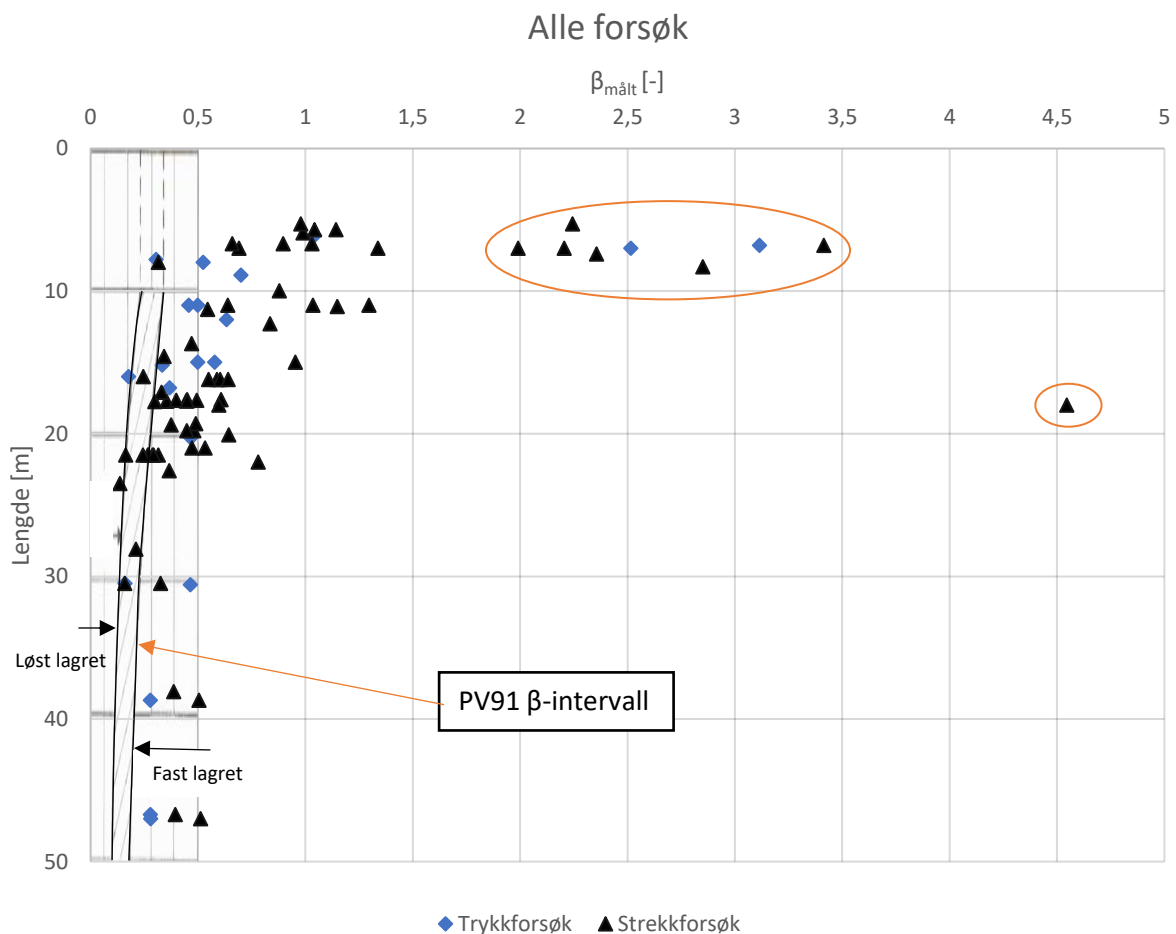
**Betongpeler, åpne- og lukkede stålrørspeler:** Av alle utvalgene er det de 12 forsøkene på betongpeler hvor forventningsverdien er nærmest 1, og som har den laveste spredningen med variasjonskoeffisient på 0,44. Forventningsverdien for åpne peler er høyere enn for lukkede peler, men også noe høyere variasjonskoeffisient.

Utvalget med lukkede stålrørspeler har lavest forventningsverdi og laveste variasjonskoeffisient.

**Tidsinformasjon:** Forsøkene i dette utvalget skal korrigeres for tid i kapittel 5.4.

### 5.3.3 Målt sidefriksjon sammenlignet med PV91-diagram

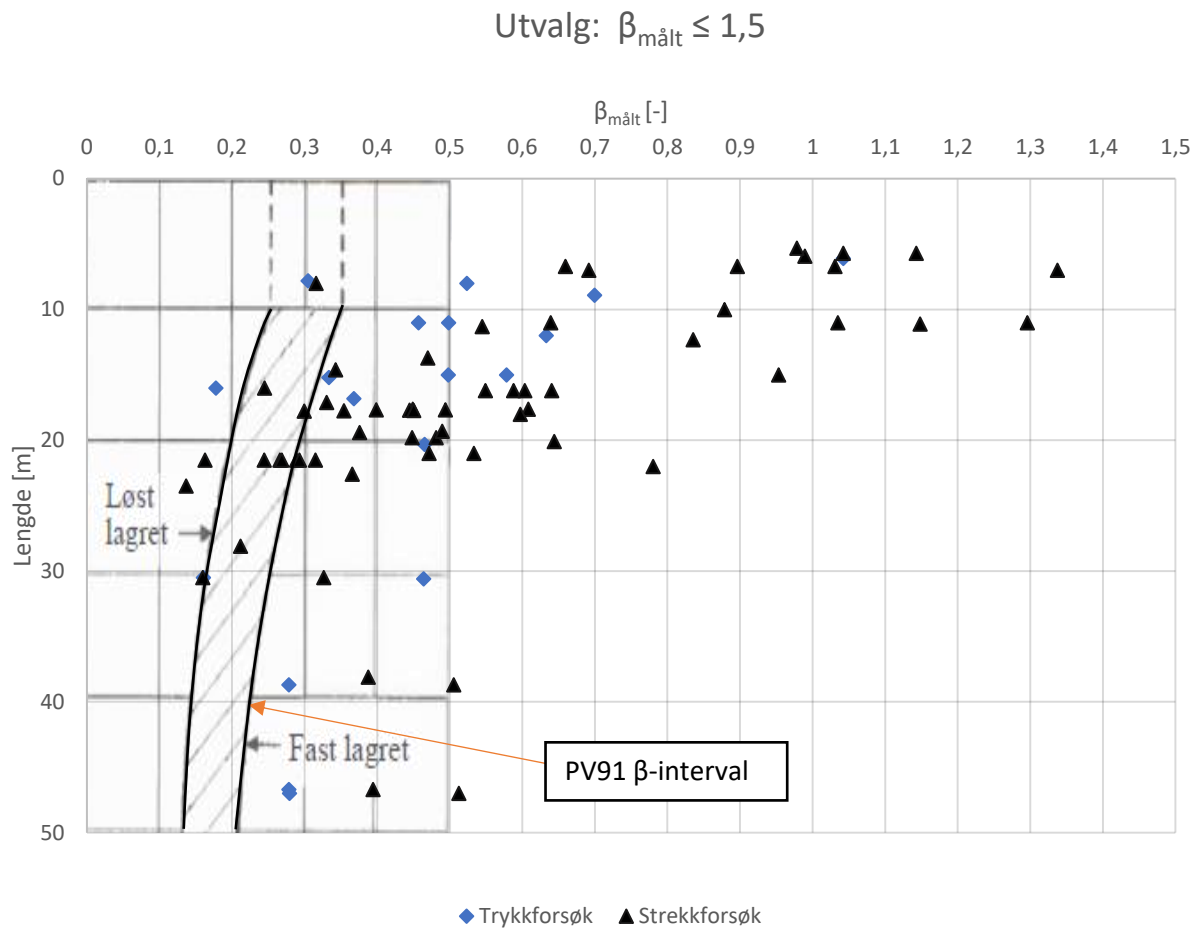
Figur 38 og Figur 39 viser tolket sidefriksjonsfaktor fra peleforsøk, plottet mot lengde og sammenlignet med kurvene for sidefriksjon i PV91-metoden (Figur 28), differensiert på type prøvebelastning: strekk eller trykk.



Figur 38 Målt sidefriksjon  $\beta_{\text{målt}}$  mot pelelengde: Alle forsøk, differensiert: belastning.

Ser fra Figur 38 at ni av forsøkene har  $\beta_{\text{målt}}$  større enn 2,0. Disse forsøkene er fra Ras Tanajib, Hoogzand, Anvers og Dunkerque hvor åtte av forsøkene står i meget fast sand (gjennomsnittlig relativ densitet i intervallet 0,8 – 1,0), og ett forsøk i fast sand ( $Dr_{\text{snitt}} = 0,67$ ).

På grunn av relativt store verdier for tolket sidefriksjon fra peleforsøk, er forsøk med  $\beta \leq 1,5$  presentert i Figur 39, for å enklere sammenligne sidefriksjonsfaktor med kurvene fra PV91-metoden:

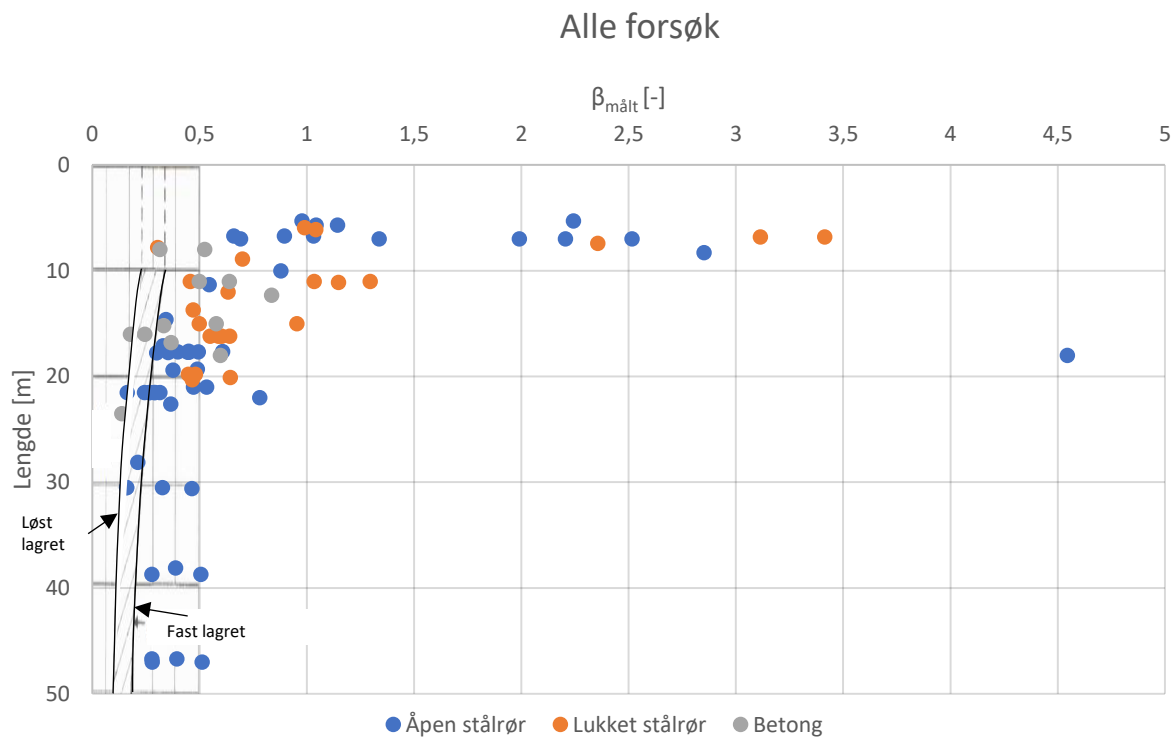


Figur 39 Målt sidefriksjon  $\beta_{\text{målt}}$  mot lengde: Utvalg peleforsøk hvor  $\beta_{\text{målt}} \leq 1,5$ . Belastning.

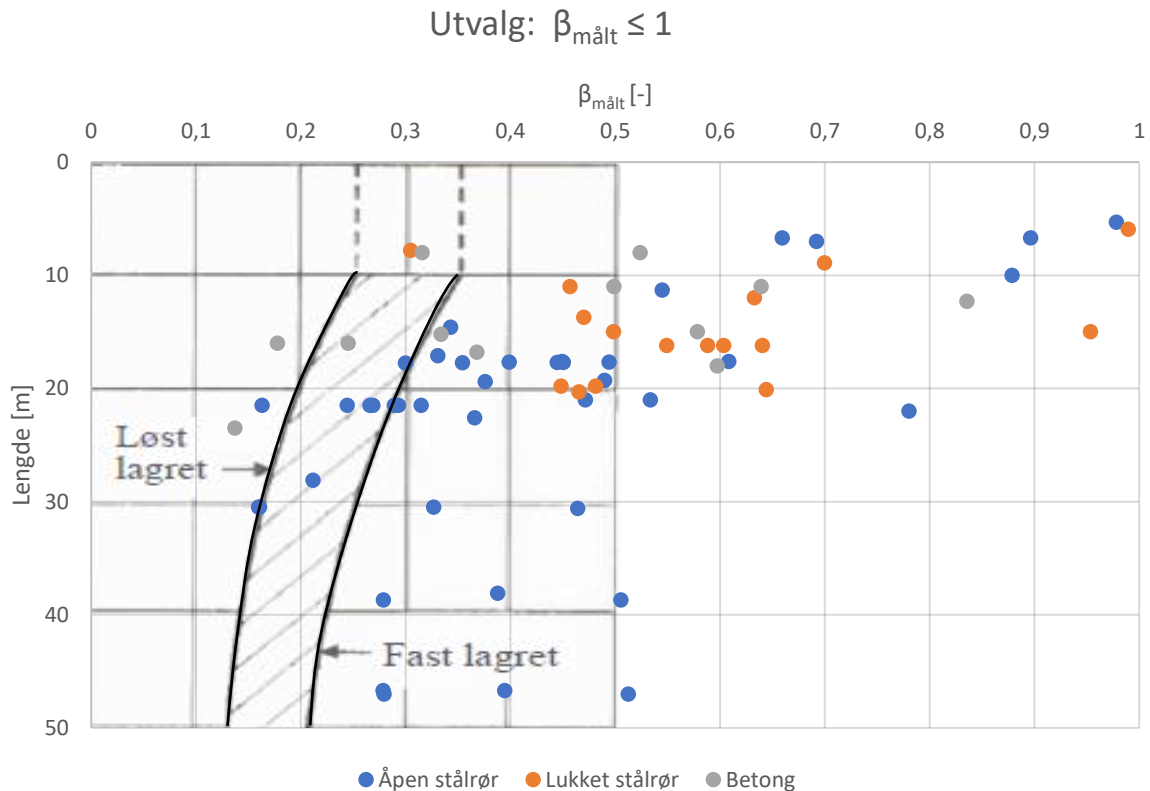
Fra Figur 38 og Figur 39 ser man at stort sett de fleste verdiene for  $\beta_{\text{målt}}$  ligger høyere enn intervallet for PV91-metoden, og for mange av forsøkene ligger sidefriksjonsfaktor  $\beta$  flere hundre prosent høyere enn verdier i PV91-metodens intervall. Av alle 86 forsøkene er det tre forsøk som ligger til venstre for intervallet av  $\beta$  fra PV91-metoden, hvor  $\beta_{\text{målt}}$  er lavere enn laveste verdi av  $\beta_{\text{PV91}}$  ved bruk av PV91-metoden. Disse tre forsøkene hvor beregnet kapasitet ikke kan betegnes som konservativ er alle fra Norge: Ett strekkforsøk fra Larvik og to forsøk fra Drammen(1973) hvorav ett strekk- og ett trykkforsøk. Dette er forsøk som er gjort i meget løs sand (Drammen) med gjennomsnittlig relativ densitet rundt 0,3 og i meget løs sand med et vesentlig siltinnhold (Larvik).

Spredningen er meget stor, men at PV91-metoden bommer mest for peler fra 5-20 meter kan være en trend.

Figur 40 og Figur 41 viser de samme resultatene som i henholdsvis Figur 38 og Figur 39, men diagrammene er differensiert på type materiale og geometri.



Figur 40 Målt sidefriksjon  $\beta_{\text{målt}}$  mot lengde: Alle forsøk, geometri og pelemateriale.

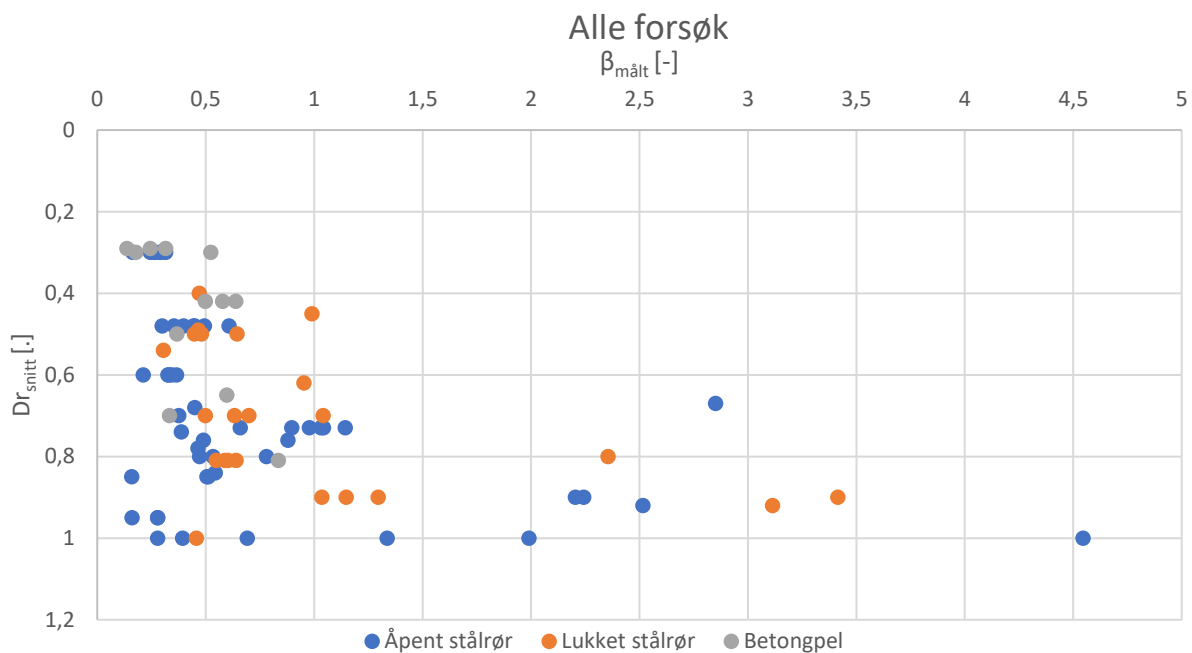


Figur 41 Målt sidefriksjon  $\beta_{\text{målt}}$  mot lengde. Utvalg: peleforsøk hvor  $\beta_{\text{målt}} \leq 1,0$ , sortert etter geometri og pelemateriale.

Alle peleforsøkene med lukkede stålrørspeler er utført på peler som er kortere enn 21 meter. Utvalget med lukkede stålrørspeler er som vist i Tabell 14 det utvalget med lavest forventningsverdi  $\mu$ , hvor beregnet sidefriksjon i snitt kun er 56% av målt sidefriksjon. Dette kan indikere at ved beregning av lukkede stålrørspeler ved bruk av PV91-metoden, så vil beregnet kapasitet være lavere enn in-situ kapasitet, basert på resultater fra denne databasestudien.

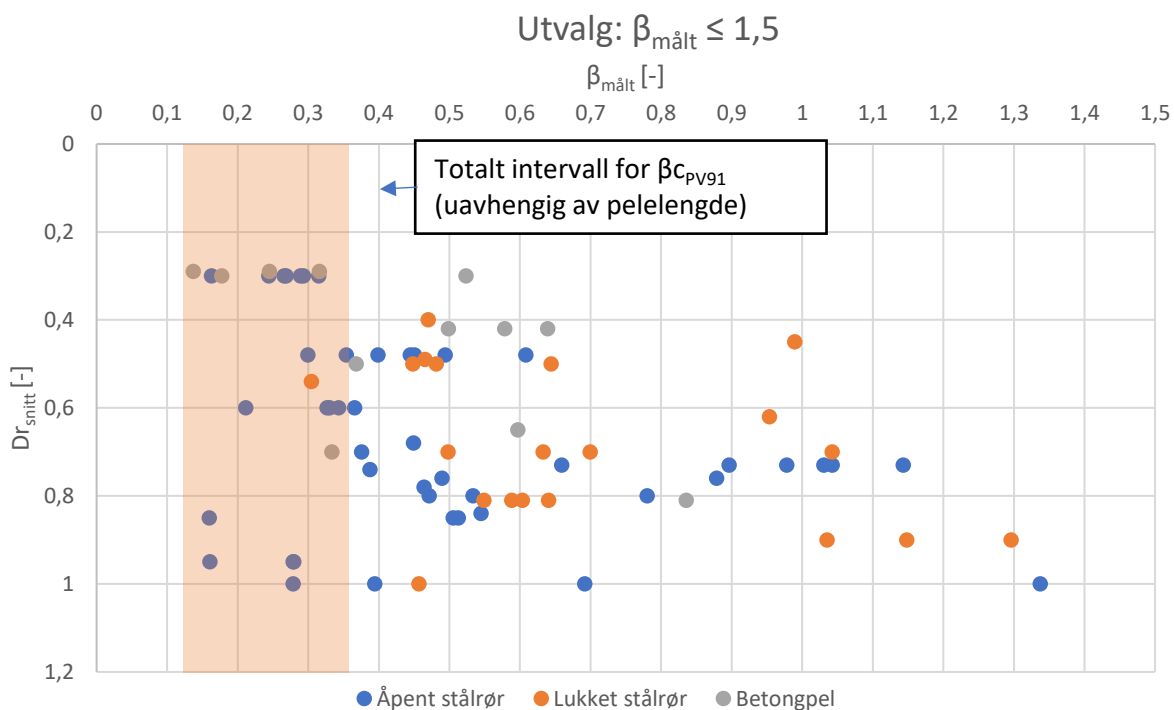
For åpne stålrørspeler og betongpeler er det stor spredning i resultatene for  $\beta_{\text{målt}}$ .

PV91-grensene for valg av sidefriksjonsfaktor  $\beta_{\text{CPV91}}$  som vist i Figur 39 - Figur 41 er basert på sandens relative lagringstetthet og pelelengde. For løst lagret sand velges laveste verdi for gjeldende pelelengde og høyeste verdi for fast lagret sand. I Figur 42 er  $\beta_{\text{målt}}$  presentert mot gjennomsnittlig relativ densitet  $D_{r\text{snitt}}$ , og pelelengde er ikke representert i diagrammet.



Figur 42 Målt sidefriksjon  $\beta_{m\ddot{a}lt}$  mot  $D_{r_{snitt}}$ . Alle forsøk, sortert etter geometri/materiale.

Velger å zoome inn på resultatene hvor  $\beta_{m\ddot{a}lt} \leq 1,5$ :



Figur 43 Målt sidefriksjon  $\beta_{m\ddot{a}lt}$  mot  $D_{r_{snitt}}$ . Utvalg: peleforsøk hvor  $\beta_{m\ddot{a}lt} \leq 1,5$ , sortert etter geometri/materiale.

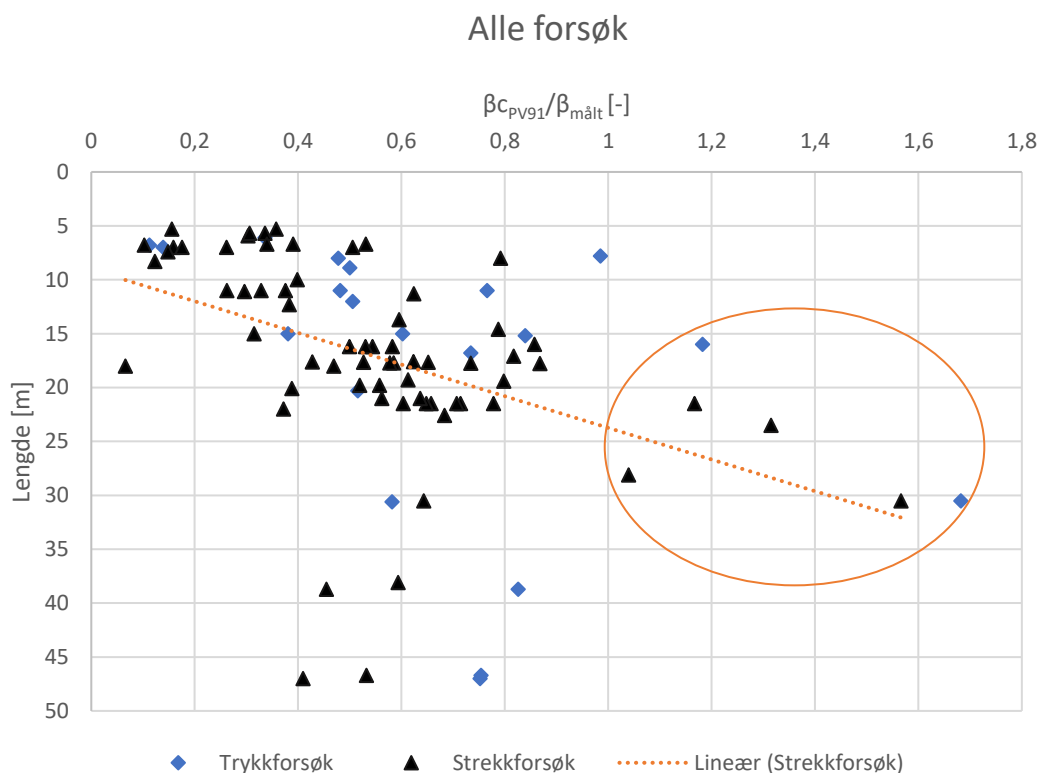
Det er tydelig en skjevhet for  $\beta_{m\ddot{a}lt}$  sammenlignet med gjennomsnittlig relativ densitet, hvor  $\beta_{m\ddot{a}lt}$  ser ut til å øke med økende  $D_{r_{snitt}}$ . Denne økningen i  $\beta_{m\ddot{a}lt}$  ser ut til å overgå den økningen som PV91-metoden predikerer. Dette studeres nærmere i kapittel 5.3.4



### 5.3.4 Målt sidefriksjon sammenlignet med beregnet sidefriksjon

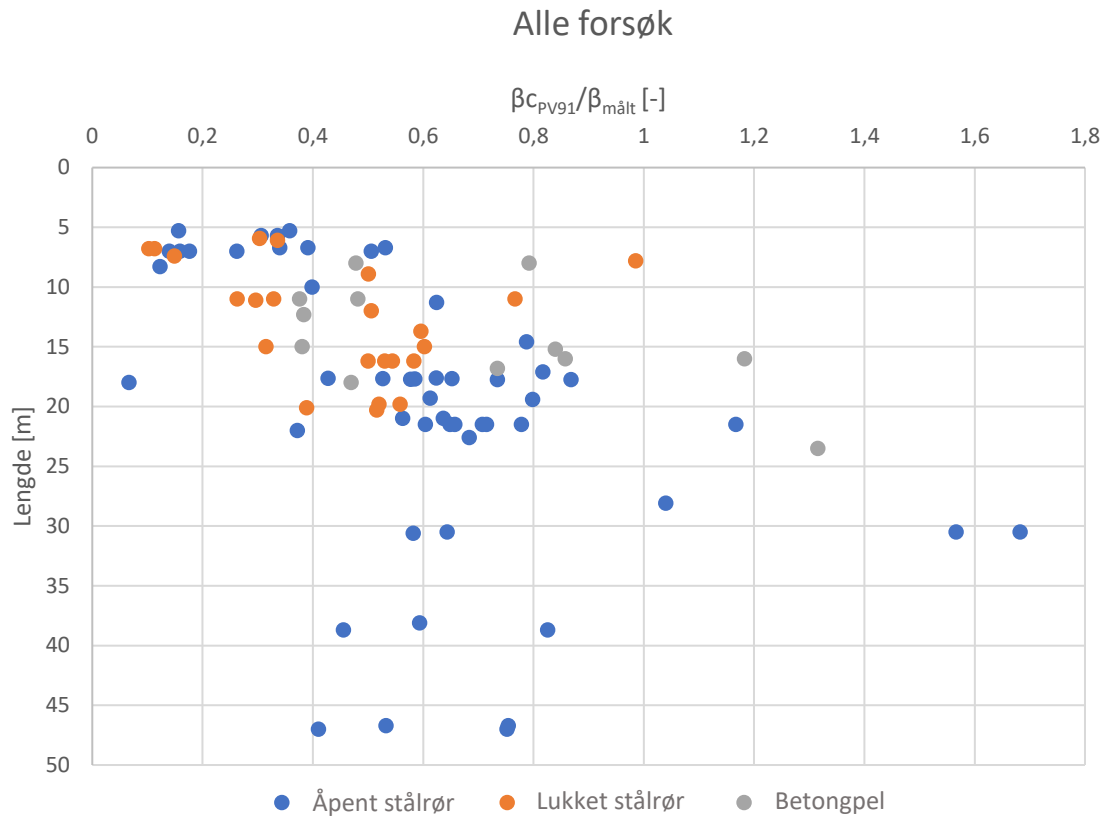
I dette delkapittelet er det presentert en rekke diagrammer hvor forholdet  $\frac{\beta_{c_{PV91}}}{\beta_{m\ddot{a}lt}}$  er plottet mot parameterne: lengde, relativ densitet, diameter/bredde og slankhet. Dette er gjort med den hensikt å se etter parametere som gir like utslag, slik at man kan se hvilke forhold og peletyper hvor PV91-metoden enten under- eller overestimerer bæreevnebidraget fra sidefriksjon.

#### Resultater mot lengde



Figur 44 Forholdstallet beregnet/målt kapasitet plottet mot lengde. Alle forsøk, sortert etter belastning

De seks forsøkene som er ringet rundt i Figur 45 har forholdstall over 1,0 og vil undersøkes nærmere i kapittel 5.3.5. For disse peleforsøkene vil PV91-metoden overestimere kapasiteten fra sidefriksjon. Ellers ser man fra figuren at de fleste forholdstallene ligger i intervallet 0,4-0,8. Man kan spekulere i en skjevhet som går fra lavt forholdstall ved lav pelelengde mot høyere forholdstall for lengre peler. Ved å legge inn en lineær trendlinje for strekkforsøkene, ser man at denne spekulasjonen kan støttes av dataene.

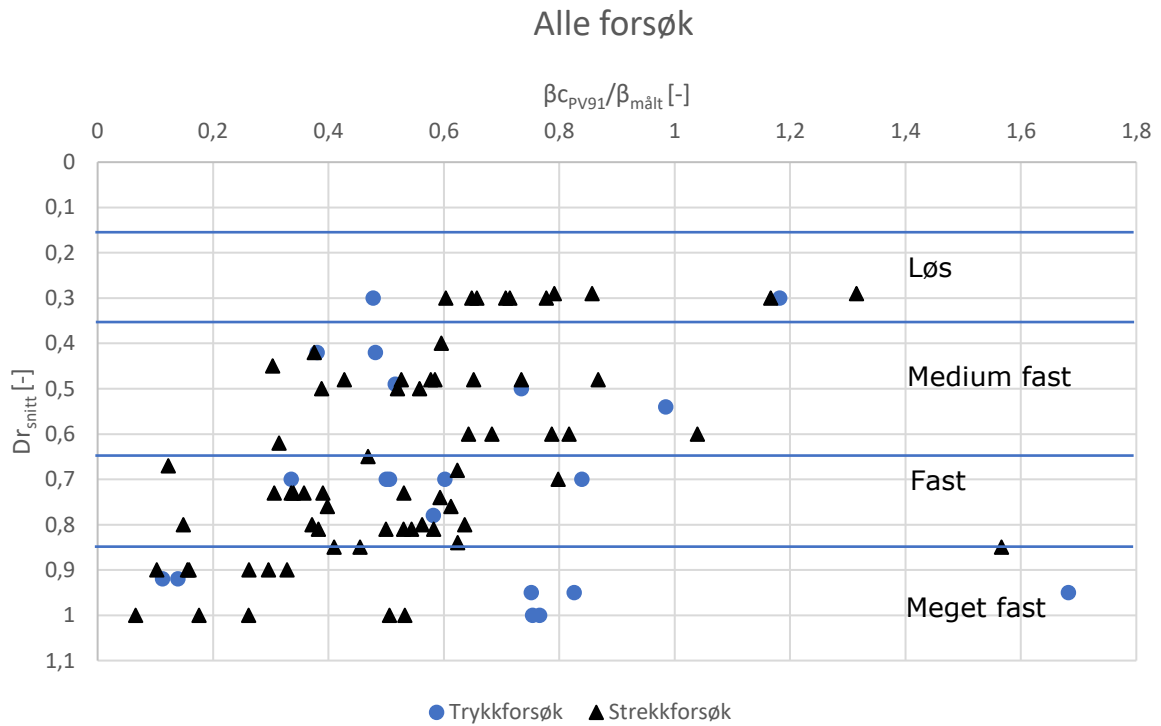


Figur 45 Forholdstallet beregnet/målt kapasitet plottet mot lengde. Alle forsøk, sortert etter materiale.

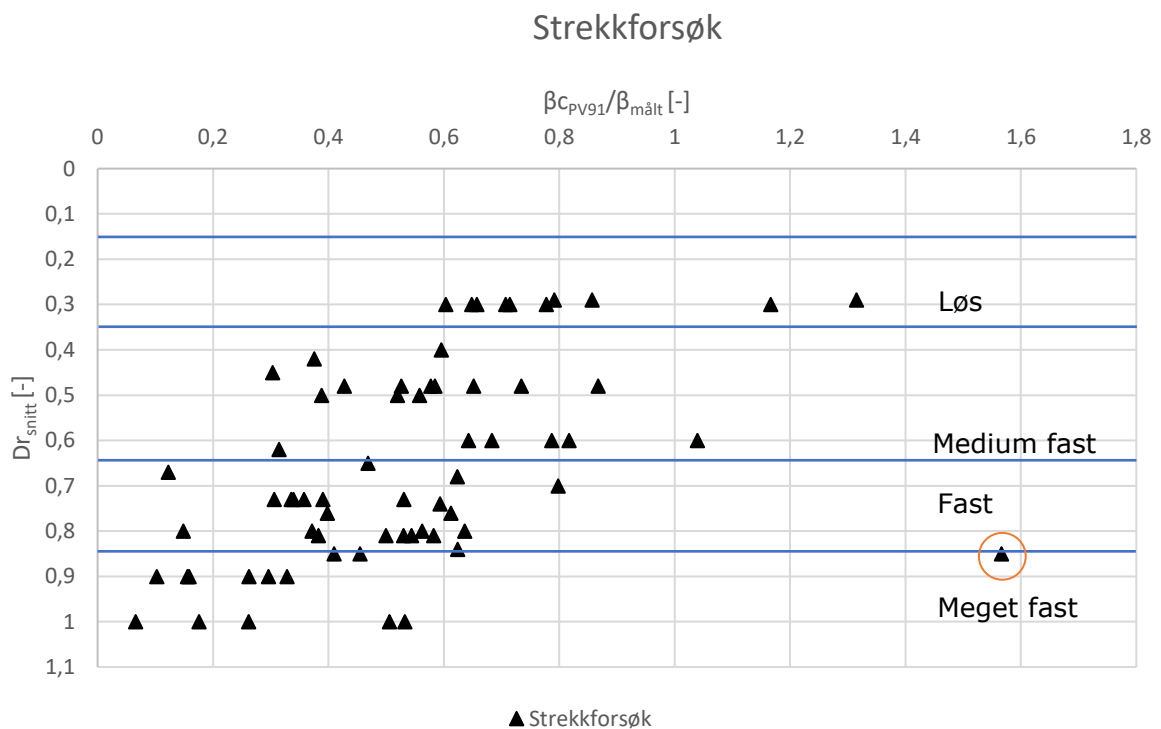
**Lukkede stålrørspeler:** Ved beregning av lukkede stålrørspeler ved bruk av PV91-metoden vil beregnet sidefriksjonsfaktor være lavere enn målt sidefriksjonsfaktor for samtlige forsøk, slik man ser av Figur 45. Av de 23 lukkede stålrørspelene, er det kun to av peleforsøkene hvor  $\beta_{CPV91}/\beta_{m\ddot{a}lt}$  er større enn 0,6. Det vil si at for de resterende 21 forsøkene, eller 91,3% av utvalget, så kan beregnet kapasitet skaleres opp med en faktor på minimum 167% før beregnet kapasitet vil overgå målt kapasitet.

### Resultater mot gjennomsnittlig relativ densitet

I Figur 46 og Figur 47 vises resultater for forholdstallet beregnet/målt mot gjennomsnittlig relativ densitet, med beskrivelse av lagringsgrad etter definisjon fra API-RP2A -metoden (API, 2014) som vist i Tabell 4 i Kapittel 2.5.6:



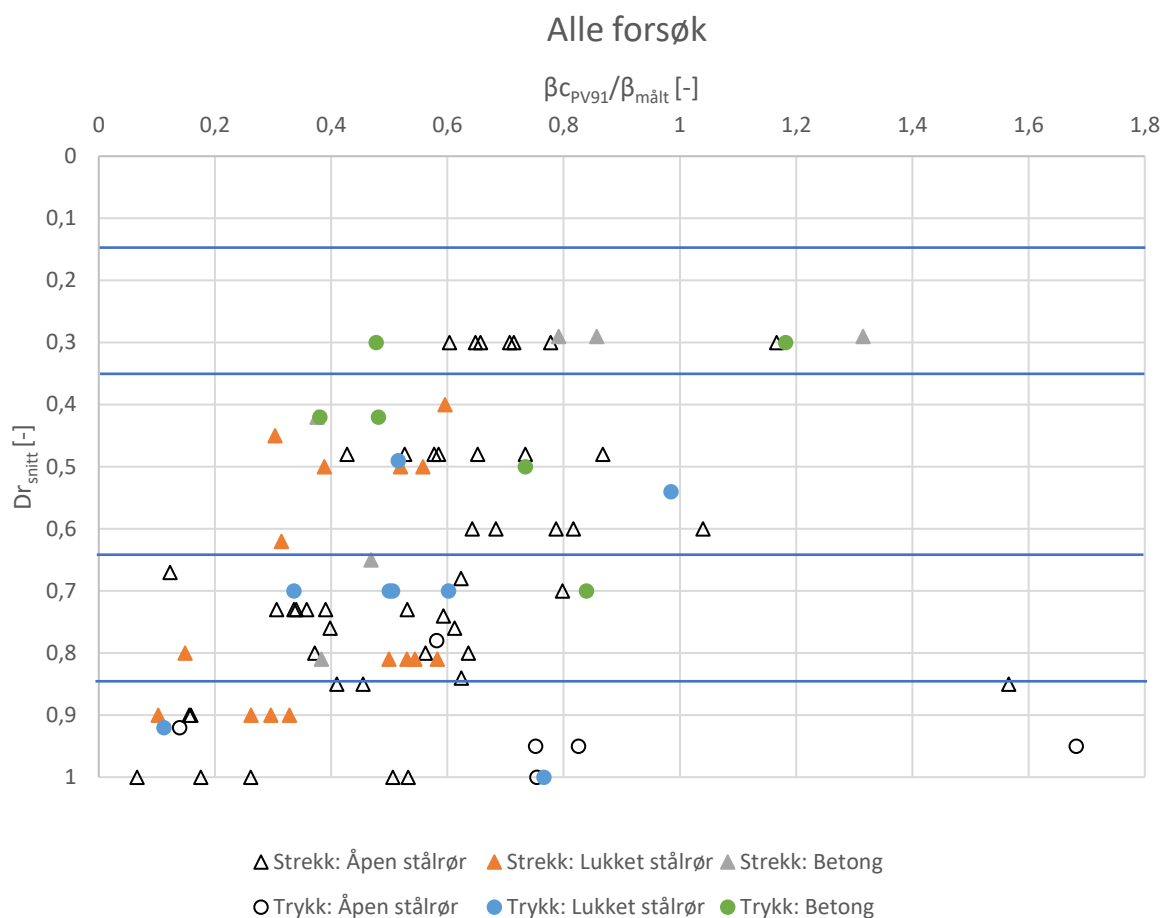
Figur 46 Forholdstallet beregnet/målt kapasitet plottet mot relativ densitet  $D_{r_{snitt}}$ . Alle forsøk, sortert etter belastning.



Figur 47 Forholdstallet beregnet/målt kapasitet plottet mot relativ densitet  $D_{r_{snitt}}$ , strekkforsøk.

Fra Figur 47 kan man se at målt kapasitet for peler belastet i strekk blir relativt større enn beregnet kapasitet ettersom lagringstettheten for sanden øker, hvis man ser bort fra det ene forsøket fra Euripides-forsøksfeltet (rød ring). Dette indikerer at PV91-metoden er bedre til å predikere kapasitet fra sidefriksjon for peler i løst lagret sand ( $D_r$ : 0,15 – 0,35), enn den gjør i medium fast ( $D_r$ : 0,35 – 0,65) og i fast/veldig fast lagret sand ( $D_r$ : 0,65 – 1,0) hvor metoden har gitt større sikkerhet mot brudd for peleforsøkene i databasen. Sammenligner man Figur 46 og Figur 47 så ser man en tydeligere skjevhet for strekkforsøkene enn trykkforsøkene.

Sorterte peleforsøk etter pelemateriale, pelegeometri og belastningstype:

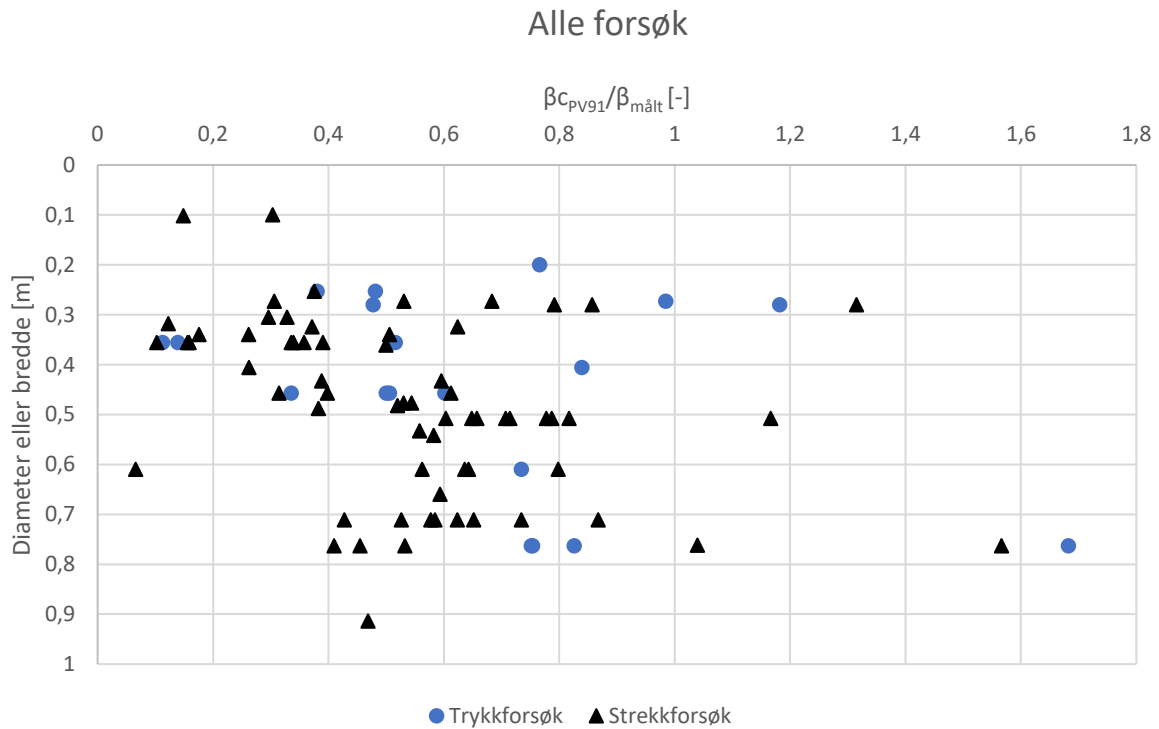


Figur 48 Forholdstallet beregnet/målt kapasitet plottet mot relativ densitet, sortert etter både materiale og belastning, alle forsøk.

Utvalgene av trykkforsøk er muligens for små til at man kan skjelve en trend blant disse. Men man kan se i Figur 48 at den nevnte skjevheten for alle strekkforsøkene også kan sees for de sorterte utvalgene av strekkforsøk.

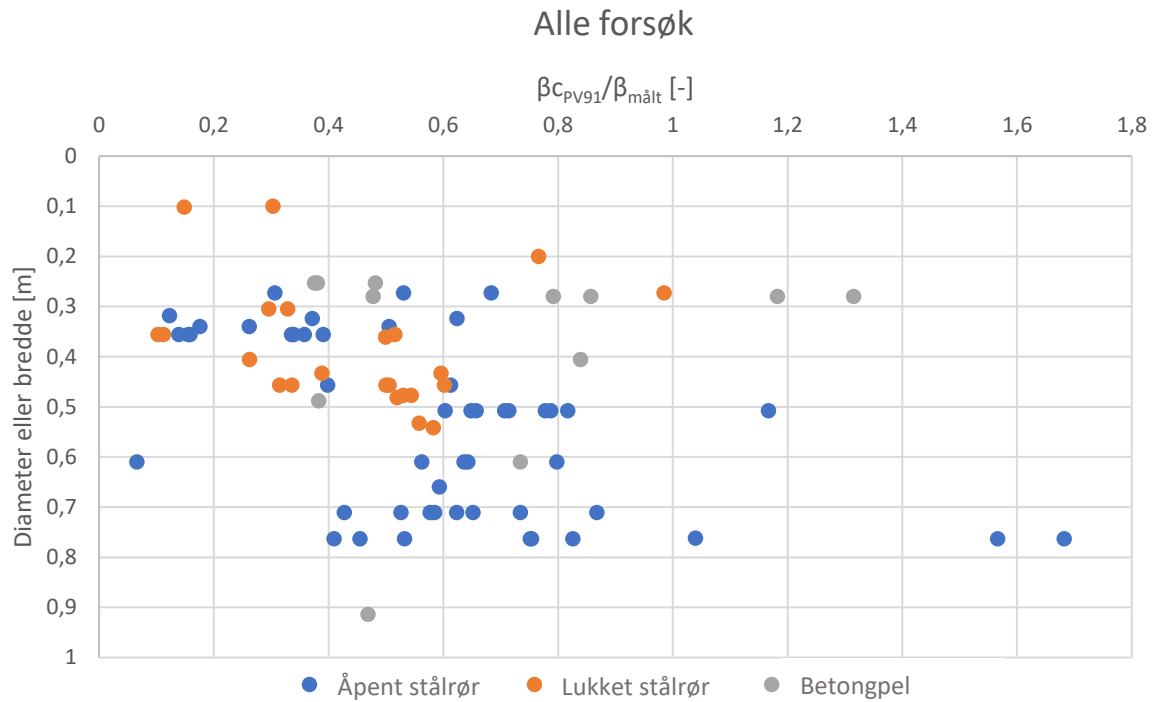
## Resultater mot diameter eller bredde

I Figur 49 er y-aksene begrenset til 1,0 meter og dermed faller ett forsøk utenfor presentasjonen. Dette forsøket er fra Tokyo Bay og har diameter=2,0 meter og forholdstall  $\beta_{C_{PV91}}/\beta_{m\ddot{a}lt}=0,58$ .



Figur 49 Forholdstallet beregnet/målt kapasitet plottet mot pelediameter. Sortert etter belastning, alle forsøk.

For strekkforsøk kan det se ut som  $\beta_{C_{PV91}}/\beta_{m\ddot{a}lt}$  øker med større pelediameter. Det er for få trykkforsøk til å kunne si noe om spredning/skjøvheter fra Figur 49.

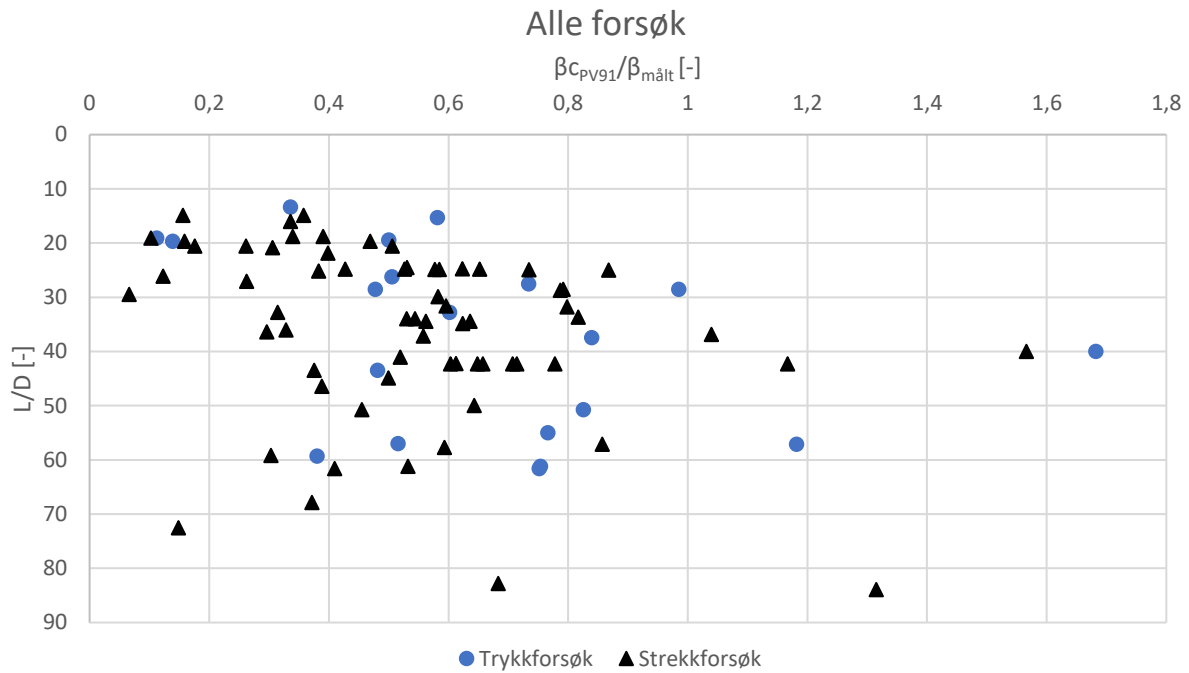


Figur 50 Forholdstallet beregnet/målt kapasitet plottet mot pelediameter. Sortert etter geometri og materiale, alle forsøk.

Lukkede stålrørspeler er det utvalget med lavest forventingsverdi og variasjonskoeffisient (ihht. Tabell 15), og man ser fra Figur 52 at de lukkede stålrørspelene har relativt liten diameter, sammenlignet med åpne stålrørspeler. For åpne stålrørspeler ser det ut som at beregnet kapasitet med PV91-metoden er mest konservativ for peler med mindre diameter enn 0,5 meter.

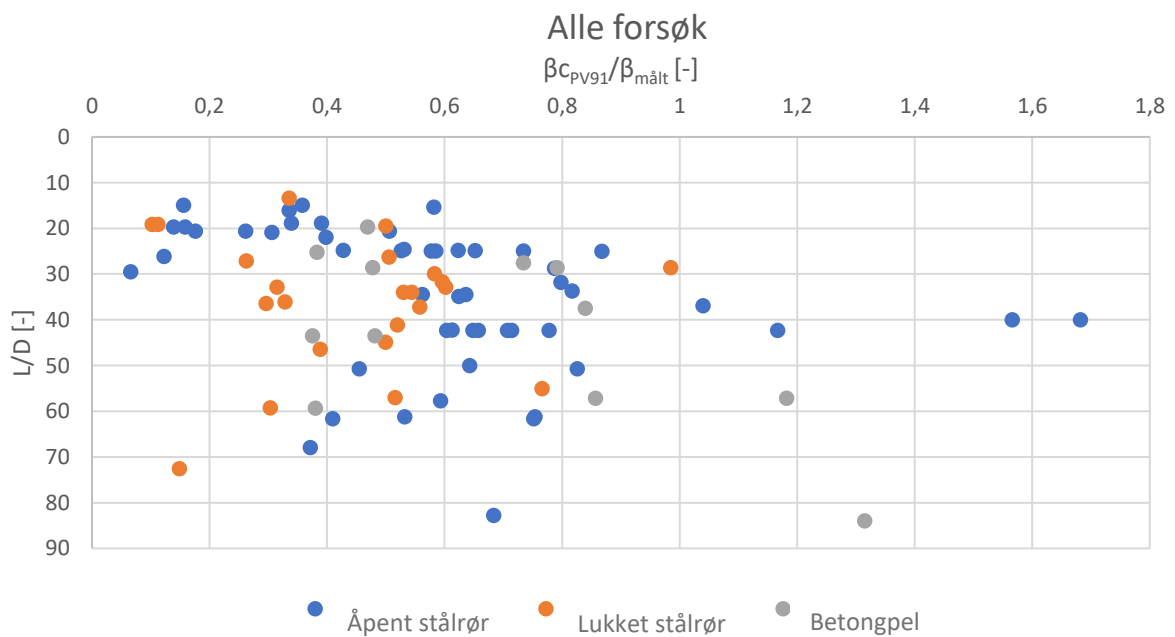
### Slankhet

Slankhet er forholdet mellom lengde og diameter eller bredde, kalt L/D. Resultater plottet mot L/D er presentert i Figur 51 og Figur 52.



Figur 51 Forholdstallet beregnet/målt kapasitet mot L/D-forholdet. Sortert på type belastning, alle forsøk.

Det er vanskelig å se en sammenheng mellom type belastning og resultater for beregnet kapasitet mot målt kapasitet, når man sorterer etter L/D-forhold. Sett bort fra den generelle underestimeringen som er ganske tydelig i alle diagrammene fra databasestudien.



Figur 52 Forholdstallet beregnet/målt kapasitet plottet mot L/D-forholdet. Sortert på geometri og materiale, alle forsøk.

### 5.3.5 Forsøk hvor $\beta_{\text{CPV91}}/\beta_{\text{målt}}$ er større en 1

Fra de plottede resultatene kan man se at det er totalt 6 testpeler hvor beregnet kapasitet med PV91-metoden er større enn målt kapasitet. Disse forsøkene representerer et utvalg hvor PV91-metoden ikke gir tilstrekkelig sikkerhet. Tabell 15 gir en oversikt over disse forsøkene med informasjon om gjennomsnittlig relativ densitet.

Tabell 15 Ikke-konservative peleforsøk

Forsøksfelt	Pel ID	$\beta_{\text{CPV91}}/\beta_{\text{målt}}$	$D_{\text{r}}^{\text{snitt}}$
Euripides Location 1	1a	1,68	1
	1a-t	1,57	1
Drammen 1973	E-(T)	1,31	0,3
	D/A	1,18	0,3
Larvik	L7-1	1,06	0,2 – 0,4
Cromarty Firth	3	1,04	0,64

#### Kommentarer til de ikke-konservative peleforsøkene:

**Euripides location 1:** Resultatene fra pel 1a og 1a-t fraviker vesentlig fra resten av pelene på dette prøvefeltet. Grunnen til dette er at pel 1a har den laveste penetrasjonsdybden med 30,5 meter, og det er ved 27 meters dybde at det faste sandmaterialet som er beskrevet for området begynner å opptre. Med bakgrunn i CPT-resultatene (Yang *et al.*, 2015) fra området kan 1a og 1a-t vurderes fjernet fra databasen.

**Drammen(1973):** Av totalt 5 forsøk, er det ett trykk- og et strekkforsøk hvor beregnet kapasitet er større enn målt kapasitet. Området består av veldig løst lagret sand med gjennomsnittlig relativ densitet omtrent 0,3. Det finnes ingen informasjon om hvor lang tid det gikk mellom installasjon og testing.

**Larvik:** Pel L7-1 ble brukt som referansepel for 1-måneders kapasitet for peleforsøkene i Larvik utført av NGI. Det er ikke grunnlag for å fjerne peleforsøket fra utvalget, men det er en viktig observasjon for kapasitet i løst lagret sand. Forfattere ved NGI beregnet kapasiteten med API-2 metoden, og endte opp med beregnet/målt kapasitet på 2,59 (Karlsrud *et al.*, 2014b), noe som gir vesentlig lavere sikkerhet enn beregnet med PV91-metoden i denne studien. Massene i området består av sitlig finsand med enkelte tynne lag av leirig silt. Gjennomsnittlig relativ densitet omtrent 0,3, som kan klassifiseres som veldig løst lagret. Det bør nevnes at forsøkene fra Larvik er bevisst fjernet fra en databasestudie utført av Lehane *et al.*, 2017, på grunn av siltinnholdet i sanden.



**Cromarty Firth:** Det har ikke lyktes å oppdrive primærkildene for disse forsøkene, og det er ingen beskrivelse av jordmaterialet eller resultater fra SPT i databasen til NGI (Clausen og Aas, 2001), bortsett fra at gjennomsnittlig relativ densitet  $D_r$  er oppgitt til å være 0,64.

### 5.3.6 Observasjoner fra analyse av database og PV91 $\beta$ -metoden

- PV91-metoden treffer godt for åpne stålrørspeler i løst lagret sand.
- For peler i fastere masser gir PV91-metoden konservativ beregnet bæreevne fra sidefriksjon.
- Spredningen i resultatene er veldig stor.
- Peleforsøkene fra Larvik og Drammen som gir større beregnet kapasitet enn målt, gjør det vanskelig å konkludere med at beregnet kapasitet kan skaleres opp etter forventningsverdi  $\mu$  for peler i løst lagret sand i Norge.
- Ikke grunnlag for å benytte redusert sidefriksjonsfaktor for peler i strekk ved dimensjonering ved bruk av PV91-metoden.

Håndbok V220 angir med sin strekkversjon av betadiagram omtrent en halvering av sidefriksjonsfaktor. Dette er som beskrevet basert på Janbus diagrammer for  $S_v$ -tallet for negativ ruhet, hvor aktive jordtrykkskoeffisienter brukes for peler i strekk og passive jordtrykkskoeffisienter for peler belastet med trykk. Denne studien viser at peleforsøk ikke nødvendigvis støtter denne teorien.

## 5.4 Analyse av PV91-metode basert på tidsfiltrert data

### 5.4.1 Introduksjon

Alle peleforsøkene i databasen som inneholder informasjon om tid mellom installasjon og belastningsforsøk er analysert i dette delkapittelet.

### 5.4.2 Metode

Kapasitetene som er oppgitt fra peleforsøkene i databasen er ikke korrigert for tid, og som beskrevet i kapittel 2.7 så kan tidseffektene være store for sidefriksjon i sand. Det legges derfor inn en tidsfaktor i databasen for å tids korrigere forsøkene. Ved å gjøre dette vil kapasitetene fra forsøkene evalueres ved en referansetid, og det vil være nyttig å se hvordan dette vil påvirke forventningsverdiene og presisjonen. Peleforsøk uten tidsinformasjon vil bli ekskludert fra denne tidskorrigerede databasen, og det samme gjelder peler som er testet flere ganger.

Metoden for tidskorrigerer er gjort på samme måte som i en databasestudie utført av forskere fra University of Western Australia (UWA) og Norges Geotekniske Institutt (NGI) (Lehane *et al.*, 2017). Tidskorreksjonsfaktoren  $F_{time}$  har vist en representativ kurve for tidseffekter for peleforsøk ved Dunkerque og Blessington forsøksfelt, blir brukt til å korrigere bruddkapasitet for bidraget fra sidefriksjon:

$$F_{time} = \frac{1}{\exp(-0.1 * t^{0.68}) + 0.45} + d_{offset} \quad (68)$$

Hvor  $t$  = pelealder (dager) og  $d_{offset}$  er vertikal forskyvning på kurven. I følge Lehane *et al.* (2017) er  $d_{offset}=0$  for metodene API-00, ICP-API og UWA Offshore, og  $d_{offset}= -0,1$  for NGI05-metoden. I denne studien velges det å benytte  $d_{offset}=0$  for PV91  $\beta$ -metoden. I studien fra 2017 er  $t=14$  dager satt som en referansetid hvor  $F_{time} = 1$ . Tidskorrigert sidefriksjonskraft kan dermed beregnes på følgende måte:

$$Q_s = \left[ \frac{1}{\exp(-0.1 * t^{0.68}) + 0.45} \right] P * \int \tau_f dz \quad (69)$$

Hvor  $P$  = omkrets i meter og  $\tau_f$  er beregnet sidefriksjonsspenning.

Ettersom det benyttes en funksjon for tidseffekter som i hovedsak er basert på peleforsøk i medium til fast lagret sand (Dunkerque og Blessington), forventes det at tidskorrigerer for peleforsøkene i løst lagret vil gi større kapasitet enn det som kan

forventes av reell kapasitetsøkning. Dette på bakgrunn av resultater fra Karlsrud og NGI (Karlsrud *et al.*, 2014a) fra peleforsøk i Larvik og Ryggkollen, som vist i Figur 16.

For å gi en oversikt over hvor stor kapasitetsøkning  $F_{time}$  gir, er det regnet ut noen tidspunkter som er presentert i Tabell 16:

Tabell 16 Verdier for korreksjonsfaktor  $F_{time}$

Tid t (måneder)	Korreksjonsfaktor $F_{time}$
1 måned	1,23
2 måneder	1,54
5 måneder	2,00
10 måneder	2,18
15 måneder	2,21
20 måneder	2,22
25 måneder	2,22

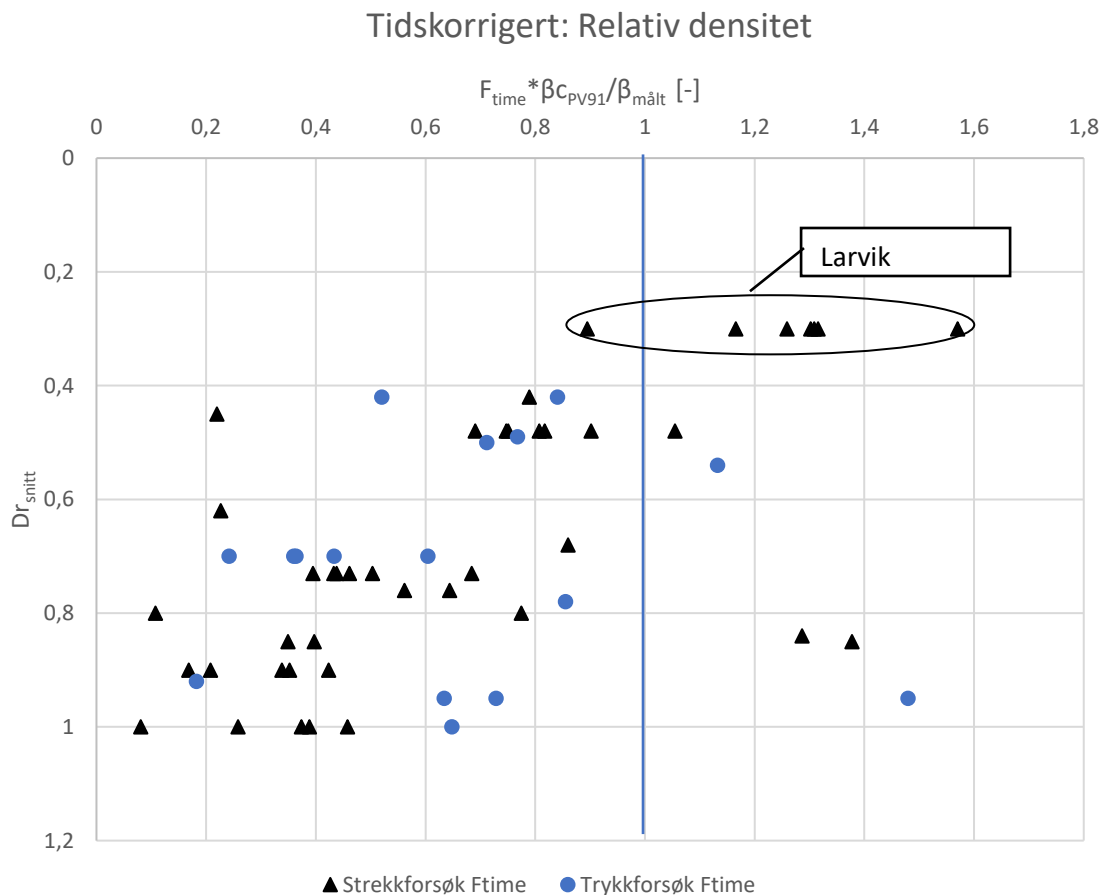
### 5.4.3 Resultater

Det er totalt 56 peleforsøk hvor tid mellom ramming og testing er oppgitt. Median for tid etter ramming er 34,5 dager og gjennomsnitt er 73,2 dager. Ettersom korreksjonsfaktoren  $F_{time}$  er lik 1,0 ved referansetid 14 dager, antas høyere forventningsverdi av forholdstallet  $\beta_{cPV91}/\beta_{m\hat{a}lt}$  etter tidskorrigerings. I Tabell 17 ser man at forventningsverdien øker betraktelig for utvalget etter tidskorreksjon. Det gjør også variasjonskoeffisienten.

Tabell 17 Statistiske verdier for tidssorterte og tidskorrigererte forsøk med korreksjonsfaktor  $F_{time}$ .

Utvalg	Beskrivelse	Antall forsøk	$\beta_{cPV91}/\beta_{m\hat{a}lt}$		
			Forventningsverdi $\mu$	Standardavvik $\sigma$	Variasjonskoeffisient CV
<b>1</b>	Tidssortert, ikke tidskorrigerert	58	0.56	0.33	0.58
<b>2</b>	Tidssortert, Tidskorrigererte $F_{time}$	58	0.72	0.48	0.67

I utvalget med tidssorterte peler som består av 56 resultater er det peler som står i sand med gjennomsnittlig relativ densitet fra 0,3 til 1,0. Ettersom  $F_{\text{time}}$  er tilpasset medium fast – fast lagret sand er det interessant å se de tidskorrigerede resultatene mot gjennomsnittlig relativ densitet:



Figur 53 Tidskorrigerede forsøk med korreksjonsfaktor  $F_{\text{time}}$ , plottet mot gjennomsnittlig relativ densitet  $Dr_{\text{snitt}}$ .

Fra Figur 53 ser man at det er totalt 11 forsøk hvor forholdstallet beregnet/målt kapasitet er større enn 1,0. Av disse forsøkene er seks av de fra Larvik. Dette er som forventet ettersom  $F_{\text{time}}$  ikke er tilpasset forsøkene fra Larvik, men tilpasset peler i fastere lagret sand.

Ettersom tidskorrekksjonen overestimerer kapasiteten for peleforsøkene fra Larvik, og at disse forsøkene utgjør den største andelen av resultater med  $\frac{\beta_{\text{CPVG1}}}{\beta_{\text{malt}}} > 1,0$ , så er det valgt å lage en korreksjonsfaktor som passer spesifikt til peleforsøkene fra Larvik. Dette er i henhold til anbefalingene i Peleveiledningen 2019 når det gjelder dimensjonering for tidseffekter, som beskrevet i Kapittel 2.7.1. Tidskorreksjonsfaktoren  $F_{\text{Time.Larvik}}$  introduseres derfor i databasen, og skal korrigere alle forsøkene fra forsøksfeltet i Larvik.

Funksjonen for  $F_{\text{Time.Larvik}}$  er basert på tanh-kurven for peleforsøkene i Larvik fra Figur 16

**Tidsfaktor  $F_{\text{time.Larvik}}$ :**

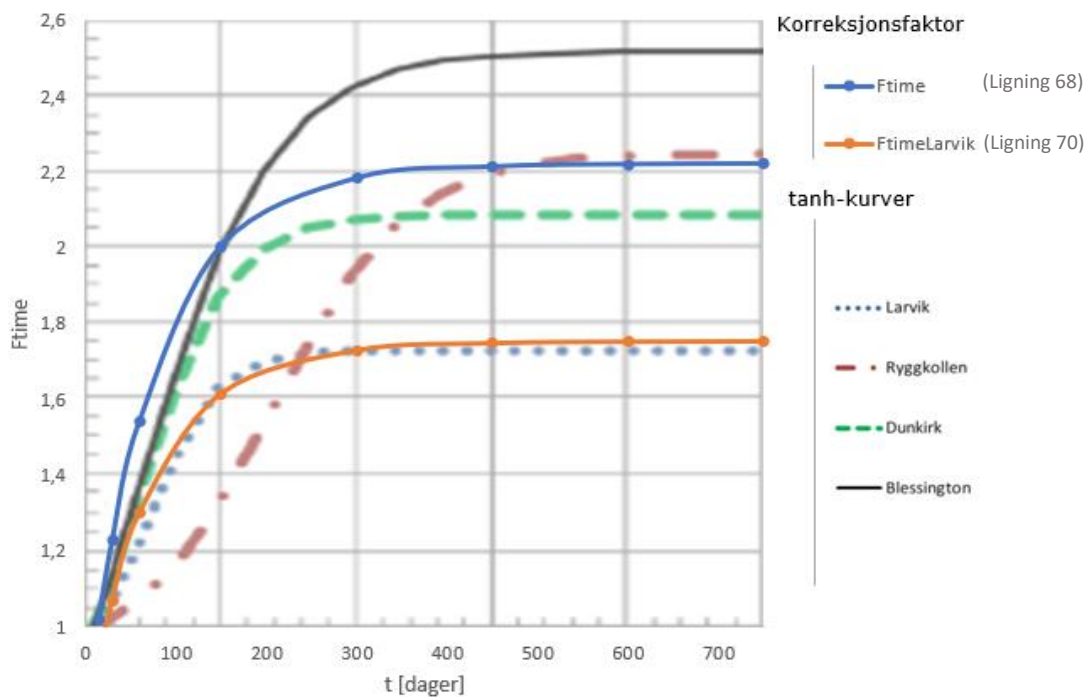
$$F_{\text{time.Larvik}} = \frac{1}{\exp(-0.1 * t^{0.68}) + 0.57} + d_{\text{offset}} \quad (70)$$

Dette gir følgende økning i beregnet kapasitet med tid:

Tabell 18 Verdier for korreksjonsfaktor  $F_{\text{time.Larvik}}$

Tid t (måneder)	Korreksjonsfaktor $F_{\text{time.Larvik}}$
1 måned	1,07
2 måneder	1,30
5 måneder	1,62
10 måneder	1,73
15 måneder	1,75
20 måneder	1,75
25 måneder	1,75

Både  $F_{\text{time}}$  (Formel 63) og  $F_{\text{time.Larvik}}$  (Formel 65) er plottet sammen med tanh-kurvene fra peleforsøk gjort på forsøksfelt i Larvik, Ryggkollen, Dunkerque og Blessington som presentert tidligere Figur 16:



Figur 54 Korreksjonsfaktorer  $F_{\text{time}}$  og  $F_{\text{Time.Larvik}}$  plottet i Figur 16 fra (Karlsrud *et al.*, 2014a).

Man kan se fra Figur 54 at  $F_{time}$  ender opp med samme faktor som peleforsøkene fra Ryggkollen (rød stiplede linje) etter omtrent 450 dager (15 måneder) og  $F_{time.Larvik}$  følger den blå stiplede linjen som er tanh-kurven fra peleforsøkene i Larvik.

Ved å anvende  $F_{time.Larvik}$  for peleforsøkene fra Larvik, og  $F_{time}$  for resterende forsøk i det tidsfiltrerte utvalget får man de statistiske verdiene som er presentert i Tabell 19 (Utvalg 3-5).

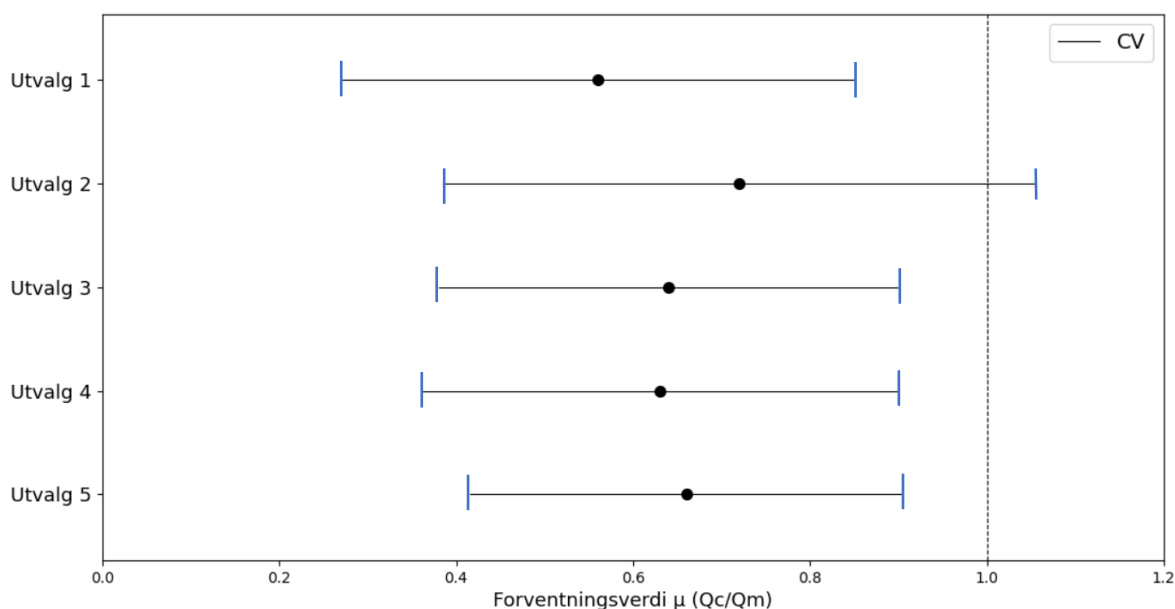
Tabell 19 Statistiske verdier for tidssorterte og tidskorrigerede forsøk ( $F_{time}$  og  $F_{time.Larvik}$ ).

$B_{cPV91}/\beta_{m\hat{a}lt}$

<b>Utvalg</b>	<b>Antall forsøk</b>	<b>Forventningsverdi <math>\mu</math></b>	<b>Standardavvik <math>\sigma</math></b>	<b>Variasjonskoeffisient CV</b>
<b>1</b>	58	0.56	0.33	0.58
<b>2</b>	58	0.72	0.48	0.67
<b>3</b>	58	0,64	0.33	0.52
<b>4</b>	42	0.63	0.34	0.54
<b>5</b>	16	0.66	0.32	0.49

Utvalg 1: Ikke tidskorrigeret Alle forsøk, 2: Tidskorrigerede  $F_{time}$ : Alle forsøk, 3: Tidskorrigerede  $F_{time} + F_{time.Larvik}$ : Alle forsøk, 4: Tidskorrigerede  $F_{time} + F_{time.Larvik}$ : Strekkforsøk, 5: Tidskorrigerede  $F_{time} + F_{time.Larvik}$ : Trykkforsøk

Resultatene er grafisk fremstilt i Figur 55.

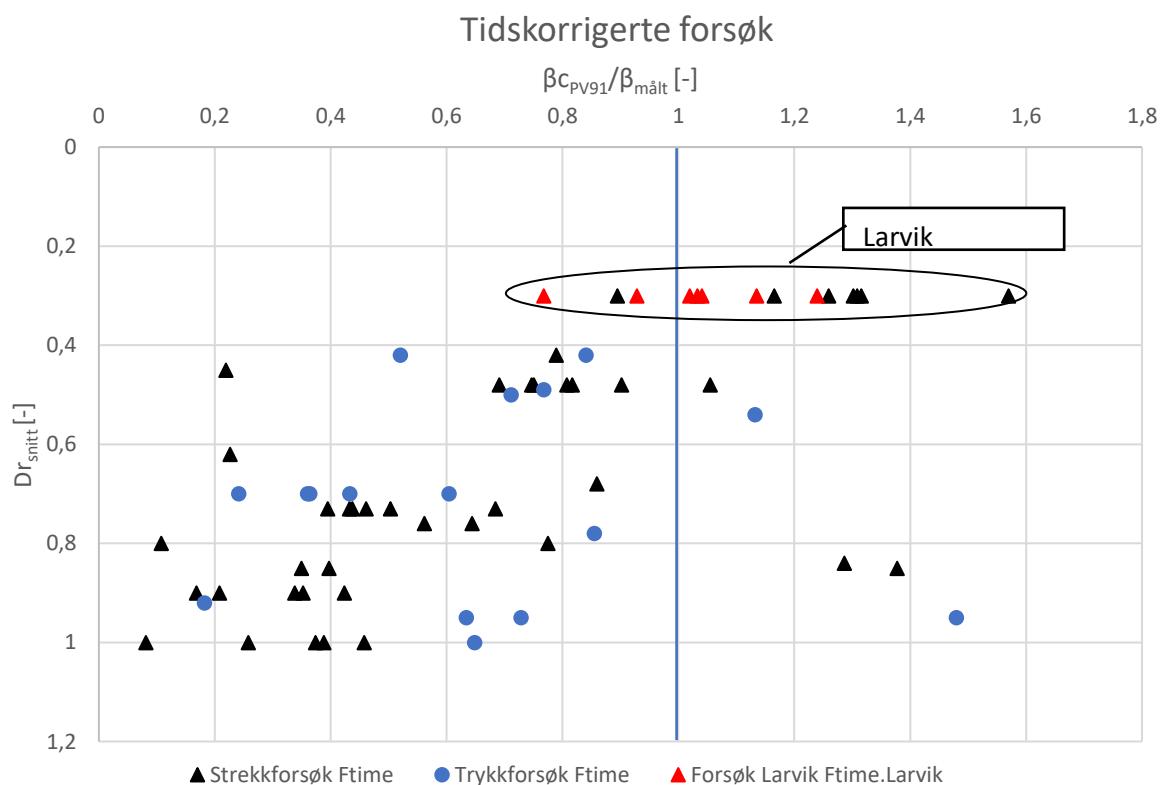


Figur 55 Grafisk fremstilling av Tabell 19. Forventningsverdi og variasjonskoeffisient for utvalg 1-5. Benevnelsen  $Q_c/Q_m$  betyr i denne figuren  $\beta_{cPV91}/\beta_{m\hat{a}lt}$ .

Utvalg 1 og 2 er de samme som ble presentert i Tabell 17.

Fra Tabell 19 ser man at forventningsverdien for utvalg 3 er høyere enn for utvalg 1, men lavere enn for utvalg 2. At Utvalg 2 har større forventningsverdi enn utvalg 3 er som forventet ettersom man har påført en mindre korreksjonsfaktor for 7/58 forsøk, uten å ha justert de resterende forsøkene. Variasjonskoeffisienten er vesentlig lavere for forsøkene justert med både  $F_{\text{time}}$  og  $F_{\text{time.Larvik}}$  (Utvalg 3), enn den er for utvalget hvor alle forsøkene er justert med samme korreksjonsfaktor  $F_{\text{time}}$  (Utvalg 2). Men resultatene kan ikke sies å være mye mer presise enn forsøkene som ikke er tidskorrigert, ettersom variasjonskoeffisienten er omtrent den samme for utvalg 1 og 3. Sammenligner vi utvalgene som er sortert etter belastning (Utvalg 4 og 5) med utvalgene som ble presentert i Tabell 14 så viser det seg at forventningsverdien for trykkforsøkene ikke forandrer seg etter tidskorreksjon, og variasjonskoeffisienten er omtrent den samme. Forventningsverdien øker med 0,09 for strekkforsøkene etter tidskorreksjon (Utvalg 4) med omtrent samme variasjonskoeffisient.

De tidskorrigerte forsøkene plottes igjen etter innføring av korreksjonsfaktor  $F_{\text{time.Larvik}}$ , hvor de røde rektangelene representerer forsøkene fra Larvik korrigeret med justert korreksjonsfaktor  $F_{\text{Time.Larvik}}$  i Figur 56.



Figur 56 Tidskorrigerte forsøk ( $F_{\text{time}} + F_{\text{Time.Larvik}}$ ) plottet mot gjennomsnittlig relativ densitet  $Dr_{\text{snitt}}$ .

Man kan se fra omrisset i Figur 56 hvor stor effekt valg av tidsfaktor har på beregnet kapasitet. Alle trekantene innenfor omrisset er forsøk fra Larvik, hvor de svarte trekantene er forsøk korrigeret med  $F_{time}$  og de røde trekantene er de samme forsøkene korrigeret med  $F_{time,Larvik}$ .

Etter tidskorrigerering ved bruk av  $F_{time}$  og  $F_{time,Larvik}$  er det totalt 10 av 56 forsøk hvor beregnet kapasitet er større enn målt kapasitet, hvor fem av disse er fra Larvik.

Peleforsøkene ved forsøksfeltet i Larvik er gjort rede for i kapittel 5.3.5.

De fem andre forsøkene er oppsummert i Tabell 20, og forklart under Tabell 20.

Tabell 20 Ikke-konservative peleforsøk etter tidskorreksjon.

Forsøksfelt	Pel ID	$F_{time} * \beta_{CPV91} / \beta_{målt}$	$D_{r_{snitt}}$
Euripides Location 1	1a	1,48	1
	1a-t	1,38	1
Dunkerque Clarom	CL-T	1,28	0,84
Hunters point	L7-1	1,13	0,54
Horstwalde	3	1,05	0,48

**Euripides felt 1:** De samme to forsøkene som er forklart i kapittel 5.3.5. Sammenligner man med Tabell 15 vil man se at  $F_{time} \leq 1,0$ .

**Dunkerque Clarom:** Forsøk *CL-T* med penetrasjonsdybde 11.3 meter. Et annet forsøk ved samme felt (Forsøk LS) som har samme pelediameter og omtrent lik tid, men dobbel penetrasjonsdybde mellom installasjon og testing gir konservativ kapasitet etter tidskorreksjon.

**Horstwalde:** For pel *HGP5D* blir den tidskorrigererte faktoren  $\beta_{CPV91} / \beta_{målt} = 1,05$ . De åtte forsøkene på Horstwalde forsøksfelt gir gjennomsnittlig tidskorrigerert forventningsverdi = 0,81 for  $\beta_{CPV91} / \beta_{målt}$ , og med tanke på hvilken presisjon man kan forvente av PV91-metoden regnes forsøket HGP5D som godkjent.

**Hunters Point:** Testpel *S* er det eneste forsøket fra feltet. Med penetrasjonsdybde på 7,8 meter og diameter på 0,273 meter er dette en liten pel. Forventningsverdien før tidskorreksjon er 0,98, og øker til 1,13 etter tidskorreksjon. Så kan det diskuteres hvor presis PV91-metoden vil være for små peler, om hvorvidt den kan predikere tidskorrigeret kapasitet med under 15% feilmargin for så små dimensjoner.

Peleforsøkene som ikke gir konservative resultater for beregnet kapasitet etter tidskorreksjon, kan se ut til å kunne forklares med usikkerheten til forsøkene og beregningsmetoden.



Det kan se ut som om PV91-metoden gir så konservativt beregnede kapasiteter for de fleste forsøk i fast- og veldig fast lagret sand, at det kan påføres en kapasitetsøkning ved tidskorreksjon og det vil fortsatt være god margin til målt bruddlast. Hvis man ser på et utvalg hvor alle forsøk i sand med gjennomsnittlig relativ densitet  $D_{r_{snitt}}$  er større enn 0,6, så vil det i kun 3 av 40 forsøk være større beregnet enn målt kapasitet. Dette utvalget ( $D_{r_{snitt}} \geq 0.6$ ) har forventningsverdi  $\mu=0,52$ . Det betyr at gjennomsnittlig beregnet kapasitet er omtrent halvparten av målt kapasitet, selv etter kapasitetsøkning fra tidskorreksjon.

#### 5.4.4 Observasjoner fra tidskorrigerede peleforsøk

- Spredningen i resultatene er omtrent det samme som for ikke-korrigerede forsøk.
- PV91-metoden ser ut til å gi svært konservativ kapasitet fra sidefriksjon for peler i fast lagret sand, selv etter tidskorreksjon.
- For peler i middels fast lagret sand bør det vurderes å bruke en tidskorreksjonsfaktor med verdier mellom  $F_{time}$  og  $F_{time.Larvik}$ . Selv ved bruk av  $F_{time}$  så gir PV91-metoden sidefriksjonskapasitet som er lavere enn målt sidefriksjonskapasitet.
- For peler i løst lagret sand bør man være forsiktig med å øke kapasitet med tidskorreksjonsfaktor. Det samme gjelder ved løst lagret sand med innslag av silt og leire.

# 6 Evaluering av CPT-metoder mot peleforsøk

## 6.1 Introduksjon

I dette kapitlet presenteres artikler som inneholder databasestudier av de internasjonalt anerkjente CPT-metodene, ofte betegnet «offshore-metodene», som ble utledet i kapittel 2. Fra artiklene er det hentet ut statistiske verdier for metodenes prediksjon av bæreevne, samt artikkelforfatternes hovedfunn. Det er forsøkt å oppsummere alle hovedfunnene og evaluere de statistiske verdiene mot hovedfunnene i den siste delen av dette kapitlet.

Motivasjonen for å presentere og evaluere resultatene i disse artiklene er å se hvordan NGI05-metoden predikerer kapasitet sammenlignet med de andre metodene, ettersom både Peleveiledningen 2019 og Håndbok V220 angir NGI05-metoden som anbefalt CPT-metode.

I Peleveiledningen 2019 står det at NGI05-metoden gir statistisk sett best og mest konsistent tilpasning til databasen den ble utviklet opp mot. Hvor forholdet mellom målt og beregnet kapasitet ( $Q_c/Q_m$ ) ligger i gjennomsnitt på 0.95 med normalisert standardavvik (variasjonskoeffisient) på 0.22. Databasen det refereres til er den nevnte interne NGI99-databasen (Clausen og Aas, 2001) som ble presentert i kapittel 4.1.1. Metoden er kalibrert etter forsøk i denne databasen, og det er derfor av interesse å se hvordan metoden presterer ved sammenligning med peleforsøk fra nyere databaser.

Motivasjonen bak disse internasjonale studiene har i stor grad vært å sammenligne CPT-metoder mot API RP2A-metoden (se kapittel 2.5.6) og for å evaluere hvor gode metodene er sammenlignet med peleforsøk. De fire CPT-metodene som er presentert tidligere i denne oppgaven, og som vil sammenlignes er: NGI-05 (se kapittel 2.5.5), Fugro-05 (se kapittel 0), ICP-05 (se kapittel 2.5.8) og UWA-05 (se kapittel 2.5.9).

For metodene ICP-05 og UWA-05 er det i denne studien sammenlignet resultater for de fullstendige versjonene av disse beregningsmetodene, og ikke de forkortede versjonene.

Det finnes begrenset med utførte peleforsøk rundt om i verden. Det betyr at disse studiene i stor grad er basert på de samme peleforsøkene. Studiene skiller seg ut i noen grad på kriterier for utvelgelse av peleforsøk, vekting av forsøk og behandling av tid mellom installasjon og belastningsforsøk.

Det er valgt ut tre studier som presenteres i dette kapittelet. Det vil gis en oversikt over forfattere og organisasjoner som står bak artiklene og en kort beskrivelse av studiens behandling av peleforsøk. Det er forsøkt å kommentere hva som skiller studiene fra hverandre.

I tillegg presenteres utvalgte statistiske verdier fra resultatene og en oppsummering av hovedfunnene for hver studie.

## 6.2 Databasestudie av Schneider, Xu og Lehane (2008)

### 6.2.1 Introduksjon

Artikkel skrevet av forfattere fra University of Western Australia med totalt 77 peleforsøk i databasestudien. Målt kapasitet fra peleforsøkene er hverken tidsfiltrerte eller tidskorrigerede. Det vil si at forsøk er inkludert i databasen selv om det ikke foreligger tidsinformasjon om peleforsøket, og de målte kapasitetene er ikke justert for tidseffekter.

Bestemmelse av karakteristisk bæreevne  $Q_m$  fra belastningsforsøk ble gjort etter ISSMGEs metode (se kapittel 2.8.3), hvor bruddlast defineres som den last som gir  $0,1^*$  pelediameter vertikal deformasjon.

Det bør nevnes at forfatterne bak artikkelen var sentrale for utviklingen og publiseringen av UWA05-metoden (Lehane, Schneider og Xu, 2005).

### 6.2.2 Statistiske verdier

De statistiske verdiene som er presentert i denne studien er det geometriske gjennomsnittet  $\mu$  (forventningsverdi) av beregnet delt på målt kapasitet ( $Q_c/Q_m$ ), median og standardavviket for den naturlige logaritmen for  $Q_c/Q_m$  forholdene. De statistiske verdiene for alle 77 peleforsøkene er vist i Tabell 21.

Tabell 21 Statistiske verdier for total aksial kapasitet for alle 77 peleforsøk i databasen. (Schneider, Xu og Lehane, 2008)

ALLE FORSØK			
	$\mu$	Median	$\sigma_{\ln R}$
<b>API-00</b>	0.76	0.78	0.6
<b>FUGRO-05</b>	1.04	1.11	0.35
<b>ICP-05</b>	0.91	0.92	0.27
<b>NGI-05</b>	1.01	0.96	0.31
<b>UWA-05</b>	0.92	0.90	0.25

$\mu$  = forventningsverdi ( $Q_c/Q_m$ ),  $\sigma_{\ln R}$  = standardavviket for naturlige logaritmen for  $\mu$ .

### 6.2.3 Forfatternes hovedfunn

Databasestudien viser at variasjonen knyttet til forventningsverdi er lavere for CPT-metodene sammenlignet med API RP2A-metoden.

Databasen er for liten til å skille ut hvilke faktorer som gir størst påvirkning på predikert kapasitet. Mange flere peleforsøk må gjennomføres og fylles inn i databasen før en objektiv regresjonsanalyse kan utføres, og direkte bruk av statistiske verdier for dimensjonering må gjøres med forsiktighet. Til tross for disse begrensningene, har denne studien vist følgende:

API-00 metoden treffer dårligst av metodene ved beregning av bæreevne for aksial last, sammenlignet mot peleforsøkene i databasen.

UWA-05 metoden gjør det litt bedre enn NGI-05, Fugro-05 og ICP-05. Forfatterne av artikkelen mener at dette skyldes at metodeformuleringen er noe mer detaljert enn for de andre metodene, uten at dette blir begrunnet noe mer detaljert.

NGI-05 har en tendens til være noe relativt mindre konservativ og mindre presis (høyere variasjonskoeffisient) enn UWA-05 og ICP-05.

## 6.3 Databasestudie av Yang *et al.* (2015)

### 6.3.1 Introduksjon

Artikkelen skrevet av forfattere fra fellesprosjektet mellom Zhejiang University og Imperial College London med totalt 116 forsøk inkludert i databasestudien. Forfatterne har valgt å danne et utvalg av peleforsøk som er testet 10-100 dager etter installasjon. Peleforsøk uten informasjon om tid mellom installasjon og testing er antatt å ligge i dette intervallet. Av de 116 forsøkene er det 80 forsøk som havner i dette tidsfiltrerte utvalget. Det er ikke benyttet noen form for tidskorreksjonsfaktor for målt eller beregnet kapasitet.

I denne studien er også de forkortede versjonene av ICP og UWA-metodene sammenlignet mot peleforsøk. Det bør nevnes at en av artikkelforfatterne, Richard Jardine fra Imperial College var sentral i utviklingen av ICP05-metoden (Jardine *et al.*, 2005).

### 6.3.2 Statistiske verdier

Resultatene i denne studien er presentert med forventningsverdi  $\mu$  for forholdet  $Q_c/Q_m$  og variasjonskoeffisient  $CV$  for  $Q_c/Q_m$ .

Tabell 22 Statistiske verdier (Yang *et al.*, 2015)

	UTVALG 1		UTVALG 2		UTVALG 3	
	$\mu$	$CV$	$\mu$	$CV$	$\mu$	$CV$
<b>API-00</b>	0.85	0.53	0.88	0.55	0.84	0.66
<b>FUGRO-05</b>	1.16	0.55	1.20	0.47	0.91	0.41
<b>ICP-05</b>	0.92	0.33	0.94	0.30	0.86	0.30
<b>NGI-05</b>	1.13	0.47	1.23	0.48	0.95	0.53
<b>UWA-05</b>	1.01	0.35	1.05	0.35	0.87	0.27
<b>ICP SIMPL.</b>	0.67	0.41	0.68	0.35	0.54	0.39
<b>UWA OFFSH.</b>	0.85	0.42	0.89	0.45	0.66	0.33

$\mu$  = forventningsverdi ( $Q_c/Q_m$ ),  $CV = \sigma/\mu$

Utvalg 1: Statistiske verdier for total aksjell kapasitet for alle 116 forsøk i databasen.

Utvalg 2: Statistiske verdier for total aksjell kapasitet alle 80 tidsfiltrerte forsøk i databasen. Tid mellom ramming og testing i intervallet 10-100 dager. Ikke tidskorrigert.

Utvalg 3: Statistiske verdier for sidefriksjon for 44 tidsfiltrerte forsøk hvor sidefriksjon og spissmotstand kan separeres. Ikke tidskorrigert.

### 6.3.3 Forfatternes hovedfunn

API-RP2A metoden for rammede peler i sand gir mye større variasjonskoeffisient enn CPT-metodene.

UWA-05 og ICP-05 ser ut til å gi betydelig mindre spredning og skjevhet enn de andre CPT-metodene, og forfatterne konkluderer med at for peleforsøkene i databasen, så er dette de to beste beregningsmetodene.

Forfatterne anbefaler å benytte den fullstendige versjonen av ICP-metoden, og ikke den forkortede «offshore» versjonen, da denne viser seg å være over-konservativ.

Fra Tabell 22 ser man at det tidsfiltrerte utvalget gir tilnærmet ingen effekt på forventningsverdi eller variasjonskoeffisient, sammenlignet med ufiltrerte forsøk.

Forfatterne påpeker likevel at tidspåvirkningen av bæreevne for peler i sand er relativt stor, og må implementeres i all testing og fremtidige revisjoner av beregningsmetodene.

## 6.4 Databasestudie av Lehane *et al.* (2017)

### 6.4.1 Introduksjon

Et fellesprosjekt i regi av NGI, støttet av Statoil, DONG Energy, Lundin, ONGC, Petrobas og DNV GL, med motivasjonen om og blant annet utarbeide anbefalinger for beregningsmetodene som benyttes for pelers offshore, basert på resultater fra en peledatabase. Studien behandler beregningsmetoder for både pelers i sand og leire, og bak studien står det forfattere fra alle de fire institusjonene bak de CPT-baserte metodene: Fugro, NGI, UWA og Imperial College.

I denne studien er det valgt ut 71 peleforsøk i sand fra 29 forsøksfelter. Selv om dette i utgangspunktet er et offshore-finansiert prosjekt, så har 90% av pelene i sand-databasen mindre diameter enn 800mm.

Peleforsøk fra Larvik er fjernet i denne studien på grunn av det signifikante silt-innholdet i sanden.

Databasestudien har kun tatt med førstegangstester for hver testpel. Unntak er gjort for pelers som er rammet minst fem ganger diameter etter forrige belastningsforsøk og for testpelers som endrer belastningsretning (fra strekk til trykk eller motsatt).

Databasen er både tidsfiltrert og tidskorrigert. Databasestudien har ekskludert forsøk som er testet mindre enn 12 timer og mer enn 180 dager etter installasjon. Forfatterne har også anvendt tidskorrekasjonsfaktor  $F_{time}$ , og presentert resultater både med og uten tidskorrekasjon. Tidskorrekasjonsfaktor  $F_{time}$  er den samme som er benyttet i kapittel 5.4.

For å imøtekomme mulige skjevheter på grunn av korrelasjoner mellom peleforsøk fra samme anlegg er det benyttet en vektingsfaktor slik at påvirkningen fra hvert forsøksfelt begrenses. Det vil si at for forsøksfelt med mange peleforsøk så vil hvert enkelt av disse forsøkene bli vektet lavere enn enkeltforsøk fra felt med færre forsøk. Denne vektingsfaktoren er kombinert med en vektingsfaktor for kvalitet. Fire eksperter rangerte kvaliteten på feltundersøkelsene for området og kvaliteten på belastningsforsøkene. Dette er den eneste subjektive vurderingen som er gjort i disse tre artiklene.

## 6.4.2 Statistiske verdier

Resultatene i denne studien er også presentert med forventningsverdi  $\mu$  for forholdet  $Q_c/Q_m$  og variasjonskoeffisient CV for  $Q_c/Q_m$ . Med total aksial kapasitet menes bæreevnebidraget fra både spissmotstand og sidefriksjon.

Tabell 23 Statistiske verdier (Lehane *et al.*, 2017).

	UTVALG 1		UTVALG 2		UTVALG 3		UTVALG 4	
	$\mu$	CV	$\mu$	CV	$\mu$	CV	$\mu$	CV
<b>API-00</b>	0.78	0.51	0.82	0.56	0.89	0.43	0.94	0.38
<b>FUGRO-05</b>	1.15	0.35	1.18	0.42	1.25	0.37	1.13	0.30
<b>ICP-05</b>	1.03	0.30	1.03	0.33	1.11	0.33	0.99	0.25
<b>NGI-05</b>	1.15	0.41	1.18	0.51	1.31	0.47	1.09	0.24
<b>UWA-05</b>	1.01	0.29	1.01	0.29	1.07	0.30	0.92	0.20
<b>ICP SIMPL.</b>	0.91	0.31	0.90	0.35	0.98	0.34	0.89	0.26
<b>UWA OFFSH.</b>	0.85	0.31	0.85	0.34	0.90	0.35	0.79	0.23

$\mu$  = forventningsverdi ( $Q_c/Q_m$ ), CV =  $\sigma/\mu$

Utvalg 1: Statistiske verdier for total aksial kapasitet for alle 71 forsøk i databasen, vektet, ikke tidsskorrigert.

Utvalg 2: Statistiske verdier for total aksial kapasitet for alle 71 forsøk i databasen, ikke vektet, ikke tidsskorrigert.

Utvalg 3: Statistiske verdier for total aksial kapasitet for 41 tidsskorrigerte forsøk i databasen, vektet.

Utvalg 4: Statistiske verdier for total aksial kapasitet for 22 peler med diameter  $\geq 600$  mm. Ikke tidsskorrigert.

## 6.4.3 Forfatterens hovedfunn

Alle CPT-baserte metoder gir lavere spredning i  $Q_c/Q_m$ -verdier og bedre prediksjon av gjennomsnittlig bæreevne enn API-00 (API-RP2A) metoden.

Forfatterne oppsummerer med at de forkortede versjonene av ICP- og UWA-metodene (*Simplified* og *Offshore*) gir lavere forventningsverdi enn de fullstendige versjonene, og dermed mer konservative kapasiteter. Fra Tabell 23 ser man at de forkortede versjonene vil i gjennomsnitt estimere 10-14% lavere kapasitet for aksial last enn de fullstendige metodene. Spredningen er omtrent den samme for fullstendige og forkortede versjoner.

UWA-05 og ICP-05 gir lavest variasjonskoeffisient for verdiene av  $Q_c/Q_m$ , og forventningsverdien for disse metodene ligger nærmest 1. Spredningen er marginalt større etter tidsskorreksjon av sidefriksjon.

Inkludering av kvalitetsindeks-vekting ga i gjennomsnitt omtrent 10% lavere variasjonskoeffisient enn ved beregning uten, ved sammenligning av variasjonskoeffisienter for utvalg 1 og 2 i Tabell 23. For ICP05-metoden utgjorde vektingen ingen forskjell på variasjonskoeffisienten, men for NGI05 og Fugro05 ble variasjonskoeffisienten omtrent 20% lavere etter vekting. Vektingen viste seg å gi liten til ingen effekt på forventningsverdiene.

Systematisk skjevhet ble undersøkt for hver beregningsmetode ved å undersøke eventuelle tendenser for  $Q_c/Q_m$  (uten tidskorreksjon) mot ulike pelekonfigurasjoner og lagringstettheter for sandmaterialet. Det ble funnet at ingen av CPT-metodene viser klare bevis for skjevhet mot parameterne Pelediameter, pelelengde, slankhetsforholdet  $L/D$ , relativ lagringstetthet og tid.

API-metoden viste imidlertid en klar tendens for at  $Q_c/Q_m$ -forholdet synker med økende lagringstetthet og økende  $L/D$ -ratio. Det er følgelig en konsekvens at API-metoden underestimerer bæreevne for peler i fast lagret sand, og kan i noen tilfeller overestimere kapasiteten for peler i løst lagret sand.

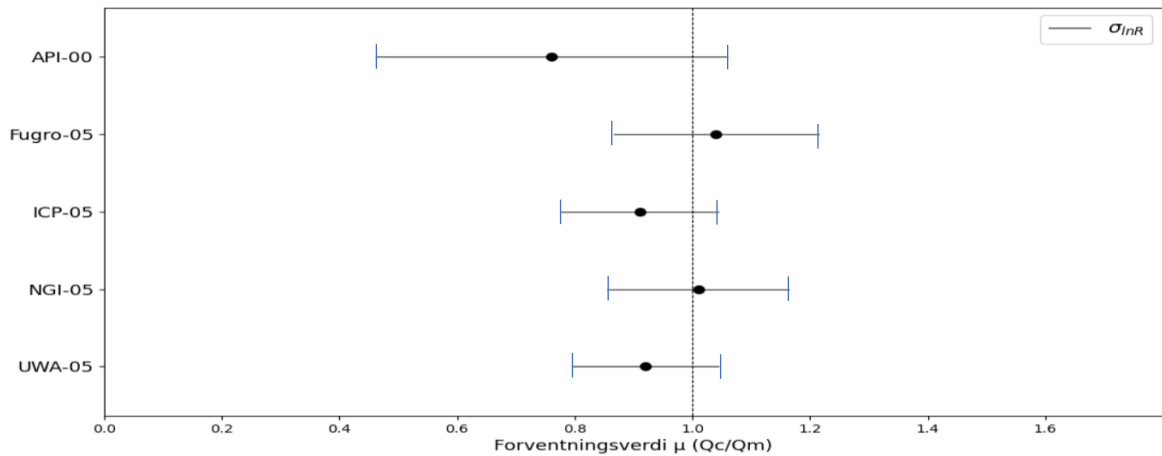
Analysen av PV91-metoden i kapittel 5, viser også at  $Q_c/Q_m$ -forholdet synker med økende lagringstetthet for PV91-metoden, og beregnet kapasitet kan i noen tilfeller overestimere kapasiteten for peler i løst lagret sand. For peler i fastere lagret sand gir PV91-metoden lavere  $Q_c/Q_m$ -forhold og vil i mange tilfeller grovt underestimere kapasitet fra sidefriksjon.

NGI05-metoden gir høyest forventningsverdi og variasjonskoeffisient av CPT-metodene i de utvalgene som er presentert i Tabell 23. Med geometrisk gjennomsnitt (forventningsverdi) i intervallet 1,09 – 1,31, vil NGI05-metoden i gjennomsnitt overestimere vertikal bæreevne for peler i sand.

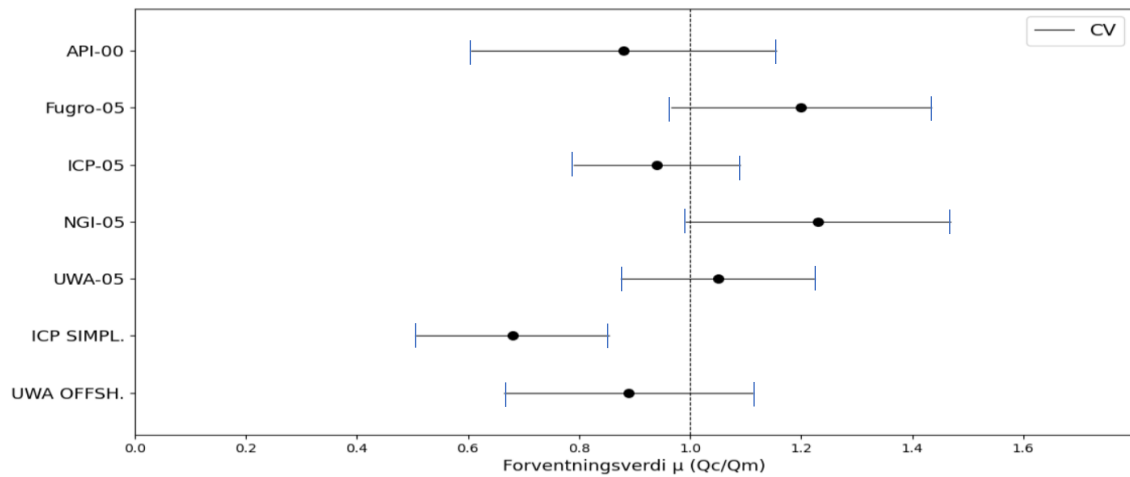
## 6.5 Evaluering av statistiske verdier og hovedfunnene fra databasestudiene



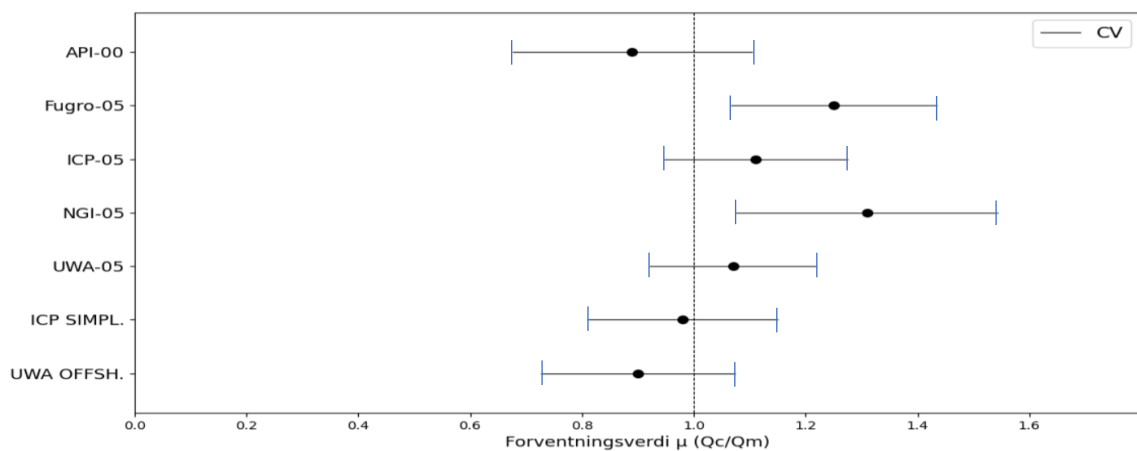
### 6.5.1 Grafisk fremstilling av utvalgte statistiske verdier



Figur 57 Forventningsverdi  $\mu$  og standardavvik  $\sigma_{InR}$  for total kapasitet for alle 77 peleforsøkene i databasestudien fra Schneider, Xu og Lehane (2008). Forsøkene er ikke tidskorrigerede.



Figur 58 Forventningsverdi  $\mu$  og variasjonskoeffisient CV for utvalg 2 i Tabell 22: Total kapasitet alle 80 peleforsøk med tidsinformasjon i databasestudien fra Yang *et al.* (2015) Forsøkene er ikke tidskorrigerede.



Figur 59 Forventningsverdi  $\mu$  og variasjonskoeffisient CV for utvalg 3 i Tabell 23: Total kapasitet for 41 tidskorrigerede og vektete forsøk i databasestudien fra Lehane *et al.* (2017).

## 6.5.2 Evaluering og diskusjon

I kapittel 6.5.1 er ett utvalg fra hver av databasestudiene presentert grafisk.

Forventningsverdi  $\mu$  for utvalgene presentert i Figur 58 og 59 kan direkte sammenlignes, ettersom de presenterer utvalg som ikke er tidskorrigert. Figur 59 skiller seg fra de Figur 58 og 59 ettersom figuren viser resultatene for et tidskorrigert utvalg.

Generelt så gir de CPT-baserte metodene signifikant bedre prediksjon av statistisk bæreevne enn API-RP2A-metoden (API-00 i Figur 57-59). Forventningsverdien for kapasitetene fra API-metoden er lavere enn for CPT-metodene, men usikkerheten er stort sett høyere for API-metoden. Man kan trekke paralleller mellom API-metoden og PV91-metoden, ettersom forventningsverdiene regnet i kapittel 5 for PV91-metoden ligger i samme område som for API-metoden. Spredningen er også av samme størrelsesorden som observert for PV91-metoden i kapittel 5.

API-00 (API-RP2A) underestimerer total aksial kapasitet uten tidskorrigerings (Fig 57, 58), og med tidskorrigerings (Figur 59). Man kan se fra Figur 59 at variasjonskoeffisient CV er lavere etter tidskorreksjons, sammenlignet med Figur 58, og det samme kan sees i Tabell 23.

Metodene fra NGI og Fugro presterer jevnt over noe dårligere enn ICP- og UWA-metodene (Figur 58 og 59), og forventningsverdien for  $Q_c/Q_m$  for flere av utvalgene ligger over 1,0. Ett overraskende funn er at resultatene i Figur 57 for NGI05 og Fugro05 er såpass forskjellige fra resultatene i Figur 58. Dette er begge utvalg med omtrent like mange forsøk og uten tidskorreksjon. For utvalget fra Schneider, Xu og Lehane (2008) i Figur 57 kan man se at NGI05-metoden i snitt predikerer svært presis aksial kapasitet sammenlignet med peleforsøk, med forventningsverdi  $\mu=1,01$  og Standardavvik  $\sigma_{lnR}=0,31$ . Man kan derfor argumentere for at NGI05-metoden er svært god ved å referere til databasestudien fra Schneider, Xu og Lehane (2008). Ser man på utvalgene i de to andre databasestudiene, så ser man at spredningen i resultatene er større og forventningsverdien ligger et stykke over 1,0 for NGI05- og Fugro05-metodene for samtlige utvalg presentert i Tabell 22 og Tabell 23. Kombinasjonen av forventningsverdi over 1,0 i tillegg til større variasjonskoeffisient, betyr at de to metodene kan i flere tilfeller overestimere kapasitet.

Av de CPT-baserte metodene er det ICP05 og UWA05 metoden som kommer best ut. Resultatene presentert i dette kapitlet viser nøyaktig prediksjon av kapasitet sammenlignet med forsøkene i databasestudiene. De to metodene har også de laveste spredningene for alle utvalgene som er presentert i dette kapitlet. Fra Figur 59 kan man se at de to metodene i snitt vil overestimere kapasitet etter tidskorreksjon, ettersom forventningsverdi  $\mu$  er omtrent 1,1 for begge metodene. ICP-simplified og

UWA-Offshore synes å være konservative før tidskorreksjon (Figur 58), og ICP-Simplified ser ut til å være den mest presise metoden for tidskorrigerede forsøk i databasestudien fra Lehane *et al.* (2017) (Figur 59).

Det er viktig å huske at hverken NGI05 eller noen av de andre metodene tar høyde for tidseffekter, og slik NGI05-metoden har prestert i denne studien er det grunn til å være forsiktig med å øke kapasiteten ved tidskorreksjon. Resultatene for NGI-metoden i Figur 58 og Figur 59 illustrerer hvordan NGI05-metoden i snitt overestimerer kapasiteten sammenlignet med peleforsøk. For de tidskorrigerede verdiene som er vist i Figur 59 ser man tydelig utfordringer med å påføre kapasitetsøkning for beregnede verdier med NGI05-metoden, Fugro05-metoden og til en viss grad ICP05-metoden.

Det som i hovedsak skiller bruken av NGI05-metoden fra UWA05- og ICP05-metodene er at de sistnevnte metodene krever input-parameteren  $\delta_f$  (interface shear angle). Dette er en parameter som kan bestemmes fra laboratorieundersøkelsen *ring shear test*. Det er likevel et fåtall av peleforsøkene i studiene hvor denne parameteren er bestemt fra laboratorieundersøkelser, og for de fleste forsøksfeltene benyttes en funksjon av gjennomsnittlig partikkeldiameter ( $D_{50}$ ) fra kornfordelingsanalyse. Hvis det ikke foreligger noe informasjon som kan bidra til å regne  $\delta_f$  så benyttes standardverdi  $\delta_f=29^\circ$ . Hvor følsom beregnet kapasitet er for parameteren  $\delta_f$  er ikke undersøkt i denne oppgaven.

# 7 Oppsummering og konklusjon

## 7.1 Evaluering av PV91-metoden

PV91-metoden er et nyttig verktøy ved dimensjonering av friksjonspeler i sand hvis man ikke har tilgang på resultater fra trykksondering. Metoden er en variant av flere effektivspenningsmetoder fra 1970- og 1980-tallet, og bygger på samme prinsipper som Janbus  $S_v$ -metode og API RP2A-metoden. Det er mest sannsynlig medlemmer av Pelekomiteen fra 1986 som har tegnet diagram for sidefriksjonsfaktor basert på en sammenstilling av  $\beta$ -verdier fra flere internasjonale beregningsmetoder som var tilgjengelige på denne tiden. Det som er litt overraskende er at sammenstillingen av  $\beta$ -verdier er gjort hovedsakelig fra empiriske data for peler i leire, som er analysert på effektivspenningsbasis.

Etter en evaluering av metodens prediksjon av bæreevne fra sidefriksjon mot en database av peleforsøk, er følgende å anbefale:

- PV91-metoden er veldig konservativ for fast- og veldig fast lagret sand. Peleforsøk har vist flere hundre prosent større målt kapasitet for sidefriksjon enn beregnet ved bruk av PV91-metoden.
- PV91-metodens beregning av sidefriksjon er ikke nødvendigvis konservativ for peler i løst lagret sand, eller for peler som står i sandmateriale med siltinnhold. For slike tilfeller bør man være forsiktig med å skalere opp beregnet bæreevne med tidseffekter.
- Pelekomiteen bør vurdere å endre referansen for beregningsmetoden fra Peleveiledningen 1991 til Peleveiledningen 1987, ettersom den dukket opp allerede i Peleveiledningen 1987.
- Det er ikke grunnlag for å bruke diagrammet som er presentert i Håndbok V220 for strekkbelastning (Figur 10). For overslagsberegninger for permanent strekkbelastede peler kan PV91-metoden benyttes for beregning av sidefriksjon med anbefalte  $\beta$ -verdier som vist i Peleveiledningen 2019, selv om Peleveiledningen anbefaler metoden kun for trykkbelastede peler.
- PV91-metoden kan fungere godt som en overslagsberegningemetode i tidligfase av peleprosjektering. For eksempel kan trykksonderingsdybder planlegges etter beregnet pelelengde fra PV91-metoden.

## 7.2 Evaluering av CPT-metoder

ICP05 og UWA05 er de to metodene hvor forventningsverdien ligger nærmest 1.0 for de aller fleste utvalg i de tre databasestudiene som er gjennomgått i denne oppgaven (Schneider, Xu og Lehane, 2008; Yang *et al.*, 2015; Lehane *et al.*, 2017). De to metodene gir også de laveste variasjonskoeffisientene i resultatene i databasestudiene.

De fire CPT-metodene fra NGI, Imperial College, Fugro og UWA predikerer aksiell kapasitet bedre og med mindre spredning enn API-RP2A metoden. API-RP2A metoden kan sammenlignes med PV91-metoden, og ved sammenligning av databasestudien i denne oppgaven og de tidligere databasestudiene så ligger forventningsverdi og variasjonskoeffisienter i samme størrelsesorden for API-RP2A og PV91-metoden.

NGI-05 metoden viser i flere tilfeller å overestimere kapasiteten fra sidefriksjon og total kapasitet sammenlignet med peleforsøk i databasestudiene, og i stor grad for beregnede kapasiteter som er skalert opp ved bruk av tidskorreksjonsfaktor. Selv om det er klare indikasjoner på at bæreevnen for friksjonspeler i sand øker vesentlig med tid (Karlsrud *et al.*, 2014a), er det knyttet utfordringer til økning av friksjonskapasitet for tidseffekter for kapasiteter beregnet med de CPT-baserte metodene. Resultater fra studien til Lehane *et al.* (2017) viser at dette i stor grad gjelder for metodene NGI05, Fugro05 og til en viss grad ICP05. Tid mellom installasjon og testing ble ikke implementert ved utvikling av de CPT-baserte metodene, og som følge av dette kan beregnet karakteristisk bæreevne for sidefriksjon i noen tilfeller tilsvare korttidskapasiteten, mens i andre tilfeller kan det tilsvare langtidskapasiteten. På bakgrunn av dette bør det derfor utvises forsiktighet ved å benytte Peleveiledningens prosedyre for oppgradering av bæreevne for tidseffekter (kapittel 2.7.1) på karakteristisk bæreevne fra NGI05-metoden.

## 7.3 Videre arbeid

Evaluering av PV91-metodens prediksjon av sidefriksjonsspenninger sammenlignet med peleforsøk for peler i sand har resultert i en del anbefalinger for bruken av denne metoden, basert på det som ble presentert i kapittel 5. Forslag til videre arbeid for PV91-metoden kan være:

- Databasestudien kan utvides for å evaluere PV91-metodens prediksjon av spissmotstand.
- Vurdere en revisjon av metoden, med nye anbefalinger for sidefriksjon, basert på resultatene presentert i denne databasestudien.
- Sammenligne flere  $\beta$ -metoder.

CPT-metodene som er presentert i denne oppgaven har vist at de kan estimere kapasitet for aksial belastning med større nøyaktighet enn de enklere metodene basert på jordtrykksbetraktninger (API og PV91). Likevel bør de internasjonale databasene stadig oppdateres med nye peleforsøk slik som det anbefales i Yang *et al.* (2015). På denne måten kan metodene evalueres og kalibreres ettersom nye resultater inkluderes. Helt konkret kan følgende vurderes som videre arbeid:

- Databasestudie for evaluering av NGI05-metoden mot peleforsøk, og betydning av tidsfaktor for kapasiteter beregnet med NGI05-metoden.
- NGI99-databasen kan oppdateres med forsøk etter 2005, og vurderes kalibrert på nytt med implementering av tid mellom installasjon og testing.
- Sammenligne metodene ICP, UWA og NGI for peleforsøk i Norge. Dette kan inkludere å undersøke hvor følsomme metodene er for standardverdier av parametere som normalt ikke undersøkes med felt- og laboratorieundersøkelser i Norge.
- Grundigere evaluering av tidligere databasestudier.

## 8 Referanser

- Anusic, I. *et al.* (2019) Evaluation of installation effects on set-up of field displacement piles in sand, *Canadian Geotechnical Journal*, 56(4), s. 461-472.
- API (2014) ANSI/API recommended practice 2GEO, i. API Washington, DC, USA.
- Axelsson, G. (2000) *Long-term set-up of driven piles in sand*, Institutionen för anläggning och miljö.
- BaneNor (2019) *Minnevika Bru*. Tilgjengelig fra: <https://www.banenor.no/Prosjekter/prosjekter/venjar-langset/innhold/2019/minnevika-jernbanebru> (Hentet: 06.04 2020).
- Bullock, P. J. *et al.* (2005) Side shear setup. I: Test piles driven in Florida, *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 131(3), s. 292-300.
- Burland, J. (1973) Shaft friction of piles in clay--a simple fundamental approach, *Publication of: Ground Engineering/UK/*, 6(3).
- Chow, F. (1997) Investigations into displacement pile behaviour for offshore foundations, *Ph. D Thesis, Univ. of London (Imperial College)*.
- Chow, F. *et al.* (1998) Effects of time on capacity of pipe piles in dense marine sand, *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 124(3), s. 254-264.
- Clausen, C. og Aas, P. (2001) *Bearing Capacity of Driven Piles, Piles in Sand*. (Internal report): NGI.
- Clausen, C., Aas, P. og Karlsrud, K. (2005) Bearing capacity of driven piles in sand, the NGI approach, i *Proceedings of Proceedings of International Symposium. on Frontiers in Offshore Geotechnics, Perth*. s. 574-580.
- Eide, O. (1987) *Pelefundamentering: Åpning - dagens situasjon - Utfordring og muligheter*. Upublisert paper presentert på Kursdagene ved NTH NTH Trondheim.
- Emdal, A. *et al.* (2013) *Geoteknikk : beregningsmetoder : kompendium for bruk i emne TBA4105* Trondheim: Norwegian University of Science and Technology, Geotechnical Division.
- Eurokode 7* (2008). Standard Norge Standard online.
- Flaate, K. og Selnes, P. (1977) *Side friction of piles in clay*. Upublisert paper presentert på International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering 9. Tokyo.
- Focht, J. A. og Vijayvergiya, V. (1972) A new way to predict capacity of piles in clay, i *Offshore Technology Conference*. Offshore Technology Conference.

- Fugro Engineers, B. (2004) Axial pile capacity design method for offshore driven piles in sand, *P-1003*, (3).
- Jamiolkowski, M., Lo Presti, D. og Manassero, M. (2003) Evaluation of relative density and shear strength of sands from CPT and DMT *Soil behavior and soft ground construction*. s. 201-238.
- Janbu, N. (1976) *Static bearing capacity of friction piles*. Konferansepapir fra European Conference on SMFE i Wien 1976 av Nilmar Janbu. Artikkel med samme navn og forfatter, er å finne i Bulletin 9 fra Geoteknisk avdeling ved NTH datert 1976. utg. Trondheim.
- Janbu, N. (1980) Simple pile foundation analysis, *Bulletin*
- Janbu, N. (1981) *Pelers bæreevne - Vertikalbellastede friksjonspeler*. Upublisert paper presentert på Pelekurs. Fagernes Hotell.
- Jardine, R. et al. (2005) *ICP design methods for driven piles in sands and clays*. Thomas Telford London.
- Jeanjean, P. et al. (2010) The new API Recommended Practice for Geotechnical Engineering: RP 2GEO *Frontiers in Offshore Geotechnics II*. CRC Press, s. 921-926.
- Karlsrud et al. (2014b) *Time effects on pile capacity - Summary and evaluation of pile test results*. (20061251-00-279-R): NGI.
- Karlsrud, K. et al. (2014a) Significant ageing effects for axially loaded piles in sand and clay verified by new field load tests, i *Offshore Technology Conference*. Offshore Technology Conference.
- Kulhawy, F. H. og Mayne, P. W. (1990) *Manual on estimating soil properties for foundation design*. Electric Power Research Inst., Palo Alto, CA (USA); Cornell Univ., Ithaca ....
- Lehane, B., Schneider, J. og Xu, X. (2005) The UWA-05 method for prediction of axial capacity of driven piles in sand, *Frontiers in offshore geotechnics: ISFOG*, s. 683-689.
- Lehane, B. et al. (2017) Characteristics of unified databases for driven piles, i *Proceedings of 8th International Conference on Offshore Site Investigations and Geotechnics, SUT London*. s. 162-194.
- Lehane, B. M. et al. (1993) Mechanisms of shaft friction in sand from instrumented pile tests, *Journal of Geotechnical Engineering*, 119(1), s. 19-35.
- Meyerhof, G. G. (1976) Bearing capacity and settlements of pile foundations, *American Society of Civil Engineers. Proceedings*, 102, s. 195-228.
- Mijena, E. H. (2012) *A comparison of friction piles bearing capacity based on theoretical and empirical mathematical models*, Institutt for bygg, anlegg og transport.
- NGF (1981) *Peleveiledningen 1981*. Den Norske Pelekomite.
- NGF (1986) *Peleveiledningen 1986, midlertidig utgave*. Den Norske Pelekomite.
- NGF (1991) *Peleveiledningen 1991*. Den Norske Pelekomite.



- NGF (2019) *Peleveiledningen 2019*. Oslo: Den Norske Pelekomite.
- NS-EN ISO 19902:2007 (2007) *Petroleums- og naturgassindustri - Faste offshorekonstruksjoner av stål*.
- Randolph, M. F., Dolwin, R. og Beck, R. (1994) Design of driven piles in sand, *Géotechnique*, 44(3), s. 427-448. doi: 10.1680/geot.1994.44.3.427.
- Robertson, P. og Campanella, R. (1988) Guidelines for geotechnical design using CPT and CPTU, *University of British Columbia, Vancouver, Department of Civil Engineering, Soil Mechanics Series*, 120.
- Schmertmann, J. (1978) Guidelines for cone test, performance, and design, *US Federal Highway Administration, Report FHWA-TS-78209*.
- Schmoor, K. A. *et al.* (2018) Reliability of design approaches for axially loaded offshore piles and its consequences with respect to the North Sea, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 10(6), s. 1112-1121.
- Schneider, J. A., Xu, X. og Lehane, B. M. (2008) Database assessment of CPT-based design methods for axial capacity of driven piles in siliceous sands, *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 134(9), s. 1227-1244.
- Simonsen, A. S. (2020) Telefonsamtale 11.3.2020.
- Skov, R. og Denver, H. (1988) Time-dependence of bearing capacity of piles, i *Proc. Third International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles. Ottawa*. s. 25-27.
- Svanø, G. (2020) Mail: Peler og beta metoden, i Emdal, A. (red.).
- Tistel, J. *et al.* (2008) Comparison between static and dynamic pile capacity. A case study from Norway, i *8th International Conference on the application of Stress-wave Theory to Piles, Lisbon, Portugal*. s. 619-624.
- Vegdirektoratet (2014) *Geoteknikk i vegbygging: veiledning [Håndbok V220]: Statens vegvesen*.
- White, D. og Lehane, B. (2004) Friction fatigue on displacement piles in sand, *Géotechnique*, 54(10), s. 645-658.
- Williams, R., Chow, F. og Jardine, R. (1997) Unexpected behaviour of large diameter tubular steel piles, i *Proc., Int. Conf. on Foundation Failures*. s. 363-378.
- Yang, Z. *et al.* (2015) *A comprehensive database of tests on axially loaded piles driven in sand*. Academic Press.

# Tillegg A

## Akronymer

<b>API</b>	American Petroleum Institute
<b>CPT</b>	Cone Penetration Test, Trykksondering
<b>IBM</b>	Institutt for bygg- og miljøteknikk ved NTNU
<b>ICP</b>	Imperial College Pile
<b>ISSMGE</b>	International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering
<b>NGF</b>	Norges Geotekniske Forening
<b>NGI</b>	Norges Geotekniske Institutt
<b>NTNU</b>	Norges Tekniske- og Naturvitenskapelige Universitet
<b>PV91</b>	Peleveiledningen 1991
<b>SPT</b>	Standard Penetration Test
<b>UWA</b>	University of Western Australia
<b>ZJU</b>	Zhejiang University

# Tillegg B

## Database

<b>Primærkilde</b>	Artikkel hvor peleforsøk er for første gang presentert.
<b>Sekundærkilde</b>	Artikkel som er brukt som kilde for denne studien.
<b>PeI ID</b>	Identifikasjon for prøvepel.
<b>Materiale/geometri</b>	Betong eller stål, åpen eller lukket pelespiss.
<b>L/D</b>	Slankhet : Lengde/Diameter
<b>Belastning</b>	Strekk- eller trykkbelastning.
<b>GWL</b>	Grunnvannsnivå
<b>Dr<sub>snitt</sub></b>	Gjennomsnittlig relativ densitet
<b>Løs/fast?</b>	Beskrivelse av lagringsgrad etter definisjon fra API-RP2A metoden. Beskrevet i kapittel 2.5.6.
<b>Q<sub>S</sub>målt</b>	Målt bruddlast, sidefriksjon. For strekkforsøk: total bruddlast, og for trykkforsøk er det bruddlast for sidefriksjonsbidraget.
<b><math>\sigma'_{mid}</math></b>	Gjennomsnittlig vertikal effektivspenning. Avhengig av grunnvannsnivå og tyngdetetthet.
<b><math>\beta_{CPV91}</math></b>	Sidefriksjonsfaktor valgt etter PV91-metoden, avhengig av penetrasjonsdybde og lagringsgrad.
<b><math>\beta_{m\ddot{a}lt}</math></b>	Sidefriksjonsfaktor for målt bruddlast = $Q_{S\ddot{a}lt}/\sigma'_{mid}$
<b>F<sub>time</sub></b>	Tidskorreksjonsfaktor regnet etter definisjon som presentert i kapittel 5.4.2 etter Lehane et al., 2017.

## Fargekoder

Informasjon hentet direkte fra sekundærkilde	
Beregnete og tolkede verdier	

Hvor  $Dr_{\text{snitt}}$  er tolket for alle peleforsøkene som er hentet fra Yang et al., 2015. Det er benyttet oppgitt  $q_c$ -diagrammer som følger med databasen til (Yang et al., 2015), og NGI sin omregningsmetode fra  $q_c$  til  $Dr$  (se kapittel 2.4).

Databasen består av peleforsøk fra tre kilder, oppsummert i tabell:

Database	Kilde	Antall		CPT/SPT
		strekkforsøk	trykkforsøk	
ZJU-ICL	(Yang <i>et al.</i> , 2015)	37*	20	CPT
NGI-99	(Clausen og Aas, 2001)	23	0	SPT og CPT
Leibniz University	(Schmoor <i>et al.</i> , 2018)	6	0	CPT
Sum		66	20	

\* Hvorav 13 av forsøkene også er oppgitt i NGI99-databasen

Totalt 86 forsøk.

Forsøksfelt	<b>Akasaka, Tokyo</b>	<b>Anvers</b>	<b>Arkansas</b>	<b>Arkansas</b>
Primærkilde	BCP- committee (1971)	DeBeer & Wallays (1969)	Mansur & Hunter (1970)	Mansur & Hunter (1970)
Sekundærkilde	Yang et al., 2015	Chow-1996	Clausen & Aas, 2001	Clausen & Aas, 2001
Pel ID	6C	G/T	P3-t	P10-t
Materiale/geometri	Lukket stålrørspel	Åpen stålrørspel	Lukket stålrørspel	Lukket stålrørspel
Belastning	Trykk	Strekk	Strekk	Strekk
Tid (Dager)	ND	ND	ND	ND
GWL	9	0	0	0
Lengde L	11	8,3	16,2	16,2
Diameter D [m]	0,2	0,318	0,542	0,477
Omkrets [m]	0,628	0,999	1,674	1,496
L/D	55	26,10	29,89	33,96
$Dr_{snitt}$	1	0,67	0,81	0,81
$Q_{smålt}$	330	883	1086	1041
Løs/fast?	Veldig fast	Fast	Veldig fast	Veldig fast
$\sigma'_{mid}$	104,5	37,35	72,9	72,9
$\beta_{CPV91}$	0,35	0,35	0,32	0,32
$\beta_{målt}$	0,46	2,85	0,55	0,59
$\beta_{CPV91}/\beta_{Cmålt}$	0,77	0,12	0,58	0,54
$F_{time}$	Ikke relevant	Ikke relevant	Ikke relevant	Ikke relevant
$(F_{time}*\beta_{CPV91})/\beta_{Cmålt}$	Ikke relevant	Ikke relevant	Ikke relevant	Ikke relevant

Forsøksfelt	<b>Arkansas</b>	<b>Arkansas</b>	<b>Arkansas</b>	<b>Baghdad University</b>
Primærkilde	Mansur & Hunter (1970)	Mansur & Hunter (1970)	Mansur & Hunter (1970)	Altaee et al. (1992)
Sekundærkilde	Clausen & Aas, 2001	Clausen & Aas, 2001	Clausen & Aas, 2001	Yang et al., 2015
Pel ID	P2-t	P1t	P4-t	P1-C
Materiale/geometri	Lukket stålrørspel	Lukket stålrørspel	Lukket betongpel	Kvadratisk betongpel
Belastning	Strekk	Strekk	Strekk	Trykk
Tid (Dager)	ND	ND	ND	88
GWL	0	0	0	6,4
Lengde L	16,2	16,2	12,3	11
Diameter D [m]	0,477	0,361	0,488	0,253
Omkrets [m]	1,4985	1,1184	1,5331	1,012
L/D	33,96	44,88	25,21	43,48
$D_{r_{snitt}}$	0,81	0,81	0,81	0,42
$Q_{smålt}$	1068	846	872	580
Løs/fast?	Veldig fast	Veldig fast	Veldig fast	Medium fast
$\sigma'_{mid}$	72,9	72,9	55,35	104,5
$\beta_{CPV91}$	0,32	0,32	0,32	0,24
$\beta_{målt}$	0,60	0,64	0,84	0,50
$\beta_{CPV91}/\beta_{Cmålt}$	0,53	0,50	0,38	0,48
$F_{time}$	Ikke relevant	Ikke relevant	Ikke relevant	1,75
$(F_{time} * \beta_{CPV91}) / \beta_{Cmålt}$	Ikke relevant	Ikke relevant	Ikke relevant	0,84

Forsøksfelt	<b>Baghdad Universit y</b>	<b>Blount Island</b>	<b>Cromarty Firth B</b>	<b>Cromarty Firth C</b>
Primærkilde	Altaee et al. (1992)	Nottingham(1975)	GCG(1988), Tomlinson(1994)	GCG(1988), Tomlinson(1994)
Sekundærkilde	Yang et al., 2015	Clausen & Aas, 2001	Chow-1996	Chow-1996
Pel ID	P2-C	1	2	3
Materiale/geometri	Kvadratisk betongpel	Åpen stålrørspel	Åpen stålrørspel	Åpen stålrørspel
Belastning	Trykk	Strekk	Strekk	Strekk
Tid (Dager)	42	ND	ND	ND
GWL	6,5	0	0	0
Lengde L	15	22,6	19,4	28,1
Diameter D [m]	0,253	0,273	0,61	0,762
Omkrets [m]	1,01	0,86	1,92	2,39
L/D	59,29	82,78	31,80	36,88
$D_{r_{snitt}}$	0,42	0,6	0,7	0,6
$Q_{S_{målt}}$	1251	721	1220	1800
Løs/fast?	Løs	Med fast	Fast	Med fast
$\sigma'_{mid}$	142,5	101,7	87,3	126,45
$\beta_{CPV91}$	0,22	0,25	0,3	0,22
$\beta_{målt}$	0,58	0,37	0,38	0,21
$\beta_{CPV91}/\beta_{C_{målt}}$	0,38	0,68	0,80	1,04
$F_{time}$	1,37	Ikke relevant	Ikke relevant	Ikke relevant
$(F_{time} * \beta_{CPV91}) / \beta_{C_{målt}}$	0,52	Ikke relevant	Ikke relevant	Ikke relevant
It				

Forsøksfelt	<b>Drammen</b>	<b>Drammen</b>	<b>Dunkirk</b> <b>Clarom B</b>	<b>Dunkirk ICP</b> <b>A</b>
Primærkilde	Gregersen et al.(1973)	Gregersen et al.(1973)	Brucy et al(1991)	Chow-1996
Sekundærkilde	Yang et al., 2015	Yang et al., 2015	Chow-1996	Chow-1996
Pel ID	D/A	A	LS	DK3-L1T
Materiale/geometri	Lukket betongpel	Lukket betongpel	Åpen stålrørspel	Lukket stålrørspel
Belastning	Trykk	Trykk	Strekk	Strekk
Tid (Dager)	ND	ND	188	0,6
GWL	1,7	1,7	0	0
Lengde L	16	8	22	7,4
Diameter D [m]	0,28	0,28	0,324	0,102
Omkrets [m]	0,8796	0,8796	1,0178	0,3204
L/D	57,14	28,57	67,90	72,55
Dr <sub>snitt</sub>	0,3	0,3	0,8	0,8
Q <sub>Smålt</sub>	380	280	1730	186
Løs/fast?	Løst	Løst	Veldig fast	Veldig fast
$\sigma'_{mid}$	152	76	99	33,3
$\beta_{CPV91}$	0,21	0,25	0,29	0,35
$\beta_{målt}$	0,18	0,52	0,78	2,36
$\beta_{CPV91}/\beta_{Cmålt}$	1,18	0,48	0,37	0,15
F <sub>time</sub>	Ikke relevant	Ikke relevant	2,09	0,72
$(F_{time} * \beta_{CPV91}) / \beta_{Cmålt2}$	Ikke relevant	Ikke relevant	0,78	0,11



Forsøksfelt	<b>Euripides Loc.1</b>	<b>Euripides Loc.1</b>	<b>Euripides Loc.2</b>	<b>Euripides Loc.2</b>
Primærkilde	Kolk et al., 2005	Kolk et al.(2005)	Kolk et al.(2005)	Kolk et al.(2005)
Sekundærkilde	Yang et al., 2015	Yang et al., 2015	Yang et al., 2015	Yang et al., 2015
Pel ID	Ia	Ib	Ic	
Materiale/geometri	Åpen stålrørspel	Åpen stålrørspel	Åpen stålrørspel	Åpen stålrørspel
Belastning	Trykk	Trykk	Trykk	Trykk
Tid (Dager)	7	2	12	6
GWL	1	1	1	1
Lengde L	30,5	38,7	47	46,7
Diameter D [m]	0,763	0,763	0,763	0,763
Omkrrets [m]	2,397	2,397	2,397	2,397
L/D	39,97	50,72	61,60	61,21
$Dr_{snitt}$	0,95	0,95	0,95	1
$Q_{Smålt}$	3400	9500	14050	13830
Løs/fast?	Veldig fast	Veldig fast	Veldig fast	Veldig fast
$\sigma'_{mid}$	289,75	367,65	446,5	443,65
$\beta_{CPV91}$	0,27	0,23	0,21	0,21
$\beta_{målt}$	0,16	0,28	0,28	0,28
$\beta_{CPV91}/\beta_{Cmålt}$	1,68	0,83	0,75	0,75
$F_{time}$	0,88	0,77	0,97	0,86
$(F_{time}*\beta_{CPV91})/\beta_{Cmålt}$	1,48	0,63	0,73	0,65

Forsøksfelt	<b>Hampton Virginia</b>	<b>Hoogzand</b>	<b>Hoogzand</b>	<b>Hunters point</b>
Primærkilde	Pando et al. (2003)	Beringen et al.(1979)	Beringen et al.(1979)	Briaud et al.(1989a)
Sekundærkilde	Yang et al., 2015	Yang et al., 2015	Yang et al., 2015	Yang et al., 2015
Pel ID	HRV P1	2-C	1-C	S
Materiale/geometri	Kvadratisk betongpel	Lukket stålrørspel	Åpen stålrørspel	Lukket stålrørspel
Belastning	Trykk	Trykk	Trykk	Trykk
Tid (Dager)	12	ND	37	24
GWL	0	3,2	3,2	2,4
Lengde L	16,8	6,8	7	7,8
Diameter D [m]	0,61	0,356	0,356	0,273
Omkrets [m]	2,44	1,1184	1,1184	0,8576
L/D	27,54	19,10	19,66	28,57
$D_{r_{snitt}}$	0,5	0,92	0,92	0,54
$Q_{Småit}$	2406	1530	1310	151
Løs/fast?	Medium fast	Veldig fast	Veldig fast	Medium fast
$\sigma'_{mid}$	159,6	64,6	66,5	74,1
$\beta_{CPV91}$	0,27	0,35	0,35	0,3
$\beta_{måit}$	0,37	3,11	2,52	0,30
$\beta_{CPV91}/\beta_{Cmåit}$	0,73	0,11	0,14	0,98
$F_{time}$	0,97	Ikke relevant	1,31	1,15
$(F_{time}*\beta_{CPV91})/\beta_{Cmåit}$	0,71	Ikke relevant	0,18	1,13

Forsøksfelt	<b>ID27</b>	<b>ID28</b>	<b>ID28</b>	<b>ID28</b>
	<b>Ogechee river</b>	<b>Drammen</b>	<b>Drammen</b>	<b>Drammen</b>
Primærkilde	Vesic(1970)	Gregersen et al (1973)	Gregersen et al (1973)	Gregersen et al (1973)
Sekundærkilde	Yang et al., 2015	Yang et al., 2015	Yang et al., 2015	Yang et al., 2015
Pel ID	H-16	E-(T)	D/A(T)	A(T)
Materiale/geometri	Lukket stålrørspel	Lukket betongpel	Lukket betongpel	Lukket betongpel
Belastning	Strekk	Strekk	Strekk	Strekk
Tid (Dager)	0,5	ND	ND	ND
GWL	1,5	1,7	1,7	1,7
Lengde L	15	23,5	16	8
Diameter D [m]	0,457	0,28	0,28	0,28
Omkrets [m]	1,4357	0,8796	0,8796	0,8796
L/D	32,82	83,93	57,14	28,57
$D_{r_{snitt}}$	0,62	0,29	0,29	0,29
$Q_{S_{m\ddot{a}lt}}$	1540	290	250	90
Løs/fast?	Medium fast	Løst	Løst	Løst
$\sigma'_{mid}$	75	102,5	72,5	40,5
$\beta_{CPV91}$	0,3	0,18	0,21	0,25
$\beta_{m\ddot{a}lt}$	0,95	0,14	0,25	0,32
$\beta_{CPV91}/\beta_{C_{m\ddot{a}lt}}$	0,32	1,32	0,86	0,79
$F_{time}$	0,72	Ikke relevant	Ikke relevant	Ikke relevant
$(F_{time} * \beta_{CPV91})/\beta_{C_{m\ddot{a}lt}}$	0,23	Ikke relevant	Ikke relevant	Ikke relevant

Forsøksfelt	<b>ID29 Hoogzand NL</b>	<b>ID29 Hoogzand NL</b>	<b>ID29 Hoogzand NL</b>	<b>ID33 Leman BD, North sea</b>
Primærkilde	Beringen et al. (1979)	Beringen et al. (1979)	Beringen et al. (1979)	Jardine et al (1998)
Sekundærkilde	Yang et al., 2015	Yang et al., 2015	Yang et al., 2015	Yang et al., 2015
Pel ID	2-T	1-T	3-T	BD
Materiale/geometri	Lukket stålrørspel	Åpen stålrørspel	Åpen stålrørspel	Åpen stålrørspel
Belastning	Strekk	Strekk	Strekk	Strekk
Tid (Dager)	ND	37	19	ND
GWL	3,2	3,2	3,2	0
Lengde L	6,8	7	5,3	38,1
Diameter D [m]	0,356	0,356	0,356	0,66
Omkrets [m]	1,1184	1,1184	1,1184	2,0734
L/D	19,10	19,66	14,89	57,73
$D_{r_{snitt}}$	0,9	0,9	0,9	0,74
$Q_{Småit}$	1210	820	530	5250
Løs/fast?	Veldig fast	Veldig fast	Veldig fast	Fast
$\sigma'_{mid}$	46,6	47,5	39,85	171,45
$\beta_{CPV91}$	0,35	0,35	0,35	0,23
$\beta_{måit}$	3,41	2,21	2,244	0,39
$\beta_{CPV91}/\beta_{Cmåit}$	0,10	0,16	0,16	0,59
$F_{time}$	Ikke relevant	1,31	1,08	Ikke relevant
$(F_{time} * \beta_{CPV91}) / \beta_{Cmåit}$	Ikke relevant	0,21	0,17	Ikke relevant

Forsøksfelt	<b>ID34 Baghdad University</b>	<b>ID35 Dunkirk Clarom A</b>	<b>ID36 Dunkirk GOPAL</b>	<b>ID36 Dunkirk GOPAL</b>
Primærkilde	Altaee et al. (1992)	Chow(1997)	Jardine et al (2006)	Jardine et al (2006)
Sekundærkilde	Yang et al., 2015	Yang et al., 2015	Yang et al., 2015	Yang et al., 2015
Pel ID	P1-T	CL-T	C1-T	R1-T
Materiale/geometri	Kvadratisk betongpel	Åpen stålrørspel	Åpen stålrørspel	Åpen stålrørspel
Belastning	Strekk	Strekk	Strekk	Strekk
Tid (Dager)	200	175	69	9
GWL	6,4	4	4	4
Lengde L	11	11,3	10	19,3
Diameter D [m]	0,253	0,324	0,457	0,457
Omkrets [m]	1,012	1,0178	1,4357	1,4357
L/D	43,48	34,88	21,88	42,23
$Dr_{snitt}$	0,42	0,84	0,76	0,76
$Q_{småit}$	580	444	820	1450
Løs/fast?	Løs	Veldig fast	Veldig fast	Veldig fast
$\sigma'_{mid}$	81,5	70,85	65	106,85
$\beta_{CPV91}$	0,24	0,34	0,35	0,3
$\beta_{måit}$	0,64	0,55	0,88	0,49
$\beta_{CPV91}/\beta_{Cmåit}$	0,38	0,62	0,40	0,61
$F_{time}$	2,10	2,06	1,62	0,92
$(F_{time}*\beta_{CPV91})/\beta_{Cmåit}$	0,79	1,29	0,64	0,56

Forsøksfelt	<b>ID37</b>	<b>ID37</b>	<b>ID37</b>	<b>ID38</b>
	<b>Euripides</b>	<b>Euripides</b>	<b>Euripides</b>	<b>Euripides</b>
	<b>Loc.1</b>	<b>Loc.2</b>	<b>Loc.3</b>	<b>Loc.2</b>
Primærkilde	Kolk et al. (2005b)	Kolk et al. (2005b)	Kolk et al. (2005b)	Kolk et al.(2005b)
Sekundærkilde	Yang et al., 2015	Yang et al., 2015	Yang et al., 2015	Yang et al., 2015
Pel ID	Ia-T	Ib-T	Ic-T	II-T
Materiale/geometri	Åpen stålrørspel	Åpen stålrørspel	Åpen stålrørspel	Åpen stålrørspel
Belastning	Strekk	Strekk	Strekk	Strekk
Tid (Dager)	7	2	12	6
GWL	1	1	1	1
Lengde L	30,5	38,7	47	46,7
Diameter D [m]	0,763	0,763	0,763	0,763
Omkrets [m]	2,397	2,397	2,397	2,397
L/D	39,97	50,72	61,60	61,21
Dr <sub>snitt</sub>	0,85	0,85	0,85	1
Q <sub>S</sub> målt	1660	8400	12500	9500
Løs/fast?	Fast/Veldig fast	Fast/Veldig fast	Fast/Veldig fast	Veldig fast
$\sigma'_{mid}$	142,25	179,15	216,5	215,15
$\beta_{CPV91}$	0,25	0,23	0,21	0,21
$\beta_{m\ddot{a}lt}$	0,16	0,51	0,51	0,39
$\beta_{CPV91}/\beta_{Cm\ddot{a}lt}$	1,57	0,46	0,41	0,53
F <sub>time</sub>	0,88	0,77	0,97	0,86
$(F_{time} * \beta_{CPV91}) / \beta_{Cm\ddot{a}lt}^2$	1,38	0,35	0,40	0,46

Forsøksfelt	<b>ID39 Locks and Dam</b>	<b>ID39 Locks and Dam</b>	<b>ID39 Locks and Dam</b>	<b>ID6 Blessington</b>
Primærkilde	Briaud et al.(1989b)	Briaud et al.(1989b)	Briaud et al.(1989b)	Gavin et. Al (2013)
Sekundærkilde	Yang et al., 2015	Yang et al., 2015	Yang et al., 2015	Yang et al., 2015
Pel ID	"3-2"	"3-5"	"3-8"	BDS2
Materiale/geometri	Lukket stålrørspel	Lukket stålrørspel	Lukket stålrørspel	Åpen stålrørspel
Belastning	Strekk	Strekk	Strekk	Strekk
Tid (Dager)	35	27	35	2
GWL	0	0	0	7
Lengde L	11	11,1	11	7
Diameter D [m]	0,305	0,305	0,406	0,34
Omkrets [m]	0,9581	0,9581	1,2754	1,0681
L/D	36,07	36,39	27,09	20,59
$D_{r_{snitt}}$	0,9	0,9	0,9	1
$Q_{Småit}$	540	610	900	344
Løs/fast?	Veldig fast	Veldig fast	Veldig fast	Fast
$\sigma'_{mid}$	49,5	49,95	49,5	66,5
$\beta_{CPV91}$	0,34	0,34	0,34	0,35
$\beta_{måit}$	1,04	1,15	1,30	0,69
$\beta_{CPV91}/\beta_{Cmåit}$	0,33	0,30	0,26	0,51
$F_{time}$	1,29	1,19	1,29	0,77
$(F_{time}*\beta_{CPV91})/\beta_{Cmåit}^2$	0,42	0,35	0,34	0,39

Forsøksfelt	<b>ID6</b>	<b>ID6</b>	<b>ID7</b>	<b>ID7</b>
	<b>Blessingto</b>	<b>Blessingto</b>	<b>Horstwalde</b>	<b>Horstwalde</b>
	<b>n</b>	<b>n</b>		
Primærkilde	Gavin et. Al (2013)	Gavin et. Al (2013)	Rücker et al. (2013)	Rücker et al. (2013)
Sekundærkilde	Yang et al., 2015	Yang et al., 2015	Yang et al., 2015	Yang et al., 2015
Pel ID	BDS5	BDS3	HGP5D	HGP3D
Materiale/geometri	Åpen stålrørspel	Åpen stålrørspel	Åpen stålrørspel	Åpen stålrørspel
Belastning	Strekk	Strekk	Strekk	Strekk
Tid (Dager)	220	13	29	30
GWL	7	7	0	0
Lengde L	7	7	17,76	17,74
Diameter D [m]	0,34	0,34	0,711	0,711
Omkrets [m]	1,0681	1,0681	2,2336	2,2336
L/D	20,59	20,59	24,98	24,95
Dr <sub>snitt</sub>	1	1	0,48	0,48
Q <sub>S</sub> målt	990	665	950	1120
Løs/fast?	Veldig fast	Veldig fast	Medium fast	Medium fast
$\sigma'_{mid}$	66,5	66,5	79,92	79,83
$\beta_{CPV91}$	0,35	0,35	0,26	0,26
$\beta_{m\ddot{a}lt}$	1,99	1,34	0,30	0,35
$\beta_{CPV91}/\beta_{Cm\ddot{a}lt}$	0,18	0,26	0,87	0,73
F <sub>time</sub>	2,13	0,99	1,22	1,23
$(F_{time} * \beta_{CPV91}) / \beta_{Cm\ddot{a}lt}^2$	0,37	0,26	1,05	0,90



Forsøksfelt	<b>ID7</b>	<b>ID7</b>	<b>ID7</b>	<b>ID7</b>
	<b>Horstwalde</b>	<b>Horstwalde</b>	<b>Horstwalde</b>	<b>Horstwalde</b>
Primærkilde	Rücker et al. (2013)	Rücker et al. (2013)	Rücker et al. (2013)	Rücker et al. (2013)
Sekundærkilde	Yang et al., 2015	Yang et al., 2015	Yang et al., 2015	Yang et al., 2015
Pel ID	HGP2B	HGP4D	HGP3B	HGP5B
Materiale/geometri	Åpen stålrørspel	Åpen stålrørspel	Åpen stålrørspel	Åpen stålrørspel
Belastning	Strekk	Strekk	Strekk	Strekk
Tid (Dager)	43	32	116	36
GWL	0	0	0	0
Lengde L	17,61	17,66	17,63	17,71
Diameter D [m]	0,711	0,711	0,711	0,711
Omkrets [m]	2,2336	2,2336	2,2336	2,2336
L/D	24,77	24,84	24,80	24,91
$D_{r_{snitt}}$	0,68	0,48	0,48	0,48
$Q_{Småit}$	1400	1250	1900	1420
Løs/fast?	Fast	Medium	Medium	Medium
$\sigma'_{mid}$	79,25	79,47	79,34	79,70
$\beta_{CPV91}$	0,28	0,26	0,26	0,26
$\beta_{måit}$	0,45	0,40	0,61	0,45
$\beta_{CPV91}/\beta_{Cmåit}$	0,62	0,65	0,43	0,58
$F_{time}$	1,38	1,25	1,89	1,30
$(F_{time} * \beta_{CPV91}) / \beta_{Cmåit}$	0,86	0,82	0,81	0,75

Forsøksfelt	<b>ID7</b> <b>Horstwalde</b>	<b>ID7</b> <b>Horstwalde</b>	<b>Labenne</b>	<b>Lafayette</b> <b>Bridge</b>
Primærkilde	Rücker et al. (2013)	Rücker et al. (2013)	Lehane et al. (1993)	Komurka et al.(2010)
Sekundærkilde	Yang et al., 2015	Yang et al., 2015	Chow-1996	Yang et al., 2015
Pel ID	HGP2D	HGP4B	LB2-t	TH52 MAT2
Materiale/geometri	Åpen stålrørspel	Åpen stålrørspel	Lukket stålrørspel	Lukket stålrørspel
Belastning	Strekk	Strekk	Strekk	Trykk
Tid (Dager)	34	37	0,6	54
GWL	0	0	0	5
Lengde L	17,7	17,67	5,92	20,3
Diameter D [m]	0,711	0,711	0,1	0,356
Omkrets [m]	2,2336	2,2336	0,32044	1,118
L/D	24,90	24,85	59,2	57,02
$D_{r_{snitt}}$	0,48	0,48	0,45	0,49
$Q_{Småit}$	1400	1550	50	2037
Løs/fast?	Medium fast	Medium fast	Medium fast	Medium fast
$\sigma'_{mid}$	79,65	79,515	26,64	192,85
$\beta_{CPV91}$	0,26	0,26	0,3	0,24
$\beta_{måit}$	0,44	0,49	0,99	0,47
$\beta_{CPV91}/\beta_{Cmåit}$	0,59	0,53	0,30	0,52
$F_{time}$	1,28	1,31	0,72	1,49
$(F_{time}*\beta_{CPV91})/\beta_{Cmåit}$	0,75	0,69	0,22	0,77

Forsøksfelt	Larvik	Larvik	Larvik	Larvik
Primærkilde	Karlsrud et al., 2014	Karlsrud et al., 2014	Karlsrud et al., 2014	Karlsrud et al., 2014
Sekundærkilde	Yang et al., 2015	Yang et al., 2015	Yang et al., 2015	Yang et al., 2015
Pel ID	L6-1	L4-1	L5-1	L7-1
Materiale/geometri	Åpen stålrørspel	Åpen stålrørspel	Åpen stålrørspel	Åpen stålrørspel
Belastning	Strekk	Strekk	Strekk	Strekk
Tid (Dager)	730	365	730	30
GWL	2	2	2	2
Lengde L	21,5	21,5	21,5	21,5
Diameter D [m]	0,508	0,508	0,508	0,508
Omkrets [m]	1,6053	1,6053	1,6053	1,6053
L/D	42,32	42,32	42,32	42,32
$Dr_{snitt}$	0,3	0,3	0,3	0,3
$Q_{smålt}$	900	1065	1080	600
Løs/fast?	Løst	Løst	Løst	Løst
$\sigma'_{mid}$	97	97	97	97
$\beta_{CPV91}$	0,19	0,19	0,19	0,19
$\beta_{målt}$	0,27	0,32	0,32	0,18
$\beta_{CPV91}/\beta_{Cmålt}$	0,71	0,60	0,59	1,06
$F_{time}$	2,22	2,20	2,22	1,23
$(F_{time} * \beta_{CPV91}) / \beta_{Cmålt}^2$	1,57	1,32	1,31	1,30

Forsøksfelt	Larvik	Larvik	Larvik	Leibniz uni. Hannover
Primærkilde	Karlsrud et al., 2014	Karlsrud et al., 2014	Karlsrud et al., 2014	Schmoor et al(2018)
Sekundærkilde	Yang et al., 2015	Yang et al., 2015	Yang et al., 2015	
Pel ID	L2-1	L3-1	L1-1	P2
Materiale/geometri	Åpen stålrørspel	Åpen stålrørspel	Åpen stålrørspel	Åpen stålrørspel
Belastning	Strekk	Strekk	Strekk	Strekk
Tid (Dager)	135	218	43	35
GWL	2	2	2	0,5
Lengde L	21,5	21,5	21,5	6,7
Diameter D [m]	0,508	0,508	0,508	0,273
Omkrets [m]	1,6053	1,6053	1,6053	0,857
L/D	42,32	42,32	42,32	24,54
$D_{r_{snitt}}$	0,3	0,3	0,3	0,73
$Q_{smålt}$	990	1160	980	123,6
Løs/fast?	Løst	Løst	Løst	Fast
$\sigma'_{mid}$	97	97	97	32,65
$\beta_{CPV91}$	0,19	0,19	0,19	0,35
$\beta_{målt}$	0,30	0,35	0,29	0,66
$\beta_{CPV91}/\beta_{Cmålt}$	0,64	0,55	0,65	0,53
$F_{time}$	1,96	2,12	1,38	1,29
$(F_{time} * \beta_{CPV91}) / \beta_{Cmålt}$	1,26	1,17	0,90	0,68

Forsøksfelt	<b>Leibniz uni. Hannover</b>	<b>Leibniz uni. Hannover</b>	<b>Leibniz uni. Hannover</b>	<b>Leibniz uni. Hannover</b>
Primærkilde	Schmoor et al(2018)	Schmoor et al(2018)	Schmoor et al(2018)	Schmoor et al(2018)
Sekundærkilde				
Pel ID	P6	P5	P4	P3
Materiale/geometri	Åpen stålrørspel	Åpen stålrørspel	Åpen stålrørspel	Åpen stålrørspel
Belastning	Strekk	Strekk	Strekk	Strekk
Tid (Dager)	35	35	35	35
GWL	0,5	0,5	0,5	0,5
Lengde L	6,7	5,3	6,7	5,7
Diameter D [m]	0,356	0,356	0,356	0,356
Omkrets [m]	1,1184	1,1184	1,1184	1,1184
L/D	18,82	14,89	18,82	16,01
$Dr_{snitt}$	0,73	0,73	0,73	0,73
$Q_{Smålt}$	219,3	152,8	252,2	187,1
Løs/fast?	Fast	Fast	Fast	Fast
$\sigma'_{mid}$	32,65	26,35	32,65	28,15
$\beta_{CPV91}$	0,35	0,35	0,35	0,35
$\beta_{målt}$	0,90	0,98	1,03	1,04
$\beta_{CPV91}/\beta_{Cmålt}$	0,39	0,36	0,34	0,34
$F_{time}$	1,29	1,29	1,29	1,29
$(F_{time} * \beta_{CPV91}) / \beta_{Cmålt}$	0,50	0,46	0,44	0,43

Forsøksfelt	<b>Leibniz uni. Hannover</b>	<b>Leman AD, NS</b>	<b>Los Barrios</b>	<b>Mustang Island</b>
Primærkilde	Schmoor et al., 2018	Toolan et al., 1990	Mey et al., 1985	Reese & cox, 1976
Sekundærkilde		Clausen & Aas, 2001	Chow-1996	Clausen & Aas, 2001
Pel ID	P1	H	P1-/T2	"P2"
Materiale/geometri	Åpen stålrørspel	Åpen stålrørspel	Åpen betongpel	Åpen stålrørspel
Belastning	Strekk	Strekk	Strekk	Strekk
Tid (Dager)	35	ND	ND	ND
GWL	0,5	0	0	0
Lengde L	5,7	30,5	18	21
Diameter D [m]	0,273	0,61	0,914	0,61
Omkrets [m]	0,857	1,91637	2,8714	1,9163
L/D	20,88	50	19,69	34,43
$D_{r_{snitt}}$	0,73	0,6	0,65	0,8
$Q_{Småit}$	157,2	2620	2500	1793
Løs/fast?	Fast	Medium fast	Fast	Fast
$\sigma'_{mid}$	28,15	137,25	81	94,5
$\beta_{CPV91}$	0,35	0,21	0,28	0,3
$\beta_{måit}$	1,14	0,33	0,60	0,47
$\beta_{CPV91}/\beta_{Cmåit}$	0,31	0,64	0,47	0,64
$F_{time}$	1,29	Ikke relevant	Ikke relevant	Ikke relevant
$(F_{time} * \beta_{CPV91}) / \beta_{Cmåit}^2$	0,40	Ikke relevant	Ikke relevant	Ikke relevant

Forsøksfelt	<b>Mustang Island</b>	<b>Ogechee River</b>	<b>Ogechee River</b>	<b>Ogechee River</b>
Primærkilde	Reese & cox (1976)	Vesic (1970)	Vesic (1970)	Vesic (1970)
Sekundærkilde	Clausen & Aas, 2001	Yang et al., 2015	Yang et al., 2015	Yang et al., 2015
Pel ID	"P1"	H-2	H-15	H-14
Materiale/geometri	Åpen stålrørspel	Kvadratisk betongpel	Lukket stålrørspel	Lukket stålrørspel
Belastning	Strekk	Trykk	Trykk	Trykk
Tid (Dager)	ND	0,5	0,5	0,5
GWL	0	1,5	1,5	1,5
Lengde L	21	15,2	15	12
Diameter D [m]	0,61	0,406	0,457	0,457
Omkrets [m]	1,9163	1,624	1,4357	1,4357
L/D	34,43	37,44	32,82	26,26
$D_{r_{snitt}}$	0,8	0,7	0,7	0,7
$Q_{smålt}$	2029	1189	1529	1243
Løs/fast?	Veldig fast	Fast	Fast	Fast
$\sigma'_{mid}$	94,5	144,4	142,5	114
$\beta_{CPV91}$	0,3	0,28	0,3	0,32
$\beta_{målt}$	0,53	0,33	0,50	0,63
$\beta_{CPV91}/\beta_{Cmålt}$	0,56	0,84	0,60	0,51
$F_{time}$	Ikke relevant	0,72	0,72	0,72
$(F_{time} * \beta_{CPV91}) / \beta_{Cmålt}$	Ikke relevant	0,60	0,43	0,36

Forsøksfelt	Ogechee River	Ogechee River	Old River	Old River
Primærkilde	Vesic, 1970	Vesic, 1970	Mansur & Kaufman, 1958	Mansur & Kaufman, 1958
Sekundærkilde	Yang et al., 2015	Yang et al., 2015	Randolph et al, 1994	Randolph et al, 1994
Pel ID	H-13	H-12	5-t	"2-t"
Materiale/geometri	Lukket stålrørspel	Lukket stålrørspel	Lukket stålrørspel	Lukket stålrørspel
Belastning	Trykk	Trykk	Strekk	Strekk
Tid (Dager)	0,5	0,5	ND	ND
GWL	1,5	1,5	0	0
Lengde L	8,9	6,1	13,7	19,8
Diameter D [m]	0,457	0,457	0,433	0,533
Omkrets [m]	1,4357	1,4357	1,3603	1,6745
L/D	19,48	13,35	31,64	37,15
$D_{r_{snitt}}$	0,7	0,7	0,4	0,5
$Q_{småit}$	756	529	540	1324
Løs/fast?	Fast	Fast	Medium fast	Medium fast
$\sigma'_{mid}$	84,55	57,95	61,65	89,1
$\beta_{CPV91}$	0,35	0,35	0,28	0,25
$\beta_{måit}$	0,70	1,04	0,47	0,45
$\beta_{CPV91}/\beta_{Cmåit}$	0,50	0,34	0,60	0,56
$F_{time}$	0,72	0,72	Ikke relevant	Ikke relevant
$(F_{time} * \beta_{CPV91}) / \beta_{Cmåit}^2$	0,36	0,24	Ikke relevant	Ikke relevant



Forsøksfelt	<b>Old River</b>	<b>Old River</b>	<b>Padre Island</b>	<b>Padre Island</b>
Primærkilde	Mansur & Kaufman, 1958	Mansur & Kaufman, 1958	McClelland, 1985	McClelland, 1985
Sekundærkilde	Randolph et al., 1994	Randolph et al., 1994	Clausen & Aas, 2001	Clausen & Aas, 2001
Pel ID	6-t	4-t	"2"	"1"
Materiale/geometri	Lukket stålørspel	Lukket stålørspel	Åpen stålørspel	Åpen stålørspel
Belastning	Strekk	Strekk	Strekk	Strekk
Tid (Dager)	ND	ND	ND	ND
GWL	0	0	0	0
Lengde L	19,8	20,1	17,1	14,6
Diameter D [m]	0,482	0,433	0,508	0,508
Omkrets [m]	1,61738	1,3571	1,5959	1,5959
L/D	41,08	46,42	33,66	28,74
$D_{r_{snitt}}$	0,5	0,5	0,6	0,6
$Q_{Småit}$	1373	1589	694	525
Løs/fast?	Medium fast	Medium fast	Medium fast	Medium fast
$\sigma'_{mid}$	89,1	90,45	76,95	65,7
$\beta_{CPV91}$	0,25	0,25	0,27	0,27
$\beta_{måit}$	0,48	0,64	0,33	0,34
$\beta_{CPV91}/\beta_{Cmåit}$	0,52	0,39	0,82	0,79
$F_{time}$	Ikke relevant	Ikke relevant	Ikke relevant	Ikke relevant
$(F_{time} * \beta_{CPV91})/\beta_{Cmåit}$	Ikke relevant	Ikke relevant	Ikke relevant	Ikke relevant

Forsøksfelt	Ras Tanajib	Tokyo Bay, Japan
Primærkilde	Helfricht et al., 1985	Shioi et al., 1992
Sekundærkilde	Chow-1996	Yang et al., 2015
Pel ID	C/L2T	TP
Materiale/geometri	Åpen stålrørspel	Åpen stålrørspel
Belastning	Strekk	Trykk
Tid (Dager)	30	52
GWL	0	24,5
Lengde L	18	30,6
Diameter D [m]	0,61	2
Omkrets [m]	1,9163	6,283
L/D	29,51	15,3
$D_{r_{snitt}}$	1	0,78
$Q_{smålt}$	12700	25938
Løs/fast?	Veldig fast	Fast
$\sigma'_{mid}$	81	290,7
$\beta_{CPV91}$	0,3	0,27
$\beta_{målt}$	4,55	0,46
$\beta_{CPV91}/\beta_{Cmålt}$	0,07	0,58
$F_{time}$	1,23	1,47
$(F_{time} * \beta_{CPV91}) / \beta_{Cmålt}$	0,08	0,86