

Margaret Edvardsen Egeland

# Injiserte løsmassesteg

## En studie av forankringskapasitet

Juni 2020





# Injiserte løsmassesteg

En studie av forankringskapasitet

**Margaret Edvardsen Egeland**

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: Juni 2020

Hovedveileder: Professor Arnfinn Emdal (NTNU)

Medveileder: Martin Holst (Norconsult)

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for bygg - og miljøteknikk



## Forord

Denne masteroppgaven er skrevet ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU) ved institutt for geoteknikk, våren 2020. Gjennom avhandlingen fremvises en grundig studie av forankringskapasiteten til injiserte løsmassestag. Oppgaven er i sin helhet skrevet av avgangstudent Margaret Edvardsen Egeland.

Arbeidet utgjør emnet TBA 4900 Geoteknikk-masteroppgave, teller 100 % av karakteren og dekker fagets størrelse på 30 studiepoeng. Oppgaven er skrevet i samarbeid med Norconsult AS. Målet med oppgaven er å fremlegge anbefalinger tilknyttet valg av dimensjoneringsmetode for kapasitet av injiserte løsmassestag. Resultater fra beregningsmetoder vil derfor gjennom dette arbeidet sammenlignes med målte kapasiteter fra prøvetrekkinger, samt analyseres med hovedfokus på metodenes innebygde forenklinger. Masteroppgaven er en videreføring av prosjekt-oppgaven med samme tema, skrevet høsten 2019.

Arbeidet med masteroppgaven har vært både lærerikt og utfordrende. Ettersom injiserte løsmassestag ikke inngår som en del av pensum fra tidligere studieår, har det vært spennende å foreta et dypdykk i et nytt geoteknisk emne. Spesielt lærerikt har det vært å delta i diskusjoner med fagfolk, veiledere og mentorer for oppgaven.

Trondheim, 2020-06-10

Margaret Edvardsen Egeland

## Takk

Først vil jeg rette en stor takk til hovedveileder, professor Arnfinn Emdal, ved geoteknisk institutt på Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet. Han har bistått med rettleiding gjennom hele prosessen og kommet med innspill til interessante fokusområder for arbeidet. I tillegg har han gitt plass til mye selvstendig arbeid.

Deretter ønsker jeg å takke ekstern veileder, Martin Holst, fra Norconsult AS, som har vært en svært solid støtte gjennom arbeidet med oppgaven. Tross i en stressende arbeidshverdag, med hjemmekontor og pappapermisjon, har Martin tatt seg god tid til oppfølging. I tillegg vil jeg takke Mads Fjeld fra Norconsult AS for god hjelp tilknyttet beregningsmetodene som er brukt i oppgaven.

Jeg vil også takke Helen Andersson fra Huth and Wien Engineering AS, som har bistått meg i å skaffe mye relevant litteratur omkring ulike tema. Hun har brukt mye tid på å hente frem eldre prosjekter som har vært til relevans for oppgavens oppbygging, og tatt seg god tid til å svare på spørsmål tilknyttet oppgaven.

Dessuten vil jeg uttrykke min takknemlighet til Anteneh Biru Tsegaye fra Multiconsult AS. Han har stilt seg disponibel til diskusjon og opplæring i spesielt utfordrende emner, og hans detaljerte oppfølging i programvaren PLAXIS, har gjort regneprosessen svært mye enklere.

I tillegg vil jeg takke for all hjelp og støtte fra andre bidragsytere i prosessen. En spesiell takk til Jon Endre Flåtten fra Fundamentering AS som har bidratt med mye nødvendig datagrunnlag. En takk rettes også til Sigbjørn Rønning fra NGI og Joar Spencer Gloppestad fra Multiconsult som begge har kommet med gode innspill og tips.

M.E.E.

## Sammendrag

Bruk av injiserte løsmassestag til forankring av konstruksjoner har vært kjent i Norge i over 20 år. Med tiden har god erfaring blitt etablert, og det har vist seg at løsmassestag har svært høy kapasitet. Per dags dato eksisterer det flere tilgjengelige metoder for beregning av kapasitet for løsmassestag i Norge. Det fremgår i midlertid stor forskjell i resultatene fra de aktuelle metodene. I denne oppgaven gjøres det derfor et dypdykk i de mest kjente dimensjoneringsmetodene.

Følgende problemsstilling er formulert:

### 'Injiserte løsmassestag - en studie av forankringskapasitet'

For å begrense oppgavens omfang ble det besluttet å vurdere fem beregningsmetoder. Dette ble gjort i samråd med samarbeidsbedriften, og er antatt å være tilstrekkelig mange. Metodene er Statens Vegvesens metode, Ischebeck sin miniguide, 'Embedded beam pile' i PLAXIS 2D og PLAXIS 3D, samt en aksesymmetrisk modellering. Beregningene som ble utført med de aktuelle metodene, ble sammenlignet med resultater fra prøvetrekkingsdata fra fire forskjellige prosjekter. Det ble ikke utført ytterligere grunnundersøkelser i forbindelse med arbeidet med denne oppgaven, og grunnlaget for beregningene i prosjektene baserer seg derfor på eksisterende grunndatarapporter. På bakgrunn av sammenligningen mellom beregnet bruddlast og prøvetrekkingsdata, var målsettingen å komme frem til en anbefalt metode. Følgende spørsmål ble derfor forsøkt besvart:

- Hvordan varierer kapasiteten mellom metodene?
- Hvilken metode samsvarer best med resultater fra prøvetrekking?
- Hva er grunnen til eventuelle avvik mellom målt bruddlast og beregnet kapasitet?

Sammenligning av metodenes resultater har vist at den beregnede kapasiteten fra de ulike beregningsmetodene varierer. Aksesymmetri og Statens Vegvesen gir konservative resultater, mens PLAXIS 3D gir svært høye kapasiteter. PLAXIS 2D og Ischebeck sin miniguide finner sin plass mellom disse ytterpunktene.

Fra vurdering av maksimal prøvelast på løsmassestag som ikke gikk til brudd, fremgikk en trend der PLAXIS 2D og Statens Vegvesens metode ga de mest konservative resultatene. Ved å videre vurdere målt bruddlast på løsmassestagene som ble trukket helt til brudd, fremkom det at PLAXIS 2D hadde minst avvik til målt bruddlast. Basert på disse vurderingene ble PLAXIS 2D antatt å være den mest optimale beregningsmetoden å bruke.

Det ble videre gjennomført en større studie av avviket som oppsto mellom målt bruddlast og beregnet kapasitet. De mest fremtrede grunnene til avvik var valg av parametre og metodenes fremstilling av friksjonsfordeling, samt usikkerhet tilknyttet sementsuspensjonens inntrenging i løsmassene.

Resultatene i denne oppgaven har medvirket til et klarere bilde av beregningsmetodenes tilnærming til virkeligheten. Med bakgrunn i dette, anbefales det å knytte sikkerhet til beregningsmetodene i form av partialfaktorer. For de konservative metodene, Statens Vegvesen og Aksesymmetri, kan en lav partialfaktor tas i bruk. For PLAXIS 3D bør det vurderes høyere partialfaktorer grunnet større avvik med målt bruddlast.

## Abstract

Injected ground anchors for anchoring structures have been used in Norway for over 20 years. Over time, good experience has been established, and the injected ground anchors can now safely provide very high capacity. There are several available calculation methods for capacity of injected ground anchors. However, there can be considerable differences in the capacities calculated by the methods in question. This thesis therefore examines the most well-known calculation methods.

The following problem description is formulated:

### **'Injected ground anchors - a study of anchoring capacity'**

The thesis presents five calculation methods, which, in consultation with the advisory company, are considered to be sufficient. The methods are the Statens Vegvesen method, Ischebeck's miniguide, the 'Embedded beam pile'-function in PLAXIS 2D and PLAXIS 3D, as well as an axisymmetric modeling. The results of these methods were compared to sampling data in four geotechnical projects in order to give recommendations as to the suitability of the various methods. No further site investigations were carried out in the projects for this thesis. The following research questions were formulated:

- How does capacity vary between the methods?
- Which method best matches the results from sampling?
- What is the reason for any discrepancies between measured fraction load and calculated capacity?

The results of this thesis shows that the calculated capacity from the different calculation methods varies. Axisymmetric modeling and Statens Vegvesens method represents the conservative side, while PLAXIS 3D gives very high capacities. PLAXIS 2D and Ischebeck's miniguide produce results that fit between these extremes.

From the assessment of those cases where the maximum sample load on injected ground anchors did not result in collapse, a trend emerges where PLAXIS 2D and Statens Vegvesens method produce the most conservative results. The measured fracture load on the anchors that were pulled completely to collapse, was consistently best predicted by PLAXIS 2D. Based on this, it was concluded that PLAXIS 2D is the most optimal calculation method to use.

A wider study of the discrepancy between measured fracture load and calculated capacity was then conducted. The most prominent reasons for the discrepancy were the parameter selection and the ability of the method to properly represent the friction distribution along the sides of the ground anchor, as well as uncertainty connected to the penetration of the cement suspension into the loose masses.

Based on the analysis in this thesis, it is recommended to use partial factors to associate safety with the calculation methods. For the conservative methods, Statens Vegvesen and axisymmetric modeling, a lower partial factor can be used, while higher partial factors should be considered for PLAXIS 3D due to larger deviations with target fracture loads.



# Innhold

Forord . . . . .	i
Takk . . . . .	ii
Sammendrag . . . . .	iii
Abstract . . . . .	iv
<b>1 Introduksjon</b>	<b>2</b>
1.1 Bakgrunn for valg av tema . . . . .	2
1.2 Definerings av oppgaven . . . . .	3
1.3 Tidligere arbeid . . . . .	3
1.4 Begrensinger for oppgaven . . . . .	4
1.5 Rapportens oppbygging . . . . .	4
<b>2 Metode</b>	<b>5</b>
2.1 Litteraturstudium . . . . .	5
2.2 Kapasitetsberegning . . . . .	6
<b>3 Teori</b>	<b>9</b>
3.1 Historie . . . . .	9
3.2 Bruksområder . . . . .	10
3.3 Beskrivelse av løsmassestag . . . . .	11
3.4 Installasjon og utstyr . . . . .	15
3.5 Bæreprinsipp . . . . .	18
<b>4 Beregningsmetoder</b>	<b>19</b>
4.1 Statens Vegvesens håndbok V220 . . . . .	19
4.2 Ishcebecks miniguide . . . . .	25
4.3 Elementmetoden i PLAXIS 2D . . . . .	33
4.4 Elementmetoden PLAXIS 3D . . . . .	38
4.5 Aksesymmetrisk modellering . . . . .	39

<i>INNHOLD</i>	1
<b>5 Base case</b>	<b>41</b>
<b>6 Prosjektinformasjon</b>	<b>44</b>
6.1 Prosjekt A . . . . .	44
6.2 Prosjekt B . . . . .	50
6.3 Prosjekt C . . . . .	54
6.4 Prosjekt D . . . . .	59
<b>7 Resultat</b>	<b>64</b>
7.1 Resultat Base Case . . . . .	64
7.2 Resultat for løsmassesteg inklusiv maksimal prøvelast . . . . .	65
7.3 Resultat for løsmassesteg inklusiv målt bruddlast . . . . .	65
7.4 Resultat med påsatt volumstøyning i Aksesymmetri . . . . .	65
<b>8 Diskusjon</b>	<b>66</b>
8.1 Tolkning av beregningsmetodenes resultater . . . . .	66
8.2 Tolkning av maksimal prøvelast . . . . .	71
8.3 Tolkning av målt bruddlast . . . . .	72
8.4 Bakgrunn for avvik . . . . .	73
8.5 Praktiske konsekvenser . . . . .	78
<b>9 Oppsummering og konklusjon</b>	<b>79</b>
9.1 Oppsummering og konklusjon . . . . .	79
9.2 Videre arbeid . . . . .	80
<b>Referanser</b>	<b>81</b>

# Kapittel 1

## Introduksjon

### 1.1 Bakgrunn for valg av tema

Bruk av injiserte løsmassestag (videre kalt løsmassestag) til forankring av konstruksjoner har vært kjent i Norge i over 20 år. Med tiden har god erfaring blitt etablert, og det har vist seg at løsmassestag kan oppnå svært høy kapasitet. Dette har gjort løsmassestag til et godt alternativ til konvensjonelle forankringsmetoder. På grunn av dette har løsmassestagene fått økende aksept i markedet, og som en naturlig følge av dette blitt tilpasset mange nye bruksområder.

Per dags dato eksisterer det flere tilgjengelige dimensjoneringsmetoder for løsmassestag i Norge. Det fremgår dog stor forskjell i resultatene fra de aktuelle metodene. I denne oppgaven ønskes det derfor å gjøre et dypdykk i de mest kjente dimensjoneringsmetodene og vurdere beregningsmetodenes tilnærming til virkelig kapasitet.

Med bakgrunn i dette er følgende problemstilling formulert:

**'Injiserte løsmassestag - en studie av forankringskapasitet'**

Flere fagkyndige personer har stilt seg støttende til problemstillingen da dette er en kjent utfordring i bransjen. Representanter fra Norconsult, Multiconsult, NGI og Huth and Wien Engineering, har oppfattet problemstillingen som svært treffende i dagens geotekniske problemstillinger.

## 1.2 Definerings av oppgaven

Tema for masteroppgaven er som nevnt ovenfor en studie av forankringskapasitet for injiserte løsmassestag. Målet med oppgaven er å etablere en grundig gjennomgang av ulike dimensjoneringsmetoder for løsmassestag, og vurdere beregningsmetodenes tilnærming til virkelig kapasitet. Måten dette er valgt å utføres på, er å fremvise analytisk, empirisk og numerisk løsning på dimensjoneringsproblemet, med hovedfokus på metodenes beskrivelse av opptredende heft mellom løsmassestag og omkringliggende løsmasser. Beregninger foretatt med de aktuelle metodene sammenlignes videre med resultater fra prøvetrekkingsdata fra prosjekter. Med bakgrunn i dette ønskes det svar på følgende delspørsmål:

- Hvordan varierer kapasiteten mellom metodene?
- Hvilken metode samsvarer best med resultater fra prøvetrekking?
- Hva er grunnen til eventuelle avvik mellom målt bruddlast og beregnet kapasitet?

På bakgrunn av disse spørsmålene søker oppgaven anbefalinger knyttet til bruk av metode.

## 1.3 Tidligere arbeid

Før oppstart av analysen var det viktig å kartlegge tidligere arbeid som har blitt utført innenfor samme tematikk. Tidligere doktorgradsavhandlinger og masteroppgaver som Halvor Fjellheim sin oppgave, 'Injeksjonspeler som et alternativ til betongpeler' (Fjellheim, 2012), 'Cement grouting during installation of ground anchors in non-cohesive soils' av Xenia A. L. Domes (Domes, 2015) og 'Numerical Study of Soil Nailing Technique - Empirical, classical limit equilibrium and 2D-3D FEM applications' av Kidist Getu Biria (Biria, 2016), ga et godt innblikk i andre problemstillinger tilknyttet injiserte løsmassestag.

Helen Andersson i Huth and Wien Engineering har i tillegg sendt flere grundige rapporter på mindre prøvetrekkinger med formål om å sikre ytterligere empirisk bakgrunn for kapasitet av løsmassestag. Hovedsakelig er disse prøvetrekkingene utført i Sverige, med varierende resultater. Jevnt over vises en tendens til at løsmassestagene oppnår høyere kapasitet enn det som beregnes.

I forbindelse med ombyggingen av Slussen i Stockholm, ble en serie prøvepeler belastet og resultatene sammenlignet med teoretisk bæreevne beregnet med forskjellige beregningsmetoder. Det ble konkludert med at den erfaringsbaserte metoden stemte best med de målte bruddlastene. I tillegg viste forsøket tydelig at CPT-baserte beregningsmetoder etablerte dårlig samsvar med målte verdier (Olovsson, Axelsson, Larsson & Parck, 2012).

Et annet prosjekt av interesse var FOREVER-prosjektet i Frankrike der løsmassestag ble testet for å utarbeide et optimalt design. Testene ga blant annet en god pekepinn på sementsuspensjonens inntrengning i omkringliggende løsmasser, viste styrker og svakheter med løsmassestagets utforming, og indikerte prosentvis fordeling mellom spiss og friksjon for løsmassestaget (Schlosser, Frank, Juran & Estephan, 2002).

## 1.4 Begrensinger for oppgaven

### Planlagte begrensninger

Det velges i oppgaven å vurdere fire kjente dimensjoneringsmetoder. Disse metodene er Statens Vegvesens metode, Ischebeck sin miniguide, 'Embedded beam pile'-funksjonen i PLAXIS 2D (videre kalt PLAXIS 2D) og 'Embedded beam pile'-funksjonen i PLAXIS 3D (videre kalt PLAXIS 3D). For å undersøke en alternativ modellering i PLAXIS 2D, er det i tillegg valgt å vurdere en aksesymmetrisk modell (videre kalt Aksesymmetri). I samråd med samarbeidsbedriften antas det at dette er et representativt utvalg av beregningsmetoder som brukes i Norge i dag.

Det finnes per dags dato mange produsenter av løsmassestag, men det velges i denne oppgaven å fokusere på injiserte løsmassestag produsert av Ischebeck TITAN ettersom kildegrunnet som oppgaven baseres på er størst for dette produktet.

### Praktiske begrensninger

Ettersom det finnes svært mange ulike bruksområder for løsmassestag kunne oppgavens analyse innholdt resultater fra mange ulike prosjekter. Det velges likevel, basert på begrenset tilgjengelighet til prøvetrekkingsdata, å ta utgangspunkt i fire prosjekter som vurderingsgrunnlag. Det ble ikke utført ytterligere grunnundersøkelser, og grunnlaget for beregningene baserer seg derfor på eksisterende grunndata rapporter. Ettersom rapportene for de fire prosjektene er godt dokumentert, anses dette som tilstrekkelig for oppgavens problemstilling.

## 1.5 Rapportens oppbygging

Resten av rapporten er lagt opp på følgende måte. Kapittel 2, Metode, gir en innføring i hvilke metoder som er tatt i bruk for å besvare oppgavens problemstilling. Fokus i kapitlet er å synliggjøre valgte fremgangsmåter for å besvare problemstillingen. I tillegg er det lagt vekt på å beskrive hvilke begrensninger, styrker og feilkilder som er tilknyttet de valgte metodene. Dette skal bidra til å gi en kvalitetssikring av arbeidet og gi økt forståelse for tilnærmingen til oppgaven.

Teorikapitlet gir en grundigere teoretisk gjennomgang av oppgavens hovedtema, injiserte løsmassestag. I dette kapitlet blir kort historie, bruksområder, beskrivelse av utforming, bæreprinsipp og installasjonsprosedyre presentert. I tillegg presenteres aktuelle beregningsmetoder for løsmassestag, og informasjon om ulike prosjekter som brukes videre i oppgaven. Samlet sett skal disse kapitlene gjennomgå all nødvendig bakgrunnsinformasjon for å gi en økt forståelse for diskusjon og konklusjon.

I kapittel 10 blir resultatene fra beregningene presentert. Fokusområdet for kapitlet er å presentere beregnede verdier på en oversiktlig måte. Mer detaljert presentasjon av beregningsmetodikk finnes i vedlegg. Basert på disse resultatene blir en diskusjon og konklusjon presentert i henholdsvis kapittel 11 og 12. Gjennom disse kapitlene vil det bli formidlet en vurdering av resultatene, samt en diskusjon omkring delspørsmålene i oppgaven.

# Kapittel 2

## Metode

### 2.1 Litteraturstudium

Masteroppgaven som helhet er en videreføring av arbeidet som ble gjennomført i prosjektoppgaven høsten 2019 (Egeland, 2019). Ettersom det i forbindelse med prosjektoppgaven ble utarbeidet en større litteraturstudie, inngår også denne i masteroppgavens metode.

I universitetsbiblioteket sitt søkeverktøy, og med bruk av søkemotorene Google og Google Scholar, ble gode elektroniske kilder, med variert litteratur, hentet frem. Anvendte kilder fra internett har blitt kritisk vurdert med tyngde på nøyaktighet og egnethet. Det ble lagt vekt på å skaffe oversikt over forfatteren sin bakgrunn og kompetanse innenfor det aktuelle temaet. Dette ga en god indikasjon på kildens troverdighet og objektivitet.

Kompendier brukt i forbindelse med andre fag ved NTNU, som blant annet 'Geoteknikk beregningsmetoder' (Emdal, Grande, Nordal, Eiksund & Grimstad, 2016), 'Geotechnics Field and Laboratory Investigations' (Sandven et al., 2017) og 'Geotechnical Engineering Advanced Course' (Nordal, 2019), har vært viktige informasjonskilder gjennom hele prosessen. Denne typen kilder ble brukt for å skape oversikt over geotekniske grunnprinsipper og ettersom litteraturen brukes i læringsformål anses kildene som svært troverdige. I tillegg har doktorgrader og masteroppgaver fra NTNU vært en stor bidragsyter til detaljert informasjon på aktuelle tema. Disse oppgavene anses som pålitelige ettersom kildene som er brukt er kritisk vurdert av forfatteren selv.

Det ble i forbindelse med arbeidet også opprettet kontakt med flere fagkyndige personer som bidro med relevant stoff. Spesielt trekkes Helen Andersson frem som en viktig kanal til aktuell informasjon ettersom hun bistod med flere interessante artikler. Også disse kildene ble behandlet kritisk for å fastslå objektivitet og troverdighet. Helen har selv beskrevet kildene som pålitelige, og med bakgrunn i hennes faglige kompetanse anses dette som en tilfredsstillende vurdering.

Data for prøvetrekking og rapporter for grunnundersøkelser er hentet fra ulike bedrifter. Norconsult AS, Huth and Wien Engineering, Norges Geotekniske Institutt og Fundamentering AS, har vært ivrige støttespillere og gitt godt innblikk i aktuelle prosjektmapper. Det velges i midlertid å holde informasjon hentet fra disse kildene så anonym som mulig på grunnlag av forespørsel fra tilsender. Det antas at kildene kan betraktes som troverdige.

### **Begrensninger knyttet til litteraturstudiet**

Det ble ansett som nødvendig å begrense antall databaser og søkemotorer som ble anvendt til å finne litteratur. Dette kan i enkelte tilfeller ha ført til utelatelse av relevant materiale, men det antas likevel at tilstrekkelig med litteratur har blitt vurdert.

## **2.2 Kapasitetsberegning**

For å besvare oppgavens problemstilling ble det foretatt analytisk, empirisk og numerisk beregning av kapasitet. Den analytiske tilnærmingen ble lokalisert i Statens Vegvesens håndbok V220, 'Geoteknikk i vegbygging' (Statensvegvesen, 2014). Ettersom Statens Vegvesen er en av de største byggherrene i Norge som behandler injiserte løsmassesteg, anses det som interessant å vurdere denne metoden. Metoden utarbeidet i EXCEL ble tilsendt fra samarbeidsbedriften for effektivisering av beregningene (Fjeld, 2019). Beregningsmodellen ble verifisert mot beregningseksempler fra litteraturen.

For den empiriske tilnærmingen til kapasitetsberegningene i oppgaven ble det valgt å bruke Ischebeck sin miniguide, 'Dimensjoneringsguide 3 – Ischebeck TITAN stag och påle' (*Ischebeck miniguide*, u.d.). Metoden baserer seg på datagrunnlag fra prøvetrekkinger utført i flere land, noe som har medført at metoden kan produsere høye kapasiteter. Dette gjør beregningsmetoden til et kostnadseffektivt alternativ og er dermed svært attraktiv. Med bakgrunn i dette anses det som interessant i denne oppgaven å utvide datagrunnlaget for metoden for å verifisere beregningsmetoden ytterligere mot norske forhold. I tillegg betraktes Ischebeck som den største leverandøren av løsmassesteg i Norge og har dermed en viktig tyngde i det norske markedet. Også for denne beregningsmetoden ble det utviklet en modell i EXCEL (Fjeld, 2019). På grunn av metodens relativt enkle fremgangsmåte ble alle beregninger også gjort for hånd og verifisert mot programmet.

Den numeriske tilnærmingen til oppgaven ble etablert i elementprogrammene PLAXIS 2D og PLAXIS 3D, med bruk av 'Embedded beam pile'-modellering. Bakgrunnen for dette valget er at programmene er de mest anvendte beregningsmetodene i dagens prosjekteringsarbeid. Fra undervisningsfaget 'videregående kurs, geoteknikk' på

NTNU har en grunnleggende forståelse for programhåndteringen blitt etablert. I tillegg har samarbeidsbedriften og andre fagkyndige personer stilt seg svært hjelpelige til opplæring. Det anses derfor som forsvarlig å bruke programmet uten videre verifisering. Manualer som 'Tutorial manual 2D' (Brinkgreve, Zampich & Ragi Manjo, 2019c), 'Tutorial manual 3D' (Brinkgreve, Zampich & Ragi Manjo, 2019d), 'Reference manual 2D' (Brinkgreve, Zampich & Ragi Manjo, 2019b) og 'Material manual 2D' (Brinkgreve, Zampich & Ragi Manjo, 2019a), har i tillegg vært en god støtte gjennom arbeidet i programmet.

Bakgrunnen for at både PLAXIS 2D og PLAXIS 3D ble tatt i bruk i oppgaven er programmenes utvikling. Per dags dato er det flere begrensninger tilknyttet bruk av PLAXIS 3D enn PLAXIS 2D. Blant annet tilbyr PLAXIS 2D valget mellom 6-noders element og 15-noders element, der PLAXIS 3D kun utfører beregninger med 10-noders element. Med å ta i bruk begge metodene i denne oppgaven kan flere slike begrensninger evalueres.

I tillegg til 'Embedded beam pile'-modelleringen i PLAXIS 2D ble det også etablert en aksesymmetrisk modell som en alternativ beregningsmetode. Bakgrunnen for dette var å identifisere begrensninger tilknyttet beregninger utført i 'Embedded beam pile'-modellen i PLAXIS 2D. I tillegg gjorde denne modelleringen det mulig å vurdere andre aspekter med installasjonen, som for eksempel friksjonsendring langs staget grunnet volumendring i grunnen ved injisering av sementsuspensjon. Ettersom det aksesymmetriske systemet kun er mulig å ta i bruk for vertikale eller horisontale løsmassestag, er denne metoden kun utført på prosjekter der løsmassestag installert uten helning.

Samtlige beregningsmetoder ble vurdert for installerte løsmassestag på fire prosjekter, og resultatene fra beregningene ble videre sammenlignet med prøvetrekkingsdata fra prosjektene. Som et ytterligere sammenligningsgrunnlag ble det valgt å inkludere deler av analysen som ble utført i prosjektoppgaven, høsten 2019 (Egeland, 2019). For en enkel base case med et vertikalt løsmassestag installert i sand, ble samtlige beregningsmetoder nevnt ovenfor tatt i bruk for å beregne kapasitet.

## Begrensninger for kapasitetsberegninger

Det fremgikk fra innhentet materiale at samtlige løsmassestag som ble prøvetrukket på de aktuelle prosjektene ble strekklastet. Målingene anses som nøyaktige nok som grunnlag i denne oppgaven. I tillegg forutsettes det at målt bruddlast i prosjektene inntreffer når det oppstår glidning mellom løsmassestag og løsmasser, og at stålstagets styrke er tilstrekkelig for påsatt strekklast. Samtidig antas det at brudd ikke oppstår i andre deler av jorden i forbindelse med påsatt strekklast.

Fra innhentet materiale fremgikk det også at ikke alle løsmassestagene som ble prøvetrukket på de aktuelle prosjektene i denne oppgaven ble trukket helt til brudd. Det velges derfor å tydeliggjøre et skille mellom **målt bruddlast**, der løsmassestaget ble trukket helt til brudd, og maksimal **prøvelast**, som indikerer den høyeste målte strekklasten løsmassestaget ble utsatt for under prøvetrekking. På grunnlag av oppgavens problemstilling festes det like stor viktighet til begge observasjonene ettersom målt bruddlast gir en god indikasjon på hvilken beregningsmetode som kan anbefales, mens maksimal prøvelast kan gi grunnlag for beregningsmetodens konservativisme.



En forutsetning for beregningene som ble foretatt på de aktuelle prosjektene i denne oppgaven var at alle stag ble installert på korrekt måte dersom ingenting annet ble oppgitt. Dette inkluderer at den injiserte sonen ble etablert godt utenfor den aktive sonen og at det ble kontrollert at kritiske glideflater ikke forekommer utenfor forankringssonen (Statensvegvesen, 2014).

I forbindelse med parametervalg for beregningsmetodene ble det lagt vekt på å skape sammenlignbare resultater. Hovedsakelig er alle parametervalg gjort på grunnlag av tilsendt datagrunnlag, og er derfor vurdert av ansvarlige geoteknikere på de aktuelle prosjektene. Likevel gir beregningsmetodenes oppbygging rom for noe egen tolkning. Følgende forutsetninger ble derfor bestemt:

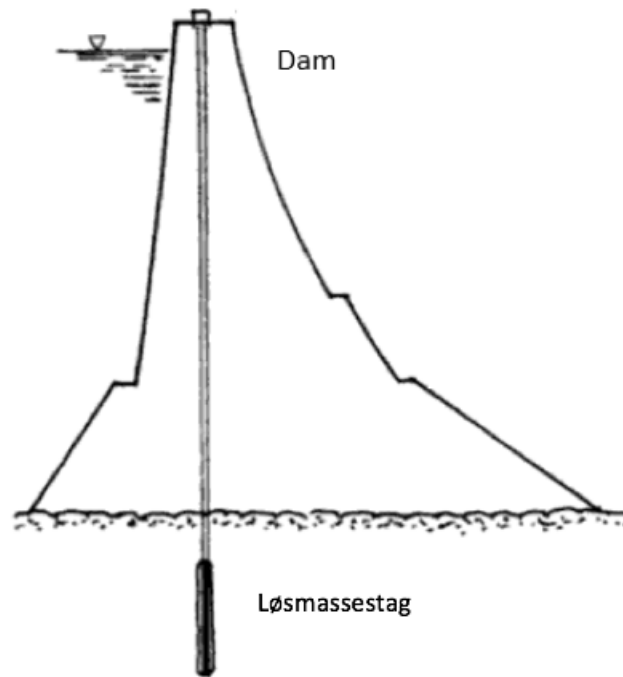
- For Statens Vegvesen, PLAXIS 2D, PLAXIS 3D og Aksesymmetri er diameter på ferdig installert forankringskropp basert på verdier hentet fra Ischebeck sine vurderinger. På denne måten etableres et felles grunnlag for borehullets størrelse.
- Etersom PLAXIS benytter en foreskrevet friksjon langs løsmassestaget som input, velges det å sette denne lik som for Ischebeck. Dette vil gi bedre sammenligningsgrunnlag for PLAXIS og Ischebecks miniguide.
- For alle analyser som utføres i PLAXIS 2D og PLAXIS 3D for samme prosjekt, velges det å holde alle parametre like. Dette vil gi en god indikasjon på 3D-effektens påvirkning på resultatene.
- Etersom det ikke ble utført et omfattende parameterstudie, ble det vurdert at parametre med mindre innflytelse på resultatet ble holdt uendret. Blant annet ble parameteren  $E'$  i PLAXIS 2D, PLAXIS 3D og Aksesymmetri satt lik 10 000 MPa gjennom hele analysen. For sand anses denne som noe lav, men det antas at dette har liten påvirkning på oppgavens resultater.
- Alle beregninger ble beregnet karakteristisk for å sikre best sammenligningsgrunnlag med målt bruddlast.

# Kapittel 3

## Teori

### 3.1 Historie

Den tidligste dokumenterte bruken av forankring er datert til 1934 da den franske ingeniøren André Coyne tok i bruk løsmassesteg for å forhindre velting av Cheurfas dam i Algeria (Fang, 2013). Gravitasjonsstrukturen viste tydelige tegn til ustabilitet, og vertikale løsmassesteg ble installert for å løse problemet (Xanthakos, 1991). Figur 3.1 illustrerer Coyne sin forankringsløsning.



Figur 3.1: Forankring av Cheurfas dam i Algeria (Xanthakos, 1991)

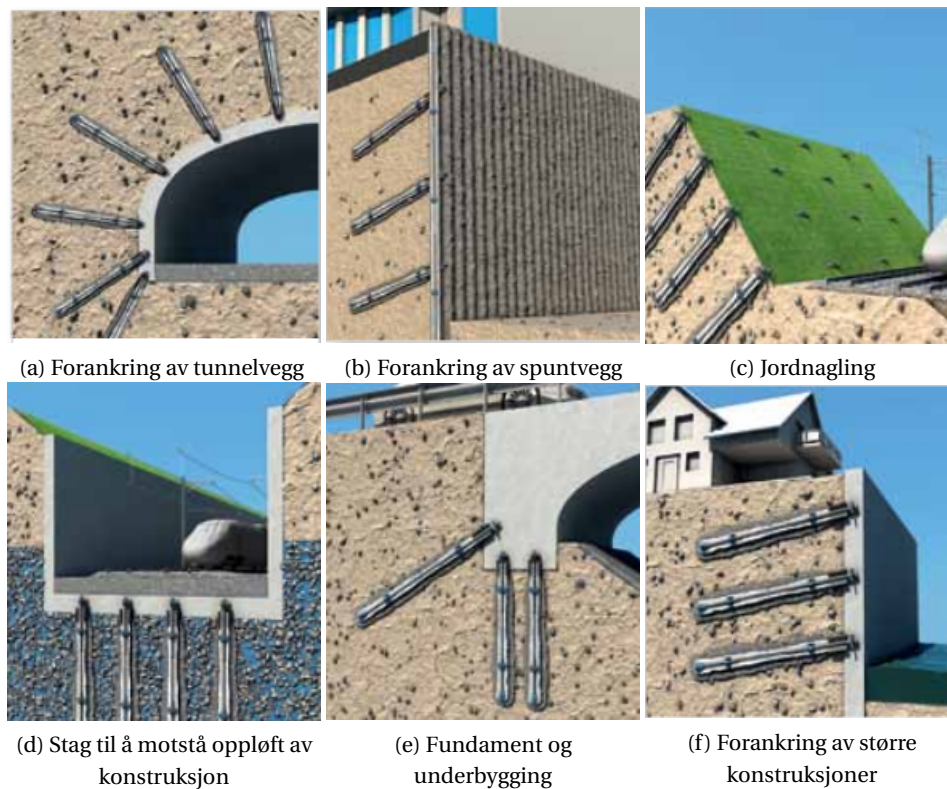
Mot slutten av 1950-tallet ble løsmassestag betraktet som en vanlig metode for å øke stabilitet for store konstruksjoner som dammer og tårn, samt for støtte under større utgravninger (Fang, 2013). Gjennom etterkrigstiden var det viktig med gjenoppbygging av Europa, og i forbindelse med utfordrende byggeforhold økte interessen for løsmassestag (Fang, 2013). Som en naturlig følge av dette ble løsmassestagene stadig utviklet og mer tilpasningsdyktige.

På starten av 1970-tallet fattet også USA interesse for forankringsmetodikken, og etterhvert spredte interessen seg til hele verden (Fang, 2013). Siden den gang har erfaring og ny teknologi gjort at løsmassestagene nå kan tilpasses ulike grunnforhold, topografi og korrosjonsmiljø.

### 3.2 Bruksområder

Løsmassestag har vist seg å være et nyttig hjelpemiddel i svært mange geotekniske problemstillinger. Blant annet brukes stagene til å forankre støttekonstruksjoner, sikre stabilitet i skråninger, skjæringer og tunneller, motstå løftekrefter, forhindre glidning og velting, samt for å fastholde spennkabler (*Eurocode 7: Geotechnical design*, 2006).

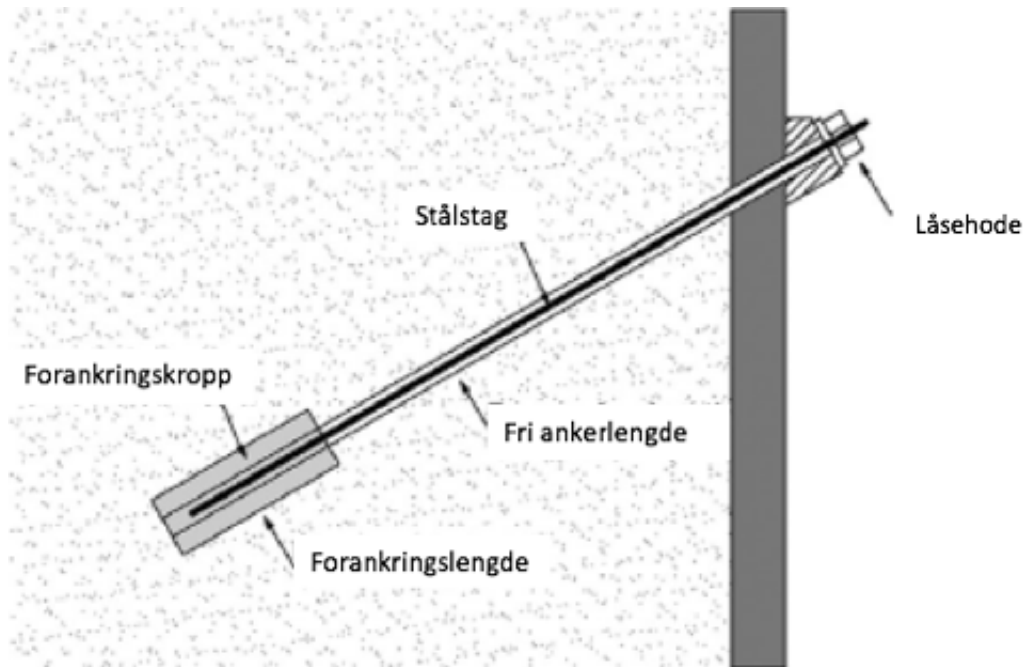
Eksempler er vist i Figur 3.2.



Figur 3.2: Bruksområder for forankringsstag (Ischebeck & Ischebeck, 2013)

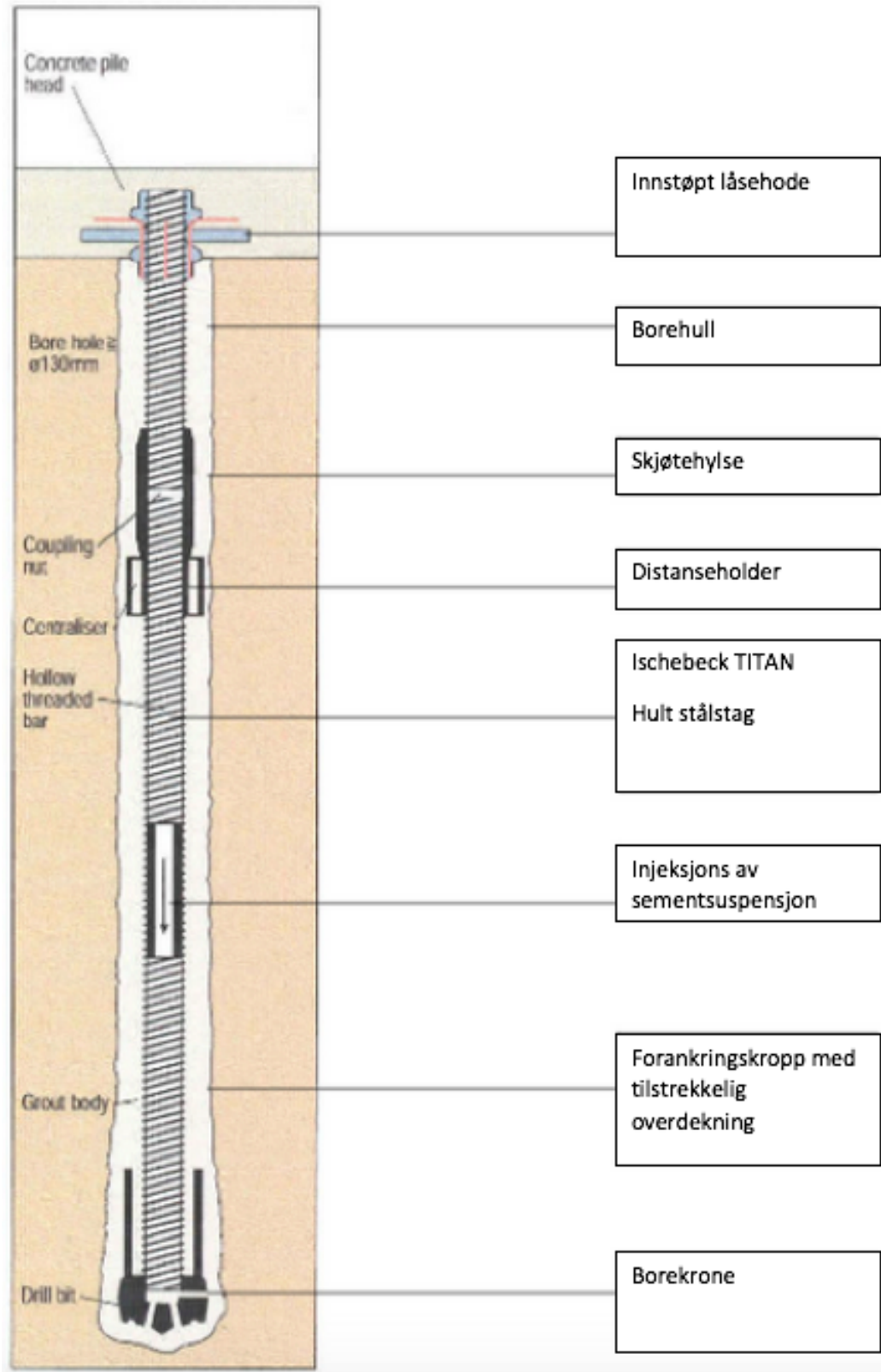
### 3.3 Beskrivelse av løsmassestag

Løsmassestag består hovedsakelig av tre komponenter: en forankringslengde, en fri lengde og et låsehode, som indikert på Figur 3.3. Forankringslengden av staget (ofte omtalt som forankringskroppen) har som hovedoppgave å utøve tilstrekkelig friksjonskrefter mellom løsmasser og forankringskropp til å motstå påsatt last på staget. Den frie lengden skal ikke utøve heft med omkringliggende løsmasser, og fungerer hovedsakelig som et bindeledd mellom forankringskroppen og låsehodet. Hodet i sin tur utgjør festepunktet mellom konstruksjon og løsmassestag, og overfører med dette krefter mellom disse elementene.



Figur 3.3: Illustrasjon av løsmassestag (Ortega, Pastor, Albaladejo, Sánchez & Climent, 2014)

Løsmassestag fra Ischebeck består av et hult, gjenget stålstag som installeres i grunnen med bruk av en engangs borekrone. Gjennom staget kan sementsuspensjon injiseres ut gjennom borekronen og forme forankringskroppen. Sementsuspensjonen i forankringskroppen sikrer i tillegg korrosjonsbeskyttelse av stålet. Viktigheten av korrosjonsbeskyttelse avhenger av antatt levetid for løsmassestaget. For permanente løsmassestag er korrosjonsbeskyttelse særdeles viktig, mens midlertidige løsmassestag ofte trenger minimalt med beskyttelse (VSL GROUND ANCHOR SYSTEMS, 2010). Fra Figur 3.4 går det frem flere viktige komponenter på løsmassestaget. Disse er grundigere forklart nedenfor Figuren.



Figur 3.4: Ischebecks løsmassestag med sentrale komponenter (*Injeksjonspeler*, 2008)

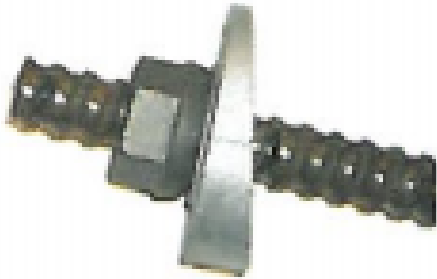
Noen av de viktigste elementene i Figur 3.4 er beskrevet nedenfor.



(a) Stålstag med gjenger



(b) Ulike borekroner



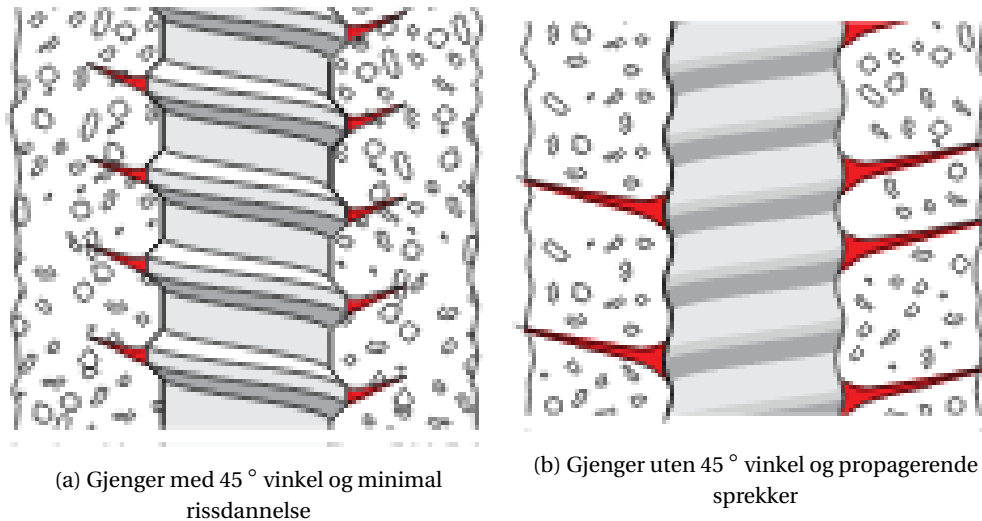
(c) Låsehodet



(d) Distanseholder

Figur 3.5: Sentrale elementer på løsmassesteg (Aschenbroich, 2005)

Stålstagene lages i mange dimensjoner, som vist i Figur 3.5 a. Staget er laget av duktilt stål med høy styrke for å forhindre skade i stålet ved installasjon. Stålstagene kan kobles sammen, og med dette oppnå eksakt ønsket lengde. For å opprettholde stagets styrke i koblingspunktene brukes skjøtehylser som vist i Figur 3.4. I forankringskroppen fungerer stålstaget som armeringsjern, og utformes derfor som armeringsjern i armert betong med gjenger med skuldervinkel på 45°. Dette reduserer faren for rissdannelse og forhindrer dermed korrosjonsproblematikk (Aschenbroich, 2005) som illustrert i Figur 3.6.



Figur 3.6: Illustrert sprekkdannelse

Det finnes svært mange forskjellige utforminger på borekroner som vist i Figur 3.5 b. Borekronene som brukes i forbindelse med installasjonen av løsmassestaget er designet for engangsbruk og blir stående igjen i grunnen etter installasjon. For at installasjonsprosessen skal være så rasjonell som mulig er det viktig å velge en egnet borekrone. Dette bør gjøres på bakgrunn av en vurdering av grunnforhold på installasjonsområdet (Fjellheim, 2012).

Utformingen av låsehodet kan variere veldig, men består hovedsakelig av en lastbærende plate og en festemekanisme som vist i Figur 3.5 c. Hodet kan støpes inn i betongelementer (fundament, betongdekker etc.), sprayes med sement (jordnagling) eller festes direkte til lastbærende stålkonstruksjoner. Stålet som brukes i låsehodet har stor styrke, og bærekapasiteten kontrolleres nøye før bruk (Ischebeck & Ischebeck, 2013).

Distanseholdere, som er vist i Figur 3.5 d, monteres på staget med jevne mellomrom. Elementet sørger for optimal overdekning av stålet og sentralisering av staget i borehullet. Distanseholderen er utformet med den hensikt å la rester fra boringen lett transporteres ut av borehullet. I tillegg opprettholder distanseholderen valgt retning av boringen (Aschenbroich, 2005).

### 3.4 Installasjon og utstyr

Installasjon av løsmassestag er sterkt avhengig av geoteknisk problemstilling, hvilken type stag som skal monteres, hvilket utstyr som er tilgjengelig og hvilke retningslinjer som ligger til grunn. For Ischebeck TITAN-stag finnes det dog kun én teknisk riktig installasjonsprosedyre. Denne er presentert nedenfor (Ischebeck & Ischebeck, 2013).

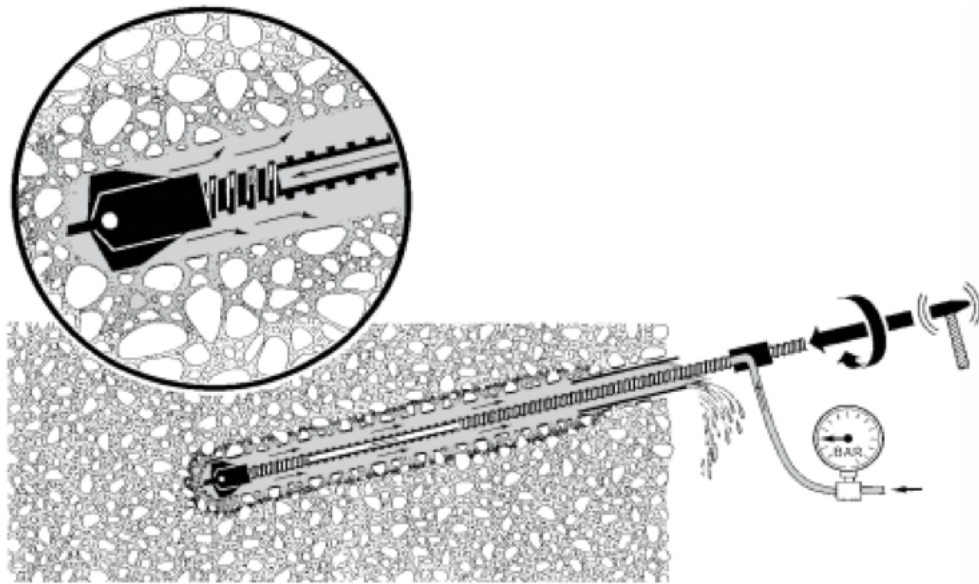
På det valgte installasjonsområde klargjøres stålelementet i riggen, og en engangs borekrone monteres på første stålstag. Injeksjonsmasse blandes, og slanger kobles til stålstaget for å muliggjøre injeksjonsprosessen. Spyling gjennom stålet starter allerede før stålet treffer bakken for å sikre god gjennomstrømning. Den første fasen av boringen starter samtidig som staget penetrerer bakken. Rotasjonsboring med en hastighet på 60-160 omdreininger per minutt er anbefalt, men ved boring i vanskelige grunnforhold kan rotasjonsbor med slag eventuelt brukes (Aschenbroich, 2005). Sementsuspensjon injiseres kontinuerlig gjennom det hule stålstaget og ut via drillhodet, som vist på Figur 3.7, for å sikre tilstrekkelig overdekning av stålelementet. Dette fungerer også som en spylevæske under hele installasjonen slik at boringen går lettere.



Figur 3.7: Injeksjon av sement via stålstanget ut av borekronhodet (*Dimensjonering Ischebeck TITAN*, 2013)

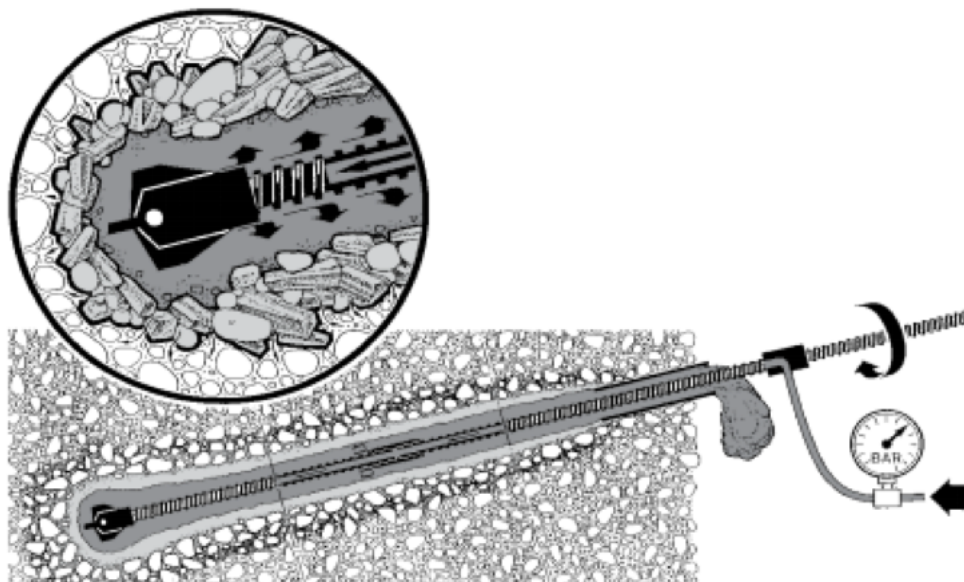
I denne første fasen av boringen vil en sementsuspensjonen bestående av vann og sement med et forhold vann-sement-tall (w/c-tall) på omtrent 0,7 injiseres kontinuerlig inn i borehullet. Det anbefales å la staget beveges opp og ned mens boringen foregår slik at rester etter boringen spyles ut av toppen av borehullet. En filterkake bestående av sement står igjen som en avstiver av borehullet etter den initielle fasen. Denne avstivningen medvirker til økt heft mellom løsmasser og forankringskropp (Ischebeck & Ischebeck, 2013). Illustrasjon 3.8 viser første fase av installasjonsprosessen.





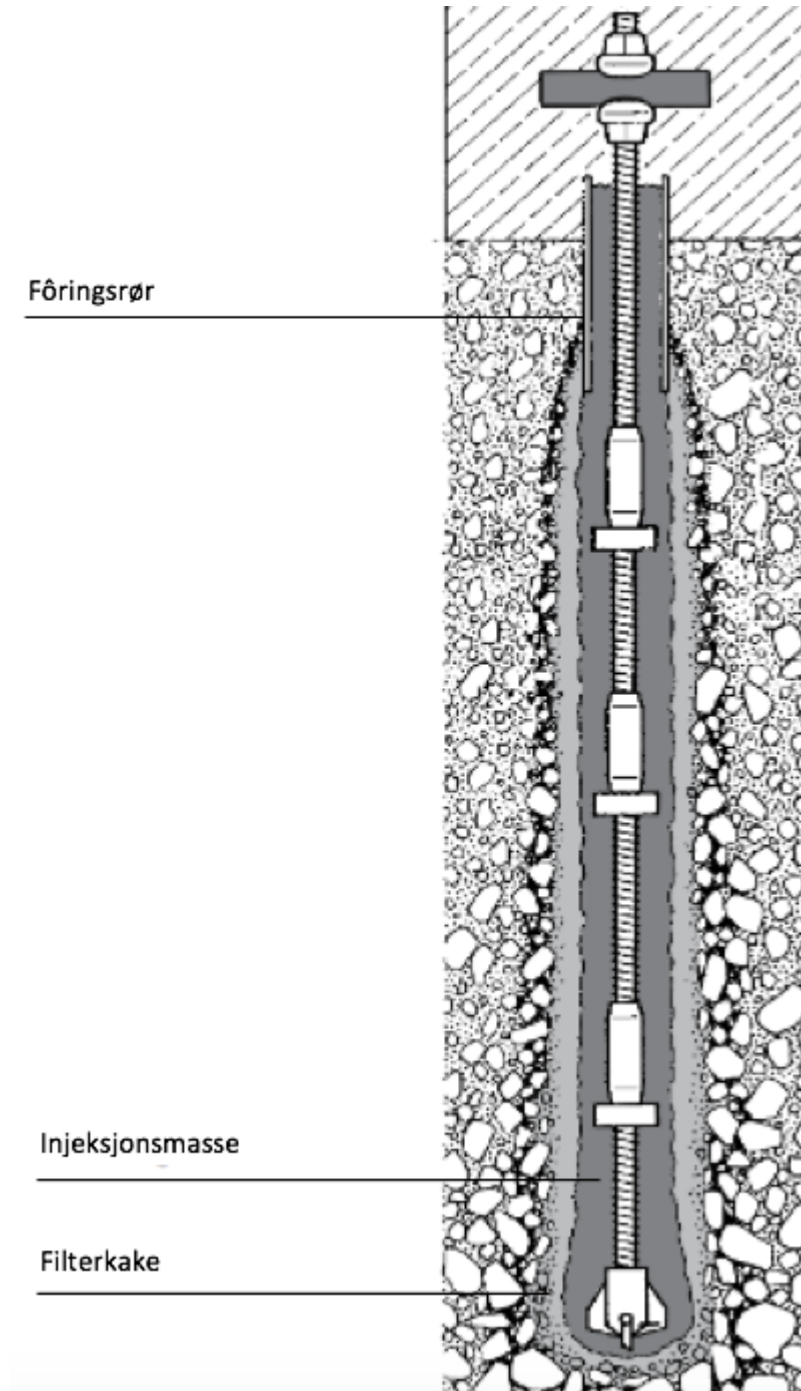
Figur 3.8: Illustrasjon av den initielle fasen av installasjonsprosessen (Ischebeck & Ischebeck, 2013)

Etter den initielle fasen starter injeksjonsfasen. Gjennom det hule stålstaget injiseres en ny sementmasse med w/c-tall på omlag 0,4. Den nye suspensjonen presser massen fra første fase ut, og danner med dette en stiv sementkropp rundt stålstaget. Et økende trykk mot enden av fasen indikerer vellykket installasjon. Grunnen til dette er at naturlige blokader bestående av pluggen av hurtigherdende sement dannes i borehullet (Ischebeck & Ischebeck, 2013). Figur 3.9 viser injeksjonsfasen.



Figur 3.9: Illustrasjon av injeksjonsfasen i installasjonsprosessen (Ischebeck & Ischebeck, 2013)

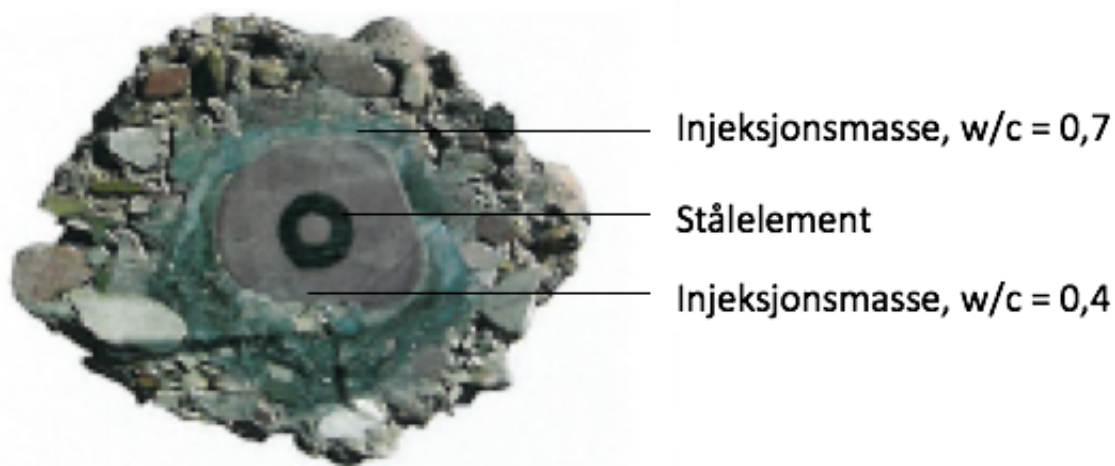
Med riktig bruk av denne installasjonsprosessen vil maksimal friksjon mellom omkringliggende masser og forankringskropp oppnås. I etterkant av injeksjonsfasen etableres den frie lengden med å banke ned glatte føringsrør med ønsket lengde rundt den injiserte sementkroppen. Ferdig installert løsmassestag, inkludert fri lengde, er illustrert i Figur 3.10.



Figur 3.10: Ferdig installert løsmassestag (Ischebeck & Ischebeck, 2013)

### 3.5 Bæreprinsipp

Løsmassestag fungerer både som grunnforsterkningssystem og lastbærende element. Ved injisering med høyt trykk oppstår en konsolidering av løsmassene omkring løsmassestaget og den opprinnelige styrken av grunnen øker. I tillegg trenger injeksjonsmassene inn i omkringliggende løsmasser og oppnår med dette god heft mellom løsmasser og løsmassestagets forankringskropp. Denne friksjonen sørger for godt samvirke mellom komponentene slik at lastoverføring fungerer optimalt. Løsmassestagene dimensjoneres for å motstå både strekklast og trykklast, og lastoverføringen skjer fra stålelementet til injeksjonsmassen med  $w/c$ -tall = 0,4, videre til injeksjonsmassen med  $w/c$ -tall = 0,7 og ut til omkringliggende løsmasser (Fjellheim, 2012). Disse komponentene er vist i Figur 3.11.



Figur 3.11: Tverrsnitt av injeksjonsstag (Aschenbroich, 2005)

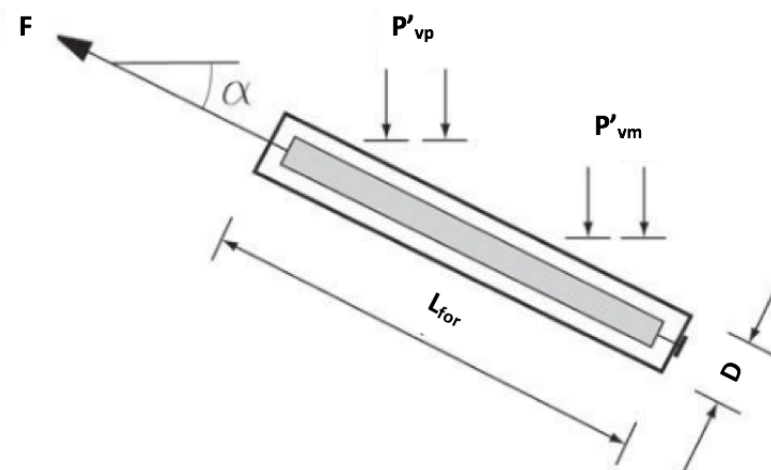
Løsmassestag dimensjoneres i tråd med estimert størrelse på friksjonsforbindelsen mellom sementsuspensjon og løsmasser ettersom det er denne forbindelsen som betraktes som mest usikker. For optimal bæreevne vil grunnforhold bestående av friksjonsmasser som sand og grus være ideelt. Dette som et resultat av sementsuspensjonens evne til å trenge gjennom permeable masser.

# Kapittel 4

## Beregningsmetoder

### 4.1 Statens Vegvesens håndbok V220

Statens Vegvesens beregningsmetode presenterer en analytisk beskrivelse av kapasiteten til løsmassestag. Forankringslegemet betraktes som en idealisert sylinder som vist i Figur 4.1.



Figur 4.1: Idealisert sylinder som forankringslegeme (Statensvegvesen, 2014)

Der

- $D$  = Forankringslegemets diameter
- $L_{for}$  = Forankringslengde
- $F$  = Påsatt strekklast
- $p'_{vp}$  = Effektivt vertikalktrykk ved start forankringslengde

- $p'_{vm}$  = Midlere vertikalktrykk på forankringslengden
- $\alpha$  = Løsmassestagens helning med horisontalen

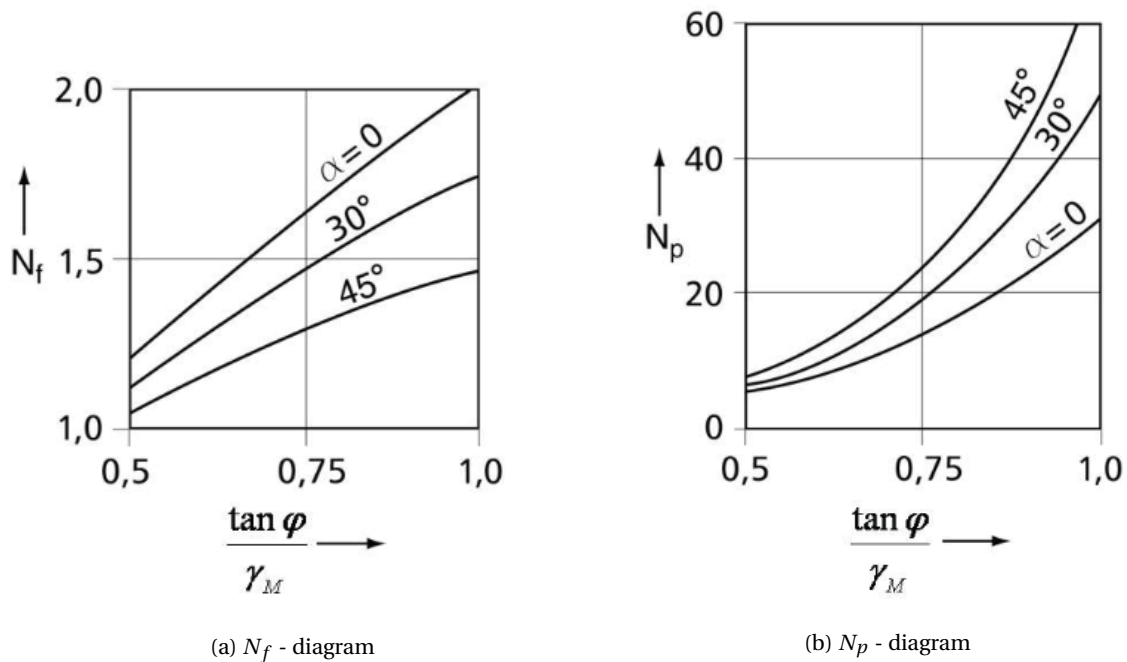
Kapasiteten til løsmassestag beregnes etter Formel 4.1, med tilhørende symboler som vist i Figur 4.1.  $N_f$ ,  $N_p$  og  $N_q$  er henholdsvis friksjonsfaktor, spissbærendefaktor og bæreevnefaktor.  $K_0$  er hviletrykkskoeffisient og  $\phi$  er friksjonsvinkelen i løsmassene.

$$F = N_f p'_{vm} DL_{for} + N_p p'_{vp} D^2 \quad (4.1)$$

$$N_f = \frac{\pi}{2} (K'_0 + K'_0 \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha) \tan \phi \quad \text{der} \quad K'_0 = 1 - \sin \phi \quad (4.2)$$

$$N_p = \frac{\pi}{4} N_q (\sin^2 \alpha + K'_0 \cos^2 \alpha) \quad (4.3)$$

$N_f$  og  $N_p$  kan også leses av på diagrammene i Figur 4.2.



Figur 4.2: Diagram over  $N_f$  og  $N_p$

Kapasitet beregnet med Statens Vegvesens metode består av summen av friksjonskraft langs staget ( $F_{frikksjon}$ ) og spissmotstanden i enden ( $F_{spiss}$ ). For å forstå bakgrunnen for metoden er det valgt å dele opp uttrykket i Formel 4.1 i disse komponentene. Friksjonsleddet i metoden blir dermed som vist i Formel 4.4.

$$F_{frikksjon} = N_f p'_{vm} D L_{for} \quad (4.4)$$

Med  $N_f$  som vist i Formel 4.5

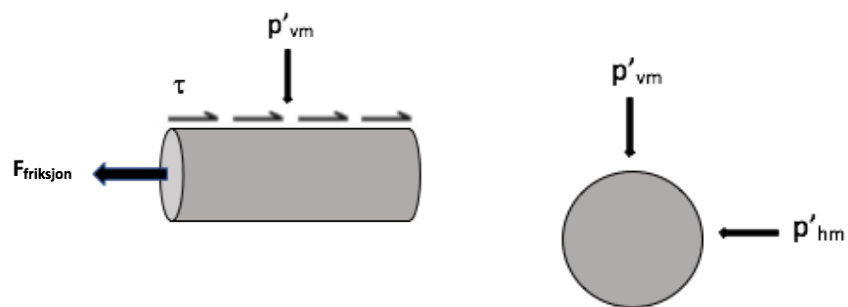
$$N_f = \frac{\pi}{2} (K'_0 + K'_0 \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha) \tan \phi \quad \text{der} \quad K'_0 = 1 - \sin \phi \quad (4.5)$$

For å forstå oppbyggingen av dette formelverket velges det å betrakte det enkle tilfellet med horisontale løsmassestag ( $\alpha = 0^\circ$ ).  $N_f$  blir dermed som vist i Formel 4.6.

$$N_f = \frac{\pi}{2} (K'_0 + 1) \tan \phi \quad (4.6)$$

Innsatt i Formel 4.4 blir kapasiteten i horisontale løsmassestag som vist i Formel 4.7. Figur 4.3 viser tverrsnitt av den horisontale pelen med tilhørende symboler for Formel 4.7.  $\tau$  viser friksjonen langs forankringskroppen til løsmassestaget og  $p'_{hm}$  viser midlere horisontaltrykk på forankringslengden. Resterende symboler er forklart under Figur 4.1.

$$F_{frikksjon} = \pi D L_{for} \frac{p'_{hm} + p'_{vm}}{2} \tan(\phi) \quad (4.7)$$



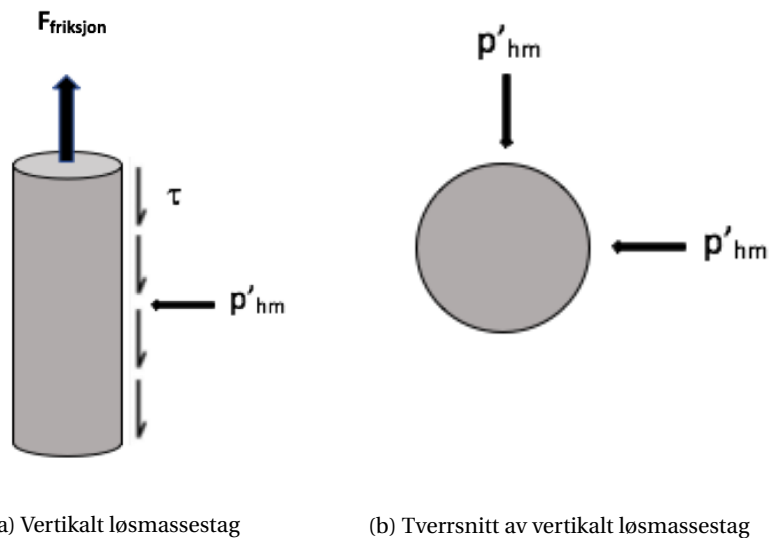
(a) Horisontalt løsmassestag

(b) Tverrsnitt av horisontalt løsmassestag

Figur 4.3: Illustrasjon av horisontalt løsmassestag med forklarende symboler

På samme måte kan et vertikalt løsmassestag ( $\alpha = 90^\circ$ ) betraktes ved å gjennomføre samme oppdeling og innsetting i eksisterende formelverk. Resultatet er vist i Formel 4.8 med tilhørende symboler gitt i Figur 4.4.

$$F_{frikisjon} = \pi DL_f \text{or } p'_{hm} \tan(\phi) \quad (4.8)$$



Figur 4.4: Illustrasjon av vertikalt løsmassestag med forklarende symboler

Ved å sammenligne friksjonsleddet for de enkle tilfellene med Coulomb-bruddkriteriet i Formel 4.9, fremgår et tydelig samsvar.

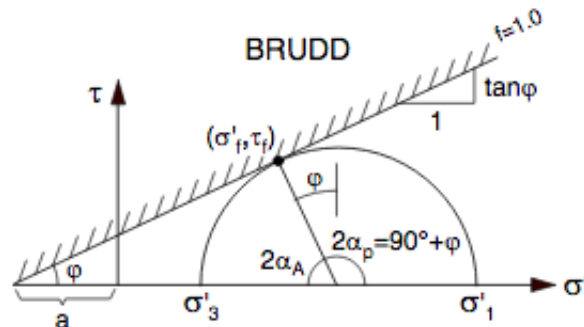
$$\tau_f = (\sigma'_f + a) \tan \phi \quad (4.9)$$

der

- $\tau_f$  = Skjærspenning på planet
- $\sigma'_f$  = Effektiv normalspenning på planet
- $a$  = Attraksjon (betraktes som en kurveparameter for Coulomb-bruddkriteriet)
- $\phi$  = Løsmassenes friksjonsvinkel

Coulomb-kriteriet beskriver hvordan et material sin evne til å motstå skjærspenninger, endrer seg med normal-spenningsnivået. I Statens Vegvesens metode uttrykkes normalspenningen på planet,  $\sigma'_f$ , som gjennomsnittspenningen midt på løsmassestaget. Coulomb-kriteriet benyttes i drenert tilstand der en spenningsendring medfører en endring i effektivspenningene. Som bruddkriterium tilsier dette at bruddet vil oppstå langs det planet som har mest ugunstig kombinasjon av normal- og skjærspenning (Emdal et al., 2016). For løsmassestag vil dette planet ofte

oppstå i grensesnittet mellom forankringskropp og løsmasser. Bruddkriteriet i Formel 4.9 vises i et Mohr-Coulomb-diagram i Figur 4.5.



Figur 4.5: Coulomb-kriteriet i Mohr-Coulomb-diagram (Emdal et al., 2016)

I Figur 4.5 beskrives Coulomb-kriteriet som en bruddlinje med stigning  $\tan(\phi)$ . En naturlig følge av dette er at materialer med stor friksjonsvinkel raskere vil utvikle evnen til å motstå skjærspenninger ved økt normalspenning enn materialer med lav friksjonsvinkel (Emdal et al., 2016).

Det spissbærende bidraget til kapasitet i Statens Vegvesens metode er vist i Formel 4.10. På samme måte som for friksjonsleddet kan også dette deles opp for å forstå bakgrunnen.

$$F_{spiss} = N_p p'_{vp} D^2 \quad (4.10)$$

Der

$$N_p = \frac{\pi}{4} N_q (\sin^2 \alpha + K'_0 \cos^2 \alpha) \quad (4.11)$$

Ved å betrakte det horisontale tilfellet ( $\alpha = 0^\circ$ ) fremkommer bidraget for spissbærende kapasitet som vist i Formel 4.12. Symbolene i Formelen er vist og forklart i Figur 4.1.

$$F_{spiss} = N_q K'_0 p'_{vp} \frac{\pi D^2}{4} \quad (4.12)$$

På lik linje kan dette utføres for det vertikale løsmassestaget ( $\alpha = 90^\circ$ ) og Formel 4.13 fremkommer.

$$F_{spiss} = N_q p'_{vp} \frac{\pi D^2}{4} \quad (4.13)$$

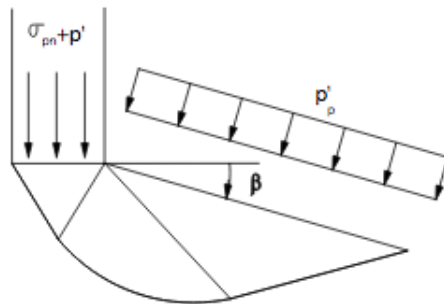


Det fremgår et tydelig samsvar med formelen for bæreevne av et dypt fundament som vist i Formel 4.14. Denne er basert på spenningsfeltet rundt en pelespiss som vist i Figur 4.6 (Emdal et al., 2016).

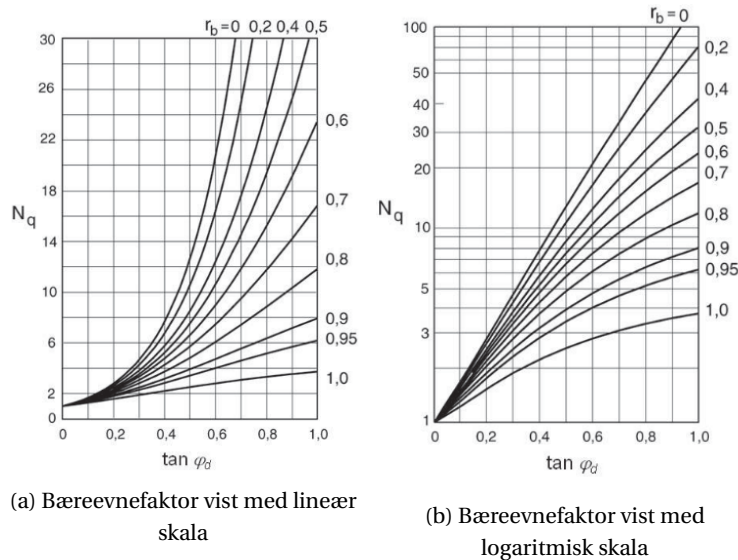
$$\sigma_{pn} = (N_q - 1)(p'_p + a) \tag{4.14}$$

Der

- $\sigma_{pn} = \sigma_p - p'_p =$  Netto effektiv spissmotstand
- $p'_p =$  Effektiv vertikalspenning i nivå med pelespiss
- $a =$  Attraksjon
- $N_q =$  Bæreevnefaktor. Kan leses av Figur 4.7 der  $r_b$  er ruhet.



Figur 4.6: Spenningsfelt for en pelespiss (Emdal et al., 2016)



Figur 4.7: Bæreevnefaktor med lineær og logaritmisk skala (AAbøe, Frydenlund, Oset & Vaslestad, u.d.)

## 4.2 Ishcebecks miniguide

Tanken om at et system av store og små røtter kan bære og forankre et tre til grunnen ga i 1952 Dr. F. Lizzi en idé om å videreføre dette prinsippet til den geotekniske verden. Treets røtter kan motsette seg vertikale og horisontale statiske og dynamiske laster, slik at treet fungerer optimalt. Systemet virker enkelt nok, men treets evne til å beregne størrelsen av rotsystemet gjenstår som et mysterium (Ischebeck & Ischebeck, 2013). Det er denne beregningen Huth and Wien Engineering forsøker å gjenskape i Ischebecks miniguide. Guidens fremgangsmåte med tilhørende tabeller er vist i Figur 4.8 til 4.11.

### BEREGNINGSGANG – PRELIMINÆR DIMENSJONERING AV ISCHEBECK TITAN

1.	Beregne dimensjonerende lastvirkning $E_d$ [kN] i stålets retning, og velg riktig TITAN-dimensjon slik at stålmaterialet ikke overbelastes (se tabell 1).	$E_d =$ <input type="text"/>	kN
2.	Anta grensemantelfriksjon $q_s$ <sup>1)</sup> [kPa] for aktuell jordart ved hjelp av sonderingsresultater og karakteristiske styrkeparametere (for veiledning se tabell 3).	$q_s =$ <input type="text"/>	kPa
3.	Velg borkrone for den aktuelle applikasjonen, jordart og TITAN-dimensjon ved hjelp av tabell 2 (spør leverandør ved behov) og angi borkronediameter $d$ [m].	$d =$ <input type="text"/>	m
4.	Anta forholdet $K_1 = D/d$ , dvs. forstørrelsen av diameteren for sementkroppen $D$ <sup>1)</sup> mot borkronediameteren $d$ , utfra empiriske retningslinjer under tabell 3.	$K_1 =$ <input type="text"/>	-
5.	Beregn karakteristisk mantelmotstand $\mu_k$ [kN/m], dvs. geoteknisk motstand uten sikkerhetsfaktor pr. m forankring, som: $\mu_k = q_s \cdot \pi \cdot D = q_s \cdot \pi \cdot K_1 \cdot d$	$\mu_k =$ <input type="text"/>	kN/m
6.	Velg en preliminær total sikkerhetsfaktor $\gamma_{tot} = 1,5-2,0$ <sup>2)</sup> og beregn dimensjonerende mantelmotstand $\mu_d$ [kN/m] som: $\mu_d = \mu_k / \gamma_{tot}$	$\mu_d =$ <input type="text"/>	kN/m
7.	Beregn preliminær nødvendig forankringslengde $L_{for}$ [m] utfra dimensjonerende lastvirkning $E_d$ og mantelmotstand $\mu_d$ som: $L_{for} = E_d / \mu_d$	$L_{for} =$ <input type="text"/>	m
8.	Angi lengden for injeksjonsstålet i det aktuelle bruksområdet – som mikropel / jordnagle / stagforankring – for eks. for stag som: $L_{tot} = L_{st} + L_{for}$	$L_{tot} =$ <input type="text"/>	m

1) For å verifisere antakelsene av grensemantelfriksjon  $q_s$  og sementkroppens diameter  $D$  anbefales prøvebelastning i hht. aktuell utførelsesstandard. Maks. prøvelast i hht. EC 2 avsnitt 5.10.2.1:  $P_{p,max} = A_p \cdot \sigma_{p,max} = A_p \cdot 0,8 \cdot f_{pk}$ , men vi anbefaler  $P_p = R_{Mk} < P_{p,max}$ .

2) For sluttdimensjonering følges retningslinjer i EC 7 (EN 1997-1) og partialkoeffisienter velges for aktuell applikasjon i hht. nasjonalt tillegg NS-EN 1997:2004/NA:2008.

Figur 4.8: Ischebecks miniguide (*Ischebeck miniguide*, u.d.)

## KAPASITET – DIMENSJONERENDE MOTSTAND MHT. STÅLMATERIALET

**TABELL 1** Dimensjonerende motstand [kN] i bruddgrensetilstanden for konstruksjonsdelene for ulike typer av injeksjonsstålet Ischebeck TITAN

	TITAN 30/16	TITAN 30/11	TITAN 40/20	TITAN 40/16	TITAN 52/26	TITAN 73/56	TITAN 73/53	TITAN 73/45	TITAN 73/35	TITAN 103/78	TITAN 103/51	TITAN 103/43	TITAN 127/103	TITAN 196/130
Inst. kapasitet $N_i$	130	193	318	420	557	562	700	949	1181	1392	2143	2389	1333	6034
$R_{M,d}$ i hht. EC 2	135	196	323	426	565	604	783	1059	1205	1414	2174	2622	1565	6122
$N_d$ i hht. EC 3	144	214	353	467	619	624	778	1054	1312	1547	2381	2654	1481	6705

1) Installert kapasitet  $N_i$  i hht. Peleveilningen, HB-V220 "Ø16" etc. med reduksjonsfaktor  $f_a = 0,9$ .

2) Verifisering av armeringens kapasitet  $R_{M,d}$  (kar. last  $R_{M,k}$  med  $\gamma_s = 1,15$ ) i hht. EC 2 (EN 1992-1-1:2005).

3) Dimensjonerende kapasitet  $N_d = \min(F_{t,rd} ; F_{tq,rd})$  i hht. EC 3 (EN 1993-1-1:2005); EN 1993-5:2007 Pelel og spunt.

Figur 4.9: Tabell 1 i Ischebecks miniguide (*Ischebeck miniguide*, u.d.)

## BORKRONEDIAMETER OG SEMENTKROPPENS DIAMETER MHT. JORDART

**TABELL 2** Standard borkroner [mm] for ulike dimensjoner av injeksjonsstålet Ischebeck TITAN, basert på bruksområde og geotekniske forhold (se teknisk datatabell fra Ischebeck GmbH for øvrige borkroner)

Stålenes ytre diameter [mm]	Leirborkrone - for leire, silt eller svært løs sand	Kryssborkrone - for sand og grus med innslag av mindre stein	Stiftborkrone - for berg eller jord med blokk, fyllinger eller lignende
30	Ø75 eller Ø95	Ø78 eller Ø90	Ø51
40	Ø110 eller Ø150	Ø90 eller Ø115	Ø70 eller Ø90
52	Ø130 eller Ø175	Ø115 eller Ø130	Ø115
73	Ø200	Ø130 eller Ø175	Ø130
103	Ø220 eller Ø280	Ø175 eller Ø220	Ø175
127	Ø220	Ø200	Ø200

NB1. Foruten de standard borkronene som vises i tabellen, kan borkroner for dimensjonen over brukes vha. overgang.

NB2. Det finnes også andre typer av borkroner i sortimentet, disse lagerføres ikke alltid uten tas inn etter forespørsel.

Figur 4.10: Tabell 2 i Ischebecks miniguide (*Ischebeck miniguide*, u.d.)

## GRENSEMANTELFRIKSJON – EMPIRISKE VERDIER MHT. JORDART

**TABELL 3** Empiriske verdier på grensemantelefriksjonen  $q_s$  [kPa] kontra sonderingsresultat respektive karakteristiske verdier på skjærfasthetsparametere ifølge bl a tabell G04:22f og G08:32 i Bygg.

LEIRE & SILT	Relativ fasthet	Spisstrykksondering CPT, $q_T$ [MPa]	Udrenert skjærfasthet [kPa]	Kommentar: De lavere verdiene på $q_s$ oppnås ved trykkinjisering under boring (med overtrykk < 10 bar) mens de høyere verdiene oppnås med etterinjeksjon ved et eller flere tilfeller (med overtrykk >> 10 bar) - se videre i svenske Pålkommisjonens rapport 102-rapport.	
1,0 – 2,0 · $c_{uk}$	Svært løs	0,1 – 0,8	< 12,5		
1,5 – 2,5 · $c_{uk}$	Løs	0,5 – 2	12,5 – 25		
2,5 – 3,5 · $c_{uk}$	Middels fast	2 – 5	25 – 50		
1,5 – 2,5 · $c_{uk}$	Fast	5 – 10	50 – 100		
1,5 – 2,0 · $c_{uk}$	Svært fast	> 10	> 100		
SAND & GRUS	Relativ fasthet	Spisstrykksondering TrS, $q_c$ [MPa]	Vektsondering Vim [hv/D, 2 m]	Heiersondering HfAnetto [sl/D, 2 m]	Friksjonsvinkel $\phi$ [°] *
50 – 100	Svært løs	< 2,5	< 10	< 5	29 – 32
100 – 150	Løs	2,5 – 5	10 – 30	5 – 10	32 – 35
150 – 200	Middels fast	5 – 10	20 – 60	7 – 15	35 – 38
200 – 250	Fast	10 – 20	40 – 100	10 – 40	38 – 42
250 – 300	Svært fast	> 20	> 80	> 30	> 42
FORVITRET BERG	Grad av forvitring	Minimum forankringslengde i berg [m]	Kommentar: Minimum forankringslengde i berg er beregnet m.a.p. vekten av en uttrekkskone med spissvinkel 60° (se Bygg s. 398) - vedheft mellom berg og betong er ikke dimensjonerende.		
500	Utbredd	4,0			
750	Begrenset	4,0			
FAST BERG	Beskrivelse av bergmasse	Minimum forankringslengde i berg [m]	Kommentar: Mykt berg vil si sandstein / kalkstein og hardt berg vil si granitt / gneis (sikkerhetsfaktor 3, se Bygg s. 399).		
1000	Mykt berg	3,0			
1400	Hardt berg	2,0			

\* Angitte verdier gjelder for sand. For silt trekkes det fra 2° og for grus legges det til 2°.

$$K_1 = \frac{D}{d} \quad \begin{array}{l} D = \text{diameter for sementkroppen} \\ d = \text{diameter for borkronen} \end{array} \quad \begin{array}{l} K_1 = 1,2 - 2,5 \text{ i friksjonsjord (ofte 2,0 for sand)} \\ K_1 = 1,0 - 1,4 \text{ i kohesjonsjord (ofte 1,2 for leire)} \\ K_1 = 1,0 - 1,1 \text{ i fjell (settes oftest til 1,0)} \end{array}$$

Figur 4.11: Tabell 3 i Ischebecks miniguide (*Ischebeck miniguide*, u.d.)

Ischebecks miniguide betraktes som en empirisk tilnærming til kapasitetsberegninger av løsmassestag. Dette betyr at erfaringsbasert teori, med bruk av systematiske observasjoner og undersøkelser, er lagt til grunn for bestemmelsen av friksjon langs løsmassestaket. Den empiriske friksjonen (her kalt grensemantelefriksjon) er forsøkt tabellert i henhold til jordarter og relativ fasthet som vist i Figur 4.11. Videre ønskes det å fokusere på grunnlaget for fremstillingen av denne tabellen. Empirisk bakgrunn er derfor presentert nedenfor.

### Forsøk utført av FHWA (Federal Highway Administration)

Rapport 102 fra den svenske Pålkommisjon (Aronsson, Edstam & Svensson, 2004) viser en inndeling av friksjon basert på prøvetrekkinger utført av FHWA på prosjekter i USA. Resultatet er vist i Tabell 4.1.

Tabell 4.1: Friksjon basert på resultater produsert av FHWA (Aronsson et al., 2004)

Jordtyper	Friksjon [ <i>kPa</i> ]
Silt og leire (med innslag av sand) (løs, mellomplastisk)	35-95
Silt og leire (med innslag av sand) (Stiv, fast til veldig fast)	70-190
Sand (med innslag av silt) (fin, løst til mellomfast lagret)	70-190
Sand (med innslag av silt og grus) (fin til grov, mellomfast til veldig fast lagret)	120-360
Grus (med innslag av sand) (mellomfast til veldig fast lagret)	120-360
Morene (silt, sand, grus) (mellomfast til veldig fast lagret)	95-310

### Forsøk utført av CCTG (Cahier des clauses techniques générales)

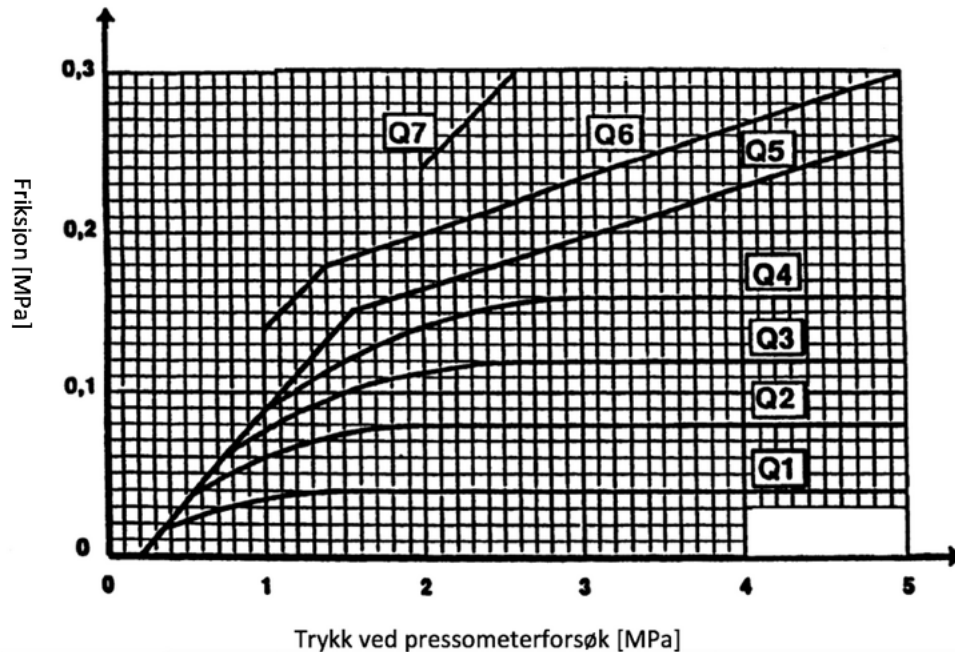
I Pålkommissionens rapport 102 (Aronsson et al., 2004) fremgår også andre verdier for friksjon langs løsmassestagen basert på tester utført med pressometer av CCTG i Frankrike. I forsøkene ble designkurver for friksjon fremstilt som vist på Figur 4.12. Tilhørende Tabell 4.2 viser kriterier for valg av designkurve. Konverteringstabeller mellom pressometerverdier og trykksonderingsverdier ble utarbeidet ettersom pressometer ikke er en like utbredt grunnundersøkelsesmetode. I Tabell 4.3 vises en definisjon av underklassene A, B og C.

Tabell 4.2: Kriterier for valg av designkurver i Figur 4.12 (Aronsson et al., 2004)

Effektivt injiseringsstrykk	Leire/silt			Sand/grus		
	A	B	C	A	B	C
Lav (ca. 0,3 - 1 MPa)	Q1	-	-	Q3	Q3	-
Høy (>ca. 1 MPa)	-	Q4	Q5	Q5	Q5	Q6

Tabell 4.3: Definisjon av underklassene A, B og C i Tabell 4.2 (Aronsson et al., 2004)

Jordtype		Trykk ved pressometerforsøk [MPa]	Verdier fra trykksondering (CPT-forsøk) [MPa]
Leire/silt	A - Løs	<0,7	<3
	B - Fast	1,2 - 2	3 - 6
	C - Veldig fast	>2,5	>6
Sand/grus	A - Løs	<0,5	<5
	B - Fast	1 - 2	8 - 15
	C - Veldig fast	>2,5	>20



Figur 4.12: Designkurver for friksjon langs løsmassestag (Aronsson et al., 2004)

### Den tyske standarden for injeksjonspeler

I den tyske standarden DIN 1054:2005 finnes også beskrivelser av friksjon langs løsmassestag (*Dimensjonering Ischebeck TITAN*, 2013). Inndelingen fra standarden er vist i Tabell 4.4.

Tabell 4.4: Inndeling av friksjon i henhold til tysk standard (*Dimensjonering Ischebeck TITAN*, 2013)

Jordtype	Friksjon [ <i>kPa</i> ]
Leirjord	100
Sandjord	150
Grusjord	200

### Empiriske verdier fra EA. Pfähle

Den tyske arbeidsgruppen for mikropeler, AK 2.1 Piles, har utarbeidet verdier for friksjon langs løsmassestag med hjelp av prøvetrekkinger (*Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle*, 2012). Resultatene er vist i Tabell 4.5 for kohe-sjonsjord, og Tabell 4.6 for friksjonsjord.

Tabell 4.5: Friksjon i kohesjonsjord (*Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle*, 2012)

Udrenert skjærstyrke [ <i>kN/m<sup>2</sup></i> ]	Friksjon [ <i>kPa</i> ]
60	55 - 65
150	95 - 105
>250	115 - 125

Tabell 4.6: Friksjon i friksjonsjord (*Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle*, 2012)

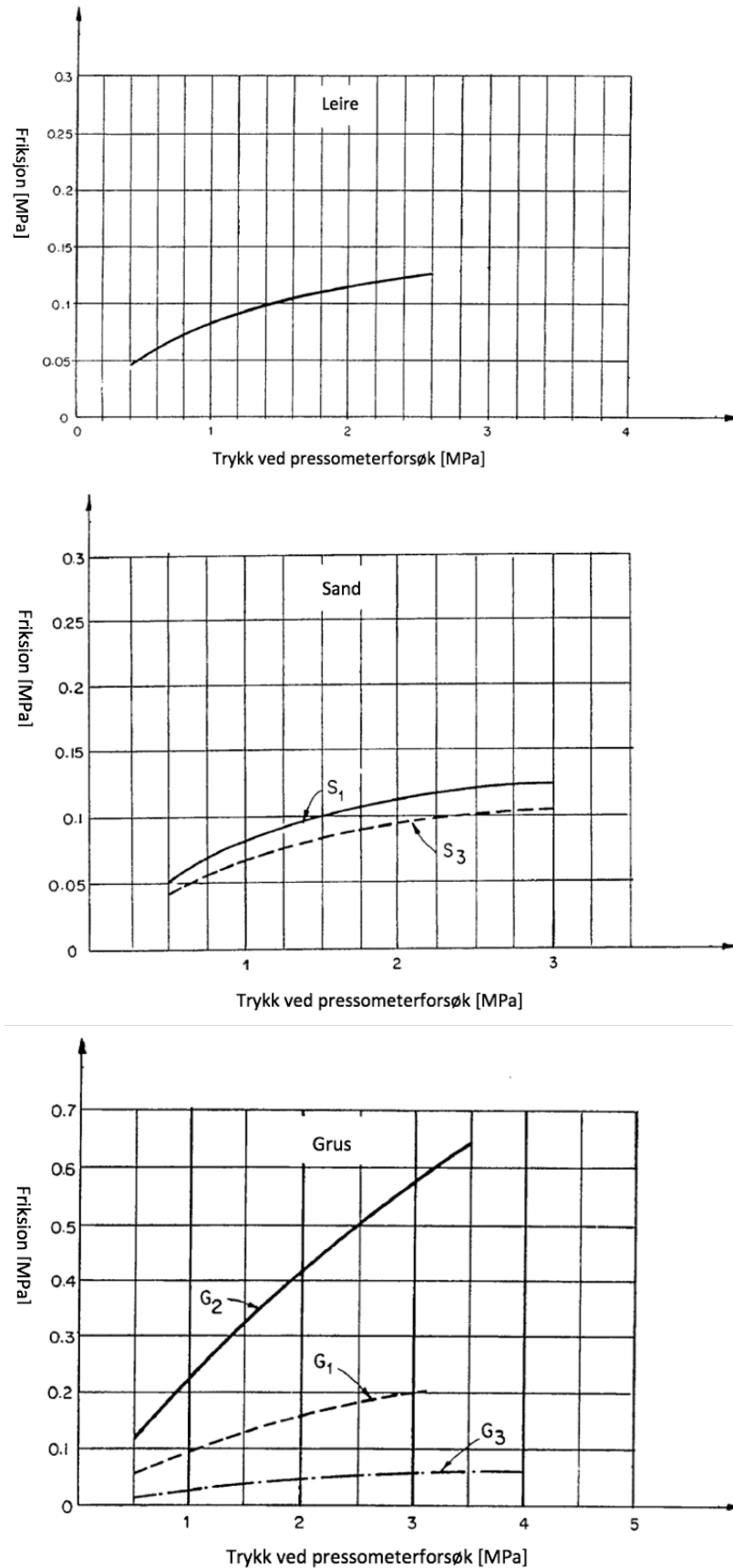
Spissmotstand ved trykksøndering (CPT) [MN/m <sup>2</sup> ]	Friksjon [kPa]
7,5	135 - 175
15	215 - 280
>25	255 - 315

### Fullskalaforsøk fra CLOUTERRE

Fra rapport DG04 utarbeidet av Huth and Wien Enigineering AS (*Dimensjonering Ischebeck TITAN*, 2013), går det frem at også verdier fra pressometerforsøk utført på fullskalaprojektet CLOUTERRE i Frankrike ligger til grunn for den presenterte friksjonen i miniguiden (*Dimensjonering Ischebeck TITAN*, 2013). En kort presentasjon av resultatet er vist i Figur 4.13 med tilhørende Tabell 4.7 for sammenheng mellom jordtype og installasjonsmetode (Schlosser, 1993).

Tabell 4.7: Sammenheng mellom jordtype og installasjonsmetode (Schlosser, 1993)

Jordtype	Installasjonsmetode		
	Gravitasjonsinjisering	Injisering med lavt trykk	injisering med høyt trykk
Leire/silt	A1	-	-
Sand	S1	-	S3
Grus	G1	G2	G3



Figur 4.13: Sammenheng mellom målt friksjon og trykk fra pressometer for leire, sand og grus (Schlosser, 1993)



## Samlet tolkning

Tabell 4.8 viser en sammenligning av friksjonsverdier for leire/silt og sand/grus hentet fra det empiriske grunnlaget som er presentert ovenfor. Generelt fremgår det at verdiene i miniguident samsvarer godt med resultatene fra forsøk utført av FHWA og CCTG. Resultater hentet fra den tyske standarden, EA. Pfähle og fullskalaforsøket CLOUTERRE viser dessuten samme størrelsesorden på verdiene som i miniguident, noe som gir en god indikasjon på at inndelingen av friksjon i miniguident er representativ.

Tabell 4.8: Sammenligning av empirisk bakgrunn

Jordtype	FHWA [kPa]	CCTG [kPa]	Tysk standard [kPa]	EA.Pfähle [kPa]	COULTERRE [kPa]	Miniguident [kPa]
<b>Leire og silt</b>	35 - 190	40 - 160	100	55 - 125	50 - 125	25 - 200
<b>Sand og grus</b>	70 - 360	110 - 300	150 - 200	135 - 315	50 - 200	50 - 300

### 4.3 Elementmetoden i PLAXIS 2D

Numeriske beregningsmetoder består av algoritmer som er konstruert for å finne tilnærmede løsninger på matematiske problemstillinger som vanskelig lar seg løse eksakt. For geotekniske problemer er dette ofte en svært god tilnærming til de faktiske forholdene. I PLAXIS 2D brukes elementmetoden til å dele opp systemet i mindre elementer som sammen skal beskrive den totale oppførselen. I arbeidet med denne oppgaven ble det tatt utgangspunkt i en Mohr-Coulomb-modell for løsmassene, mens løsmassestaket ble modellert med bruk av 'node-to-node' og 'Embedded beam pile' for henholdsvis fri lengde og forankringslengde. Basert på en påsatt forskyvning i løsmassestaket lengderetning, ble en bruddlast for løsmassestaket beregnet. For analysene foretatt i PLAXIS 2D ble det brukt en 'plain strain' modell med 15-nodede elementer. Samtlige analyser gjennomgikk en medium elementinndeling (mesh).

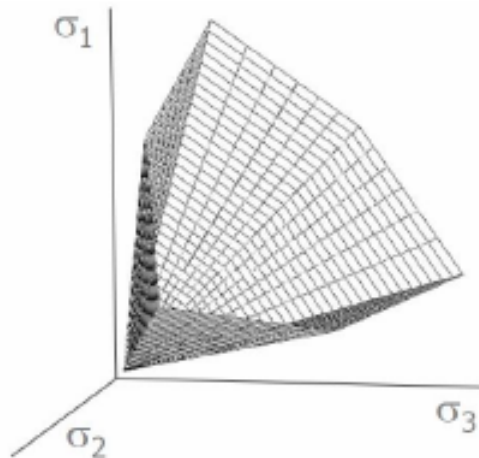
#### Mohr-Coulomb modellen

Det finnes svært mange tilgjengelige modeller for modellering av grunnforhold i PLAXIS 2D. Blant annet kan 'Hardening soil', 'Hardening soil small' og 'Modified cam clay' nevnes som gode eksempler. I denne oppgaven ble den lineært elastiske-perfekt plastiske modellen Mohr-Coulomb valgt. Bakgrunnen for dette valget er at modellen antas å være den viktigste bruddmodellen innen geoteknikk og for beregning av styrke av jord. Modellen er enkel i form og krever få inputparametre, men nøyaktigheten av modellen blir derfor også noe dårligere. Ettersom det i denne oppgaven ikke inngår deformasjonsvurderinger, anses modellen likevel som tilstrekkelig for analysen. Etter brudd antas materialet i modellen å være perfekt plastisk, og modellen vil derfor kunne modellere permanente, ikke-reversible deformasjoner og gir med det et mer realistisk bilde av jordoppførsel enn en rent elastisk modell (Grendahl, 2019). Coulomb-kriteriet beskrives godt som en sekskantet konisk figur som vist i Figur 4.14, der hver side oppfyller Formel 4.15.

$$f = \frac{1}{2}(\sigma_{max} - \sigma_{min}) + \frac{1}{2}(\sigma_{max} + \sigma_{min} + 2a) \sin(\phi) \leq 0 \quad (4.15)$$

Der

- $\sigma_{max}$  og  $\sigma_{min}$  er største og minste hovedspenning
- $a$  = Attraksjon
- $\phi$  = Friksjonsvinkel i materialet



Figur 4.14: Visuell betraktning av Coulomb-kritereiet (Biria, 2016)

I Coulomb-regionen i Figur 4.14, er spenning-tøyning forholdet lineært elastisk. Hooke's lov kan derfor tas i bruk. Med isotropt materiale vil derfor spenningsøkningen være relatert til tøyningøkningen gjennom Formel 4.16 (Biria, 2016).

$$\sigma_{ij} = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}\delta_{ij}\delta_{kl} + \frac{E}{1+\nu}\delta_{ik}\delta_{jl} \quad (4.16)$$

Der

- E = Youngs modul basert på triaksial testing av materialet
- $\nu$  = Poissons ratio

Poissons ratio beskriver forholdet mellom tverrlast og aksial last. I PLAXIS 2D behandles dette forholdet i grunnens hviletilstand, og kan derfor uttrykkes med bruk av hvilettrykkskoeffisienten som vist i Formel 4.17 (Biria, 2016).

$$\nu = \frac{K_0}{1+K_0} \quad \text{der} \quad K_0 = 1 - \sin\phi \quad (4.17)$$

Dette gir

$$\nu = \frac{1 - \sin(\phi)}{2 - \sin(\phi)} \quad (4.18)$$

Med dette fremgår derfor en relativt enkel tilnærming til valg av Poissons ratio, noe som gjør at de lineære forholdene i Mohr-coulomb modellen i praksis kan beskrives kun med bruk av Youngs modul (Biria, 2016).

For spenningsøkning utover den elastiske regionen, antas det at materialet går inn i en plastisk tilværelse. Det plastiske potensialet i Mohr-Coulomb modellen blir etablert med å erstatte friksjonsvinkelen i Formel 4.15 med dilatasjonsvinkelen,  $\psi$ , som vist i Formel 4.19. Dilatasjonsvinkelen indikerer hvor mye endring i plastisk volumstøyning som oppstår for en gitt spenningsøkning (Biria, 2016).

$$g = \frac{1}{2}(\sigma_{max} - \sigma_{min}) + \frac{1}{2}(\sigma_{max} - \sigma_{min})\sin(\psi) \quad (4.19)$$

### Node-to-node

Den frie lengden av løsmassestaget modelleres i PLAXIS 2D med bruk av 'Node-to-node'-anker. Et 'node-to-node'-anker er et to-nodet elastisk fjærelement med konstant stivhet, som kan overføre strekk- og trykkrefter. For å unngå restriksjoner tilknyttet stålets kapasitet, velges det å anta et lineært elastisk 'node-to-node'-element (Biria, 2016). Den elastiske relasjonen mellom aksial last og aksial forskyvning er vist i Formel 4.20.

$$N_{trykk/strekk} = \frac{EA_{stål}}{L}u \quad (4.20)$$

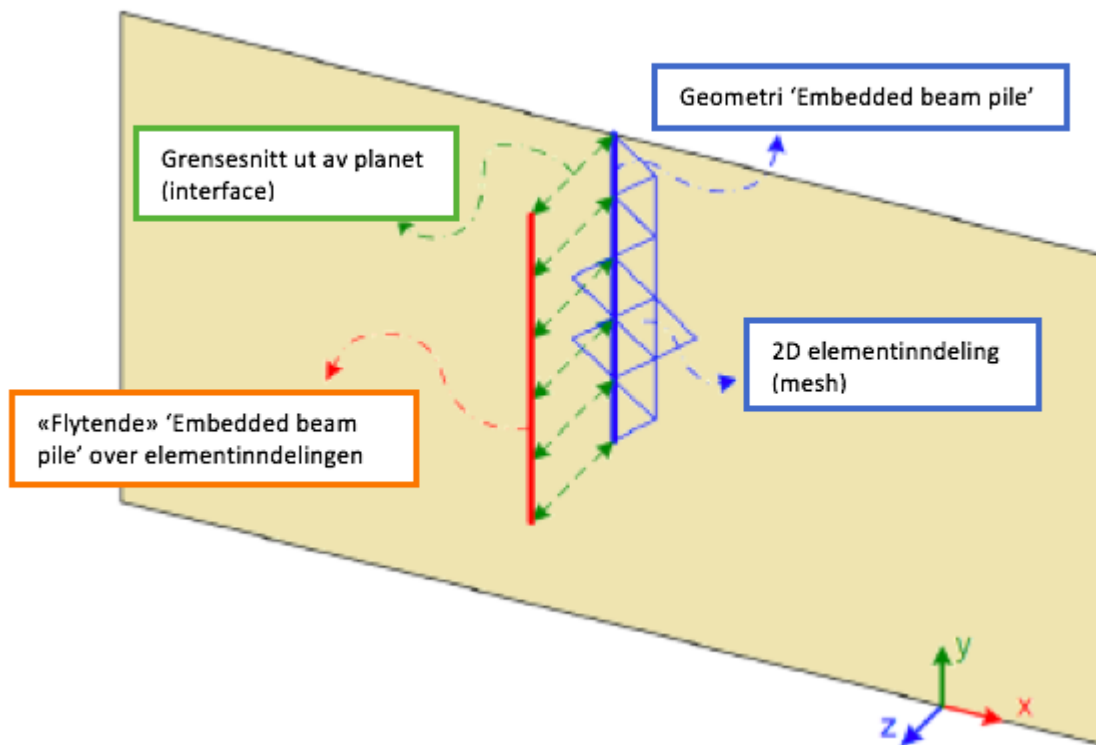
Der

- $N_{trykk/strekk}$  = Trykkraft eller strekkraft
- E = Young's modul
- $A_{stål}$  = Arealet av stålstagets tverrsnitt
- L = Løsmassestagets frie lengde
- u = Aksial forlengelse av den frie lengden

Parametervalg for dette elementet er dermed begrenset til stålstagets aksiale stivhet (EA) og stagets plassering normalt i planet ( $L_{spacing}$ ).

### Embedded beam pile

Forankringslengden av løsmassestaget modelleres med bruk av 'Embedded beam pile' i PLAXIS 2D. 'Embedded beam pile'-elementet er en forenklet modellering av en rekke med stag ut av planet. Etter at de valgte løsmassene har gjennomgått en elementinndeling (mesh), superposisjonerer PLAXIS 2D 'Embedded beam pile'-elementet inn i modellen via et grensesnitt (interface) som går ut av planet. Dette er forsøkt illustrert i Figur 4.15 for forankringslengden av løsmassestaget. For å koble forankringskroppen til den frie lengden velges det for 'Embedded beam pile' en oppførsel lik 'Grout body'. Dette kobler de to delene sammen gjennom en fri forbindelse, men opprettholder fortsatt den flytende karakteren med å ikke koble det til den bakenforliggende elementinndelingen (Brinkgreve et al., 2019b).



Figur 4.15: Illustrasjon av 'Embedded beam pile' i PLAXIS 2D (Brinkgreve et al., 2019b)

For 'Embedded beam pile'-elementet velges parametre for geometri, aksial stivhet, og stagets plassering i planet. Diameteren som velges for 'Embedded beam pile' settes lik den antatte diameteren til ferdig injisert forankringskropp. Etter installasjon av løsmassestaget kan det oppstå sprekker i forankringskroppen. På grunn av dette vil det være nærliggende å anta at aksial stivhet i forankringskroppen hovedsakelig opprettholdes av stålstaget. Youngs modul etableres derfor med bakgrunn i at EA for forankringskroppen tilsvarer EA for stålstaget i 'node-to-node'-elementet som vist i Formel 4.21. Dette kan i sin tur føre til noe urealistiske verdier for Youngs modul.

$$E_{for} = E_{stål} \frac{A_{stål}}{A_{for}} \quad (4.21)$$

Der

- $E_{for}$  = Parameter for Youngs modul i 'Embedded beam pile'
- $E_{stål}$  = Youngs modul av stålstaget = 210 000 MPa
- $A_{stål}$  = Areal av tverrsnittet av stålstaget
- $A_{for}$  = Areal av tverrsnittet av forankringskroppen

Videre betraktes parametervalg for friksjon mellom forankringskropp og løsmasser. Generelt er det en lineært elastisk-perfekt plastisk modell som ligger til grunn for beskrivelsen av friksjon langs staget. Dette er vist i Formel 4.22 (Biria, 2016).

$$t_s = K_s \delta_s \leq T_{max} \quad (4.22)$$

Der

- $t_s$  = Trekkraft
- $T_{max}$  = Maksimal friksjon langs staget.
- $K_s$  = Forankringskroppens stivhet.
- $\delta_s$  = Forskyvning i stagets lengderetning.

Likeledes modelleres spenninger normalt på stagets lengderetning som lineært elastisk-perfekt plastisk som vist i Formel 4.23 (Biria, 2016).

$$t_n = K_n \delta_n \quad (4.23)$$

Der

- $t_n$  = Kraft normalt på løsmassestagets lengderetning.
- $K_n$  = Forankringskroppens stivhet.
- $\delta_n$  = Forskyvning av løsmassestaget normalt på lengderetningen.

$T_{skin,start,max}$  og  $T_{skin,end,max}$  settes i denne analysen lik som friksjonen hentet ut av Ischebeck sin miniguide. Bakgrunnen for dette valget er at metodene får et bedre sammenligningsgrunnlag for videre tolkning.

Siste del av parametervalg for 'Embedded beam pile' beskriver spissmotstanden for staget. Det er valgt å ta utgangspunkt i en lineært elastisk-perfekt plastisk modell slik at Formel 4.24 er representativ (Biria, 2016).

$$F_{foot} = K_{foot} \delta_{foot} \leq F_{max} \quad (4.24)$$

Der

- $F_{foot}$  = Mobilisert kraft ved spissen av løsmassestaget
- $F_{foot}$  = Maksimalt tillatt kraft ved spissen av løsmassestaget.
- $\delta_{foot}$  = Forskyvning av spissen i løsmassestagets lengderetning.

Ettersom stagene i dette arbeidet ikke installeres i berg, kan det antas at det ikke oppstår noe spissmotstand og at  $F_{max}$  derfor settes lik 0 (Brinkgreve et al., 2019a). Siden løsmassestagene i denne analysen påføres en strekklast kan det argumenteres for at en spissmotstand opptrer i toppen av løsmassestaget. Dersom løsmassestagene settes dypt kan denne motstanden utgjøre en stor del av den totale kapasiteten. Dette er dog ikke en input-parameter for 'Embedded beam pile'-modellen, og er derfor ikke presisert her.

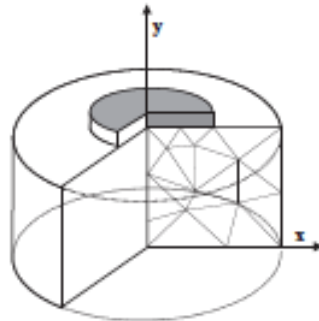
#### 4.4 Elementmetoden PLAXIS 3D

I elementprogrammet PLAXIS 3D utføres beregningene i stor grad på samme måte som i PLAXIS 2D, men med bruk av tredimensjonale variabler. På lik linje som i PLAXIS 2D etableres grunnforholdene som en Mohr-Coulomb modell, mens selve løsmassestaget modelleres med bruk av 'node-to-node'- og 'Embedded beam pile'-elementer for henholdsvis fri lengde og forankringslengde. Samtlige beregninger i PLAXIS 3D ble gjennomført med full modell med 10-nodede elementer og en medium elementinndeling (mesh).

Input-parameteren  $L_{spacing}$  endres fra PLAXIS 2D til PLAXIS 3D. I PLAXIS 2D ble parameteren satt lik 1 meter, noe som indikerer at det står en rad med uendelig mange peler med 1 meters mellomrom ut av planet. I PLAXIS 3D fremgår ikke  $L_{spacing}$  som en parameter, og enslige løsmassestag er derfor mer korrekt å modellere i dette programmet. Ved å holde resterende parametre like som i PLAXIS 2D, vil en naturlig sammenligning av PLAXIS 2D og PLAXIS 3D fremkomme gjennom dette arbeidet.

## 4.5 Aksesymmetrisk modellering

En aksesymmetrisk modell i PLAXIS 2D brukes hovedsakelig for sirkulære strukturer med et uniformt tverrsnitt rundt senteraksen. Det antas at forskyvning og spenning er identisk i alle radielle retninger og at lastfordelingen kan antas som uniform rundt senteraksen. I aksesymmetriske modeller representerer x-koordinater radiusen til legemet, mens y-aksen etablerer symmetrilinjen. Negative x-koordinater kan derfor ikke tas i bruk (Brinkgreve et al., 2019b). En skjematisk fremstilling av de aksesymmetriske betraktningene er vist i Figur 4.16.



Figur 4.16: Illustrasjon av aksesymmetrisk modell (Brinkgreve et al., 2019b)

I denne oppgaven ble det valgt å utføre aksesymmetriske modelleringer av vertikale løsmassestag. Modellene ble etablert med 15-noders elementer og kjørt gjennom en medium elementinndeling (mesh). Løsmassestaket modelleres med å etablere et polygon i senteraksen med løsmassestagens forankringslengde. Polygonet ble modellert som et drenert, lineært elastisk material for å simulere en stivnet sementsuspensjon. I Tabell 4.5 vises øvrige inputparametrene som ble lagt til grunn for sementsuspensjonen. Løsmassene rundt polygonet ble modellert med bruk av Mohr-Coulomb. Dette er beskrevet i Kapittel 4.3.

Tabell 4.9: Parametervalg for sementsuspensjon i aksesymmetri

Parameter		Sementsuspensjon
General Properties	$\gamma_{unsat}$ [ $kN/m^3$ ]	0
	$\gamma_{sat}$ [ $kN/m^3$ ]	0
Stiffness	$E'$ [ $kN/m^2$ ]	100,0E06
	$\nu$	0,2

Det ble laget grensesnitt (interface) mellom polygonet og omkringliggende løsmasser. På denne måten blir det ikke antatt en foreskrevet friksjon mellom løsmasser og forankringskropp. Ved å påføre polygonet en forskyvning i lengderetning kunne en kapasitet beregnes i programmet.

Det ble også tatt i bruk en aksesymmetrisk modellering for å vurdere volumstøyningen som oppstår i grunnen når sementsuspensjonen injiseres. Dette er gjort med å sette på 'volume strain' på materialet i polygonet som simulerer løsmassestagens forankringskropp. Resterende parametre ble holdt uendret. Dette skal simulere at forankringskroppen sprenger seg ut i jorden, og dermed påfører løsmassene en volumstøyning. Måten dette implementeres i PLAXIS 2D på er ved å spesifisere en volumstøyning som fordeles likt i x- og y-retning. For løsmassestagen i denne



oppgaven ble det valgt å kun påføre volumstøyning i x-retning ettersom stagene utvides minimalt i lengderetning. Videre vil PLAXIS 2D beregne opptredende friksjonskrefter langs det simulerte løsmassestaket, tatt i betraktning volumstøyningen i løsmassene. Det er valgt å ta utgangspunkt i Ischebeck sine veiledende verdier for typisk størrelsesorden på inntrenging av sementsuspensjon i løsmassene for å bestemme volumstøyning i grunnen.

## Kapittel 5

### Base case

Som et sammenligningsgrunnlag for videre kapasitetsberegninger, ble det valgt å beregne kapasitet til et enkelt basistilfelle med et vertikalt løsmassestag installert i sand. Kapasitetsberegningene ble utført med bruk av Statens Vegvesens metode, Ischebecks miniguide, PLAXIS 2D, PLAXIS 3D og med bruk Aksesymmetri.

Det ble valgt å ta utgangspunkt i et TITAN løsmassestag 40/20, med en borekrone med diameter 115 mm. Ettersom løsmassestaket ble satt i sand ble utvidelseskoeffisienten,  $K_1$ , satt lik 2,0. Stagets frie lengde ble satt til 4 meter. Det ble ikke antatt berg eller andre laginndelinger i grunnen, og grunnvannstand ble lagt i flukt med terrenget. For å etablere et best mulig grunnlag for sammenligning med de virkelige prosjektene i oppgaven, ble det bestemt å variere friksjonsvinkelen i sanden og forankringslengden på staget i base casen. For friksjonsvinkelen ble det valgt å studere endring i kapasitet for friksjonssvinkel på  $30^\circ$ ,  $32^\circ$ ,  $35^\circ$  og  $38^\circ$ , mens det for forankringslengde ble etablert modeller med forankringslengde på 5 m, 10 m, 15 m og 20 m. For endring i friksjonsvinkel ble staget modellert med en forankringslengde på 5 meter, mens for endring i forankringslengde holdt løsmassene en friksjonsvinkel på  $30^\circ$ . Ytterligere parametre er presentert i tabellene nedenfor.

## Statens Vegvesens metode

Tabell 5.1: Parametre til Statens Vegvesens metode for base case

	Friksjonsvinkel, $\phi$				Forankringslengde, $L_{for}$			
	30°	32°	35°	38°	5 m	10 m	15 m	20 m
Tyngdetetthet, $\gamma [kN/m^3]$	18	18	18	18	18	18	18	18
Hviletrykkskoeffisient, $K_0$	0,5	0,47	0,43	0,38	0,5	0,5	0,5	0,5
Bæreevnfaktor, $N_q$	18,40	38,18	33,30	48,93	18,40	18,40	18,40	18,40
Friksjonsfaktor, $N_f$	1,25	1,29	1,36	1,41	1,25	1,25	1,25	1,25
Spissmotstandsfaktor $N_p$	14,45	18,20	26,15	38,43	14,45	14,45	14,45	14,45

## Ischebecks miniguide

Tabell 5.2: Parametre til Ischebeck sin miniguide for base case

	Friksjonsvinkel, $\phi$				Forankringslengde, $L_{for}$			
	30°	32°	35°	38°	5 m	10 m	15 m	20 m
Mantelfriksjon, $q_s [kPa]$	50	100	150	200	50	50	50	50
Utvidelseskoeffisient, $k_1$	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
Mantelmotstand, $\mu_k [kN/m]$	36,1	73,2	108,4	144,2	36,1	36,1	36,1	36,1

## PLAXIS 2D, PLAXIS 3D og Aksesymmetri

Det er valgt å presentere parametre som ikke påvirkes av endring i friksjonsvinkel og forankringslengde i Tabell 5.3, 5.5 og 5.6. I Tabell 5.4 og 5.7 er parametre som påvirkes av endringen presentert.

Tabell 5.3: Parametervalg for grunnforhold i base case for PLAXIS 2D, PLAXIS 3D og Aksesymmetri

Parameter		Sand
General Properties	$\gamma_{unsat} [kN/m^3]$	18
	$\gamma_{sat} [kN/m^3]$	18
Stiffness	$E' [kN/m^2]$	10,00E03
Strength	$c'_r ef [kN/m^2]$	0
	$[\circ]$	0

Tabell 5.4: Valgte verdier for parameter  $\nu$  som påvirkes av endring i friksjonsvinkel

Parameter	$\nu$	Sand			
		30°	32°	35°	38°
Stiffness	$\nu$	0,33	0,32	0,3	0,28

Tabell 5.5: Parametervalg for 'Node-to-node'-elementet i PLAXIS 2D og PLAXIS 3D

Parameter	Node-to-node
Material type	Elastic
EA [kN]	197,9E03

Tabell 5.6: Parametervalg for 'Embedded beam pile'-elementet i PLAXIS 2D og PLAXIS 3D

<b>Parameter</b>	<b>Embedded beam pile</b>
Material type	Elastic
$E [kN/m^2]$	4,87E06
$\gamma [kN/m^3]$	24,36
Predefined beam type	Massive circular beam
Diameter [m]	0,23
$F_{max}$ [kN]	0

Tabell 5.7: Valgte verdier for parameter  $T_{skin,start,max}$  og  $T_{skin,end,max}$  som påvirkes av endring i friksjonsvinkel

<b>Parameter</b>	<b>Embedded beam pile</b>			
	30 °	32 °	35 °	38 °
$T_{skin, start, max}$	36,1	73,2	108,4	144,2
$T_{skin, end, max}$	36,1	73,2	108,4	144,2

## Kapittel 6

# Prosjektinformasjon

For å undersøke kapasitetsberegninger for løsmassestag er metodene beskrevet i teorikapittelet tatt i bruk på fire ulike prosjekter der prøvetrekking har blitt utført. Målet med dette er å etablere et grunnlag for sammenligning av metodenes resultater. Nedenfor er prosjektene kort presentert med hovedfokus på grunnforhold, stagdimensjoner og metode for prøvetrekking. Basert på disse beskrivelsene er geotekniske parametervalg gjort for de aktuelle beregningsmetodene. Parametre som ikke fremgår fra tilsendt materiale er valgt på bakgrunn av diskusjon med fagfolk, retningslinjer i Ischebeck sin miniguide og råd fra Statens Vegvesens håndbok V220.

### 6.1 Prosjekt A

I forbindelse med tilrettelegging for bygging av et leilighetskompleks i Trondheim, ble det satt opp et spunt- og avstivningssystem forankret med hjelp av løsmassestag. Leilighetsbygget ble plassert på en flat tomt med en relativt bratt skråning i bakkant (ca.1:2). Løsmassestagene som ble installert i denne skråningen ble etablert som permanent forankring. Spuntkonstruksjonen ble delt inn i fire deler som vist i Figur 6.1, med respektive 7, 8, 50 og 8 stag installert på hver spunt.



Figur 6.1: Spuntinndeling for prosjekt A

Stagenes dimensjoner er listet opp i Tabell 6.1.

Tabell 6.1: Stagdimensjoner for prosjekt A

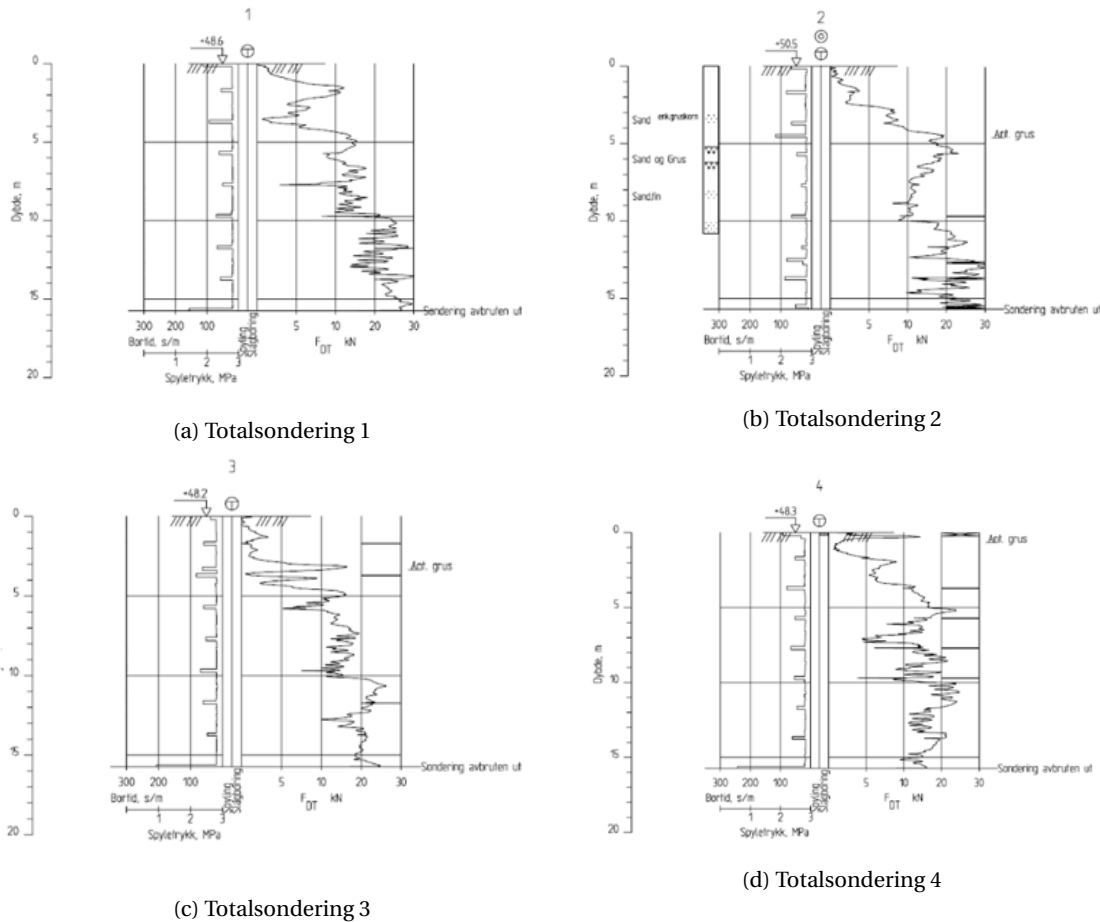
Stag		Borekronediameter [m]	Forankringslengde [m]	Fri lengde [m]	Staghelning [°]
Spunt 1	TITAN 30/11	0,075	7	5	15
Spunt 2	TITAN 40/20	0,110	9	6	15
Spunt 3	T76S (nivå 1)	0,175	12	9	15
	R51N (nivå 2)	0,130	8	7	15
	T76S (nivå 3)	0,175	12	9	15
Spunt 4	TITAN 40/20	0,110	9	6	15

Stagene ble installert i følgende dybder på spunten:

- Spunt 1 = 3 m under terreng
- Spunt 2 = 5 m under terreng
- Spunt 3 (nivå 1) = 1,5 m under terreng
- Spunt 3 (nivå 2) = 5 m under terreng
- Spunt 3 (nivå 3) = 6 m under terreng
- Spunt 4 = 4 m under terreng

## Grunnforhold

Tilsendt geoteknisk datarapport for prosjekt A (Holst, 2020) viser at grunnforholdene består av friksjonsmasser, antatt middels fast lagret sand og grus. Grunnforholdene er bestemt av fire totalsonderinger som vist i Figur 6.2, samt en prøvetaking og en piezometertest. Totalsonderingene er utført til dybde 16 meter uten påtruffet fjell. Ingen spyling, slagboring eller økt rotasjon ble brukt, men motstanden øker med dybden og det antas grusige masser i dybden. Terrengeligger på ca. kote +45 og fra undersøkelser går det frem at grunnvannstanden ligger på kote +38,5.



Figur 6.2: Sonderingsprofil fra prosjekt A

## Prøvetrekking

For løsmassestagene som ble installert på prosjekt A ble de tre første stagen på hver spunt testet. I tillegg ble hvert femte installerte løsmassestag etter det testet. Prøvelasten på hvert stag var avhengig av dimensjonerende bruddlast,  $P_d$ , som følger:

- Midlertidige stag:  $1,25 \cdot P_d$

- Permanente stag:  $1,5 \cdot P_d$

Det var kun løsmassestag i nivå 3 på spunt nr. 3 som gikk til brudd under denne prøvetrekkingen.

## Prosjektvurdering og metodevalg

Fra tilsendt materiale (Holst, 2020) går det tydelig frem et godt etablert datagrunnlag for prosjekt A. Prøvetaking og eksempelberegninger i grunndatarapporten ga godt innblikk i prosjekterende geotekniker sin vurdering av grunnforholdene. Det velges å feste stor lit til geoteknikerens vurdering av parametrene. Grunnet begrenset beskrivelse av løsmassestagenes plassering på spuntene, ble det ansett som nødvendig å vurdere dette ut i fra prosjekterings-tegninger. Dette kan ha medført noe unøyaktighet. Likevel vurderes grunnlaget for prosjektet som svært dekkende.

I denne oppgaven ble det valgt å beregne løsmassestagenes kapasitet med bruk av Statens Vegvesens metode og Ischebeck sin miniguide. I tillegg er det valgt å modellere løsmassestagenene i PLAXIS 2D og PLAXIS 3D. Ettersom løsmassestagenene i prosjektet installeres med en helning, er det umulig å modellere stagenene i Aksesymmetri.

## Parametervalg

### Statens Vegvesens metode

Grunnet begrenset antall undersøkelser, antas det at parametrene listet i tabell 6.1 er dekkende for hele installasjonsområdet. Ettersom Statens Vegvesens metode krever svært få input-parametre, er samtlige hentet direkte fra grunndatarapporten.

Tabell 6.2: Parametervalg for Prosjekt A i Statens Vegvesens metode

Parameter	Sand
Friksjonsvinkel, $\phi$ [°]	35
Tyngdetetthet, $\gamma$ [ $kN/m^3$ ]	16,5
Hviletrykkskoeffisient, $K_0$	0,43
Bæreevnefaktor, $N_q$	33,30
Friksjonsfaktor, $N_f$	1,527
Spissmotstandsfaktor, $N_p$	12,156

### Ischebecks miniguide

Ettersom det antas samme sandige friksjonsmasser for hele installasjonsområdet, velges samme mantelfriksjon for alle løsmassestagenene som installeres i prosjekt A. Med bakgrunn i retningslinjer presentert i Ischebeck sin miniguide, antas de sandige massene å ha en utvidelseskoeffisient på 2,0.



Tabell 6.3: Parametervalg for prosjekt A i Ischebeck sin miniguide

Parameter	Spunt 1	Spunt 2	Spunt 3		Spunt 4
	TITAN 30/11	TITAN 40/20	T76S (nivå 1 og 3)	R51N	TITAN 40/20
Mantelfriksjon, $q_s$ [kPa]	150	150	150	150	150
Utvidelseskoeffisient, $K_1$	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
Mantelmotstand, $\mu_k$ [kN/m]	70,68	103,67	164,93	122,52	103,67

### PLAXIS 2D og PLAXIS 3D

For beregninger utført i PLAXIS 2D og PLAXIS 3D ble det aktuelt å etablere høyere kohesjonsverdier,  $c'_{ref}$ , med bruk av Formel 6.1 (M. Das, 2007). Bakgrunnen for dette var å forsikre at løsmassestagenes kapasitet kunne beregnes uten at det ble kollaps i løsmassene på grunn av utgraving. Dette kan ha medført noe urealistiske verdier for kohesjon, men det antas som en tilstrekkelig løsning på modellproblematikken i denne oppgaven.

$$z_c = \frac{2c'_{ref}}{\gamma' * \sqrt{K_a}} \quad (6.1)$$

Der

- $c'_{ref}$  = Kohesjon i sanden
- $\gamma'$  = Sandens tyngdetetthet
- $K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$  = Koeffisient for aktiv jordtrykk
- $z_c$  = Dybde utgraving

Ytterligere parametre ble for PLAXIS 2D og PLAXIS 3D etablert på bakgrunn av grunddatarapporter, forutsetninger for denne oppgaven og beskrivelser gjort i teorikapitlet. Blant annet ble  $T_{max}$  satt lik som i Ischebeck sin miniguide for å sikre sammenligningsgrunnlag for metodene.

Tabell 6.4: Parametervalg for grunnforhold i prosjekt A for PLAXIS 2D og PLAXIS 3D

Parameter		Sand					
		Spunt 1	Spunt 2	Spunt 3			Spunt 4
		TITAN 30/11	TITAN 40/20	T76S (Nivå 2)	T76S (Nivå 2)	R51N	TITAN 40/20
<b>General Properties</b>	$\gamma_{unsat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	16,5	16,5	16,5	16,5	16,5	16,5
	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	16,5	16,5	16,5	16,5	16,5	16,5
<b>Stiffness</b>	$E'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	10,00E03	10,00E03	10,00E03	10,00E03	10,00E03	10,00E03
	$\nu$	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29
<b>Strenght</b>	$c'_{ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	18	30	13	32	26	22
	$\phi$ [°]	35	35	35	35	35	35
	$\psi$ [°]	0	0	0	0	0	0

Tabell 6.5: Parametervalg for 'node-to-node'-elementet i PLAXIS 2D og PLAXIS 3D

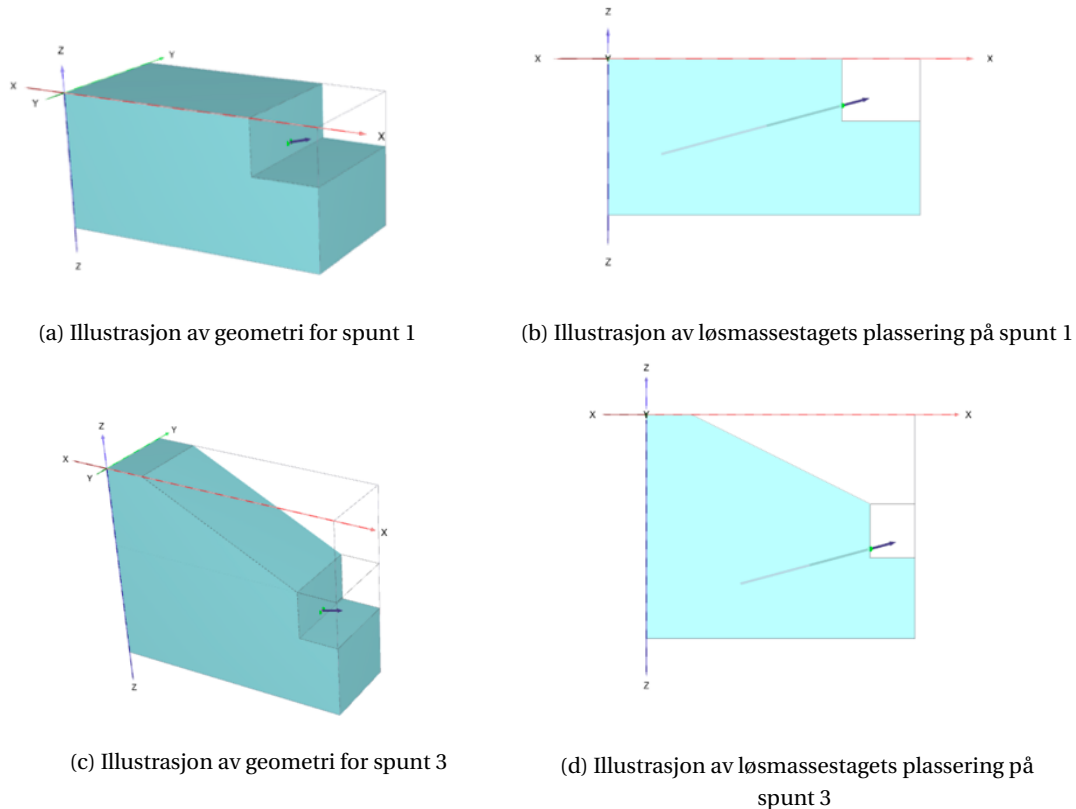
Parameter	Node-to-node				
	Spunt 1	Spunt 2	Spunt 3		Spunt 4
	TITAN 30/11	TITAN 40/20	T76S	R51N	TITAN 40/20
Material type	Elastic	Elastic	Elastic	Elastic	Elastic
EA [kN]	128,5E03	197,9E03	633,3E03	280,6E03	197,9E03

Tabell 6.6: Parametervalg for 'Embedded beam pile'-elementet i PLAXIS 2D og PLAXIS 3D

Parameter	Embedded beam pile				
	Spunt 1	Spunt 2	Spunt 3		Spunt 4
	TITAN 30/11	TITAN 40/20	T76S	R51N	TITAN 40/20
Material type	Elastic	Elastic	Elastic	Elastic	Elastic
E [ $kN/m^2$ ]	7,531E06	5,339E06	6,796E06	5,421E06	5,339E06
$\gamma$ [ $kN/m^3$ ]	24,90	24,36	24,72	24,38	24,36
Predefined beam type	Massive circular beam	Massive circular beam	Massive circular beam	Massive circular beam	Massive circular beam
Diameter [m]	0,150	0,220	0,350	0,260	0,220
$T_{skin,start,max}$ [kN/m]	70,7	103,7	164,93	122,53	103,7
$T_{skin,end,max}$ [kN/m]	70,7	103,7	164,93	122,53	103,7
$F_{max}$ [kN]	0	0	0	0	0

### Illustrasjon av modell i PLAXIS 3D

Figur 6.3 viser en oversikt over modellene i PLAXIS 3D for prosjekt A. 6.3 a og b illustrerer henholdsvis geometri og løsmassestagens plassering for spunt nr. 1. Spunt nr. 2 og 4 er modellert på tilsvarende måte med tilpasset utgravingshøyde. Figur 6.3 c og d viser henholdsvis geometri og løsmassestagens plassering i nivå 2 på spunt nr. 3. Tilsvarende modellering er gjort for stagen i nivå 1 og 3.



Figur 6.3: Illustrasjon av modellering i PLAXIS 3D

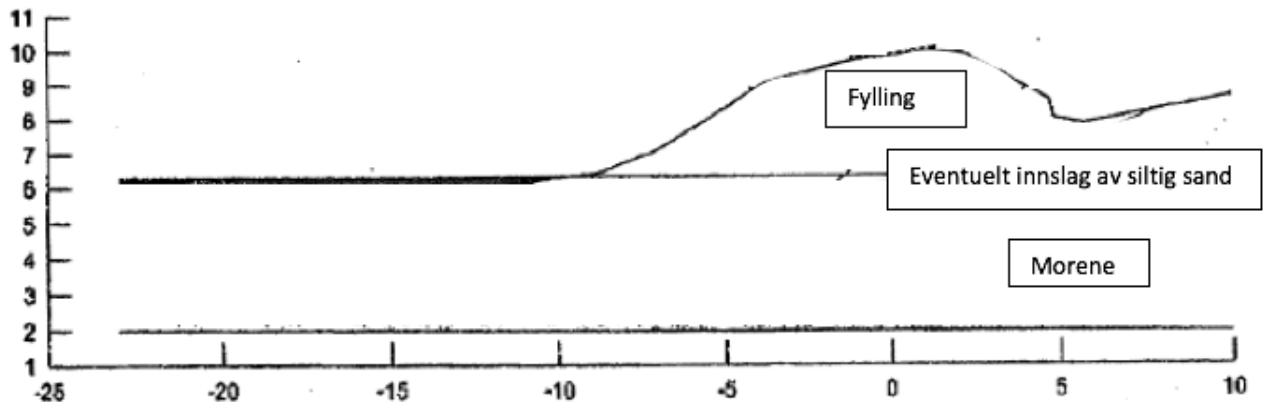
## 6.2 Prosjekt B

I Sverige ble tre traseer ( $F_1$ ,  $F_7$  og  $F_8$ ) langs en jernbane ønsket forsterket grunnet trafikk med høyere last på banen. Løsningen ble jordnagling med bruk av løsmassestag. Det ble utført to prøvetrekninger på hver av de nevnte traseene, ett 6 meters langt løsmassestag og ett 8 meters langt løsmassestag på hvert område. Øvrige dimensjoner og geometriske forutsetninger for stagene er presentert i Tabell 6.7

Tabell 6.7: Stagdimensjoner for prosjekt B

Stag	Borekronediameter [m]	Forankringslengde [m]	Fri lengde [m]	Staghelning [°]
<b>6 m stag</b> TITAN 30/11	0,070	4	2	10
<b>8 m stag</b> TITAN 30/11	0,070	4	4	10

De tre traseene,  $F_1$ ,  $F_7$  og  $F_8$ , har omlag samme utforming som vist på skissen i Figur 6.4. Høyden på fyllingen måler 4 m for alle områdene, men skråningens helning er noe varierende som vist nedenfor. Løsmassestagene settes i 3 meters høyde over morenen.



Figur 6.4: Geometri for prosjekt Grycksbobanan

Skråningshelning for de tre traseene:

- $F_1 = 1:3,0$
- $F_7 = 1:2,88$
- $F_8 = 1:2,5$

## Grunnforhold

Grunnforholdene i prosjekt B er basert på vektsondering og jordbergsonderinger, og består i all hovedsak av fyllmasser over original grunn. Fyllmassene består av grusig sand, mens original grunn består av morene. I overgangen mellom fyllmasser og morene er det tidvis innslag av siltig sand. Grunnvannstanden følger samme nivå som original grunn.

## Prøvetrekking

Prøvetrekkingen ble utført med intervall på 20kN, fra 20kN til 140kN for 6-meterstagene og fra 20 kN til 260 kN for 8-meterstagene. Alle stagene ble trukket helt til brudd.

## Prosjektvurdering og metodevalg

I prosjekt B fremgår det ingen sonderingsprofiler i tilsendt datagrunnlag (Andersson, 2020), noe som begrenset ytterligere tolkning av grunnforholdene. Likevel er grunnforholdene nøye beskrevet og vurdert, og parametervalg for laginndelingen er listet opp i notatet. Dette gjorde det enkelt å etablere parametervalg på samme grunnlag som for prosjekterende geotekniker i prosjekt B. Det antas med dette at prosjektet har godt geoteknisk grunnlag for videre vurdering.

For prosjekt B ble det valgt å beregne kapasitet av løsmassestagnene med bruk av Statens Vegvesens sin metode, Ischebeck sin miniguide, PLAXIS 2D og PLAXIS 3D. Aksesymmetri ble ikke ansett som mulig å etablere i dette forsøket grunnet løsmassestagnenes installasjonshelning.

## Parametervalg

### Statens Vegvesens metode

For prosjekt B ble det utført individuelle grunnundersøkelser for de tre traseene, og parametervalgene er derfor listet opp i henhold til denne inndelingen for Statens Vegvesens sin metode. Parametervalgene er basert utelukkende på laginndeling og parametervalg beskrevet i tilsendt grunndatarapport.

Tabell 6.8: Parametervalg for prosjekt B i Statens vegvesens metode

Parameter	Område $F_1$	Område $F_7$	Område $F_8$
Friksjonsvinkel, $\phi$ [°]	32	38	34
Tyngdetetthet, $\gamma$ [ $kN/m^3$ ]	18	18	18
Hviletrykkskoeffisient, $K_0$	0,47	0,38	0,44
Bæreevnefaktor, $N_q$	23,18	48,93	29,44
Friksjonsfaktor, $N_f$	1,427	1,676	1,509
Spissmotstandsfaktor, $N_p$	8,847	15,484	10,582

### Ischebecks miniguide

Ettersom område  $F_7$  og  $F_8$  har sammenfallende verdier i henhold til Ischebeck sin betraktning av løsmassebeskrivelser, presenteres de med samme parametre i Tabell 6.9. Parametervalg er basert på beskrivelser i tilsendt grunndatarapport.

Tabell 6.9: Parametervalg for Ischebeck sin miniguide

Parameter	Område $F_1$		Område $F_7$ og $F_8$	
	6 m stag	8 m stag	6 m stag	8 m stag
Mantelmotstand, $q_s$ [ $kPa$ ]	59,68	156,77	44,25	120,32
Utvidelseskoeffisient, $K_1$	1,43	1,43	1,43	1,43
Mantelmotstand, $\mu_k$ [ $kN/m$ ]	18,75	49,25	13,9	37,8

### PLAXIS 2D og PLAXIS 3D

Parametre ble for PLAXIS 2D og PLAXIS 3D etablert på bakgrunn av grunndatarapporten, forutsetninger for denne oppgaven og beskrivelser gjort i teorikapittelet. Blant annet ble  $T_{max}$  satt lik som i Ischebeck sin miniguide for å sikre sammenligningsgrunnlag for metodene.

Tabell 6.10: Parametervalg for grunnforhold i prosjekt B for PLAXIS 2D og PLAXIS 3D

Parameter		$F_1$			$F_7$		$F_8$	
		Fyllmasse	Siltig sand	Morene	Fyllmasse	Morene	Fyllmasse	Morene
General properties	$\gamma_{unsat} [kN/m^3]$	18	18	18	18	19	18	20
	$\gamma_{sat} [kN/m^3]$	18	18	18	18	19	18	20
Stiffness	$E' [kN/m^2]$	10E03	10E03	10E03	10E03	10E03	10E03	10E03
	$\nu$	0,29	0,32	0,26	0,28	0,26	0,31	0,26
Strength	$c'_{ref} [kN/m^2]$	0	0	0	0	20	0	20
	$\phi [^\circ]$	36	32	40	38	40	34	40
	$\psi [^\circ]$	0	0	0	0	0	0	0

Tabell 6.11: Parametervalg for 'node-to-node'-elementet i PLAXIS 2D og PLAXIS 3D

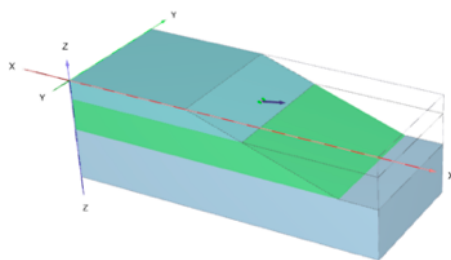
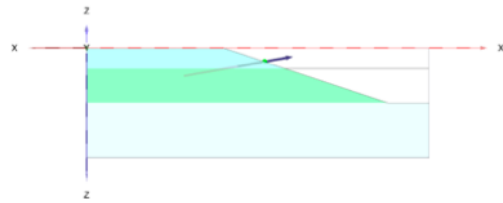
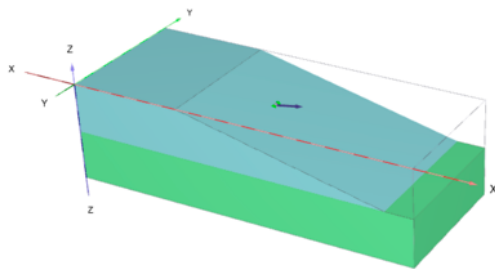
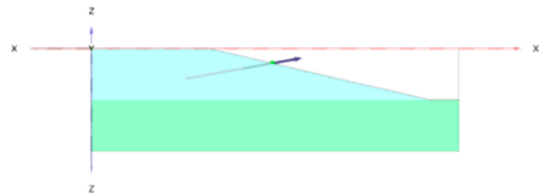
Parameter	Node-to-node
Material type	Elastic
EA [kN]	128E03

Tabell 6.12: Parametervalg for 'Embedded beam pile'-elementet i PLAXIS 2D og PLAXIS 3D

Parameter	Embedded beam pile			
	$F_1$		$F_7$ og $F_8$	
	6-meterstag	8-meterstag	6-meterstag	8-meterstag
Material type	Elastic	Elastic	Elastic	Elastic
$E [kN/m^2]$	17,74E06	17,74E06	17,74E06	17,74E06
$\gamma [kN/m^3]$	27,28	27,28	27,28	27,28
Predefined beam type	Massive circular beam	Massive circular beam	Massive circular beam	Massive circular beam
Diameter [m]	0,100	0,100	0,100	0,100
$T_{skin,start,max} [kN/m]$	59,68	156,77	44,24	120,32
$T_{skin,end,max} [kN/m]$	59,68	156,77	44,24	120,32
$F_{max} [kN]$	0	0	0	0

### Illustrasjon av modell i PLAXIS 3D

Figur 6.5 viser modellene laget i PLAXIS 3D for prosjekt B. Figur 6.5 a og b viser geometri og plassering av løsmassestag for område  $F_1$ , mens Figur 6.5 c og d representerer område  $F_7$  og  $F_8$ .

(a) Illustrasjon av geometri for  $F_1$ (b) Illustrasjon av løsmassestagens plassering for  $F_1$ (c) Illustrasjon av geometri for  $F_7$  og  $F_8$ (d) Illustrasjon av løsmassestagens plassering for  $F_7$  og  $F_8$ 

Figur 6.5: Illustrasjon av modellering i PLAXIS 3D

### 6.3 Prosjekt C

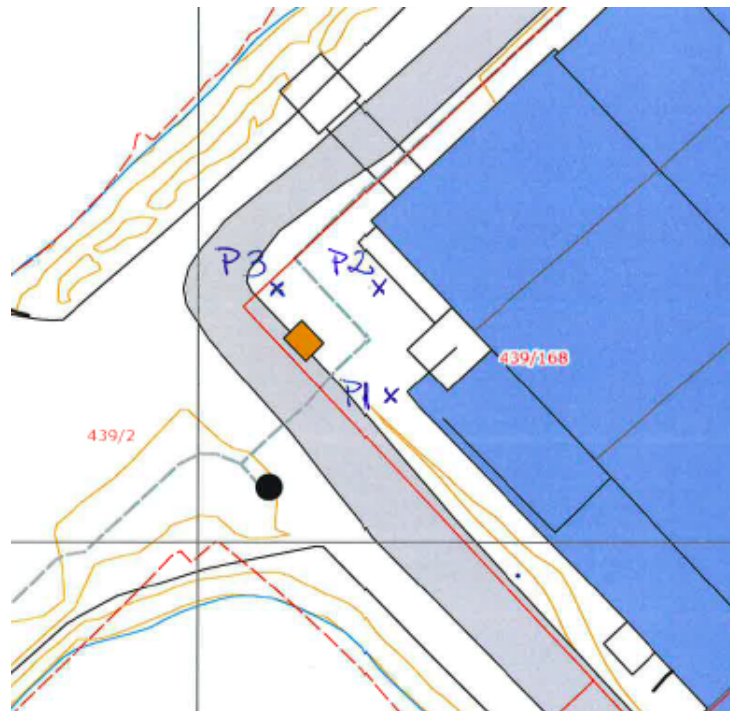
I forbindelse med en utbyggingen av et bygg i Trondheim i 2015, ble det utført en prøvetrekking av tre vertikale løsmassestag under tilbygget. Løsmassestagene under bygget fungerer som lastbærende mikropeler, og blir derfor videre omtalt som peler. Pelenes dimensjoner er vist i Tabell 6.13.

Tabell 6.13: Stagdimensjoner for prosjekt C

	Stag	Borekronediameter [m]	Forankringslengde [m]	Fri lengde [m]	Staghelning [°]
<b>Pel 1</b>	<b>TITAN 103/78</b>	0,175	16	14	90
<b>Pel 2</b>	<b>TITAN 103/78</b>	0,175	25	15	90
<b>Pel 3</b>	<b>TITAN 103/78</b>	0,175	14	14	90

Bygget er plassert ytterst på en molo og har havet som nærmeste nabo. Tomta er relativt flat og terrenget ligger på omlag kote 4. Grunnvannstanden følger havnivået tett på kote 0.

Prøvetrekkingen besto av tre peler plassert som vist på Figur 6.6

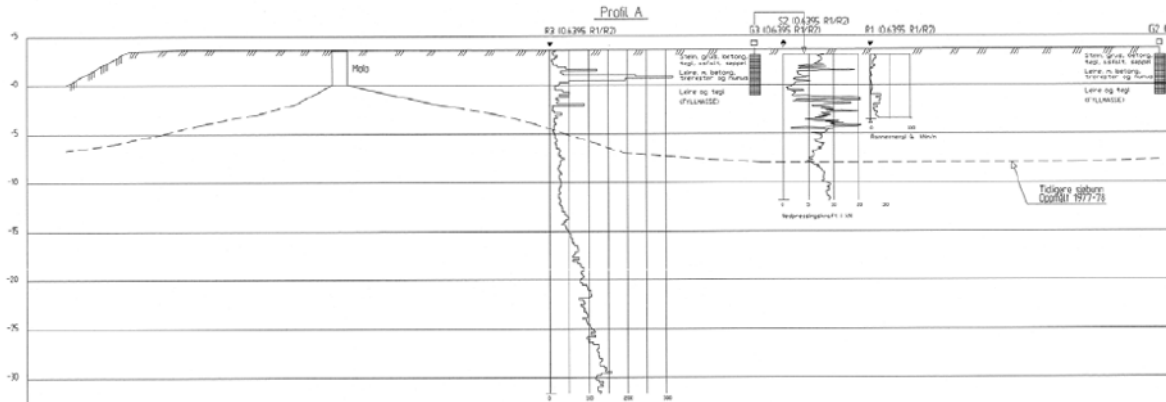


Figur 6.6: Plassering av prøvepeler for prosjekt C

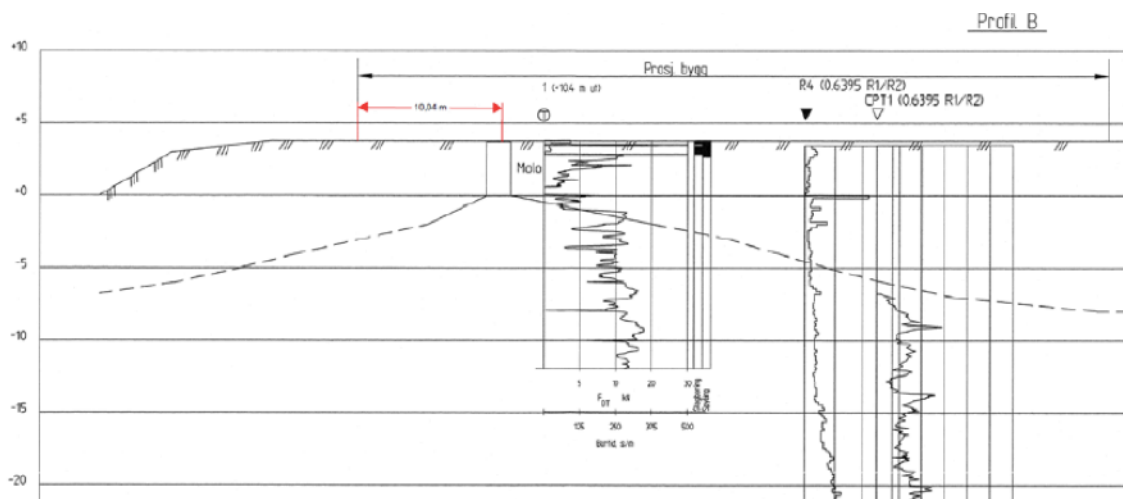
## Grunnforhold

Etttersom det har vært utført mye bygging på tomten tidligere, ble det ikke foretatt noen ytterligere grunnundersøkelser før prøvetrekkingen. Tilsendt geoteknisk grunndatarapport fra prosjekt C (Flåtten, 2020) ga likevel en god innføring i tidligere grunnundersøkelser. Det fremgår fra dette at det er utført totalsonderinger, CPT-undersøkelser, rammesondering og roterende trykksondering. Basert på dette antas området å bestå av oppfylte masser med varierende kvalitet, over sandig originalgrunn. Motstanden øker med dybden, og på rundt 30 meters dybde påtreffes trolig siltig leire. Fjell blir ikke påtruffet. Fra datagrunnlaget ble det og hentet frem to sonderingsprofiler som viste grunnforholdene i nærheten av pelenes plassering. Sonderingsprofilene A og B er vist i Figur 6.7 og 6.8.





Figur 6.7: Sonderingsprofil A for prosjekt C



Figur 6.8: Sonderingsprofil B for prosjekt C

## Prøvetrekking

De tre pelene ble testet med intervaller på 15 minutter på hvert lastrinn med kontinuerlig måling av forlengelse. Pel 1 og 2 ble prøvelastet til 1620 kN, mens pel 3 ble belastet helt til 1800 kN. Pel nr. 1 gikk til brudd før oppnådd prøvelast, mens de resterende to ikke ble trukket til brudd.

## Prosjektvurdering og metodevalg

Ettersom det ikke ble utført ytterligere grunnundersøkelser før prøvetrekkingen, må det vurderes i hvor stor grad beskrivelsene av grunnforhold i grunndatarapporten samsvarer med virkeligheten. I tilsendt materiale (Flåtten, 2020) ble det også vist en rapport fra installasjonen av pelene som skulle prøvetrekkes. I denne rapporten ble flere observasjoner av grunnforholdene dokumentert. Det viste seg at disse beskrivelsene samsvarte godt med overordnet beskrivelse i grunndatarapporten.

For prosjekt C er beregninger foretatt med samtlige beregningsmetoder som er presentert i denne oppgaven. Bakgrunnen for dette er at den vertikale installasjonen av løsmassestagnene muliggjør bruk av aksesymmetrisk modellering.

## Parametervalg

Det fremgikk ikke fra tilsendt grunddatarapport (Flåtten, 2020), en klar beskrivelse av parametervalget for forholdene i prosjekt C. På grunn dette ble det nødvendig å foreta flere antakelser for parameterne i prosjektet. Disse antakelsene er hentet fra skriftlige-, muntlige- og internettkilder.

### Statens Vegvesens metode

Grunnet forankringslengden til pel nr. 2 påvirkes den av lagdelingen i dybden. Det velges derfor å presentere parametre for begge lagene. Parametervalgene er hovedsakelig basert på råd fra Statens Vegvesens håndbok V220.

Tabell 6.14: Parametervalg for prosjekt C i Statens Vegvesens metode

Parameter	Sand	Siltig leire
Friksjonsvinkel, $\phi$ [°]	36	26
Tyngdetetthet, $\gamma$ [ $kN/m^3$ ]	18	20
Hviltrykkskoeffisient, $K_0$	0,41	0,56
Bæreevnefaktor, $N_q$	37,75	11,85
Friksjonsfaktor, $N_f$	0,941	1,132
Spissmotstandsfaktor, $N_p$	29,651	9,310

### Ischebecks miniguide

Ettersom pel nr. 2 går gjennom dypere laginndeling, presentert parametre for begge lagene. Parametrene er hovedsakelig hentet fra veiledning i Ischebeck sin miniguide.

Tabell 6.15: Parametervalg for prosjekt C i Ischebeck sin miniguide

Parameter	Sand	Siltig leire
Mantelfriksjon, $q_s$ [ $kPa$ ]	175	150
Utvidelseskoeffisient, $K_1$	2,0	1,4
Mantelmotstand, $\mu_k$ [ $kN/m$ ]	134,7	115,5

### PLAXIS 2D, PLAXIS 3D og Aksesymmetri

Parametervalg for PLAXIS 2D, PLAXIS 3D og Aksesymmetri ble gjort på grunnlag av verdier hentet fra Statens Vegvesens håndbok V220, Ischebeck sin miniguide og data hentet fra installasjonsrapporten om pelene.

Tabell 6.16: Parametervalg for grunnforhold i prosjekt C for PLAXIS 2D, PLAXIS 3D og Aksesymmetri

Parameter		Fyllmasse	Sand	Siltig leire
General properties	$\gamma_{unsat} [kN/m^3]$	19	18	20
	$\gamma_{sat} [kN/m^3]$	19	18	20
Stiffness	$E' [kN/m^2]$	10,00E03	10,00E03	10,00E03
	$\nu$	0,28	0,29	0,36
Strength	$c'_{ref} [kN/m^2]$	0 k	0	10
	$\phi [^\circ]$	38	36	26
	$\psi [^\circ]$	0	0	0

Tabell 6.17: Parametervalg for 'node-to-node'-elementet for PLAXIS 2D og PLAXIS 3D

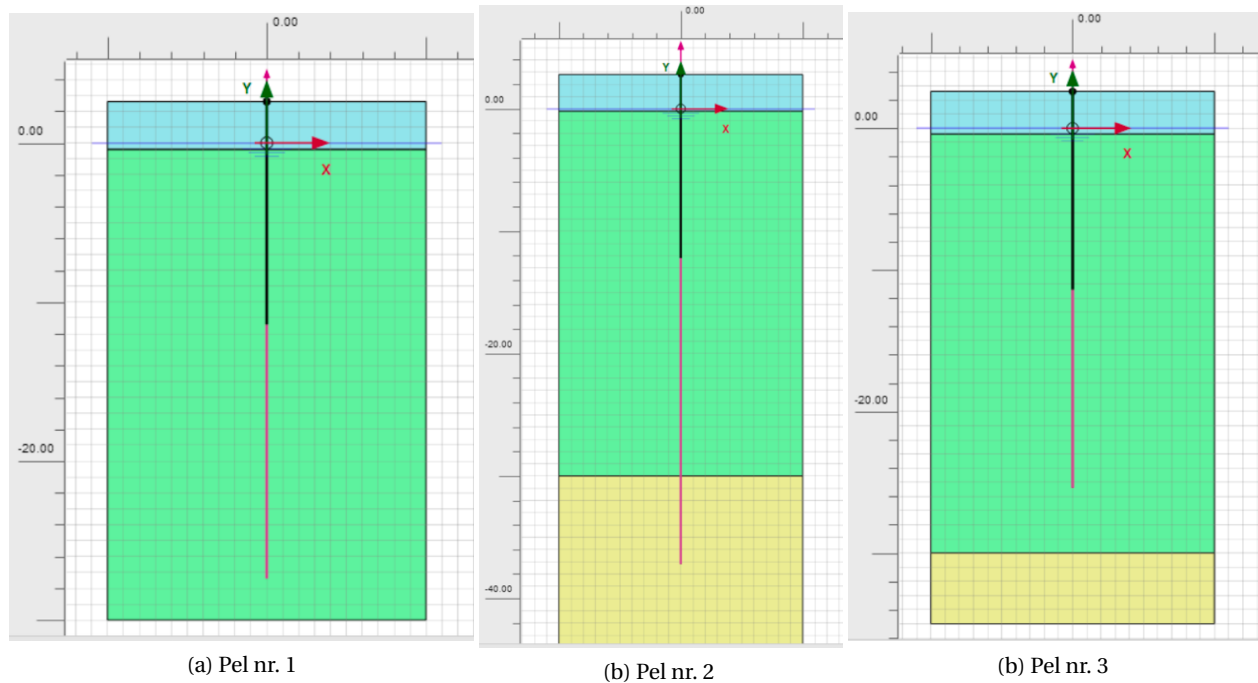
Parameter	Node-to-node
Material type	Elastic
EA [kN]	746,3E03
$L_{spacing} [m]$	1

Tabell 6.18: Parametervalg for 'Embedded beam pile'-elementet i PLAXIS 2D og PLAXIS 3D

Parameter	Embedded beam pile
Material type	Elastic
$E [kN/m^2]$	17,12E6
$\gamma [kN/m^3]$	27,15
Predefined beam type	Massive circular beam
Diameter [m]	0,245
$L_{spacing} [m]$	1
$T_{skin,start,max} [kN/m]$	134,7
$T_{skin,end,max} [kN/m]$	134,7
$F_{max} [kN]$	0
Interface stiffness factor	Default

### Illustrasjon av modell i PLAXIS 2D

Figur 6.9 viser en oversikt over modellene i PLAXIS 2D for prosjekt C. Figur 6.9 a, b og c viser geometri og plassering av løsmassestag for Pel 1, 2 og 3 i prosjektet.



Figur 6.9: Illustrasjon fra beregninger i PLAXIS 2D

## 6.4 Prosjekt D

I 2010 ble en utvidelse av et kontorbygg utført i Trondheim. Tilbygget skulle bæres av vertikale løsmassestag. Det ble bestemt å utføre prøvetrekking på to av løsmassestagene i forkant av byggets oppreisning. På grunn av løsmassestagets vertikale utforming kalles løsmassestagene videre for peler. Det fremgår ingen klar oversikt over pelenes plassering på tomte. Pelenes dimensjoner er gjengitt i Tabell 6.19.

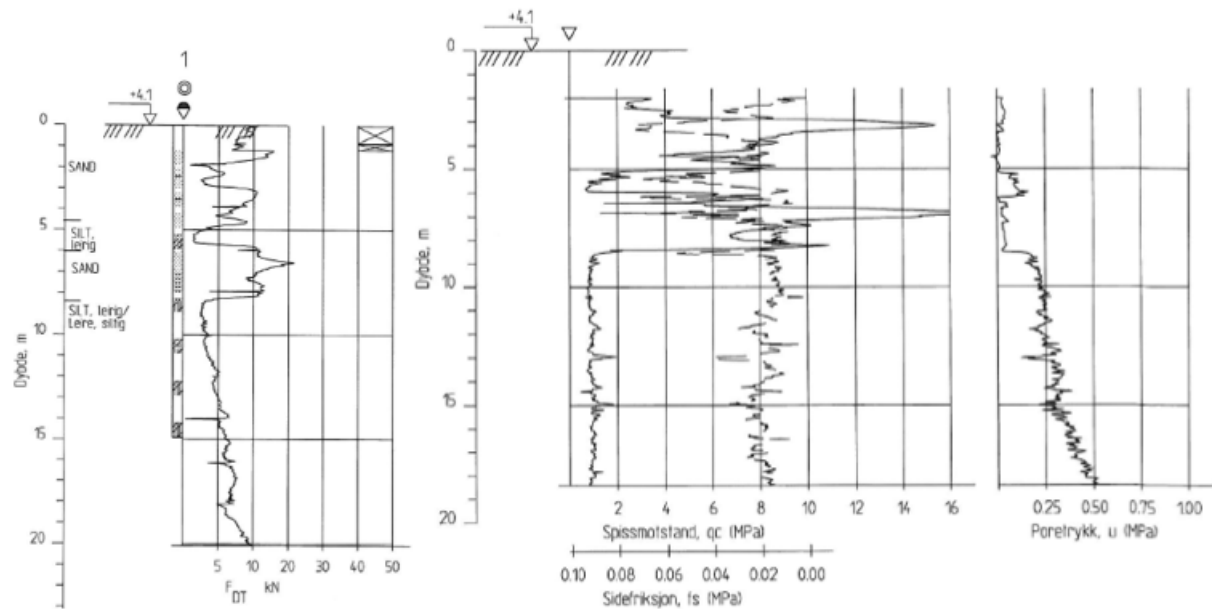
Tabell 6.19: Stagdimensjoner for prosjekt Statoil

	Stag	Borekronediameter [m]	Forankringslengde [m]	Fri lengde [m]	Staghelning [°]
<b>Pel 1</b>	<b>TITAN 73/53</b>	0,200	15	6	90
<b>Pel 2</b>	<b>TITAN 73/53</b>	0,200	11	4	90

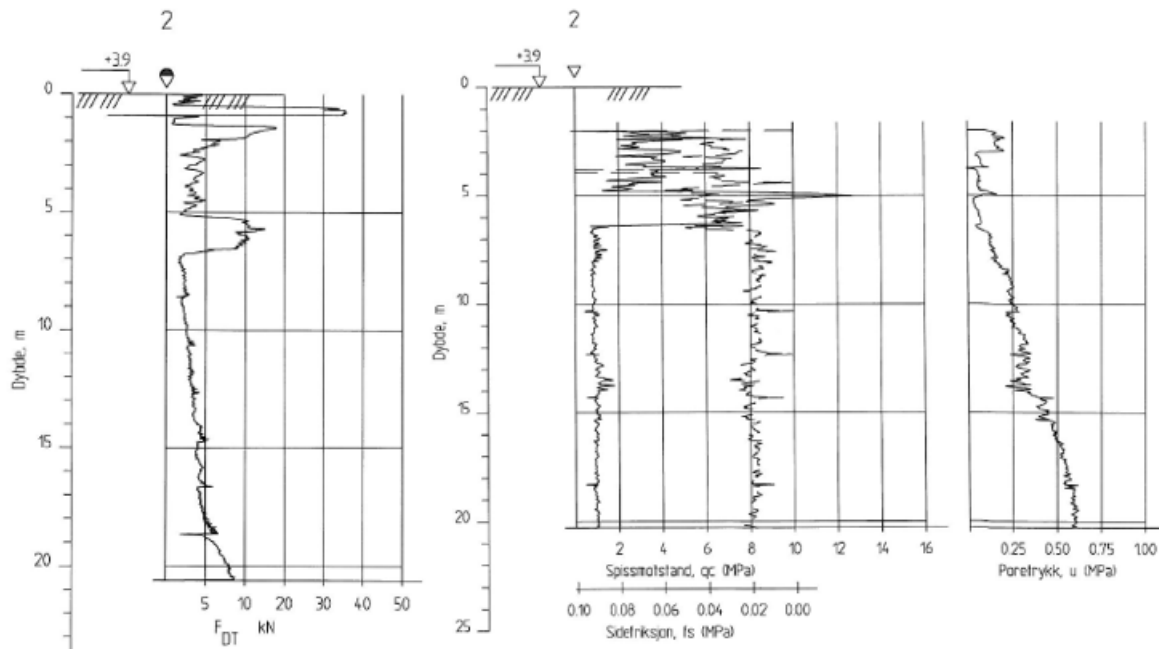
Terrenget på tomte er relativt flatt og ligger på omlag kote 4. Grunnvannstanden ligger 4 meter under terrenget.

### Grunnforhold

I tilsendt grunndatarapport (Flåtten, 2020) fremgår utførelse av dreietrykksonderinger, CPTU-tester, prøvetaking og piezometertester på tomte. Utsnitt av dreietrykksondering og CPTU-test i punkt 1 og 2 på tomte er vist i henholdsvis Figur 6.10 og 6.11. Med bakgrunn i disse undersøkelsene beskrives grunnen som fyllmasser over original grunn. Fyllmassene består hovedsakelig av sand med innhold av noe grus. Den originale grunnen viser et 2 meters tykt lag med fast lagret sand og videre middels fast leirig silt. På grunn av pelenes totale lengde sto forankringslengden primært i leirig silt.



Figur 6.10: Dreietrykksondering og CPTU-test i punkt 1 for prosjekt D



Figur 6.11: Dreietrykksondering og CPTU-test i punkt 2 for prosjekt D

## Prøvetrekking

Prøvetrekkingen ble utført med lastrinn på 20 % - 40 % - 60 % - 80 % av beregnet bruddlast med kontinuerlig måling av forlengelse. Begge pelene ble trukket helt til brudd.

## Prosjektvurdering og metodevalg

Med bakgrunn i den godt dokumenterte gjennomførelsen av grunnundersøkelsene gjort i forkant av denne prøve-trekkingen, går det tydelig frem hvordan prosjekterende geotekniker har vurdert parametervalgene sine. Grunnforholdene i prosjekt D ble dessuten diskutert med veileder på NTNU ettersom han har stor kjennskap til området. Dette har økt tiltroen til beskrivelsene av grunnforholdene i prosjektet.

Pelene i prosjekt D er beregnet med bruk av samtlige beregningsmetoder som er presentert i denne oppgavens teoridel. Ettersom løsmassestagenes installeres vertikalt, kan den aksesymmetriske modellen brukes.

## Parametervalg

### Statens vegvesens metode

Parametre til Statens Vegvesens metode ble hovedsakelig basert på prøvetakingsdata fra grunndatarapporten.

Tabell 6.20: Parametervalg for prosjekt D i Statens Vegvesens metode

Parameter	Sand	Leirig silt
Friksjonsvinkel, $\phi$ [°]	35	26
Tyngdetetthet, $\gamma$ [ $kN/m^3$ ]	19,7	19,7
Hviletrykkskoeffisient, $K_0$	0,43	0,56
Bæreevnemfaktor, $N_q$	33,30	11,85
Friksjonsfaktor, $N_f$	1,361	0,861
Spissmotstandsfaktor, $N_p$	26,151	9,310

### Ischebecks miniguide

Ettersom prøvetrekkingen i prosjekt D også ble vurdert i Fjellheim sin masteroppgave (Fjellheim, 2012), ble mantelfriksjonen i Ischebeck sin metode vurdert i samråd med hans oppgave. Ettersom tilsendt datagrunnlagt viste seg i stor grad å samsvare med denne vurderingen, ble dette ansett som tilstrekkelig bakgrunn for valget.

Tabell 6.21: Parametervalg for prosjekt D i Ischebeck sin miniguide

Parameter	Sand	Leirig silt
Mantelfriksjon, $q_s$ [ $kPa$ ]	200	164,5
Utvidelseskoeffisient, $K_1$	2,0	1,4
Mantelmotstand, $\mu_k$ [ $kN/m$ ]	251,33	144,70

### PLAXIS 2D, PLAXIS 3D og Aksesymmetri

For beregningene utført i PLAXIS 2D, PLAXIS 3D og Aksesymmetri ble  $T_{skin,start,max}$  og  $T_{skin,end,max}$  ikke satt lik hverandre. Bakgrunnen for dette valget var at grunnen består av to lag med relativt ulik mantelmotstand som ønskes gjenspeilet i kapasitetsberegningen. Resterende parametre er hovedsakelig basert på verdier fra grunndatarapporten og andre forutsetninger beskrevet tidligere i denne oppgaven.

Tabell 6.22: Parametervalg for grunnforholdene for prosjekt D i PLAXIS 2D, PLAXIS 3D og Aksesymmetri

Parameter		Fyllmasse	Sand	Leirig silt
General properties	$\gamma_{unsat}$ [ $kN/m^3$ ]	19,7	19,7	19,8
	$\gamma_{sat}$ [ $kN/m^3$ ]	19,7	19,7	19,8
Stiffness	$E'$ [ $kN/m^2$ ]	10,00E03	10,00E03	10,00E03
	$\nu$	0,28	0,3	0,36
Strength	$c'_{ref}$ [ $kN/m^2$ ]	0	0	10
	$\phi$ [°]	38	35	26
	$\psi$ [°]	0	0	0

Tabell 6.23: Parametervalg for 'Node-to-node'-elementet i PLAXIS 2D og PLAXIS 3D

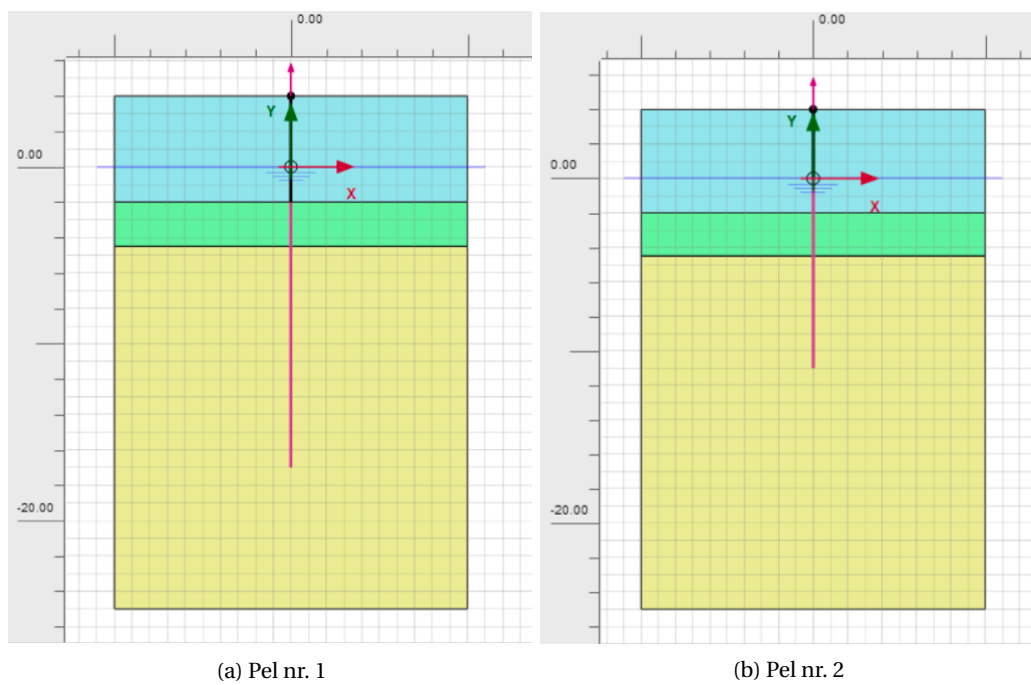
Parameter	Node-to-node
Material type	Elastic
EA [ $kN$ ]	415,6E03
$L_{spacing}$ [ $m$ ]	1

Tabell 6.24: Parametervalg for 'Embedded beam pile'-elementet i PLAXIS 2D og PLAXIS 3D

Parameter	Embedded beam pile
Material type	Elastic
$E'$ [ $kN/m^2$ ]	7,508E6
$\gamma$ [ $kN/m^3$ ]	24,89
Predefined beam type	Massive circular beam
Diameter [ $m$ ]	0,28
$L_{spacing}$ [ $m$ ]	1
$T_{skin,start,max}$ [ $kN/m$ ]	251,3
$T_{skin,end,max}$ [ $kN/m$ ]	144,7
$F_{max}$ [ $kN$ ]	0
Interface stiffness factor	Default

### Illustrasjon av modell i PLAXIS 23D

Figur 6.12 viser en oversikt over modellene i PLAXIS 2D for prosjekt D. Figur 6.12 a og b viser geometri og plassering av løsmassestag Pel 1 og 2.



Figur 6.12: Illustrasjon fra beregninger i PLAXIS 2D



# Kapittel 7

## Resultat

Med bakgrunn i beskrivelser og parametervalg presentert tidligere i oppgaven, er en analyse av kapasitet til løsmassestag foretatt for de fire prosjektene og base casen. Beregningene utføres med bruk av Statens Vegvesens metode, Ischebecks miniguide, PLAXIS 2D, PLAXIS 3D og Aksesymmetri. I tabellene nedenfor er resultatene fra de ulike beregningene presentert. Resultater fra beregninger utført på base casen er vist i avsnitt 7.1, mens beregninger utført for prosjektene er vist i avsnitt 7.2 og 7.3. For å sikre god oversikt, er løsmassestag der prøvetrekking oppnådde bruddlast samlet for seg selv i kapittel 7.2, mens resterende beregninger er vist i kapittel 7.3 der maksimal prøvelast fra prøvetrekkingen er inkludert. Som grunnlag for diskusjon er det også fremlagt resultater fra beregninger utført i Aksesymmetri med påsatt volumstøyning som vist i Tabell 7.4.

### 7.1 Resultat Base Case

Tabell 7.1: Resultat fra samtlige beregninger utført på løsmassestag i base case

		<b>Statens Vegvesen</b> [kN]	<b>Ischebeck miniguide</b> [kN]	<b>PLAXIS 2D</b> [kN]	<b>PLAXIS 3D</b> [kN]	<b>Aksesymmetri</b> [kN]
<b>Friksjonsvinkel</b>	30 °	101	180	160	187	38
	32 °	111	360	172	371	43
	35 °	129	540	179	546	52
	38 °	153	720	185	726	58
<b>Forankringslengde</b>	5 m	101	180	160	187	20,30
	10 m	235	360	335	374	20,32
	15 m	425	542	515	557	20,36
	20 m	673	723	697	746	20,38

## 7.2 Resultat for løsmassestag inklusiv maksimal prøvelast

Tabell 7.2: Resultater for beregninger utført på løsmassestag inklusiv maksimal prøvelast

		Statens Vegvesen [kN]	Ischebeck miniguide [kN]	PLAXIS 2D [kN]	PLAXIS 3D [kN]	Aksesymmetri [kN]	Maksimal prøvelast [kN]
Prosjekt A	TITAN 30/11	175	495	497	508	-	187,5
	TITAN 40/20	446	935	937	947	-	437,5
	T76s (nivå 1)	1525	1980	1238	2017	-	1425
	R51N (nivå 2)	951	980	985	999	-	625
	TITAN 40/20	389	935	937	956	-	437,5
Prosjekt C	Pel 2	2550	3170	2829	3416	1526	1620
	Pel 3	872	1890	1413	1920	619	1800

## 7.3 Resultat for løsmassestag inklusiv målt bruddlast

Tabell 7.3: Resultater for beregninger utført på løsmassestag inklusiv målt bruddlast

		Statens Vegvesen [kN]	Ischebeck miniguide [kN]	PLAXIS 2D [kN]	PLAXIS 3D [kN]	Aksesymmetri [kN]	Målt Bruddlast [kN]
Prosjekt A	T76S (Nivå 3)	2112	1980	1089	2035	-	320
Prosjekt B	F <sub>1</sub> 6 m stag	20	75	94	240	-	95
	F <sub>1</sub> 8 m stag	24	197	151	325	-	275
	F <sub>7</sub> 6 m stag	24	55	103	184	-	30
	F <sub>7</sub> 8 m stag	29	150	173	484	-	195
	F <sub>8</sub> 6 m stag	21	55	100	188	-	150
	F <sub>8</sub> 8 m stag	25	150	158	490	-	170
Prosjekt C	Pel 1	999	2150	1589	2184	804	1525
Prosjekt D	Pel 1	1202	2440	1418	3006	720	880
	Pel 2	907	2070	816	2203	450	465

## 7.4 Resultat med påsatt volumstøyning i Aksesymmetri

Tabell 7.4: Resultat av påsatt volumstøyning i Aksesymmetri

		Påsatt volumstøyning [kN]
Prosjekt C	Pel 1	3555
	Pel 2	6094
	Pel 3	3049
Prosjekt D	Pel 1	3853
	Pel 2	2267

## Kapittel 8

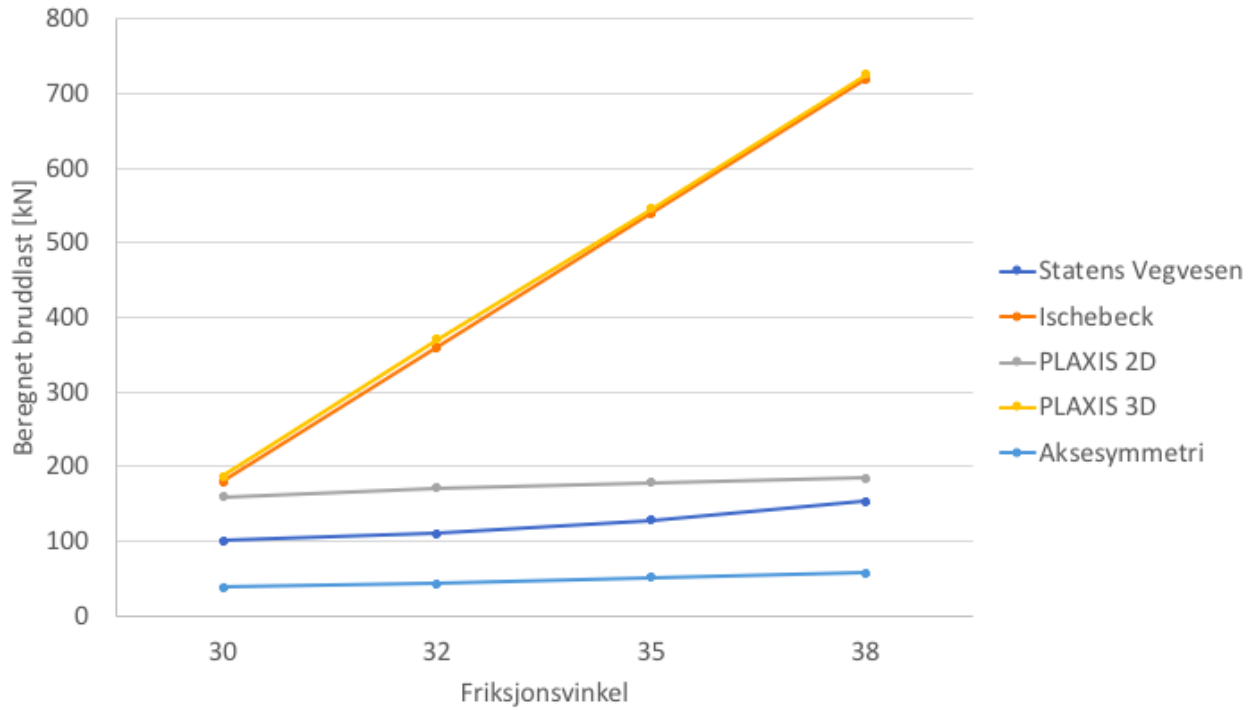
# Diskusjon

Med bakgrunn i resultatene som ble fremstilt i kapittel 7, vil det i dette kapitlet fremgå en diskusjon omkring de aktuelle kapasitetsmetodene. Gjennom diskusjonen vil kapasitetsberegningenes resultater bli vurdert mot hverandre, og det forsøkes å finne en løsning på hvilken metode som samsvarer best med resultater fra prøvetrekkinger. Et hovedfokus i diskusjonskapitlet vil i tillegg være å belyse bakgrunnen for eventuelle avvik mellom målt bruddlast og beregnet kapasitet. Som et resultat av disse vurderingene vil en anbefaling for videre bruk av metodene bli kommentert.

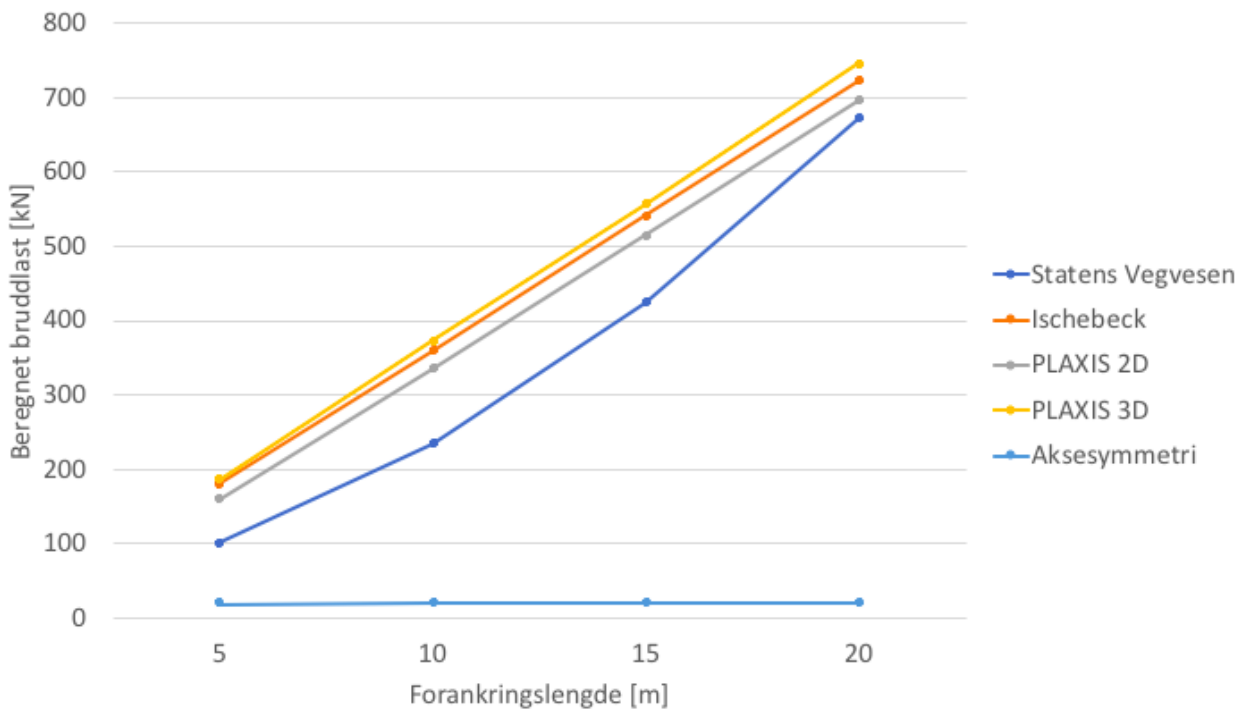
### 8.1 Tolkning av beregningsmetodenes resultater

#### Base case

Fra resultatene for base case i kapittel 7 fremgår en tydelig trend for spennet mellom beregningsmetodene som vist i Figur 8.1 og 8.2. Fra begge figurene synes en tendens til at beregninger utført i Aksesymmetri gir svært lave verdier, mens PLAXIS 3D produserer de høyeste resultatene. Fra figurene går det også frem at Ischebeck produserer svært like verdier som PLAXIS 3D.



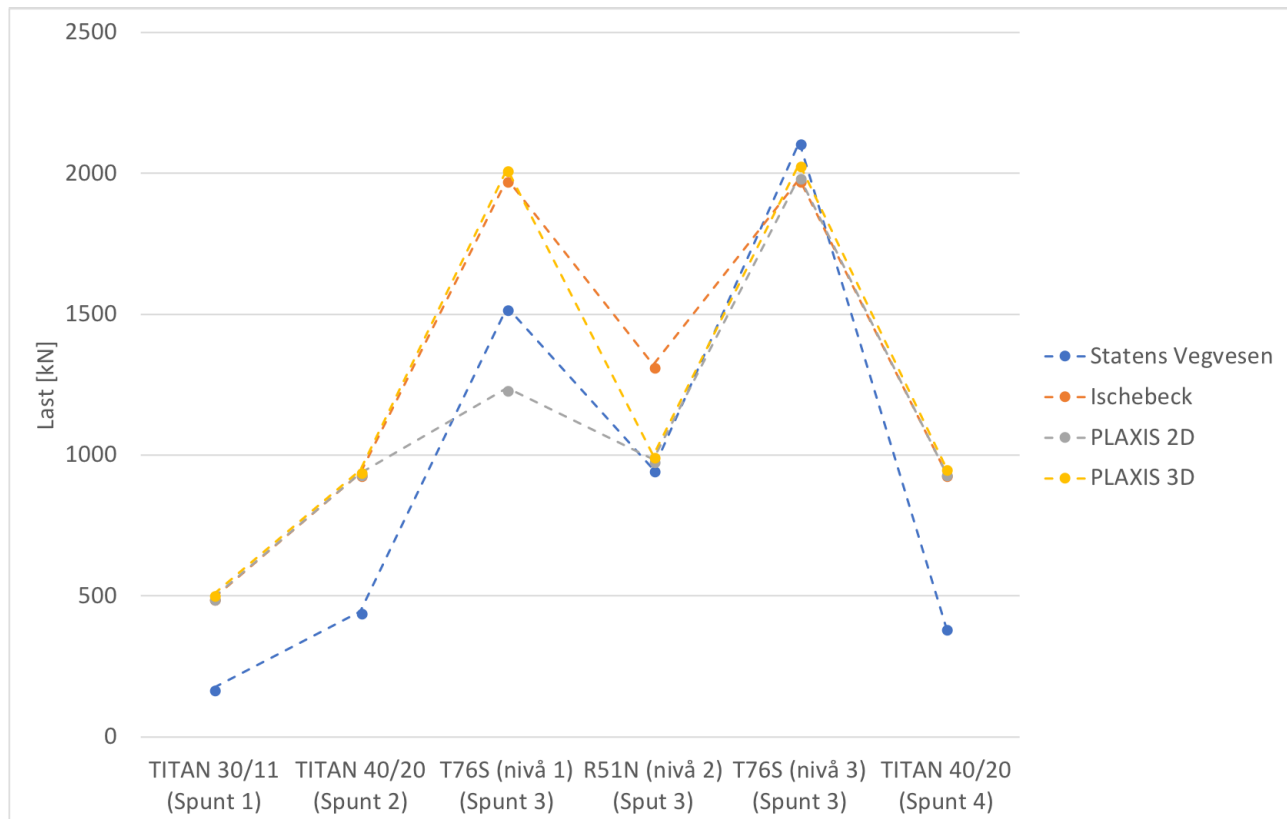
Figur 8.1: Skjematisk fremstilling av endring i beregnet bruddlast i tråd med endring i friksjonsvinkel



Figur 8.2: Skjematisk fremstilling av endring i beregnet bruddlast i tråd med endring i forankringslengde

## Prosjekt A

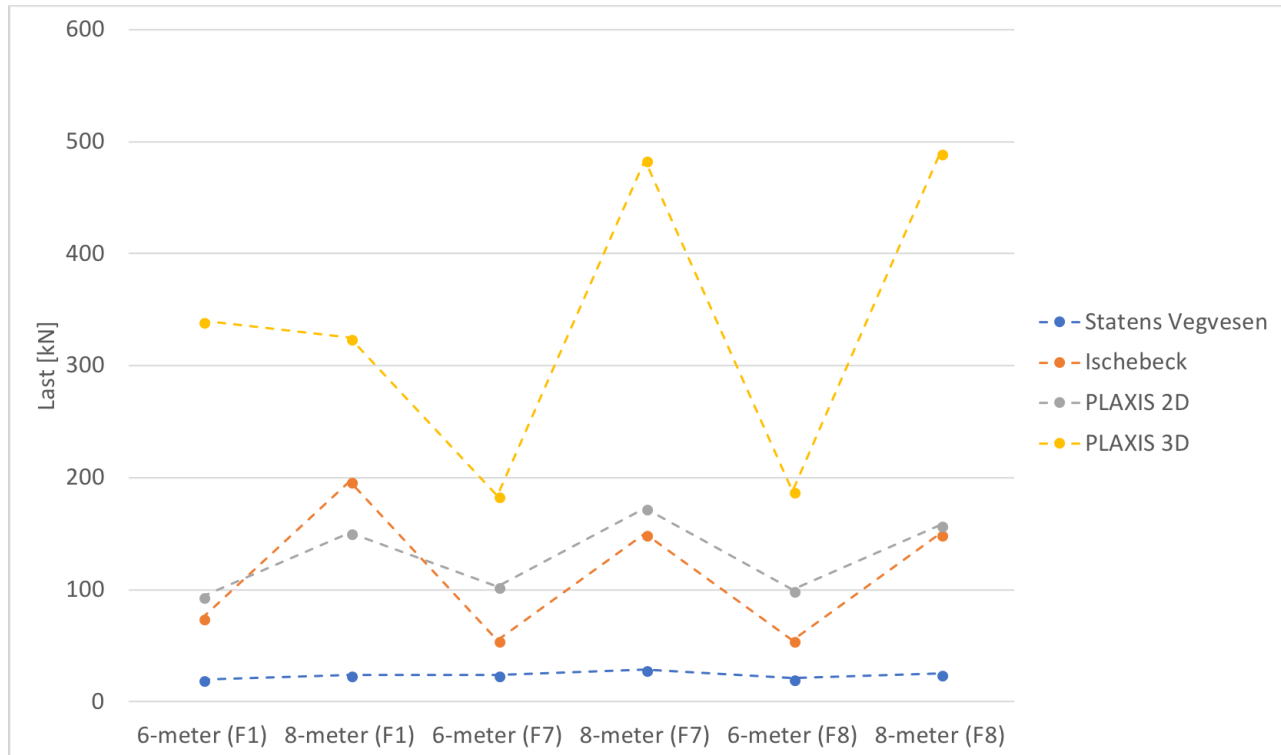
I Figur 8.3 vises en grafisk fremstilling av resultatene fra Statens Vegvesens metode, Ischebeck sin miniguide, PLAXIS 2D og PLAXIS 3D fra prosjekt A. Med unntak av T76S (nivå 1) og T76S (nivå 3), vitner Figuren om at forskjellen mellom beregningsmetodens resultater samsvarer godt med det forventede spennet som vist for base casen. For T76S (nivå 1) er det stor variasjon mellom beregningsmetodenes resultater, mens det for T76S (nivå 3) produseres svært like resultater fra samtlige beregningsmetoder.



Figur 8.3: Resultater for prosjekt A

## Prosjekt B

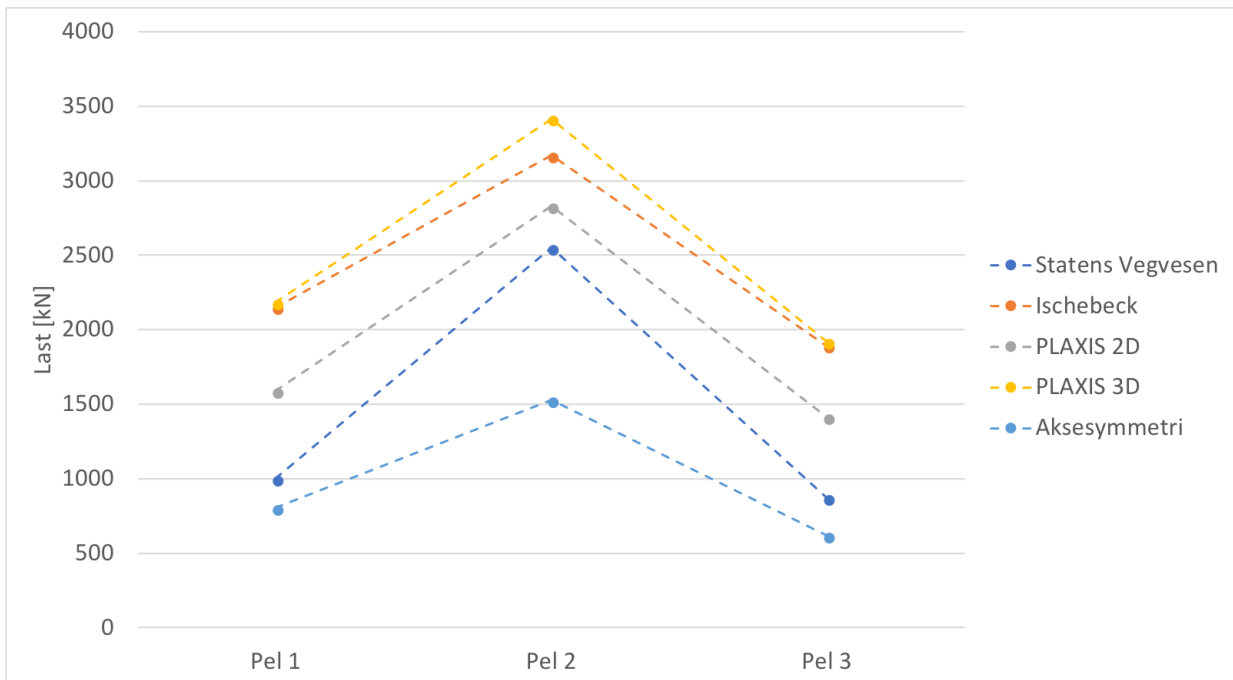
Figur 8.4 viser en oversikt over resultatene fra prosjekt B. Figuren viser at PLAXIS 3D gir de høyeste verdiene, mens Statens Vegvesen etablerer relativt lave kapasiteter. Dette samsvarer med trendbilde som ble skapt i base casen. Det fremgår også fra Figuren et godt samsvar mellom resultater beregnet med Ischebeck sin miniguide og PLAXIS 2D, samt relativt stor avstand mellom resultater produsert i PLAXIS 2D og PLAXIS 3D.



Figur 8.4: Resultater for prosjekt B

## Prosjekt C

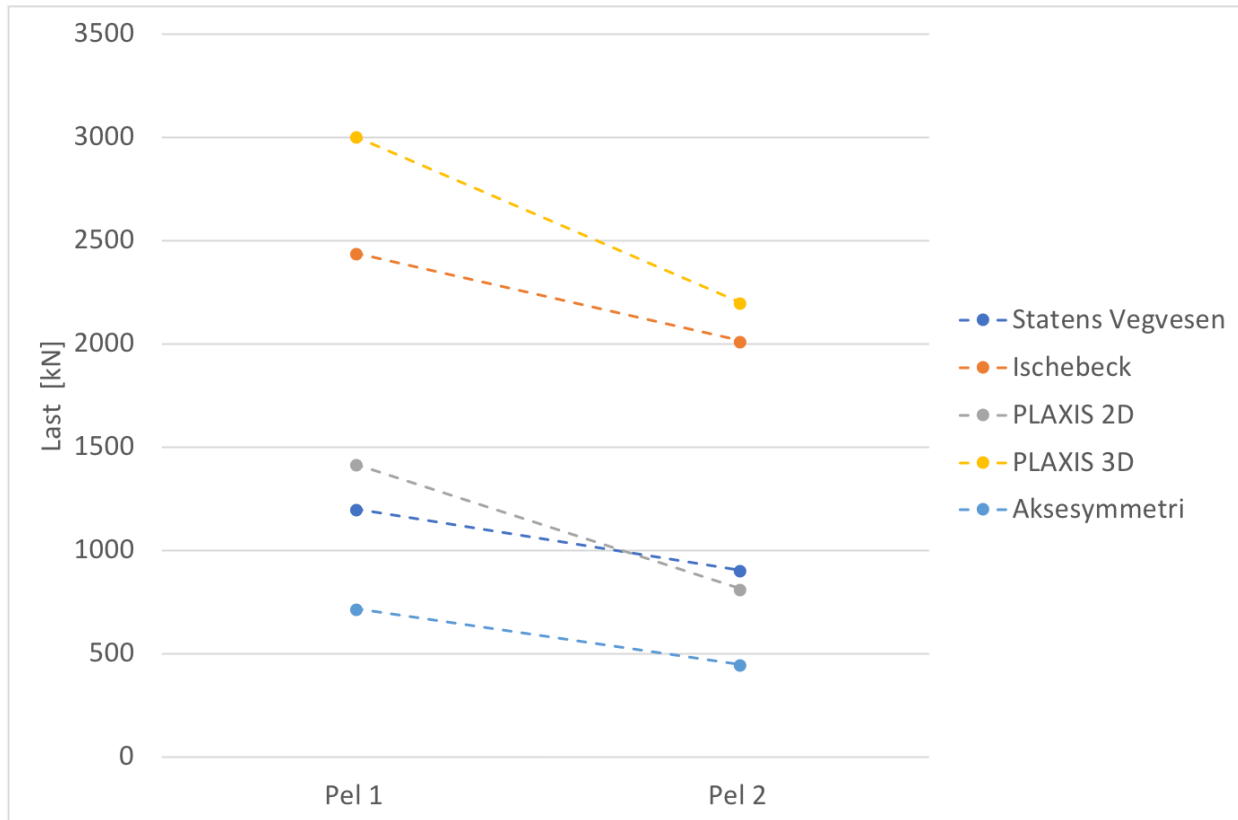
I Figur 8.5 vises en oversikt over resultatene fra de aktuelle beregningsmetodene for prosjekt C. Resultatene fra dette prosjektet har nøyaktig samme trend som for base casen, med lave verdier produsert av Aksesymmetri, og høyeste beregnede kapasitet fra PLAXIS 3D. Resterende resultater fordeler seg likt som i base casen, mellom disse ytterpunktene.



Figur 8.5: Resultater for prosjekt C

## Prosjekt D

I Figur 8.6 vises resultater fra samtlige beregningsmetoder som ble brukt i prosjekt D. Figuren viser at resultatene samsvarer godt med forventet trendbilde som ble skapt i base casen. Det fremgår også fra Figuren et svært godt samsvar mellom resultatet produsert med Statens Vegvesens metode og Ischebeck sin miniguide.



Figur 8.6: Resultater for prosjekt D

### Samlet tolkning

Som vist i Figurene ovenfor går det tydelig frem at det er godt samsvar mellom trenden fra resultatene i prosjektene, og den generelle tendensen som vises for base casen. Dette gir grunn til å tro at det generelle spennet mellom beregningsmetodene er at Aksesymmetri og Statens Vegvesens metode gir de laveste resultatene, mens PLAXIS 3D gir høye kapasiteter. Resultater fra PLAXIS 2D og Ischebeck finner sin plass mellom disse ytterpunktene.

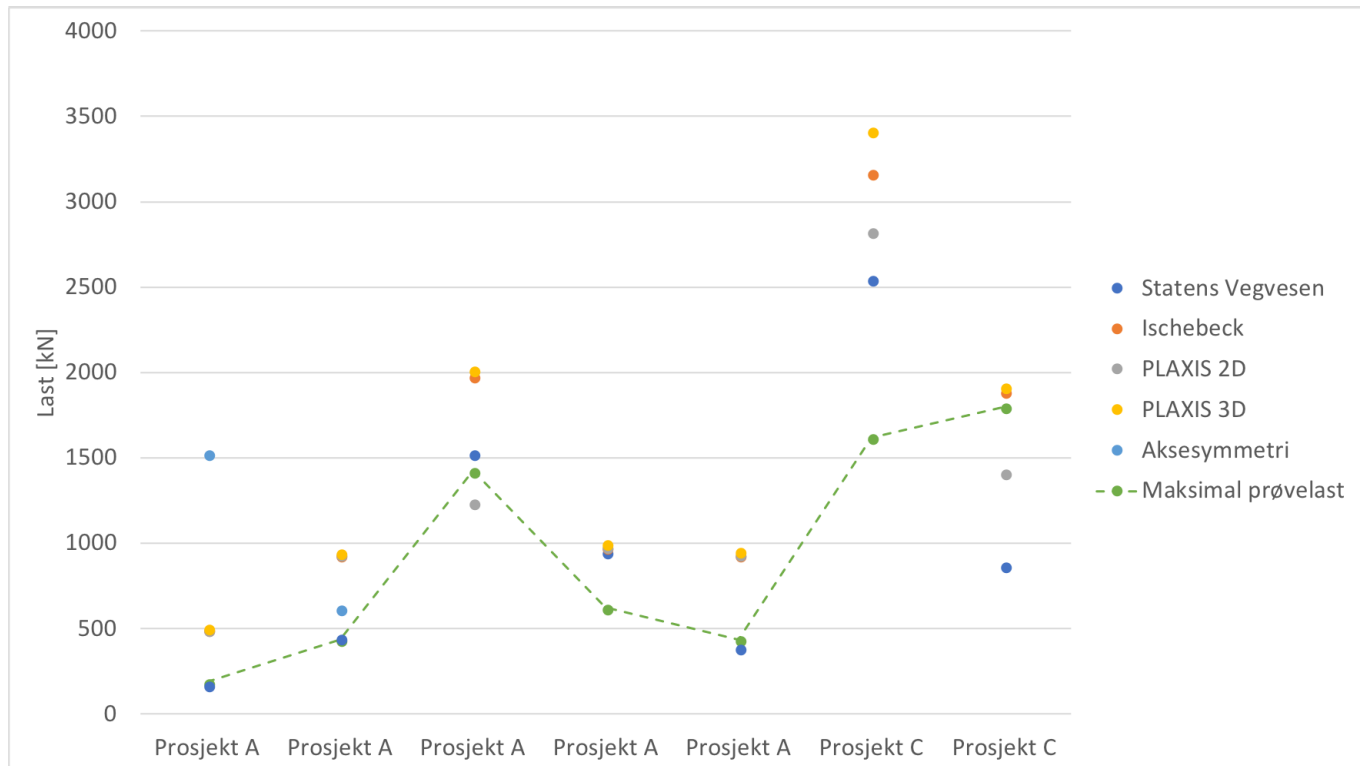
Det går også frem fra denne analysen at PLAXIS 2D og PLAXIS 3D, til tross for like input-parametre, produserer relativt ulike verdier. Dette gir en god indikasjon på 3D-effektens påvirkning i PLAXIS 3D. I tillegg kan det påpekes at Ischebeck sine resultater ofte ligger i sjiktet mellom PLAXIS 3D og PLAXIS 2D. Ettersom input-parameteren for mantelmotstand i PLAXIS 2D og PLAXIS 3D ble satt lik som for Ischebeck, er dette et forventet utfall. Likevel er det interessant å se at verdiene ikke blir nøyaktig det samme, noe som vitner om innebygde forenklinger i metodene.

## 8.2 Tolkning av maksimal prøvelast

I Figur 8.7 er beregningsresultater fra de aktuelle beregningsmetodene satt i sammenheng med maksimal prøvelast for løsmassestagen som ikke ble trukket til brudd. Fra Figuren fremgår det at den maksimale prøvelasten har relativt godt samsvar med resultater produsert av Statens Vegvesens metode og PLAXIS 2D. Med bakgrunn i dette



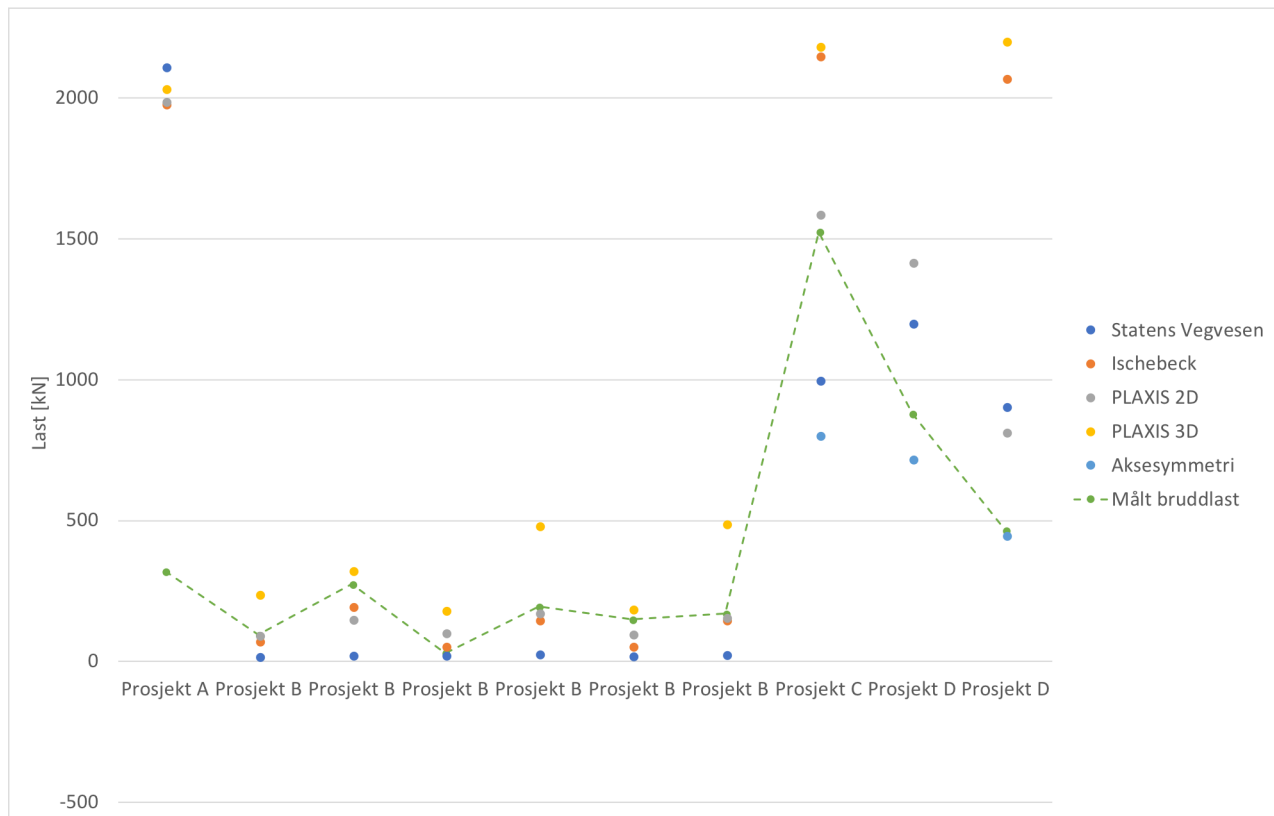
kan en slutning trekkes om at Statens Vegvesens metode og PLAXIS 2D produserer konservative verdier for disse fire prosjektene.



Figur 8.7: Samlet resultat for prosjektene inklusiv maksimal prøvelast

### 8.3 Tolkning av målt bruddlast

For løsmassestagen som ble prøvetrukket helt til brudd, er bruddlasten satt i sammenheng med beregningsmetodenes resultater som vist i Figur 8.8. Formålet med dette er å vurdere hvilken av metodene som generelt har minst avvik til målt bruddlast.



Figur 8.8: Samlet resultat for prosjektene inklusiv målt bruddlast

Generelt fremgår PLAXIS 2D som beregningsmetoden med minst avvik fra målt bruddlast, og kan derfor anbefales som foretrukket beregningsmetode for disse fire prosjektene. Det kan også påpekes at den aksesymmetriske modellen har svært lave avvik i de tilfellene der metoden ble tatt i bruk. Ettersom metoden har et begrenset bruksområde anses likevel PLAXIS 2D som mest optimalt alternativ.

## 8.4 Bakgrunn for avvik

Gjennom arbeidet med oppgaven ble det utført grundigere analyser for å identifisere bakgrunn for avvikene som oppstår mellom beregningsmetodene og prøvelast. De mest fremtredende grunnene for de individuelle prosjektene, samt mer generelt for metodene, er presentert og diskutert videre.

### Individuelt for prosjektene

#### Prosjekt A

Som vist i Vedlegg fremgår en spennende utvikling for målt bruddlast for T76S-stagene i nivå 3 på spunt nr. 3. En gradvis reduksjon i målt kapasitet oppstår for løsmassestagene som installeres nærmere midten av spuntene. Ettersom løsmassestag med samme dimensjoner i nivå nr. 1 tålte påsatt last, er det grunn til å tro at denne utviklingen

er et resultat av endring i grunnforhold på dypere lag. Dette kan være grunnen til at målt bruddlast har store avvik med beregningsmetodene. Ettersom det ikke ble utført ytterligere grunnundersøkelser i installasjonsområdet er det svært vanskelig å verifisere dette.

### **Prosjekt B**

Det fremgår fra tilsendt materiale at 6 meterstaget i område  $F_7$  slipper på unormalt lav last, og at en plausibel forklaring på dette er at løsmassestaget ble installert i hulrom der det oppnås lite heft mellom løsmasser og forankringskropp. Dette utgjør en god forklaring på avvik mellom målt bruddlast og resultater fra beregningsmetodene.

### **Prosjekt C**

Fra tilsendt materiale om prøvetrekkingen for prosjekt C, fremgår det at det ble injisert mer sementsuspensjon enn det som var tiltenkt. Dette vil for løsmassestagen i prosjekt C medføre en økt overflate på forankringskroppen og derfor også medvirke til økt friksjon mellom forankringslegemet og løsmassene. Dette kan være delaktig i avviket som oppstår mellom beregningsmetodenes resultater og maksimal prøvelast.

### **Prosjekt D**

Grunnforholdene i prosjekt D beskrives som som leirig silt. Fra litteraturen, går det frem at løsmassestag ofte er best tilegnet friksjonsmasser, noe som plausibelt kan være grunnen til at den målte bruddlasten i prosjekt D ligger lavere enn de beregnede resultatene.

## **Generelt for beregningsmetodene**

### **Valg av parametre**

Gjennom arbeidet med oppgaven ble det som vist i kapittel 6 foretatt svært mange parametervalg tilknyttet de ulike prosjektene. Ettersom det ikke ble etablert en større parameterstudie, ble enkle tester av parameterne utført kontinuerlig i forbindelse med beregningene. Dette ble gjort for å få en indikasjon på parameternes sensitivitet i metoden. Dette ga en god indikasjon på viktigheten av menneskelig påvirkning på beregnede kapasitetsresultater. Det er derfor vanskelig å utelukke eventuelle avvik i resultatene grunnet subjektiv påvirkning på parametervalg.

I Ischebeck sin miniguide blir grunnens komplekse og sammensatte lagdeling beskrevet med enkle kategorier som leire og silt - sand og grus - berg, med en tilhørende relativ fasthet. Det fremgår fra metoden at erfaring er viktig for denne kategoriseringen, og store avvik mellom målt bruddlast og beregnet kapasitet kan derfor fremkomme på grunn av geoteknikerens eventuelle uerfarenhet.

Kategoriseringen av grunnforhold i miniguiden kan også forårsake unøyaktigheter i beskrivelsen av forholdene. Dette går tydelig frem i beskrivelsen av de tre traseene i prosjekt B. Statens Vegvesens metode, PLAXIS 2D og PLAXIS 3D beskriver individuelle områder, mens Ischebecks metode forenkler systemene slik at trase  $F_7$  og  $F_8$  sammenføres som tilnærmet samme område. En slik generalisering kan medvirke til at nøyanser i grunnforholdene ikke

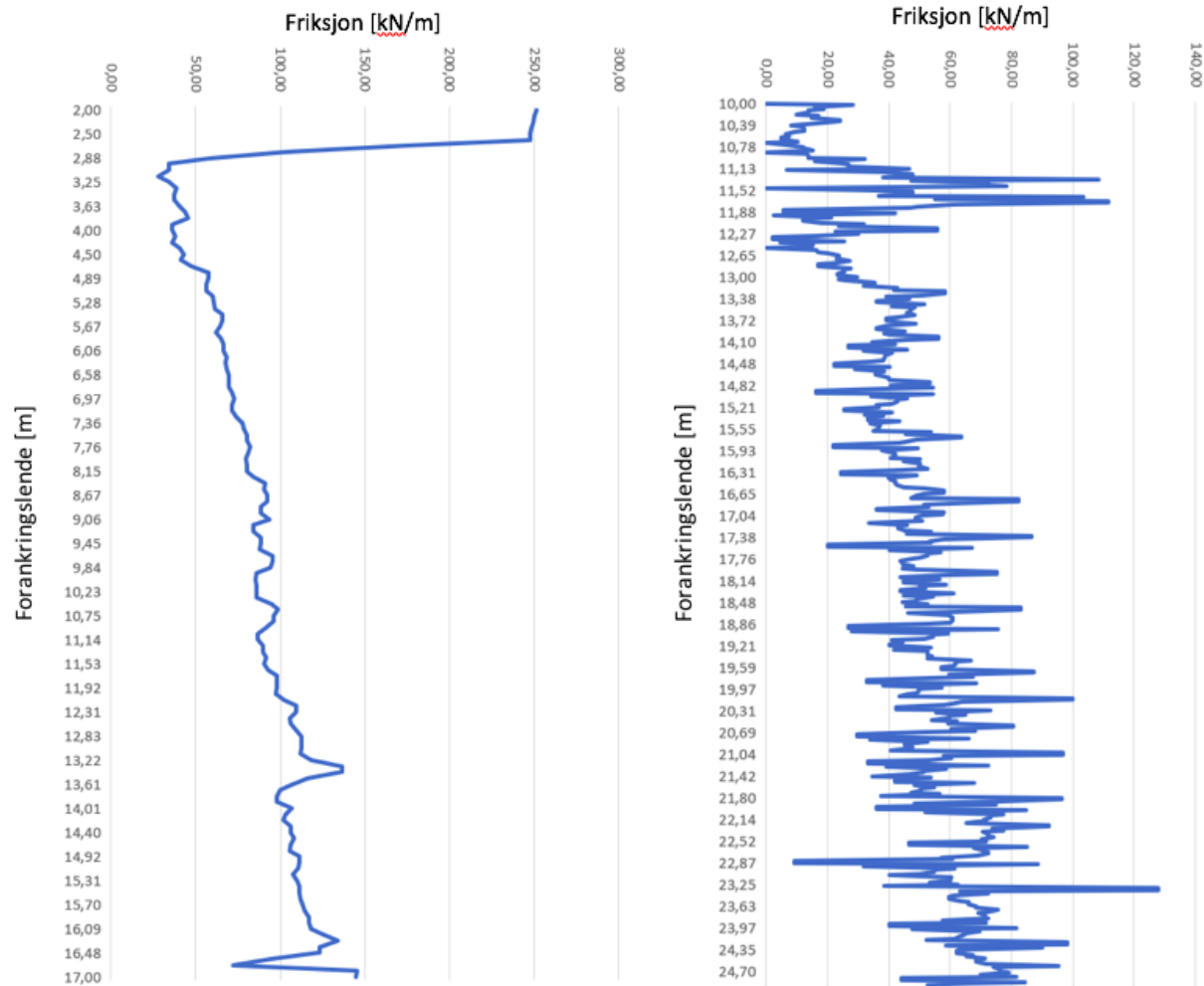
inngår i beregningene, noe som kan påvirke kapasitetsresultatene og skape avvik mellom målt bruddlast og beregnet kapasitet.

I forbindelse med valg av parametre etableres det også flere forutsetninger som geoteknikere må ivareta i beregningsmetodene. Blant annet ble det innledningsvis i denne oppgaven antatt at alle løsmassestagene i disse prosjektene ble satt utenfor aktiv sone i grunnen. Dette er dog ikke verifisert og kan derfor ha vært en medvikende faktor til avvik mellom beregnet bruddlast og målt kapasitet. I tillegg ble det i prosjektene som omtales i denne oppgaven antatt at brudd ikke oppsto i selve stålstaget eller i sjiktet mellom stål og sementsuspensjon. Dersom dette var tilfellet vil det ha stor innvirkning på den målte kapasiteten for løsmassestagene.

Fra Statens Vegvesens metode fremgår også en antakelse om forankringslegemets perfekte sylindriske form. Dette er dog ikke alltid tilfellet etter installasjonsprosessen er ferdig, og kan derfor medvirke til avvik mellom målt bruddlast og beregnet kapasitet. I tillegg kan det utføres ytterligere etterpressing av sementsuspensjon for de siste meterne av pelen for å oppnå optimal heft. Dette styrker teorien om et imperfekt sylinderlegeme, og bidrar derfor til økt usikkerhet omkring forankringslegemets geometri. Denne etterpressingen ble ikke medberegnet i denne analysen grunnet usikkerhet tilknyttet størrelsen på økningen, men det kan ha hatt innvirkning på de målte bruddlastverdiene.

### **Friksjonsfordeling langs staget**

En annen faktor med stor innvirkning på avviket mellom målt bruddlast og beregnet kapasitet er beregningsmetodenes betraktning av friksjonsfordeling langs staget. I Statens Vegvesens metode fremgår en analytisk fremstilling av Coulomb-kriteriet som forklaring på friksjonsfordelingen. Denne kan i flere tilfeller bli for enkel for fremstilling av komplekse lagdelinger i grunnen. For Ischebeck sin miniguide, PLAXIS 2D og PLAXIS 3D antas en maksimal foreskrevet friksjonsfordeling langs løsmassestaget. Ettersom det ble valgt å modellere løsmassestag også i Aksesymmetri der det ikke ble antatt en foreskrevet friksjon, er det i denne oppgaven derfor mulig å vurdere PLAXIS 2D og PLAXIS 3D sine forenklinger knyttet til friksjonsfordeling. I Figur 8.9 a og b er derfor henholdsvis opptredende friksjonsfordelingen fra PLAXIS 2D og Aksesymmetri vist.



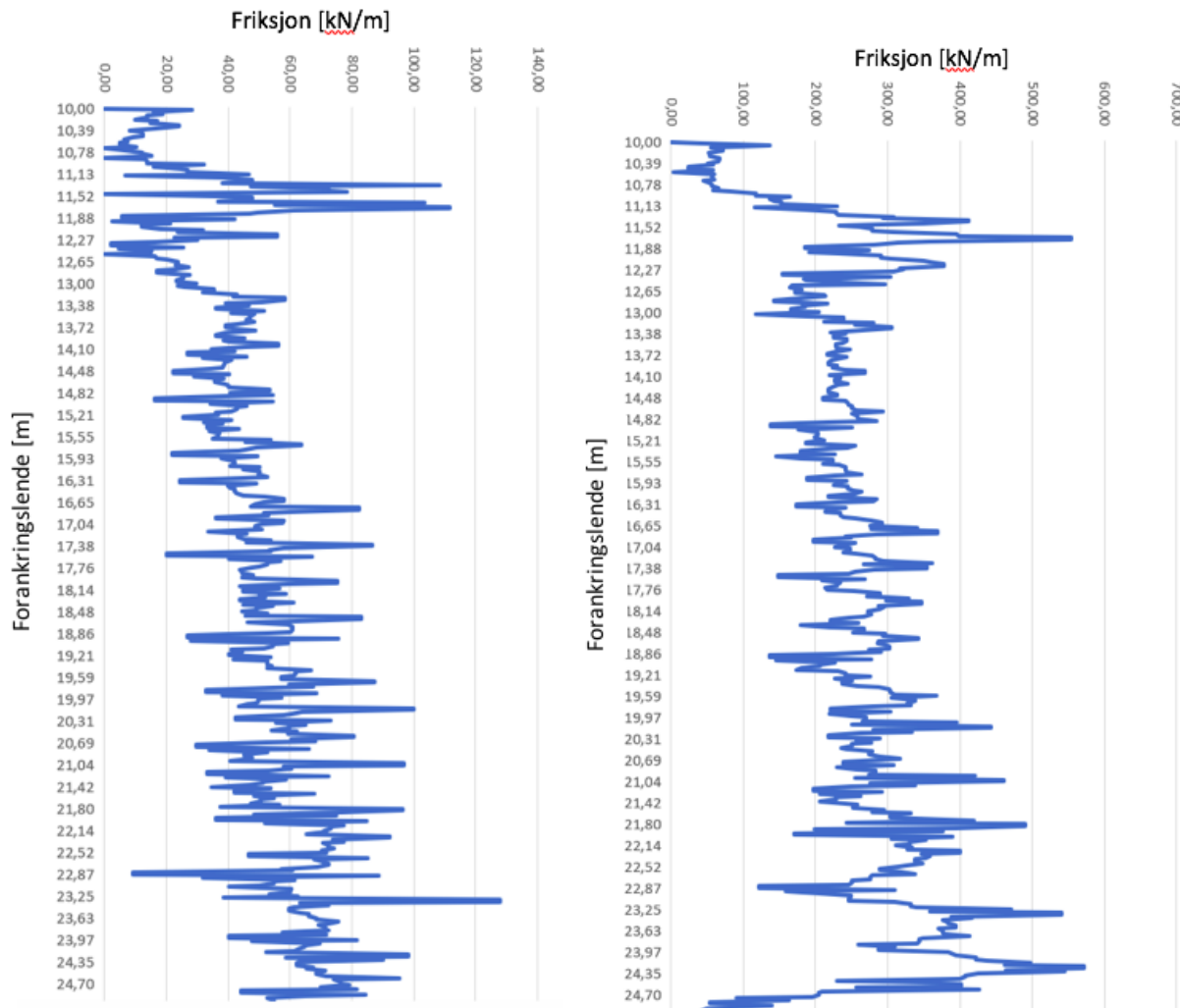
(a) Friksjonsfordeling i PLAXIS 2D

(b) Friksjonsfordeling i aksesymmetrisk modell

Figur 8.9: Grafisk fremstilling av friksjonsfordeling langs løsmassestaget

En generell trend for begge modellene i Figur 8.9 er den gradvis økende friksjonen med dybden. Fra den aksesymmetriske modellen går det likevel frem en mer varierende tendens i friksjonen. Dette kan vitne om forenklingene som er gjort i PLAXIS 2D. I Figur 8.9 a fremgår det dessuten et parti i toppen av forankringskroppen der friksjonen oppnår maksimal foreskrevet friksjon. Dette kan bety at modellens egentlige friksjonsspenninger ligger høyere enn det som tas inn i beregningene i dette området. Etersom det fremkommer samme tendenser for PLAXIS 3D, er det nærliggende å tro at forenklingene som ligger til grunn for friksjonsfordelingen i PLAXIS 2D og PLAXIS 3D medvirker til avvik mellom beregnet kapasitet og målt bruddlast.

Sementsuspensjonens inntrengning i løsmassene medvirker også til endring i friksjonsfordelingen langs løsmassestaget. Det ble i denne oppgaven utført beregninger med påsatt volumstøyning i de aksesymmetriske beregningene, noe som resulterte i svært høy beregnet kapasitet. Friksjonsfordelingen langs staget ble derfor nøye vurdert og er vist i Figur 8.10.



(a) Friksjonsfordeling uten påsatt volumstøyning i aksesymmetri

(b) Friksjonsfordeling med påsatt volumstøyning i aksesymmetri

Figur 8.10: Friksjonsfordeling med og uten påsatt volumstøyning

Som vist i Figur 8.10 er det godt samsvar mellom friksjonsfordelingenes form, men likevel stor forskjell i verdiens størrelse. Legemet med påsatt volumstøyning i aksesymmetri har mye høyere friksjon mellom forankringskropp og løsmasser, og oppnår dermed også høyere beregnet kapasitet. Usikkerhet tilknyttet den faktiske størrelsen på inntrengingen i løsmassene kan derfor utgjøre en stor del av avviket som oppstår mellom beregninger og målte verdier for kapasitet.

## 8.5 Praktiske konsekvenser

Det kan med bakgrunn i dette arbeidet antas at Statens Vegvesens metode og Aksesymmetri produserer de mest konservative resultatene. Som en praktisk konsekvens av dette vil det derfor i prosjekteringsarbeid være praktisk å ta i bruk lavere partialfaktorer ettersom metoden allerede har en innebygd konservatisme.

Fra den generelle betraktningen av beregningsmetodene fremgår det at PLAXIS 3D har best forutsetning for å produsere resultater nær virkelig kapasitet. Konkrete tiltak bør derfor etableres for å forhindre for høye beregnede bruddlaste som er en gjennomgående tendens i dette arbeidet. Som en midlertidig løsning vil det derfor være en fordel å bruke høyere partialfraktoer med bruk av PLAXIS 3D.

En annen praktisk konsekvens fra dette arbeidet er at de mest konservative metodene kan med større sikkerhet benyttes i prosjekter med lite tilgang til grunnundersøkelser. Likevel vil dette i mange situasjoner medføre installasjon av unødvendig mange stag. PLAXIS 3D sine relativt høye resultater medvirker til at metoden ofte kan oppleves som et svært kostnadsbesparende alternativ ettersom færre løsmassestag er nødvendig. Det fremgår derfor en økonomisk vurdering av problemet, der konsekvensen av at stagene slipper bør vurderes mot kostnaden tilknyttet installasjon av flere stag.

## Kapittel 9

# Oppsummering og konklusjon

### 9.1 Oppsummering og konklusjon

Det ble innledningsvis i denne oppgaven presentert tre delspørsmål som ble ønsket besvart gjennom studiet av kapasitet for løsmassestag. På bakgrunn av dette søkte oppgaven anbefalinger knyttet til bruk av metode.

- Hvordan varierer kapasiteten mellom metodene?
- Hvilken metode samsvarer best med resultater fra prøvetrekking?
- Hva er grunnen til eventuelle avvik mellom målt bruddlast og beregnet kapasitet?

Gjennom arbeidet med denne analysen har det vist seg at den beregnede kapasiteten varierer mellom ytterpunkter representert av Aksesymmetri og Statens Vegvesen på den konservative siden, og PLAXIS 3D på den andre. PLAXIS 2D og Ischebeck sin miniguide finner sin plass mellom disse ytterpunktene.

Fra vurdering av maksimal prøvelast fremgår en trend der PLAXIS 2D og Statens Vegvesen produserer de mest konservative resultatene. Dette er dog kun basert på resultatene hentet fra disse fire prosjektene. Ved å sette målt bruddlast i sammenheng med beregningsmetodene i dette arbeidet, fremkom det også at PLAXIS 2D har gjennomgående minst avvik til målt bruddlast.

For vertikale løsmassestag, der aksesymmetrisk modellering var mulig, fremkom det at den aksesymmetriske modellen produserte svært like resultater som målte bruddlast. Likevel ble det gjennom arbeidet med Aksesymmetri fremvist store begrensinger til bruk av metoden, og PLAXIS 2D anses derfor som den mest optimale metoden å ta i bruk for disse fire prosjektene. I tillegg skal det nevnes at det gjennom arbeidet med beregningsmetodene gikk klart frem at PLAXIS 3D har best forutsetninger for å beskrive virkeligheten på best mulig måte. Ettersom metoden produserer for høye resultater i de fleste prosjektene i oppgaven, vil fortsatt PLAXIS 2D etablere de beste resultatene.



Med bakgrunn i disse betraktningene ble det gjennomført en større studie av avviket som oppsto mellom målt bruddlast og beregnet kapasitet. De mest fremtredene grunnene til avvik var parametervalg og metodenes fremstilling av friksjonsfordeling, samt usikkerhet omkring sementsuspensjonens inntrenging i løsmassene.

En praktisk konsekvens av arbeidet er derfor å knytte mer sikkerhet til beregningsmetodene i form av valg av partialfaktor. For de konservative metodene, Statens Vegvesen og Aksesymmetri, kan en lavere partialfaktor tas i bruk, mens det for PLAXIS 3D bør vurderes høyere partialfaktorer grunnet de høye resultatene metoden produserer.

## 9.2 Videre arbeid

Ettersom løsmassestagg har en økende aksept i markedet, vil også interessen for mer kunnskap omkring stagene være stigende. Dette medfører i sin tur at nye problemstillinger vil oppstå, og at det dermed bør tilrettelegges for ytterligere forskning innenfor samme tematikk. Basert på arbeidet med denne oppgaven er flere fokusområder for videre arbeid anbefalt.

Som vist i oppgaven har subjektiv tolkning av parametrene hatt stor innvirkning på resultatet. Derfor kan en parameterstudie der en vurdering av parameternes sensitivitet i metodene med fordel fremstilles. Dette vil skape bedre oversikt og mindre usikkerhet tilknyttet valg av parametre.

Som vist i oppgavens diskusjonskapittel hadde den aksesymmetriske modellen flere fordeler tilknyttet beregning av kapasitet, blant annet metodens fremstilling av friksjonsfordeling langs løsmassestaget. Det er dog ikke praktisk mulig i et aksesymmetrisk system å fremstille stag som installeres i en helning, og det blir derfor vanskelig å lage en generell prosedyre for denne modelleringen. Ytterligere vurdering av denne modellen bør derfor utarbeides.

Det fremgår også tydelig gjennom arbeidet at PLAXIS 3D har god tilnærming til virkeligheten. Det vil derfor være svært aktuelt å videreutvikle denne beregningsmetoden. Fra resultatene i denne oppgaven vises det at metoden produserer svært høye verdier, og det anbefales gjennom videre arbeid å etablere tiltak for å forsikre lavere kapasitetsverdier slik at metoden kan brukes hyppigere.

Det ble i denne oppgaven bestemt å ikke etablere fullskalaforsøk og prøvetrekkinger i laboratorium. Dette kunne ha gitt en viktig styrke til resultatet i oppgaven, og det anbefales derfor sterkt å foreta slike forsøk. Gjennom et slikt arbeid kan plausible hypoteser oppklares og dermed skape økt sikkerhet ved løsmassestagenes prosjekteringsarbeid. Eksempler på hypoteser kan være tilknyttet løsmassestagens utforming etter installasjon og fysiske endringer i parametrene i løsmassene.

# Referanser

- AAbøe, R., Frydenlund, T.E., Oset, F. & Vaslestad, J. (u.d.). *Håndbok 016 geoteknikk i vegbygging* (6. utg.) (nr. 016). Statens Vegvesen.
- Andersson, H. (2020). *Masteroppgave 2020* [E-mail].
- Aronsson, S., Edstam, T. & Svensson, U. (2004). *Pålkommisjonen* (nr. 102). Hentet 2020-03-19 fra <http://www.palkommissionen.org/web/page.aspx?refid=34>
- Aschenbroich, H. (2005). *Recommendations for installation QA&QC and testing of injection bored hollow bar micro piles and soil nails*.
- Biria, K. (2016). Numerical study of soil nailing technique - empirical, classical limit equilibrium and 2d-3d FEM applications. , 136. Hentet 2020-03-31 fra <https://ntnuopen.ntnu.no/ntnu-xmlui/handle/11250/2433658> (Accepted: 2017-03-10T14:01:59Z Publisher: NTNU)
- Brinkgreve, R., Zampich, L. & Ragi Manjo, N. (2019a). *Material models* (V20 utg.). PLAXIS. Hentet fra <https://www.plaxis.com/support/manuals/plaxis-2d-manuals/>
- Brinkgreve, R., Zampich, L. & Ragi Manjo, N. (2019b). *Reference manual* (V20 utg.). PLAXIS. Hentet fra <https://www.plaxis.com/support/manuals/plaxis-2d-manuals/>
- Brinkgreve, R., Zampich, L. & Ragi Manjo, N. (2019c). *Tutorial manual* (V20 utg.). PLAXIS. Hentet fra <https://www.plaxis.com/support/manuals/plaxis-2d-manuals/>
- Brinkgreve, R., Zampich, L. & Ragi Manjo, N. (2019d). *Tutorial manual* (V20 utg.). PLAXIS. Hentet fra <https://www.plaxis.com/support/manuals/plaxis-2d-manuals/>
- Dimensjonering ischebeck TITAN* [Notat]. (2013).
- Domes, X.A.L. (2015). *Cement grouting during installation of ground anchors in non-cohesive soils*. NTNU. Hentet 2020-03-31 fra <https://ntnuopen.ntnu.no/ntnu-xmlui/handle/11250/293294> (Accepted: 2015-07-16T12:18:41Z ISSN: 1503-8181)
- Egeland, M. (2019). Injiserte løsmassesteg - en sammenligning av kapasitetsberegning. , 37.
- Emdal, A., Grande, L., Nordal, S., Eiksund, G. & Grimstad, G. (2016). *Geoteknikk beregningsmetoder*. NTNU. Hentet fra <https://learn-eu-central-1-prod-fleet01-xythos.s3.eu-central-1.amazonaws.com/5def77a38a2f7/941273?response-cache-control=private%2C%20max-age%3D21600&response-content-disposition=inline%3B%20filename%2A%3DUTF-8%27%27GeoBeregMet2016Print%2520>

.pdf&response-content-type=application%2Fpdf&X-Amz-Algorithm=AWS4-HMAC-SHA256&X-Amz-Date=20200530T090000Z&X-Amz-SignedHeaders=host&X-Amz-Expires=21600&X-Amz-Credential=AKIAZH6WM4PLYI3L4QWN%2F20200530%2Ffeu-central-1%2Fs3%2Faws4\_request&X-Amz-Signature=4207c3837442a3ba9142a5ef96f0218cd4e60a8e80eb9afa34ca7610d6d0623e

*Empfehlungen des Arbeitskreises pfähle* (2. utg.). (2012). Arbeitsgruppen AK 2.1 Piles

*Eurocode 7: Geotechnical design* (nr. 7). (2006). Hentet 2020-03-24 fra <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=424316>

Fang, H.-Y. (2013). *Foundation engineering handbook*. Springer Science & Business Media. Hentet fra <https://books.google.no/books?id=vDboBwAAQBAJ&pg=PA869&lpg=PA869&dq=coyne+1934+Cheurfas+dam&source=bl&ots=sEB6JsDtkv&sig=ACfU3U1rmbLLGPWbsiLF7e2g73NJ5EN6dg&hl=no&sa=X&ved=2ahUKewiKhZDEpNj1AhUpwCQBHT07AGsQ6AEwAnoECACQAQ#v=onepage&q=coyne%201934%20Cheurfas%20dam&f=false> (Google-Books-ID: vDboBwAAQBAJ)

Fjeld, M. (2019). *Beregningshjelp* [E-mail].

Fjellheim, S. (2012). Injeksjonspeler som et alternativ til betongpeler , 131.

Flåtten, J.E. (2020). *Masteroppgave 2020* [E-mail].

Grendahl, E. (2019). Bruk av ulike jordmodeller i PLAXIS 2d for modellering av spuntkonstruksjoner i typisk norsk leire. , 225.

Holst, M. (2020). *Masteroppgave 2020* [E-mail].

*Injeksjonspeler* [Notat]. (2008). Hentet fra <http://wpp.cobuilder.com/DocumentHandler?params=32DEACE12E66A2977224A07DC837DBFF79F7491B47FADCF3910020A9F844FD77&supplier=Huth%20%20Wien%20Engineering%20AS&name=Injeksjonspeler>

Ischebeck, L. & Ischebeck, B. (2013). *TITAN injection pile. an innovation prevails. design and construction* [Notat]. Hentet fra <http://www.ischebecknz.co.nz/pdf/Injection%20Piles.pdf>

*Ischebeck miniguide*. (u.d.). Huth & Wien Engineering AS.

M. Das, B. (2007). *Principles of foundation engineering* (6. utg.). Chris Carson.

Nordal, S. (2019). *Geotechnical engineering advanced course*. NTNU.

Olovsson, J., Axelsson, G., Larsson, N. & Parck, K. (2012). *Full-scale testing on drilled pressure grouted piles*. Hentet 2020-03-31 fra <https://mail.google.com/mail/u/0/#search/helen.andersson%40hwe.no?projector=1>

Ortega, J., Pastor, J., Albaladejo, A., Sánchez, I. & Climent, M. (2014). (1) (PDF) durability and compressive strength of blast furnace slag-based cement grout for special geotechnical applications. , 64(313), 11. Hentet 2020-03-24 fra [https://www.researchgate.net/publication/261142361\\_Durability\\_and\\_compressive\\_strength\\_of\\_blast\\_furnace\\_slag-based\\_cement\\_grout\\_for\\_special\\_geotechnical\\_applications](https://www.researchgate.net/publication/261142361_Durability_and_compressive_strength_of_blast_furnace_slag-based_cement_grout_for_special_geotechnical_applications) (Library Catalog: www.researchgate.net)

Sandven, R., Senneset, K., Emdal, A., Nordal, S., Janbu, N., Grande, L. & Amundsen, H. (2017). *Geotechnics - field*

*and laboratory investigations.* NTNU.

- Schlosser, F. (1993). *Recommendations CLOUTERRE 1991. soil nailing recommendations-1991 for designing, calculating, constructing and inspecting earth support systems using soil nailing (english translation, july 1993).* | national technical reports library - NTIS (nr. FHWA-SA-93-026). Hentet 2020-03-20 fra <https://ntrl.ntis.gov/NTRL/dashboard/searchResults/titleDetail/PB94109980.xhtml>
- Schlosser, F., Frank, R., Juran, D. & Estephan, R. (2002). *FOREVER. synthesis of the results of the national project on micropiles.* Hentet 2020-05-30 fra <https://mail.google.com/mail/u/0/#search/helen.andersson%40hwe.no/FMfcgxwDrcCfPNJFNGLTZRjwdjSTSgrP?projector=1&messagePartId=0.5>
- Statensvegvesen. (2014). *Håndbok v220 geoteknikk i vegbygging* (nr. V220). Statens Vegvesen. Hentet fra [https://www.vegvesen.no/\\_attachment/70057/binary/1305835?fast\\_title=H%C3%A5ndbok+V220+Geoteknikk+i+vegbygging+%2818+MB%29.pdf](https://www.vegvesen.no/_attachment/70057/binary/1305835?fast_title=H%C3%A5ndbok+V220+Geoteknikk+i+vegbygging+%2818+MB%29.pdf)
- VSL GROUND ANCHOR SYSTEMS [Notat]. (2010). Hentet 2020-05-31 fra <https://docplayer.net/22306797-Vsl-ground-anchor-systems.html> (Library Catalog: docplayer.net)
- Xanthakos, P.P. (1991). *Ground anchors and anchored structures.* John Wiley & Sons. Hentet fra [https://books.google.no/books?hl=no&lr=&id=S6It2iTgpwMC&oi=fnd&pg=PA1&dq=ground+anchors+&ots=ot26TvunJ0&sig=9Fkbu6C\\_sRtX9W15NCSIUn6xZro&redir\\_esc=y#v=onepage&q&f=false](https://books.google.no/books?hl=no&lr=&id=S6It2iTgpwMC&oi=fnd&pg=PA1&dq=ground+anchors+&ots=ot26TvunJ0&sig=9Fkbu6C_sRtX9W15NCSIUn6xZro&redir_esc=y#v=onepage&q&f=false) (Google-Books-ID: S6It2iTgpwMC)