

Vurdering av hjørneeffekter ved dimensjonering av små spuntgroper

Karsten Engdal Mykleset

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2018

Hovedveileder: Arnfinn Johannes Emdal, IBM

Medveileder: Anteneh Biru Tsegaye, Multiconsult
Stian Baardsgaard Hanssen, Multiconsult

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for bygg- og miljøteknikk



Oppgavens tittel: Vurdering av hjørneeffekter ved dimensjonering av små spuntgroper	Dato: 07.06.2018	
	Antall sider (inkl. bilag): 156	
	Masteroppgave	x
Navn: Karsten Engdal Mykleset		
Faglærer/veileder: Arnfinn Emdal		
Eksterne faglige veiledere: Dr. Anteneh Biru Tsegaye, Multiconsult		

Ekstrakt:

I denne studien har det blitt foretatt 108 simuleringer ved bruk av Plaxis 2D og Plaxis 3D, for å undersøke hjørneeffektene som oppstår ved bruk av 3D-modellering. Spuntgroperne som er modellert er innvendig avstivede spuntgroper bestående av hjørneavstivere og puter. For å undersøke hvordan ulike parametere påvirker hjørneeffektene, er det valgt å variere lengden på spuntgroperne, utgravingsdybden, jordmaterialet og jordmodellen. Lengden på spuntgrope varierte fra 5 m til 15 m, mens utgravingsdybden varierte fra 4 m til 8 m. Det er foretatt 48 analyser ved bruk av Plaxis 2D og 60 analyser ved bruk av Plaxis 3D. Tre fjerdedeler av analysene er gjennomført ved bruk av jordmodellen NGI-ADP, mens de resterende analysene benyttet jordmodellen Mohr-Coulomb.

Parameterne som sammenlignes for å undersøke graden av hjørneeffekter er den maksimale deformasjonen av spuntveggen, det maksimale momentet i spuntveggen, sikkerhetsfaktoren mot bunnoppressing, den maksimale stagkraften i avstivingen og den maksimale setningen av det omliggende terrenget. For alle disse parametere har graden av hjørneeffekter blitt beregnet. Det er i tillegg utviklet enkle ligninger, som tar hensyn til variasjon i overflategeometri og utgravingsdybde, for å estimere hjørneeffektene med tanke på forskyvningen av spuntveggen, momentet i spuntveggen og sikkerhetsfaktoren mot bunnoppressing. Det maksimale bøyemomentet som oppstår i putene i Plaxis 3D har også blitt beregnet, og det er foreslått en ligning for å estimere dette momentet.

Resultatene som er oppnådd viser at hjørneeffekter påvirker alle parametere som er undersøkt. Graden av hjørneeffektene er forskjellig for alle parametere som har blitt variert. Det er ikke funnet en generell variasjon i hjørneeffektene som er gyldig for alle parametere som inngår i dimensjonering av spuntgroper. Hjørneeffektene viser med andre ord ingen generell trend basert på geometri, styrken til jordmaterialet og utgravingsdybde, som kan brukes til å gi en grad av hjørneeffekter som er gyldig for alle de dimensjonerende parametere. Det er derimot mulig å benytte diagrammene og ligningene som er presentert i denne oppgaven til å ta hensyn til hjørneeffekter, også ved bruk av 2D-analyser, i hver enkelt parameter.

Stikkord:

1. Hjørneeffekter
2. Spuntdimensjonering
3. Plaxis
4. NGI-ADP

Karsten Mykleset

Masteroppgave
Vår 2018
for
Student: Karsten Engdal Mykleset

Vurdering av hjørneeffekter ved dimensjonering av små spuntgroper

Bakgrunn

Ved etablering av pumpestasjoner for vann og avløp benyttes ofte spuntgroper med en dybde på omtrent 5-6 m. Utgraving for å etablere slike pumpestasjoner er gjerne støttet opp med en innvendig avstivet spunt med begrenset utstrekning. For å gjøre det mulig å bygge i midten av spuntgroppa, benyttes et avstivingsystem som består av skråstilte avstivere i hvert hjørne av spuntgroppa, i tillegg til stålbjelker langs med spuntveggene, kalt puter. Lengden på denne typen spuntgroper varierer fra omtrent 5 m til 15 m, mens bredden er rundt 5 m. Etablert bransjepraksis for slike spuntgroper er å dimensjonere spunt og avstivingsystemer ved hjelp av 1D-elementmetode (Geosuite) eller 2D elementmetode (Plaxis). Det mistenkes at det for slike små spuntkonstruksjoner er betydelige hjørneeffekter involvert, og at konstruksjonene overdimensjoneres når disse effektene ikke tas hensyn til.

Oppgave

Oppgaven består i å undersøke graden av hjørneeffekter som oppstår for spuntgroper av begrenset størrelse, og hvilke parametere som har innvirkning på dette. For å undersøke hjørneeffektene tas det i bruk beregningsprogrammene Plaxis 2D og Plaxis 3D.

Beskrivelse av oppgaven

Oppgaven vil bestå i å utføre 3D-FEM analyser av spuntgroper ved bruk av 1D-, 2D- og 3D-elementanalyser. Det vil være aktuelt å hente inn analytiske/empiriske metoder fra litteraturen for sammenligning. Formålet med oppgaven er:

- a) Undersøke hvor mye det er mulig å spare på materialkostnader for spunt og avstivingsystemer ved å inkludere hjørneeffekter ved små byggegropen.
- b) Gå opp løypa for 3D-elementberegninger av spuntkonstruksjoner – identifisere og beskrive fallgruver.

Mål

Hovedmålet med oppgaven er å etablere sammenhenger mellom Plaxis 2D og Plaxis 3D, som gjør det mulig for rådgivende ingeniører innen geoteknikk å analysere utgravinger i Plaxis 2D, for så å justere resultatene for hjørneeffektene som oppstår ved bruk av Plaxis 3D.

Forskningsspørsmål

- I hvor stor grad oppstår det hjørneeffekter for spuntgroper av begrenset størrelse?
- Hvor mye overdimensjoneres en spuntgrop ved bruk av 2D-analyse sammenlignet med 3D-analyse
- I hvilken grad kan det etableres en sammenheng mellom 2D- og 3D-analyser som gjør at virkeligheten kan gjenspeiles korrekt ved bruk av 2D-beregninger?
- I hvilken grad er dagens praksis innen konsulentbransjen, dimensjonering i 2D uten representasjon av puter, en god tilnærming?
- Hvor godt stemmer tidligere undersøkelser av PSR for større spuntgroper med resultatene oppnådd for spuntgroper av mindre størrelsesorden?

Veileder NTNU:

Arnfinn Emdal

Medveileder:

Dr. Anteneh B. Tsegaye, Multiconsult

Institutt for bygg- og miljøteknikk, NTNU

Dato: 06.06.2018



Arnfinn Emdal, veileder NTNU

Forord

Denne oppgaven er gjennomført i et samarbeid mellom faggruppen for Geoteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU) og Multiconsult sin avdeling i Trondheim. Oppgaven ble opprinnelig utformet av Multiconsult. Oppgaven utgjør emnet TBA4900 Masteroppgave Geoteknikk. Omfanget av emnet er 30 studiepoeng, og oppgaven regnes som slutføringen av masterprogrammet innen Bygg- og Miljøteknikk ved NTNU.

Jeg ønsker å rette en stor takk til alle som har hjulpet meg i løpet av det siste halve året. Dette gjelder spesielt Anteneh Biru Tsegaye hos Multiconsult, som har hjulpet meg innen kort tid hver gang jeg har tatt kontakt. Jeg ønsker også å takke Johannes Mydland (NTNU) som har lånt meg en beregnings-PC gjennom hele våren, samt kommet med flere gode innspill. Til slutt ønsker jeg å takke min mor, som har tatt seg tid til å lese gjennom oppgaven, til tross for en antatt liten interesse for spuntvegger.

Abstract

First a study of methods for determination of the lateral earth pressure, as well as earlier studies regarding corner effects in internally braced excavations, are discussed. A presentation of the most common tools for calculation of excavations in norwegian geotechnical companies are given. Then a simulation of plane strain in Plaxis 3D are given, and compared to the Plaxis 2D program, to investigate differences regarding the different element types and meshing. The differences regarding the maximum horizontal displacement of the sheet pile wall, the safety factor against basal heave and the maximum strut force were investigated. These differences are later taken into account when estimating the corner effects in the more complex analyzes.

The main part of this thesis present the results of 108 finite element simulations of shallow excavations, conducted in Plaxis 2D and Plaxis 3D, using the NGI-ADP soil model. The soil which has been modelled using NGI-ADP are three norwegian clays. The internally braced excavation consists of sheet pile walls supported by diagonal struts in each corner and walers along the walls. The length of the excavation was varied from 5 m to 15 m and the depth of the excavation was varied from 4 m to 8 m. The width was held constant at 5 m.

The impact of corner effects has been evaluated with regard to the maximum displacement of the sheet pile walls, the maximum bending moment in the sheet pile walls, the safety factor against basal heave, the maximum strut force and the maximum vertical settlements of the soil. Simple equations for estimating the corner effects with regard to the horizontal deformation of the wall, the maximum moment and the safety factor against basal heave are presented. These equations are based on variation in the excavation depth and the surface geometry. The maximum bending moment in the walers has also been evaluated, and an equation for estimation of the maximum moment is presented.

The results shows that corner effects have influence on all the parameters that have been evaluated. Which excavation depth and which soil material that gives the largest corner effects, are dependent on which parameter that is considered. There has not been found any general trend that can quantify the degree of corner effects in all the parameters that are used for dimensioning of the excavation. Since the corner effects are substantial for the different parameters that have been evaluated, it is recommended to adjust the results from plane strain 2D-analysis to account for the corner effects. It is also shown in this study that the differences between Plaxis 2D and plane strain in Plaxis 3D are substantial, and it is therefore recommended to take this into account when working with either of two programs.

To investigate the variation of the corner effects with regard to different soil models, the Mohr-Coulomb soil model was used to model a soft clay. Because of a mistake regarding the input values, the analyzes conducted with the MC model are not of sufficient quality to be used to adjust results from Plaxis 2D.

Sammendrag

I denne oppgaven har det blitt gjennomført ulike studier i tilknytning til dimensjonering av spuntgroper. Først har metoder for håndberegning av spuntgroper, samt tidligere studier tilknyttet hjørneeffekter i spuntgroper, blitt diskutert. Deretter har det blitt foretatt innledende analyser som sammenligner de mindre komplekse metodene for beregning av spuntgroper. Disse metodene er håndberegning, bruk av Geosuite supported excavation og bruk av Plaxis 2D.

På grunn av forskjellene i elementtyper og elementstørrelser mellom Plaxis 2D og Plaxis 3D, er det foretatt en simulering av plan tøyning i Plaxis 3D, for så å sammenligne disse resultatene med Plaxis 2D. Den maksimale forskyvningen av spuntveggen, sikkerhetsfaktoren mot bunnoppressing og den maksimale stagkraften sammenlignes for tilfellene med plan tøyning, og resultatene benyttes senere til å korrigere for elementforskjellene i de mer komplekse analysene.

Hoveddelen av oppgaven består av en sammenligning mellom Plaxis 2D og Plaxis 3D. Spuntgropene som er modellert er innvendig avstivede spuntgroper bestående av hjørneavstivere og puter. For å undersøke hvordan ulike parametere påvirker hjørneeffektene, er det valgt å variere lengden på spuntgropene, utgravingsdybden, jordmaterialet og jordmodellen. Lengden på spuntgropa varierte fra 5 m til 15 m, mens utgravingsdybden varierte fra 4 m til 8 m. Bredden ble holdt konstant på 5 m. Det er foretatt 48 analyser ved bruk av Plaxis 2D og 60 analyser ved bruk av Plaxis 3D. Tre fjerdedeler av analysene er gjennomført ved bruk av jordmodellen NGI-ADP, mens de resterende analysene benyttet jordmodellen Mohr-Coulomb. Resultatene som ble oppnådd ved bruk av jordmodellen Mohr-Coulomb anses å være av lavere kvalitet, ettersom et urealistisk svakt materiale har blitt benyttet, som følge av feil i inputverdiene.

Parameterne som sammenlignes for å undersøke graden av hjørneeffekter er den maksimale deformasjonen av spuntveggen, det maksimale momentet i spuntveggen, sikkerhetsfaktoren mot bunnoppressing, den maksimale stagkraften i avstivingen og den maksimale setningen av det omliggende terrenget. For alle disse parameterne har graden av hjørneeffekter blitt beregnet. Det er i tillegg utviklet enkle ligninger, som tar hensyn til variasjon i overflategeometri og utgravingsdybde, for å estimere hjørneeffektene med tanke på forskyvningen av spuntveggen, momentet i spuntveggen og sikkerhetsfaktoren mot bunnoppressing. Det maksimale bøyemomentet som oppstår i putene i Plaxis 3D har også blitt beregnet, og det er foreslått en ligning for å estimere dette momentet.

Resultatene som er oppnådd viser at hjørneeffekter påvirker alle parameterne som er undersøkt, men graden av hjørneeffektene er forskjellig for alle parameterne. Det er ikke funnet en generell variasjon i hjørneeffektene som er gyldig for alle parameterne som inngår i dimensjonering av spuntgroper. Hjørneeffektene viser med andre ord ingen generell trend basert på geometri, styrken til jordmaterialet og utgravingsdybde, som kan brukes til å gi en grad av hjørneeffekter som er gyldig for alle de dimensjonerende parameterne. Det er derimot mulig å benytte diagrammene og ligningene som er presentert i denne oppgaven til å ta hensyn til hjørneeffekter i hver enkelt parameter, ved å korrigere resultater fra 2D-analyser.

Ettersom størrelsen på hjørneeffektene er betydelige for parameterne som er variert, anbefales

det å ta hensyn til dette ved dimensjonering av spuntgroper. Dersom de dimensjonerende parameterne som oppnås ved bruk av Plaxis 2D justeres for hjørneeffekter i etterkant, kan man spare en betydelig mengde materialer, som vil være både økonomisk og miljømessig gunstig. Det er i tillegg i denne oppgaven vist at forskjellene mellom resultatene som blir produsert i Plaxis 2D og i Plaxis 3D er betydelige. Ved bruk av de to programmene er det derfor viktig å ta hensyn til forskjellene som oppstår på grunn av ulik elementformulering og ulike elementstørrelser.

Innhold

Forord	i
Abstract	iii
Sammendrag	v
1 Introduksjon	3
2 Litteraturstudie	9
2.1 Analytiske metoder	9
2.2 Jordtrykk på utkragede spuntvegger	11
2.3 Innvendig avstivede spuntgroper	16
2.3.1 Avstiving i ett nivå	16
2.3.2 Avstiving i flere nivåer	17
2.4 PSR	20
2.5 Estimering av maksimal deformasjon	23
3 Teori	27
3.1 Jordmodeller	27
3.1.1 Mohr-Coulomb	27
3.1.2 NGI-ADP	27
3.2 Beregningsprogrammer	30
3.2.1 Geosuite excavation	30
3.2.2 Plaxis 2D	33
3.2.3 Plaxis 3D	33
3.3 Elementmetoden	35
3.4 Numeriske ligningslødere	37
4 Innledende analyser	39
4.1 Håndberegninger	39
4.2 Geosuite excavation	40
4.3 Plaxis 2D	41
4.4 Resultater innledende analyser	41
4.5 Diskusjon innledende analyser	45
4.6 Plan tøyning i Plaxis 3D	47
4.7 Konvergensdokumentasjon	52

5	Modellering og analyse	55
5.1	Generelt	55
5.2	Jordmaterialer	58
5.3	Faser i Plaxis	59
5.4	Modellering i Plaxis 2D	59
5.5	Modellering i Plaxis 3D	60
6	Resultater	63
6.1	Horisontal deformasjon av spuntvegg	63
6.2	Maksimalt moment i spuntvegg	67
6.3	Sikkerhetsfaktor mot bunnoppressing	69
6.4	Stagkrefter	71
6.4.1	Midtavstiver	75
6.5	Setning av omliggende terreng	76
6.6	Moment i puter	78
7	Diskusjon	81
7.1	Generelt	81
7.1.1	Variasjon i hjørneeffekter, påvirkning av materiale og dybde	82
7.2	Horisontal deformasjon av spuntvegg	82
7.2.1	Ligning for estimering av PSR	83
7.3	Maksimalt moment i spuntvegg	86
7.3.1	Ligning for estimering av hjørneeffekter for maksimalt moment	87
7.4	Sikkerhetsfaktor mot bunnoppressing	90
7.4.1	Ligning for estimering av hjørneeffekter for sikkerhetsfaktor	90
7.5	Stagkrefter	93
7.6	Setning av omliggende terreng	94
7.7	Moment i puter	94
7.7.1	Ligning for estimering av maksimalt moment i puter	95
7.8	Estimering av maksimal deformasjon	96
7.9	Mohr-Coulomb	99
8	Oppsummering	101
8.1	Oppsummering og konklusjoner	101
8.2	Videre arbeid	103
A	Akronymer	105
B	Tilleggsinformasjon	107
B.1	Søkeord for litteratursøk	107
B.2	Inputparametere for beregningsprogrammer	108
C	Supplerende resultater	111
C.1	Horisontal deformasjon av spuntvegg	111

C.2	Maksimalt moment i spuntvegg	125
C.3	Sikkerhetsfaktor mot bunnoppressing	126
C.4	Stagkrefter	129
C.5	Setning av omliggende terreng	131
D	Snitt av modeller	133
	Bibliografi	136

Figurer

1.1	Spuntgrop på Hell	4
2.1	Horisontal spenningstilstand basert på horisontal forskyvning av vegg	11
2.2	Netto jordtrykk fra Engels metode	12
2.3	Netto jordtrykk fra Kreys metode	13
2.4	Netto jordtrykk fra Blums metode	13
2.5	Rowes metode for bestemmelse av jordtrykk for stiv- og fleksibel spuntvegg	14
2.6	Brinch Hansens metode for bestemmelse av jordtrykk	15
2.7	Idealisert jordtrykksfordeling ved brudd fra Simpson og Powrie (2001)	15
2.8	Forenklet jordtrykksfordeling ved brudd	16
2.9	Tilsynelatende jordtrykk fra Terzaghi et al. (1996)	17
2.10	Tilsynelatende jordtrykk fra FHWA	18
2.11	Deformasjoner ved ulike gravestadier og jordtrykk etter endt utgraving	19
2.12	Empirisk jordtrykksdiagram for beregning av stagkrefter i avstivede utgravinger	20
2.13	PSR plottet mot B/L og avstand fra hjørnet (Ou et al., 1996)	21
2.14	Variasjon av PSR for ulike jordmaterialer (Hsiung et al., 2016)	23
2.15	Horisontal deformasjon fra Plaxis 3D for α lik 1,0 og α lik 10	24
2.16	Maksimal horisontal deformasjon fra Goh et al. (2017) og Clough og O'Rourke (1990)	25
2.17	Maksimal horisontal deformasjon fra Goh et al. (2017) og Bryson og Zapata-Medina (2012)	26
3.1	Mohr-Coulomb kriteriet i hovedspenningsretninger for kohesjonsløs jord (Brinkgreve et al., 2017)	28
3.2	Deviatorisk spenningsdiagram med linjer for lik plastisk skjærtøyning (Grimstad et al., 2012)	30
3.3	Bruddkriteriet i NGI-ADP for tredimensjonal representasjon gitt i π -planet	30
3.4	Beregningsmodell for Geosuite excavation (Novapoint, 2009)	31
3.5	Aktivt jordtrykk, positiv og negativ ruhet (Emdal et al., 2015)	31
3.6	Passivt jordtrykk, positiv ruhet (Emdal et al., 2015)	31
3.7	Akseretninger for plate i Plaxis 3D	34
3.8	Bøyemoment om andre akse	34
4.1	Momentdiagram fra innledende analyser	42

4.2	Skjærkraftdiagram fra innledende analyser	43
4.3	Horisontal deformasjon av spuntvegg fra innledende analyser	44
4.4	Jordtrykk fra innledende analyser	45
4.5	Modell for beregning av plan tøyning i Plaxis 3D	48
4.6	Overestimering av sikkerhetsfaktor for plan tøyning i Plaxis 3D	49
4.7	Maksimal deformasjon av spuntvegg for plan tøyning, forhold mellom Plaxis 3D og Plaxis 2D	50
4.8	Maksimal stagkraft for plan tøyning, forhold mellom Plaxis 3D og Plaxis 2D .	52
5.1	Plantegning av spuntgrop gitt av Multiconsult	56
5.2	Spuntgrop med innvendig avstiving	57
5.3	Detaljert oversikt over avstivningssystem	57
5.4	Modell fra Plaxis 2D	60
5.5	Bunnoppressing i Plaxis 2D	60
5.6	Modell fra Plaxis 3D	61
5.7	Bunnoppressing i Plaxis 3D	62
6.1	Hjørneeffekter for maksimal deformasjon av spuntvegg for ulike utgravingsdybder	64
6.2	Hjørneeffekter for maksimal deformasjon av spuntvegg for ulike jordmaterialer	65
6.3	Horisontal deformasjon for $H_c/B = 1,6$ i bløt leire	66
6.4	Hjørneeffekter for maksimalt moment i spuntvegg for ulike utgravingsdybder .	68
6.5	Hjørneeffekter for maksimalt moment i spuntvegg for ulike jordmaterialer . . .	68
6.6	Prinsipp for avlesing av sikkerhetsfaktor i Plaxis 3D	70
6.7	Hjørneeffekter for sikkerhetsfaktor for ulike utgravingsdybder	70
6.8	Hjørneeffekter for sikkerhetsfaktor for ulike jordmaterialer	71
6.9	Hjørneeffekter for den maksimale stagkraften for ulike utgravingsdybder	72
6.10	Hjørneeffekter for den maksimale stagkraften for ulike jordmaterialer	73
6.11	Hjørneeffekter for den gjennomsnittlige stagkraften for ulike utgravingsdybder	74
6.12	Hjørneeffekter for den gjennomsnittlige stagkraften for ulike jordmaterialer . .	75
6.13	Hjørneeffekter for setninger av terreng for ulike utgravingsdybder	77
6.14	Hjørneeffekter for setninger av terreng for ulike jordmaterialer	77
6.15	Bøyemoment i puter for ulike utgravingsdybder	79
6.16	Bøyemoment i puter for ulike jordmaterialer	79
7.1	Beregnet PSR og estimert PSR fra Finno et al. (2007)	83
7.2	Estimert PSR fra Matlab mot beregnet PSR	85
7.3	Estimering av hjørneeffekter for maksimalt moment i spuntvegg	89
7.4	Estimering av hjørneeffekter for sikkerhetsfaktor	92
7.5	Estimering og beregnede resultater av maksimalt moment i puter	96
7.6	Resultater for alle leirene plottet mot metoden til Bryson og Zapata-Medina (2012)	97
7.7	Estimert horisontal forskyvning av spuntvegg fra Goh et al. (2017) delt på be- regnet forskyvning	99

C.1	Maksimal deformasjon av spuntveggen over utgravingsdybde	112
C.2	Horisontal deformasjon for $H_e/B = 0,8$, bløt leire	113
C.3	Horisontal deformasjon for $H_e/B = 1,2$, bløt leire	114
C.4	Horisontal deformasjon for $H_e/B = 1,6$, bløt leire	115
C.5	Horisontal deformasjon for $H_e/B = 0,8$, middels leire	116
C.6	Horisontal deformasjon for $H_e/B = 1,2$, middels leire	117
C.7	Horisontal deformasjon for $H_e/B = 1,6$, middels leire	118
C.8	Horisontal deformasjon for $H_e/B = 0,8$, fast leire	119
C.9	Horisontal deformasjon for $H_e/B = 1,2$, fast leire	120
C.10	Horisontal deformasjon for $H_e/B = 1,6$, fast leire	121
C.11	Horisontal deformasjon for $H_e/B = 0,8$, Mohr-Coulomb	122
C.12	Horisontal deformasjon for $H_e/B = 1,2$, Mohr-Coulomb	123
C.13	Horisontal deformasjon for $H_e/B = 1,6$, Mohr-Coulomb	124
D.1	Modell fra Plaxis 3D for $L/B = 1,0$	133
D.2	Modell fra Plaxis 3D for $L/B = 1,5$	134
D.3	Modell fra Plaxis 3D for $L/B = 2,0$	134
D.4	Modell fra Plaxis 3D for $L/B = 2,5$	134
D.5	Modell fra Plaxis 3D for $L/B = 3,0$	135

Tabeller

4.1	Parametere brukt i innledende analyser	40
4.2	Sikkerhetsfaktor mot bunnoppressing fra håndberegning	41
4.3	Sammenligning av resultater fra innledende analyser	42
4.4	Sikkerhetsfaktor i plan tøyning	48
4.5	Maksimal deformasjon av spuntvegg i plan tøyning	49
4.6	Forskjell i maksimal stagkraft for plan tøyning	51
5.1	Parametere for de ulike leirene fra Long og Donohue (2010)	58
7.1	Parametere for estimering av PSR	84
7.2	Parametere for estimering av hjørneeffekter for maksimalt moment	88
7.3	Parametere for estimering av hjørneeffekter for sikkerhetsfaktor	91
7.4	Parametere for estimering av maksimalt moment i puter	95
7.5	Avvik mellom estimert forskyvning fra Goh et al. (2017) og faktisk forskyvning av spuntvegg	98
B.1	Forklaring av materialparametere i Plaxis 3D	108
B.2	Oversikt over fotdybde	108
B.3	Parametere for AZ18-800 spunt fra <i>Skyline Steel</i>	109
B.4	Inputparametere for spuntvegg AZ18-800 (plate) i Plaxis 3D	109
B.5	Inputparametere Geosuite excavation	109
B.6	Inputparametere Mohr-Coulomb jordmodell	110
B.7	Inputparametere NGI-ADP jordmodell	110
C.1	Maksimal horisontal deformasjon av spuntvegg	112
C.2	Maksimalt moment i spuntvegg	126
C.3	Sikkerhetsfaktor bløt leire	127
C.4	Sikkerhetsfaktor middels leire	127
C.5	Sikkerhetsfaktor fast leire	128
C.6	Sikkerhetsfaktor Mohr-Coulomb	128
C.7	Normalkraft i horisontal avstiver i midten av spuntgrop, bløt leire	129
C.8	Normalkraft i horisontal avstiver i midten av spuntgrop, middels leire	130
C.9	Normalkraft i horisontal avstiver i midten av spuntgrop, fast leire	130
C.10	Normalkraft i horisontal avstiver i midten av spuntgrop, Mohr-Coulomb	130

C.11 Setninger av omliggende terreng	132
--	-----

Kapittel 1

Introduksjon

Bakgrunn

I urbane områder er det ofte begrenset med plass, og det stilles strenge krav dersom en skal gjennomføre inngrep i grunnen. Allikevel er visse inngrep, som for eksempel å installere nye pumpestasjoner for vann- og avløpssystemer eller reparere eksisterende installasjoner, til tider nødvendig. Ved slike inngrep er kravene til begrensning av deformasjoner svært strenge, slik at unødig påvirkning av nærliggende strukturer unngås. For å begrense deformasjonene benyttes gjerne innvendig avstivede spuntgroper. Den innvendige avstivingen består ofte av stålbjelker som føres over på tvers av spuntgropa, mens selve spuntveggen består av tynne stålprofiler. Stålbjelkene kan bestå av et nett i to retninger eller kun spent over én retning. Dersom det skal bygges pumpestasjoner må derimot den innvendige avstivingen begrenses midt i spuntgropa, slik at det er mulig å bygge på stedet. Avstivingsystemet i spuntgroper for pumpestasjoner består derfor av stålbjelker langs med spuntveggene, kalt puter, samt stålbjelker som hjørneavstivere i alle hjørnene av spuntgropa. Dersom spennet mellom hjørneavstiverne blir for stort benyttes stålbjelker på tvers av spuntgropa i midtspennet for å gi en ekstra avstiving. En spuntgrop for en pumpestasjon med overflategeometri 5x9 m, avstivet med puter og hjørneavstivere i to nivåer er vist i figur 1.1.

Spuntvegger deles inn i to ulike kategorier, stive konstruksjoner og fleksible konstruksjoner. I de stive konstruksjonene er det en stor masse, gjerne i form av en støpt betongvegg, som sørger for stivheten. Dette fører til at bevegelsene som oppstår i veggen i all hovedsak er stivlegeme-bevegelser, altså ren translasjon eller ren rotasjon. De fleksible spuntveggene består av tynne stålprofiler. Disse profilene utsettes for både translasjon og rotasjon, samt bøyning av selve profilet. Det er stivheten og styrken til stålprofilet som, sammen med en gitt fotdybde, sørger for stabiliteten til spuntkonstruksjonen. Ettersom de tynne stålprofilene kan designes for å ta opp både krefter og momenter på en best mulig måte, kan materialmengden begrenses. Det kan, både for fleksible og stive spuntvegger, benyttes ulike former for avstivinger for å sikre stabiliteten. Dette kan for eksempel være innvendige stålbjelker eller jordnagler.

Hovedpoenget med en spuntvegg er å ta opp jordtrykket som oppstår som følge av utgraving



Figur 1.1: Spuntgrop på Hell

eller tilbakefylling av jord, samt begrense deformasjonene som kan oppstå som følge av jordtrykket. Visse spuntvegger kan i tillegg være vanntette, og de kan ta opp vertikale krefter fra eksterne konstruksjoner.

Prosjektering av spuntgroper

Før datamaskiner var tilgjengelige ble det benyttet håndberegninger ved bruk av grenselikevekt for å dimensjonere spuntgroper. Etter hvert som teknologien har utviklet seg har digitale hjelpemidler blitt stadig mer brukt innen spuntdimensjonering. Ved spuntdimensjonering, og andre beregninger innen geoteknikk, er det ulike beregningsprogrammer som brukes. Metoder for håndberegning benyttes i dag i all hovedsak under utdanning, samt som en kontroll for å undersøke om resultatene man oppnår i et beregningsprogram er troverdige. Ved prosjektering av spuntvegger og avstivningssystemer for spuntgroper av begrenset størrelse, er bransjepraksisen i dag å benytte 1D- eller 2D-elementmetode. Beregningsprogrammene som brukes til prosjekteringen er ment som et verktøy for å representere virkeligheten så nært som mulig. Beregningsprogrammene som benytter 1D- og 2D-elementmetode vil allikevel aldri kunne representere den fysiske virkeligheten eksakt, ettersom det ikke er mulig å modellere tredimensjonalt i disse programmene. For prosjekter der det foreligger strenge krav om høy nøyaktighet, kan det bli nødvendig å benytte mer kompliserte, tredimensjonale modeller for å kunne representere virkeligheten godt nok.

Beregningsprogrammene som oftest brukes til den geotekniske prosjekteringen i Norge er henholdsvis Geosuite excavation og Plaxis 2D. Disse beregningsprogrammene tar ikke hensyn til eventuelle hjørneeffekter som vil oppstå i virkeligheten. Det tas altså ikke hensyn til innspenningseffekten man får i hjørnene som følge av geometrien, og spuntveggene og avstivningssystemet vil dermed overdimensjoneres. For å ta hensyn til hjørneeffektene må det tas i bruk 3D-modellering, ofte ved bruk av programmet Plaxis 3D. Dette er en mer komplisert og omfattende prosedyre enn 2D-modellering, og derfor mer tidkrevende. Både oppbyggingen av modellen og regnetiden vil forlenges ved bruk av 3D-modellering. Det er derfor ønskelig å etablere relasjoner mellom 2D- og 3D-modellering som gjør at rådgivende ingeniører innen geoteknikk kan ta høyde for hjørneeffekter, også ved bruk av 2D-analyser.

Spuntgroper som krever plass til å arbeide i midten av gropa, og dermed har innvendige hjørneavstivere, dimensjoneres på bakgrunn av todimensjonal elementmetode. Den aktuelle spuntgropa dimensjoneres i et FEM-program, for eksempel Plaxis 2D, og en henter ut aksialkreftene fra ankeret som representerer den innvendige avstivningen. Deretter dekomponeres kreftene til å gjelde for den skråstilte hjørneavstivningen. Denne dimensjoneringsgangen tar hverken hensyn til eventuelle puter som er til stede eller hjørneeffekter i spuntgropa.

Problemformulering

Spuntgroper som dimensjoneres kun på bakgrunn av 2D-elementmetode vil overdimensjoneres, hvilket fører til økt materialbruk, og dermed mulige økonomiske tap. I tillegg vil den unødig store materialbruken være skadelig for miljøet.

Det finnes ingen entydig sammenheng mellom dimensjonering i Plaxis 2D og Plaxis 3D, og det er derfor behov for å lage kompliserte 3D-modeller for å representere den fysiske oppførselen til en spuntgrop på en korrekt måte. For å unngå disse kompliserte modellene er det ønskelig å etablere sammenhenger mellom 2D- og 3D-elementmetode som gjør at ulike spuntgroper kan dimensjoneres så reellt som mulig ved bruk av Plaxis 2D. Slike sammenhenger vil kunne redusere tidsbruken for dimensjonering av spuntgroper betraktelig, samt hindre overforbruk av materialer. Det vil derfor være ønskelig for rådgivende ingeniører innen geoteknikk og deres oppdragsgivere å etablere slike sammenhenger, både med tanke på økonomi og miljøet.

Det skal gjennomføres en sammenligning av ulike metoder for å beregne og dimensjonere spuntgroper for mindre utgravinger. Hovedfokuset skal være å finne en sammenheng mellom Plaxis 2D og Plaxis 3D, som gjør at rådgivende ingeniører innen geoteknikk kan beregne i Plaxis 2D, for deretter å justere resultatene for å ta hensyn til eventuelle hjørneeffekter. For å skape et helhetlig bilde skal det i tillegg sammenlignes beregninger gjort ved bruk av håndberegningmetoder og Geosuite excavation. Samtidig skal det diskuteres ved hvilke ulike tilfeller det er nødvendig å bruke de ulike analyseverktøyene. Det vil si ved hvilke tilfeller det blir nødvendig å gå til neste nivå, med tanke på kompleksiteten til analyseverktøyet.

Gjenstående arbeid

Finno et al. (2007), som er en av de mest aktuelle kildene for dette prosjektet, varierte geometrien på spuntgropa de undersøkte fra 20x20 m opp til 160x80 m. Goh et al. (2017) undersøkte også spuntgroper med en minste geometri på 20x20m. Den maksimale størrelsen i studien var 120x20 m. Begge artiklene beskriver spuntgroper med tversgående bjelker som avstiving. Fra både Finno et al. (2007) og Goh et al. (2017) er det tydelig at det oppstår hjørneeffekter i spuntgroper som er undersøkt. Det er derimot ikke foretatt analyser på spuntgroper av begrenset størrelse. Spuntgroper for pumpestasjoner har en typisk størrelse fra 5x5 m opp til 5x15 m. Typisk utgravingsdybde vil variere fra 4 m til 8 m. I tillegg til ulikhet i størrelsen, vil samspillet mellom stivhetene fra jorda, spuntveggene og bjelkene også være annerledes, siden avstivings-systemet består av hjørneavstivere og puter i stedet for tversgående bjelker.

For å kunne knytte analysene til den norske konsulentbransjen benyttes programvaren til Plaxis og Geosuite, som er beregningsprogrammene som oftest brukes innad i norske konsulentbedrifter.

Forskningsspørsmål

Forskningsspørsmålene for dette prosjektet er

1. I hvor stor grad oppstår det hjørneeffekter for spuntgroper av begrenset størrelse?
2. Hvor mye overdimensjoneres en hjørneavstiver for en spuntgrop ved bruk av 2D-analyse sammenlignet med 3D-analyse?
3. I hvilken grad kan det etableres en sammenheng mellom 2D- og 3D-analyser som gjør at virkeligheten kan gjenspeiles korrekt ved bruk av 2D-beregninger?
4. I hvilken grad er dagens praksis innen konsulentbransjen, dimensjonering i 2D uten representasjon av puter, en god tilnærming?
5. Hvor godt stemmer tidligere undersøkelser av PSR for større spuntgroper med resultatene oppnådd for spuntgroper av mindre størrelsesorden?

Avgrensing

Ettersom denne oppgaven gjennomføres i løpet av en kort tidsperiode er det valgt å begrense antallet variabler som inngår i spuntberegningene.

Parameterne som er valgt å variere er overflategeometrien, utgravingsdybden, typen jordmateriale og jordmodellen. Når det gjelder spuntstivhet vil spuntveggen begrenses til ett enkelt spuntprofil. Årsaken til denne begrensningen er at en fra Finno et al. (2007) kan se at spuntstivheten ikke er variabelen som har størst innvirkning på hjørneeffektene.

Alle jordmaterialene som benyttes er basert på ulike leirer, og resultatene som oppnås i denne oppgaven vil ikke være overførbare til andre jordarter. Resultatene vil heller ikke være overførbare til spuntgroper der avstivningssystemet ikke består av puter og hjørneavstivere.

Metode

Metoden for denne oppgaven består av litteratursøk og numerisk analyse. Ettersom oppgaven skal resultere i målbar data, som et resultat av simulering og modellering, er metoden kvantitativ.

Oppgavens oppbygning

Den resterende delen av rapporten er bygd opp på følgende måte. I kapittel 2 diskuteres relevant litteratur knyttet til problemstillingen. Deretter, i kapittel 3, presenteres teori om de aktuelle beregningsprogrammene og jordmodellene som er benyttet. I kapittel 4 presenteres de innledende analysene. Det vil si sammenligninger mellom håndberegninger, Geosuite excavation og Plaxis 2D. Det presenteres i tillegg en sammenligning mellom Plaxis 2D og simulering av plan tøyning i Plaxis 3D. I kapittel 5 beskrives modelleringen av de reelle spuntgroperne. Det gis i tillegg en beskrivelse av de ulike analysene som er gjennomført. I kapittel 6 og kapittel 7 presenteres henholdsvis resultatene og diskusjon av resultatene for de fullstendige analysene. Til slutt gis det en oppsummering av de viktigste funnene i oppgaven, forskningsspørsmålene besvares og anbefalinger angående videre arbeid blir gitt.

Kapittel 2

Litteraturstudie

I dette kapitlet skal teori knyttet til temaer som er aktuelle for denne oppgaven presenteres. Dette omhandler ulike metoder for beregninger av spuntvegger, tidligere praksis for beregning av spuntkonstruksjoner, FEM-analyser og hjørneeffekter.

2.1 Analytiske metoder

Før introduksjonen av digitale hjelpemidler ble det i stor grad benyttet analytiske metoder for å løse geotekniske problemstillinger. Hvorvidt det var snakk om skråningsstabilitet eller beregning av en spuntvegg, ble det brukt metoder for håndberegning som løste problemet. Ettersom teknologien utviklet seg økte mulighetene for å benytte digitale hjelpemidler enormt. I dag er regnekraften i ulike datamaskiner og beregningsprogrammer så stor at håndberegninger brukes mer og mer sjeldent. Håndberegninger gjennomføres hovedsakelig i dag som en rask kontroll for å undersøke om resultatene som oppnås fra beregningsprogrammer er pålitelige, samt i undervisningssituasjoner.

Det er mye av den samme teorien som ligger til grunne for både de klassiske håndberegningene og for beregningsprogrammene. Visse ulikheter vil det være ettersom de ulike beregningsprogrammene er basert på andre antagelser enn klassiske håndberegninger. Videre i dette delkapitlet skal den grunnleggende teorien bak de analytiske metodene presenteres. Først skal det diskuteres ulike måter å bestemme jordtrykket på for utkragede spuntvegger, ettersom dette er grunnlaget i enhver spuntkonstruksjon. Spuntveggen vil også oppføre seg som en utkraget bjelke fram til første avstivning er installert. Deretter skal ulike metoder for å dimensjonere spuntgroper med innvendig avstivning presenteres.

Før 1900-tallet ble ikke spuntvegger designet på en bestemt måte. Det var en kjent praksis at så lenge fotdybden var like stor som utgravingsdybden ville spuntveggen tåle belastningen (Bica og Clayton, 1989). For å redusere den nødvendige fotdybden er det mulig å installere innvendige avstivninger eller forankringer inn i jorda. Begge disse tiltakene vil kunne tillate økt utgravingsdybde med begrenset nødvendig fotdybde.

Klassiske metoder for analyse av spuntvegger kan spores tilbake til arbeidet gjort av Coulomb (1776) og Rankine (1857). Coulomb antok et plant brudd i form av en kile. Dette brukte han til å beregne kraften på spuntveggen som en funksjon av dybden (Simpson og Powrie, 2001). Etersom Coulomb antok en kinematisk mulig bruddmekanisme er dette en løsning for den øvre grensen ("upper bound") (Nordal, 2017). Rankine antok at spenningsfeltet bak veggen var i en uniform tilstand ved plastisk likevekt. På bakgrunn av dette utledet han jordtrykkene på for- og baksiden av spuntveggen. På begge sidene var jordtrykket lineært økende med dybden for homogene materialer (Simpson og Powrie, 2001). Løsningen til Rankine resulterte fra et statisk spenningsfelt i likevekt, og er dermed en løsning for den nedre grensen ("lower bound") (Nordal, 2017). Det er jordtrykkene som ble utviklet av Rankine som danner grunnlaget for de fleste metodene som benytter grenselikevekt for å gjennomføre beregninger i tilknytning til spuntkonstruksjoner (Simpson og Powrie, 2001).

Grenselikevekt

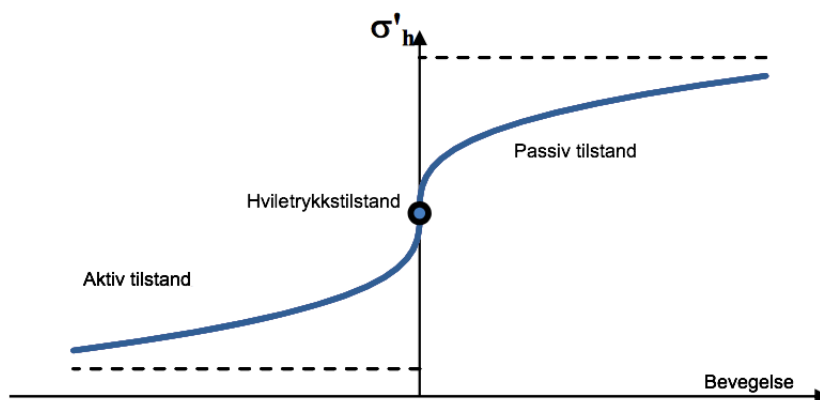
I beregninger ved bruk av grenselikevekt deles det aktuelle jordvolumet opp i skiver som betraktes hver for seg. Det finnes en rekke ulike metoder basert på grenselikevekt (LEM). Forskjellen mellom de ulike metodene er hvilke statiske likevektslikninger som vurderes, og som dermed må tilfredsstilles, samt hvilke normal- og skjærkrefter mellom skivene som inkluderes. I tillegg varierer det hvordan kreftene fra en skive overføres til en annen skive (Krahn, 2003).

Metodene som tar i bruk prinsippet om grenselikevekt tilfredsstiller kun de statiske likevektslikningene, ettersom metoden er utviklet med utgangspunkt i statikk. Det tas heller ikke hensyn til kompatibilitet i tøyninger eller deformasjoner (Krahn, 2003). Årsaken til mangel på kompatibilitet er at hver skive i problemet ses på uavhengig av bevegelsen til skivene ved siden av. Selv om metodene ikke tar hensyn til kompatibiliteten har de blitt brukt over hele verden. Årsaken til dette er enkelheten i metodene, samt at det er bevist at resultatene som oppnås er gode, selv om de er noe konservative (Potts og Fourie, 1984). Et viktig poeng er at det ikke tas hensyn til hvorvidt spuntkonstruksjonen er lagd ved utgraving eller tilbakefylling av materialer. Det tas heller ikke hensyn til spenningstilstanden i jorda før inngrepene i grunnen. Normalspenningen som virker på en skive viser seg å være avgjørende for resultatet (Krahn, 2003). For å oppnå en best mulig løsning er det derfor mulig å foreta en spenningsanalyse ved bruk av FEM, for så å benytte resultatene derfra som input i analysen med grenselikevekt. På denne måten benyttes FEM-beregnete spenninger innad i rammeverket til LEM.

Ved dimensjonering av utkragede spuntvegger med en gitt fotdybde er det bruksgrensetilstanden som er mest kritisk (Fourie og Potts, 1989). Fotdybden må være tilstrekkelig stor til å sikre stabilitet av spuntveggen, og spuntveggen må være sterk nok til å tåle det maksimale bøyemomentet. Metoden ved bruk av grenselikevekt som benyttes senere i oppgaven kalles "free earth support method". Metoden er nærmere beskrevet senere i kapitlet, under navnet forenklet metode.

Aktiv og passiv spenningstilstand

Før spuntveggen settes i bevegelse avhenger spenningstilstanden i jorda av hviletrykkskoeffisienten, K_0 , og den horisontale spenningen beregnes ved bruk av denne koeffisienten. Ved tilstrekkelig stor bevegelse av spuntveggen vil det oppstå en aktiv spenningssone og en passiv spenningssone, begge kjent som rankinesoner. Det fører til en økt horisontalspenning på den passive siden sammenlignet med hviletrykket, mens horisontalspenningen avtar på den aktive siden sammenlignet med hviletrykket. Figur 2.1 viser hvor disse sonene oppstår basert på en gitt forskyvning. Passivt jordtrykk oppstår på den siden av jorda som trykkes på av spuntveggen, dersom spuntveggen presses tilstrekkelig langt. Som følge av dette vil horisontalspenningene i et jordelement nær spuntveggen være større enn eller lik vertikalspenningene (Emdal et al., 2015). Aktivt jordtrykk oppstår på den siden av en spuntvegg det ikke er foretatt utgraving. Andre typiske områder aktivt jordtrykk oppstår på er i støttekonstruksjoner som skal holde et jordvolum på plass, som for eksempel støttemurer og brulandkar. På den aktive siden av konstruksjonen vil de horisontale spenningene være like store som eller mindre enn de vertikale spenningene. I den aktive sonen gir veggen etter for jordtrykket (Emdal et al., 2015).



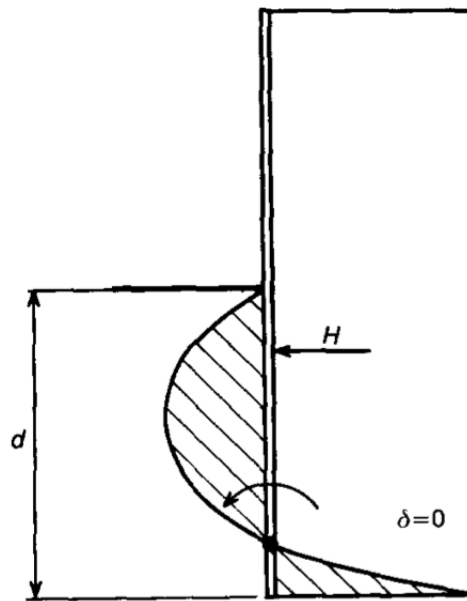
Figur 2.1: Horisontal spenningstilstand basert på horisontal forskyvning av vegg

2.2 Jordtrykk på utkragede spuntvegger

Metodene som presenteres i dette delkapittelet er hovedsakelig hentet fra Bica og Clayton (1989). Artikkelen oppsummerer utviklingen i beregning av jordtrykk, og fokuserer på metodene som anses som de viktigste. Ettersom enhver spuntvegg vil oppføre seg som en utkrager inntil første avstiving er installert, er det valgt å undersøke flere ulike metoder for bestemmelse av jordtrykk på en utkraget spuntvegg.

Engels metode

En metode for beregning av jordtrykk mot en spuntkonstruksjon, basert på eksperimentelle observasjoner, ble først foreslått av Engel i 1903. Engel antok et netto jordtrykk med parabolisk form mot den forankrede delen av spuntveggen. Nødvendig fotdybde ble evaluert ved å kreve statisk likevekt med hensyn på horisontale krefter og moment (Bica og Clayton, 1989). Metoden er vist i figur 2.2.



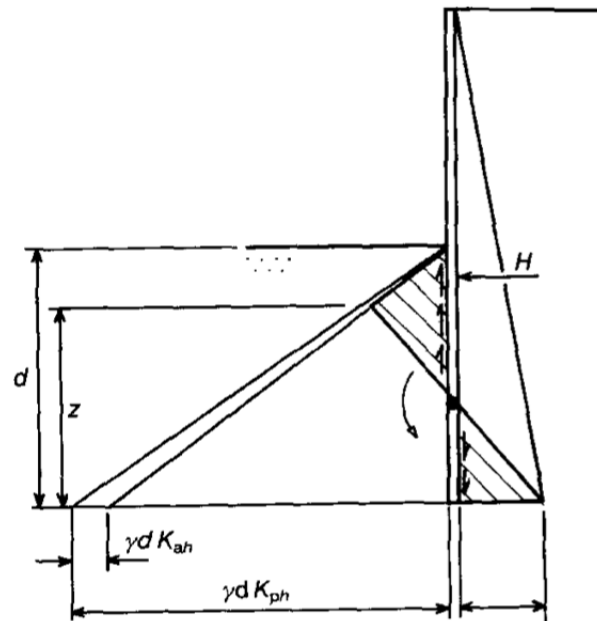
Figur 2.2: Netto jordtrykk fra Engels metode

Kreys metode

Ved bruk av Kreys metode antas det et netto jordtrykk som er rettlinjet. Både det aktive jordtrykket bak spuntveggen og det passive jordtrykket rett under utgravingsnivået antas begge som fullt mobilisert allerede før brudd (Bica og Clayton, 1989). Det passive jordtrykket på den nedre delen av veggen var kun ansett som fullt mobilisert ved brudd. Etersom retningen på skjærstyrken varierer for ulike dybder blir jordtrykkskoeffisientene mye større rett under utgravingsnivået enn på den nedre delen av veggen. Den nødvendige fotdybden blir bestemt ved å beregne den distansen fra bunnen av spuntveggen til det maksimale jordtrykket som vil gi horisontal kraftlikevekt, samt momentlikevekt om bunnen av spuntveggen. Metoden er illustrert i figur 2.3.

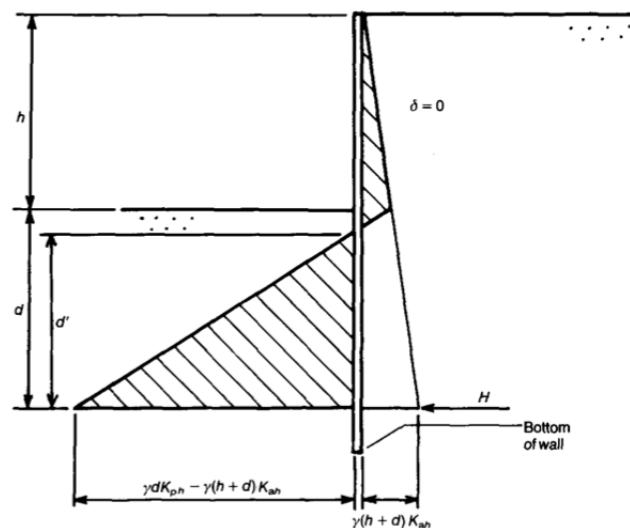
Blums metode

Blums metode forenkler Kreys metode ved å erstatte jordtrykket som virker på den nedre delen av veggen med en resultantkraft. Netto jordtrykk er fortsatt rettlinjet. Dybden til resultantkraften bestemmes ved bruk av momentlikevekt om angrepspunktet til kraften. Nødvendig fotdybde og



Figur 2.3: Netto jordtrykk fra Kreys metode

dimensjonerende moment blir bestemt basert på korreksjonsfaktorer utviklet av Blum. Disse faktorene tar utgangspunkt i at Kreys metode er korrekt (Bica og Clayton, 1989). Figur 2.4 viser Blums metode for bestemmelse av netto jordtrykk.

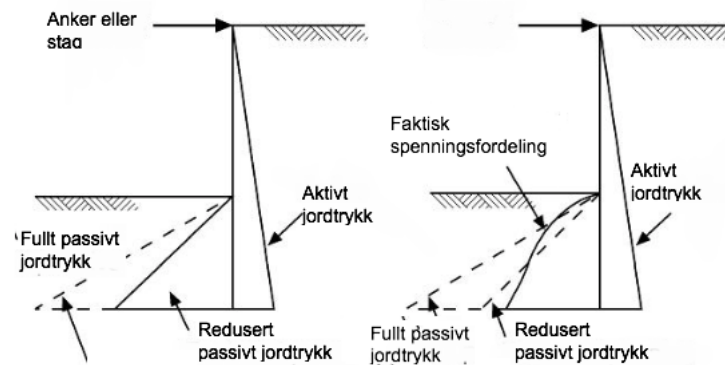


Figur 2.4: Netto jordtrykk fra Blums metode

Rowes metode

Rowe utførte en rekke modelltester på forankrede spuntvegger med varierende stivhet. Testene resulterte i oppdagelsen av at den horisontale spenningsfordelingen foran spuntveggen var avhengig av bøyingsbidraget til deformasjonen, og derfor også av bøyestivheten til spuntveggen

(Simpson og Powrie, 2001). For stive vegger vil deformasjonen av spuntveggen i utgravingsnivå og i bunnen av spuntveggen være av samme størrelsesorden, noe som vil gi en trekantet spenningsfordeling. For fleksible vegger vil deformasjonen av spuntveggen være større i utgravingsnivået enn i bunnen av spuntveggen, noe som flytter tyngdepunktet til spenningsfordelingen høyere opp. Tilfellene med stiv- og fleksibel spuntvegg er vist, henholdsvis til venstre og til høyre, i figur 2.5. Basert på modelltestene utviklet Rowe et reduksjonsdiagram for det maksimale momentet i spuntveggen. Ettersom designprosedyren til Rowe er basert på studier gjort på spuntgroper som er forankret med jordnagler er det valgt å ikke gå videre i dybden på denne metoden.



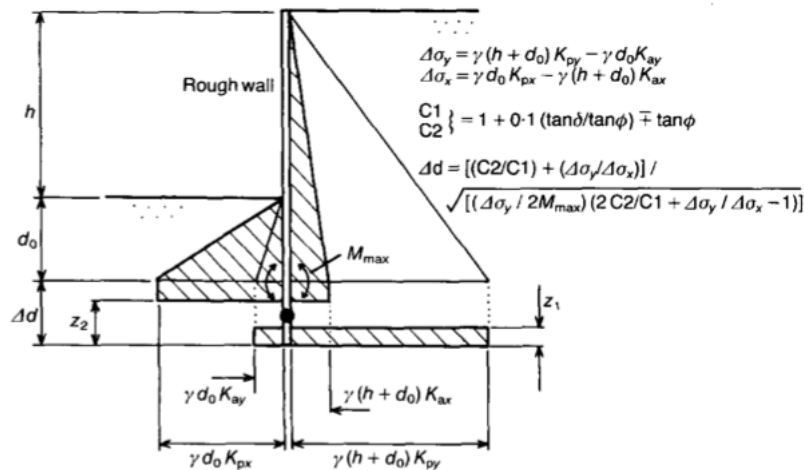
Figur 2.5: Rowes metode for bestemmelse av jordtrykk for stiv- og fleksibel spuntvegg

Brinch Hansens metode

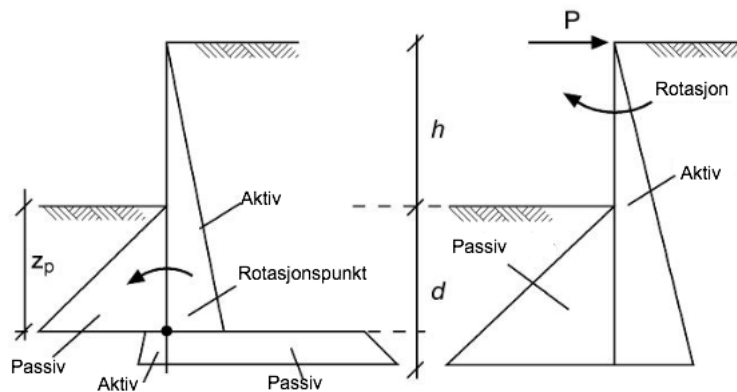
Brinch Hansen utviklet en designprosedyre som tilfredsstilte samtlige plane likevektslikninger. I tillegg hadde metoden tilnærmet kinematisk kompatibilitet mellom spuntveggen og bruddflaten i jordmaterialet (Bica og Clayton, 1989). Ettersom denne metoden ble ansett som svært kompleks ble det laget en stegvis tilnærming som antok en forenklet jordtrykksfordeling, vist i figur 2.6. Kohesjonen og friksjonsvinkelen ble redusert med en sikkerhetsfaktor før bestemmelse av jordtrykkskoeffisientene. Først ble det maksimale momentet bestemt i punktet med ingen skjærkraft, før fotdybden ble bestemt ved å kreve horisontal kraftlikevekt for den nedre delen av veggen. I denne beregningen inkluderes det ubalanserte momentet i punktet med ingen skjærkraft. Deretter ble et tillegg i fotdybden beregnet ved bruk av empiriske diagrammer. Under punktet med ingen skjærkraft er jordtrykket antatt å være konstant. Den forenklete, stegvise metoden viste seg å gi et godt resultat, med kun noen få prosent avvik fra den totale, komplekse metoden (Bica og Clayton, 1989).

Fullstendig metode

Den fullstendige metoden for bestemmelse av jordtrykket ved brudd, beskrevet av Padfield og Mair (1984), er vist i venstre del av figur 2.7. Denne metoden kalles også for den britiske metoden. Spuntveggen antas å rotere om et punkt nær bunnen av veggen. Deformasjonen av



Figur 2.6: Brinch Hansens metode for bestemmelse av jordtrykk

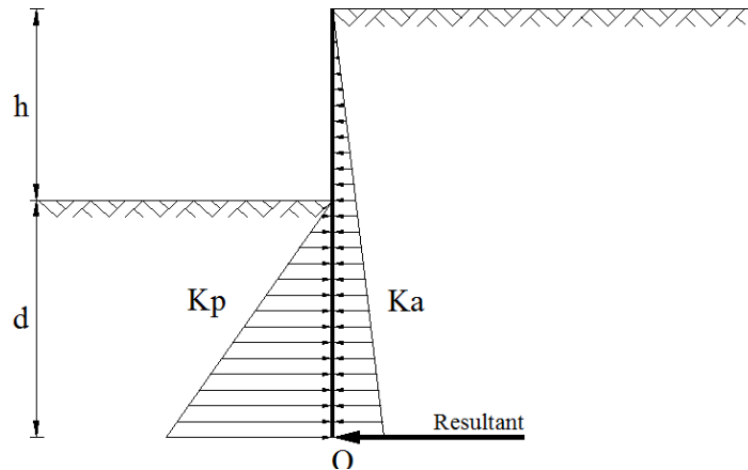


Figur 2.7: Idealisert jordtrykksfordeling ved brudd fra Simpson og Powrie (2001)

veggen går ut mot spuntgropa over dette punktet, mens deformasjonen av spuntveggen går bort fra spuntgropa under punktet. Bak utgravingen er det oppnådd et aktivt jordtrykk som varer ned til rotasjonspunktet. Under utgravingsnivået er det på framsiden av veggen et passivt jordtrykk som varer ned til rotasjonspunktet. På nedsiden av rotasjonspunktet vil spuntveggen bevege seg i motstatt retning av lenger opp, og aktivt- og passivt jordtrykk vil derfor bytte side. Dette fører til en stor økning i horisontalt trykk på baksiden av veggen, og en betydelig reduksjon i horisontalt trykk på framsiden av veggen. Disse to plutselige forandringene i jordtrykkene er nødvendige for å kunne tilfredsstille kravet om momentlikevekt. For å benytte denne metoden for beregning av jordtrykk kreves det en iterasjonsprosess.

Forenklet metode

Ettersom den fullstendige metoden fort kan bli kompleks anbefaler Padfield og Mair (1984) å benytte en forenklet metode der jordtrykket under rotasjonspunktet erstattes med en resultanterkraft i rotasjonspunktet. Dette er vist i figur 2.8. Erfaring tilsier at beregninger foretatt med



Figur 2.8: Forenklet jordtrykksfordeling ved brudd

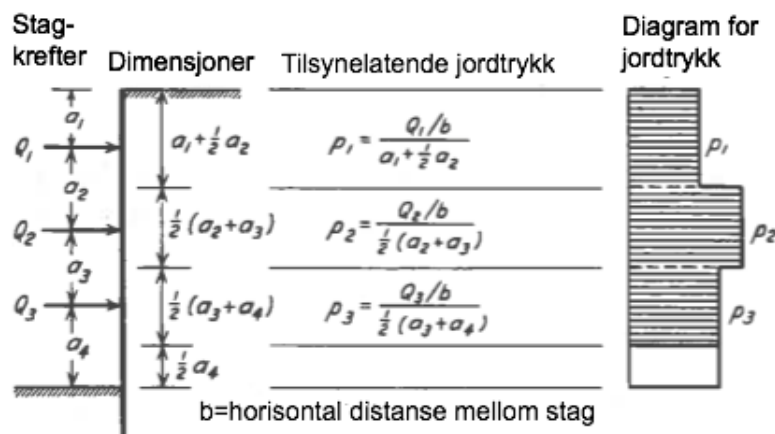
denne metoden gir en fotdybde som er for liten. Derfor forlenges den beregnede fotdybden, d , med 20%. For å sikre at sonen under rotasjonspunktet kan reprodusere virkeligheten best mulig, må det undersøkes at forlengelsen av d er stor nok til å gjenskape det passive jordtrykket. Denne metoden er noe mer konservativ enn den fullstendige metoden (Padfield og Mair, 1984). Fordelen med å benytte den forenklete metoden sammenlignet med den fullstendige metoden, er at man kan benytte de statiske likevektsligningene for horisontale krefter og momenter direkte.

I følge Padfield og Mair (1984) er den forenklete metoden ("fixed earth support method") kun relevant dersom spuntveggen ikke er støttet opp på noen måte. Dersom spuntveggen er støttet opp med innvendig avstiving eller forankring i jord bør heller "free earth support method" benyttes. Det antas et idealisert jordtrykk både på aktiv- og passiv side, samt en kraft fra avstivningen som virker direkte i avstivingspunktet. Spuntveggen antas å rotere om avstivingspunktet. Denne metoden er vist i høyre del av figur 2.7.

2.3 Innvendig avstivede spuntgroper

2.3.1 Avstiving i ett nivå

Når det kommer til spuntgroper som er avstivet i kun ett nivå, er det mulig å benytte metodene for å bestemme jordtrykk som er diskutert tidligere direkte. Årsaken til at den direkte bruken er mulig er at spuntveggen med én avstiving vil være statisk bestemt. Den mest aktuelle metoden å benytte i det videre arbeidet er "free earth support method", ettersom denne metoden er anbefalt for spuntgroper med ett avstivingsnivå (Padfield og Mair, 1984).



Figur 2.9: Tilsynelatende jordtrykk fra Terzaghi et al. (1996)

2.3.2 Avstiving i flere nivåer

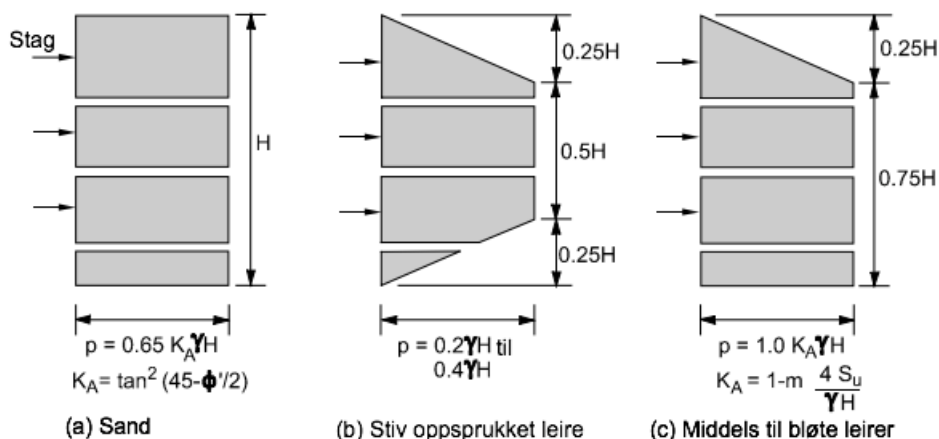
Dersom det introduseres innvendige avstivinger i flere nivåer vil likevektsligningene som er tilgjengelige ikke være tilstrekkelig for å beregne kreftene i avstiverne. Det betyr at spuntvegger med avstivinger i flere nivåer vil være statisk ubestemte. Ulike måter å omgå disse problemene på diskuteres videre i kapittelet.

Tilsynelatende jordtrykk

Terzaghi et al. (1996) beskriver et såkalt "tilsynelatende jordtrykk" som er basert på målinger av krefter i innvendige avstivere. Det viste seg at avstivingene hverken opplevde en aktiv tilstand eller en hviletrykkstilstand. Ved tilbakeregning ble det oppdaget at kreftene i de øvre stagen var større enn aktiv rankineteori ville tilsi, mens kreftene i stagen lenger ned var mindre enn aktiv rankineteori ville tilsi. Ettersom det er foretatt få gode målinger av selve jordtrykket benyttes i stedet stagkreftene til å bestemme størrelsen og fordelingen av jordtrykket mot spuntveggen. Jordtrykket bestemmes ved at kraften fra hvert stag fordeles ut over et spuntareal som tilsvarer halve distansen til neste stag, både vertikalt og horisontalt. Fordelingen av stagkreftene resulterer i et jordtrykksdiagram, som er vist i prinsipp i figur 2.9

Tilbakeregningen som Terzaghi et al. (1996) foretok er kun gyldig for spuntgropes som er dypere enn 6 m. Bevegelsene av veggen er antatt å være store nok til at skjærstyrken kan bli fullt mobilisert. For sandmaterialer antas grunnvannet å stå under utgravingsnivået, mens grunnvannet ikke spiller noen stor rolle for leirmaterialer. Jordprofilen antas å være homogent, og det tas kun hensyn til korttidslaster (Sabatini et al., 1999).

Det tilsynelatende jordtrykket som først ble utviklet av Terzaghi et al. (1996) danner grunnlaget for beregninger på spuntvegger som er avstivet både i ett enkelt nivå og i flere nivåer. De amerikanske vegmyndighetene (FHWA) benytter samme type jordtrykksdiagrammer som Terzaghi et al. (1996) for å bestemme jordtrykket på aktiv side av en spuntvegg med innvendig avstiving.



Figur 2.10: Tilsynelatende jordtrykk fra FHWA

Deretter bestemmes stagkreftene ved å multiplisere jordtrykket med det aktuelle arealet for staget. Tilsynelatende jordtrykk for sand, stiv og hard oppsprukket leire, samt bløt til middels fast leire er vist i diagrammene fra FHWA, gjengitt i figur 2.10.

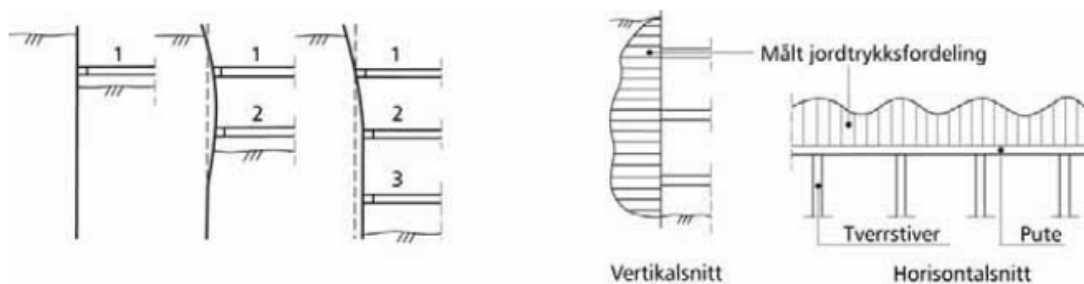
Ekvivalent bjelkemetode

Den ekvivalente bjelkemetoden er en forenklet metode for å dimensjonere avstivede byggegrøper med en tilstrekkelig nøyaktighet (Terzaghi, 1943). Spuntveggen antas i denne metoden å være fritt opplagt i toppen av veggen, og fritt opplagt i punktet under utgravingsnivået der momentet i spuntveggen er lik null. Spuntveggen deles så opp i to fritt opplagte bjelker, den ene fra toppen av veggen til punktet der momentet er lik null, og den andre fra nullpunktet for momentet til bunnen av spuntveggen. Spuntveggen vil på denne måten være statisk bestemt, og dermed kan kraften i flere avstivere bestemmes.

Metoder fra Statens Vegvesen

Håndbok V220 - Geoteknikk i vegbygging gir retningslinjer for dimensjonering av spunt med innvendig avstiving. I følge retningslinjene gitt i Statens Vegvesen (2014) kan håndberegninger av innvendig avstivet spunt følge samme beregningsmetodikk som en forankret spunt.

Det er videre valgt å se på beregningsgangen for en effektivspenningsanalyse, ved bruk av metoden gitt i *Håndbok V220 - Geoteknikk i vegbygging*. Først antas absoluttverdien av ruheten, før fortegnet på ruheten vurderes for både passiv side og aktiv side. Deretter bestemmes eventuelle partialfaktorer for de ulike materialparameterne. Jordtrykkskoeffisientene bestemmes i henhold til rankineteori for å kunne bestemme det aktive- og det passive jordtrykket. Dersom en terrenglast eller et ubalansert vanntrykk er til stede må dette tas hensyn til ved beregning av



Figur 2.11: Deformasjoner ved ulike gravestadier og jordtrykk etter endt utgraving

det resulterende jordtrykket. Hvis fotdybden skal bestemmes benyttes kravet om momentlikevekt om avstivingspunktet. Dersom fotdybden allerede er kjent kan momentlikevekten brukes til å bestemme sikkerhetsfaktoren som balanser det aktive- og det passive momentet. Etter at fotdybden, eller sikkerhetsfaktoren, er bestemt kan kraften i avstivingen bestemmes fra det resulterende jordtrykket. For å kontrollere den antatte ruheten benyttes vertikal kraftlikevekt av spuntveggen. Dersom ruheten skulle vise seg å være feil må beregningsgangen gjentas (itereres). Til slutt kan maksimalt moment bestemmes slik at spuntveggen kan dimensjoneres deretter.

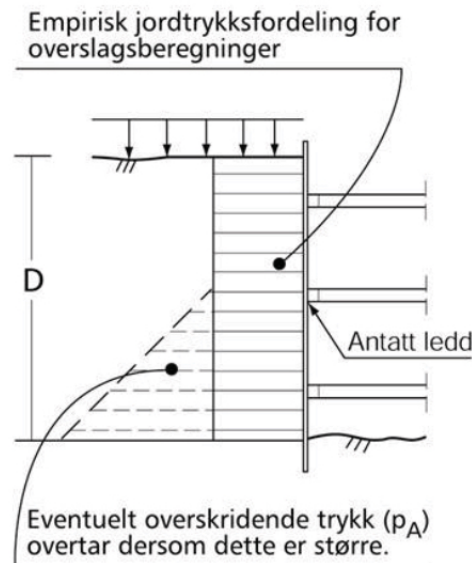
Dersom spuntkonstruksjonen består av flere rader med avstivinger gjentas den samme beregningsgangen flere ganger. Kraften i den øverste avstiveren antas å være lik kraften som ble beregnet før den neste utgravingen ble foretatt. Dette vil naturligvis ikke være eksakt, ettersom kreftene omfordes når en graver til et nytt nivå. Det vil likevel, i de fleste tilfeller, være en god nok tilnærming for en håndberegning (Statens Vegvesen, 2014).

Ved flere enn to stager vil forenklingen, å holde kraften i de øvre stagerne konstant, kunne underestimere stagkreftene. Resultatene bør derfor undersøkes ved bruk av andre metoder før de aksepteres (Statens Vegvesen, 2014). For en innvendig avstivet spunt er det viktig å ta hensyn til at jordtrykket og deformasjonen som oppstår kan ha store avvik fra det en kan forvente fra aktiv rankineteori. Et eksempel fra Statens Vegvesen (2014) på hvordan deformasjonen og jordtrykket kan se ut for en innvendig avstivet spuntgrop er gjengitt i figur 2.11.

En alternativ metode for å beregne jordtrykket mot innvendig avstivede byggegrop er å benytte empiriske fordelinger. Det empiriske jordtrykket beregnes fra formelen gjengitt i ligning 2.1.

$$p_h = \frac{m * E_A}{D} \quad (2.1)$$

E_A er resultatanten fra det aktive jordtrykket beregnet etter rankineteori, m er 1,6 eller 2,1 for henholdsvis effektiv- og totalspenningsanalyse og D er dybden av utgravingen. Resultanten av det aktive jordtrykket, E_A , er beregnet for en glatt vegg i bruksgrensetilstand, altså er ruheten satt lik null, og alle partialfaktorer satt lik én. Dersom det aktive jordtrykket beregnet etter rankineteori overskrider det empiriske jordtrykket, benyttes det aktive jordtrykket. Dette er skissert i figur 2.12 fra Statens Vegvesen (2014). For sluttstadiet antas det resulterende jordtrykket under utgravingsnivå å være lik null. Overgangen mellom spuntveggen og stagene er antatt å være led-



Figur 2.12: Empirisk jordtrykksdiagram for beregning av stagkrefter i avstivede utgravinger

det. Erfaring tilsier at kreftene som beregnes ved bruk av denne metoden må økes med 20 – 30% på grunn av ujevn kraftfordeling innenfor samme avstivernivå (Statens Vegvesen, 2014).

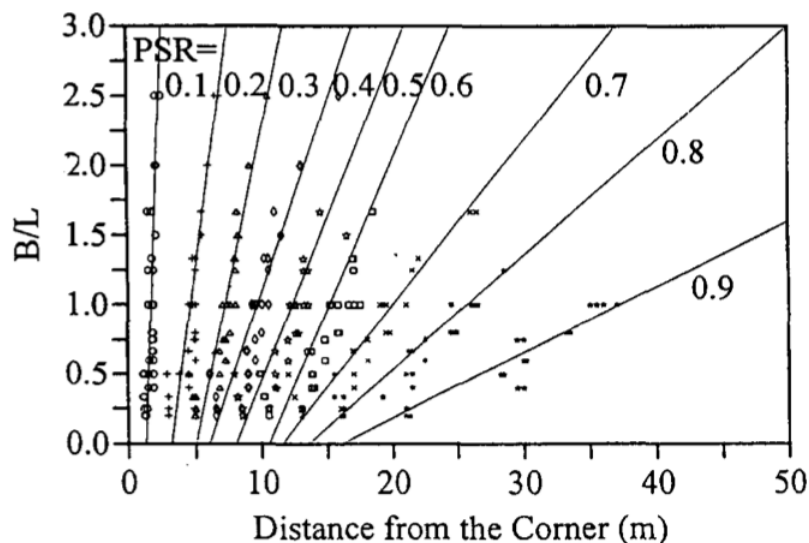
For alle metoder som er beskrevet er det viktig å ta hensyn til utførelsen av spuntkonstruksjonen. En må vurdere hvorvidt det er slutttilstanden som er dimensjonerende, ettersom påkjenningen på både spuntveggen og avstiverne kan være større ved andre stadier i byggeprosessen (Statens Vegvesen, 2014).

2.4 PSR

Plane strain ratio (PSR), eller plan tøyingsrate, ble først foreslått av Ou et al. (1996), som den maksimale deformasjonen i et snitt i en full 3D beregning, delt på den maksimale deformasjonen i det samme snittet ved plan tøyning, $PSR = \frac{\delta_{3D}}{\delta_{PS}}$. Ved å bruke denne definisjonen vil områder med lav PSR være mer påvirket av hjørneeffekter enn områder med høyere PSR. Plan tøyingsrate på 1,0 tilsvarer et snitt som er i en tilstand med plan tøyning.

Ou et al. (1996) undersøkte hvorvidt det oppsto hjørneeffekter for spuntgroper i bløt til middels fast leire. Lengden på spuntgropa varierte fra 40 m til 100 m med intervaller på 20 m, mens bredden varierte fra 20 m til 100 m med intervaller på 20 m. Analysene ble utført ved bruk av ikke-lineær FEM, og resultatene er gjengitt i figur 2.13.

Figur 2.13 viser at hjørneeffektene øker dersom avstanden til et hjørne minker, altså er det deformasjonen nær hjørnene som påvirkes mest av hjørneeffektene. I tillegg vil spuntgroper med et stort forhold mellom bredde og lengde oppleve større grad av hjørneeffekter. Veggen med lengde L, er i dette tilfellet veggen der det aktuelle snittet befinner seg. Høy B/L vil si at den betraktete veggen er kortere enn den sekundære veggen.



Figur 2.13: PSR plottet mot B/L og avstand fra hjørnet (Ou et al., 1996)

Undersøkelsene som Ou et al. (1996) gjennomførte hadde kun variasjon i overflategeometrien. Parameterstudier gjort av Finno et al. (2007) viser derimot at det er flere andre parametere som har innvirkning på PSR. Disse parameterne er:

- Forholdet mellom lengden på spunten og gravedybden, L/H
- Forholdet mellom de plane dimensjonene til spuntgropa, L/B
- Stivheten til veggsystemet, $S = \frac{EI}{\gamma_w * h^4}$, der h er gjennomsnittlig vertikal avstand mellom horisontale avstivinger
- Sikkerhetsfaktor mot bunnoppressing

Parameterstudiene til Finno et al. (2007) viser at det er faktoren L/H som er den mest avgjørende for verdien av PSR. Dersom L/H er større enn 6 vil PSR være tilnærmet lik 1,0, uavhengig av de andre parameterne som inngår i problemstillingen. For L/H mindre enn 2,0 blir verdien av PSR liten, og dette indikerer at dypere spuntgroper gir større hjørneeffekter enn grunne spuntgroper. Den samme tendensen er synlig for forholdet L/B. Dersom L/B blir mindre enn eller lik 2,0 må det tas hensyn til forholdet L/H for å bestemme PSR. For større verdier av L/B vil PSR være tilnærmet lik 1,0, uavhengig av verdien til L/H. I tillegg er det en tendens til at økt veggstivhet vil gi økte hjørneeffekter. Ved liten stivhet i veggene vil sikkerhetsfaktoren ha lite å si for PSR, mens for stive vegger vil lav sikkerhetsfaktor gi lav PSR, som vil si økte hjørneeffekter. På bakgrunn av studien til Finno et al. (2007) ble det utviklet en formel for estimering av PSR. Denne er gjengitt i ligning 2.2. Formler for parameterne som inngår i ligningen er gitt i ligning 2.3 og ligning 2.4. S er stivhetsparameteren foreslått av Clough og O'Rourke (1990), som omtales senere, og FS_{BH} er sikkerhetsfaktoren mot bunnoppressing beregnet ved bruk av Terzaghis metode.

$$PSR = 1 - e^{-kC(L/H_e)} + 0,05(L/B - 1) \quad (2.2)$$

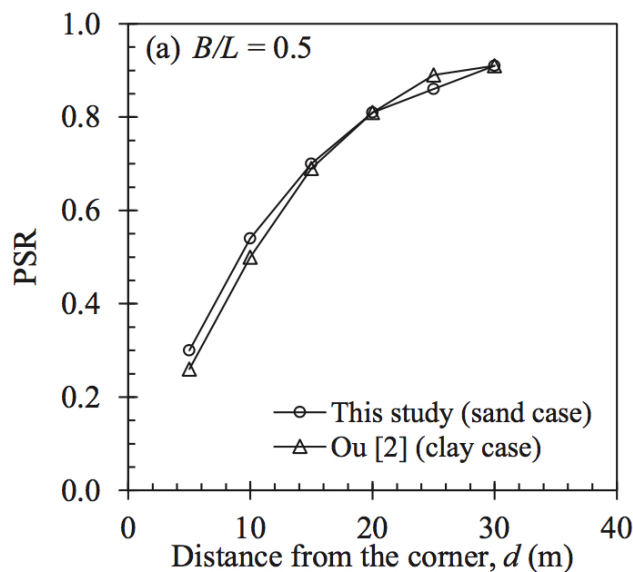
$$k = 1 - 0,0001(S) \quad (2.3)$$

$$C = 1 - 0,5(1,8 - FS_{BH}) \quad (2.4)$$

Finno et al. (2007) har gjennomgått flere tidligere studier som sammenligner beregninger gjennomført ved bruk av 2D- og 3D-elementmetode. Ved å gjennomgå tidligere analyser konkluderes det med følgende:

- PSR var mindre enn 1,0 i alle tilfeller, som betyr at hjørneeffektene bidrar til økt stivhet i systemet
- Generelt vil en kortere spuntvegg oppleve mindre forskyvninger i midtsnitt enn lengre spuntvegger
- Dype utgravinger opplever økte hjørneeffekter sammenlignet med grunne utgravinger
- For lange vegger er forskyvningen midt på veggen tilnærmet lik i 2D og 3D dersom jorda har et stivt lag rett under utgravingen
- For spuntgroper med stor avstand mellom et stivt lag og bunnen av spuntgropa, overestimerer 2D-analyse deformasjonen i midten

Hsiung et al. (2016) har foretatt undersøkelser av hjørneeffekter for løs til middels lagret sand. Det er også her påvist betydelige hjørneeffekter ved bruk av 3D-modellering kontra 2D-modellering. Det er derimot ikke tatt hensyn til ulike veggstivheter, slik som Finno et al. (2007) gjorde. Hsiung et al. (2016) benyttet i tillegg støpte betongvegger som spuntverrsnitt, noe som ikke er vanlig praksis i Norge. Det er på grunn av betongveggene ikke valgt å legge for stor vekt på disse undersøkelsene i det videre arbeidet. Det er allikevel valgt å benytte deler av resultatene oppnådd av Hsiung et al. (2016), ettersom det er foretatt en sammenligning av deres resultater og resultatene som ble oppnådd av Ou et al. (1996). Sammenligningen, gitt i figur 2.14, viser PSR for en leire og en middels lagret sand for en bredde lik halve lengden av spuntgropa. Figuren viser at hvilket materiale som gir lavest PSR er avhengig av avstanden fra hjørnet. Det er nærmest ingen forskjell mellom PSR for sand og PSR for leire i følge denne studien.



Figur 2.14: Variasjon av PSR for ulike jordmaterialer (Hsiung et al., 2016)

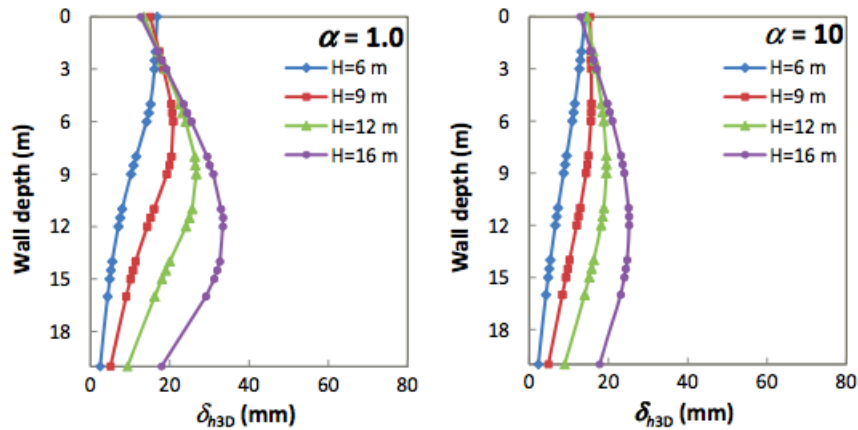
2.5 Estimering av maksimal deformasjon

Bryson og Zapata-Medina (2012) utviklet en semi-empirisk metode for å velge et avstivings-system som på best mulig vis begrenser deformasjoner i jorda, som følge av dype utgravinger. Metoden kan eventuelt benyttes til å bestemme nødvendig stivhet til spuntkonstruksjonen basert på maksimal tillatt horisontal deformasjon. Som en del av metoden er det introdusert en ny relativ stivhetsparameter, R , som er gjengitt i ligning 2.5. Her er E_S Youngs modul for stål, E er Youngs modul for jordmaterialet, I er 2.arealmoment per lengdemeter av vegg, S_H og S_V er gjennomsnittlige senteravstander mellom avstivninger horisontalt og vertikalt, H_W er lengden på spuntveggen, γ_s er tyngdetettheten til jorda, H_e er utgravingsdybde og s_u er den udrenerte skjærstyrken til jorda. R kobler styrken og stivheten til jorda sammen med stivheten til avstivningssystemet. Parameteren viste seg også å være bra til å evaluere bøyestivheten til systemet, og den horisontale deformasjonen som oppstod som følge av utgravingen.

$$R = \frac{E_S}{E} * \frac{S_H S_V H_W}{I} * \frac{\gamma_s H_e}{S_u} \quad (2.5)$$

Basert på 3D-analyser av innvendig avstivede spuntgroper er det vist at den horisontale senteravstanden mellom stagene har tilnærmet like stor påvirkning på deformasjonen som den vertikale senteravstanden. Det betyr at stivhetsparameteren foreslått av Clough og O'Rourke (1990), som kun inneholder den gjennomsnittlige, vertikale senteravstand, har store mangler. Denne stivhetsparameteren er gjengitt i ligning 2.6. I ligningen er EI bøyestivheten til spuntveggen, γ_w er tyngdetettheten til vann og h_{avg} er gjennomsnittlig vertikal senteravstand.

$$S = \frac{EI}{\gamma_w h_{avg}^4} \quad (2.6)$$



Figur 2.15: Horisontal deformasjon fra Plaxis 3D for α lik 1,0 og α lik 10

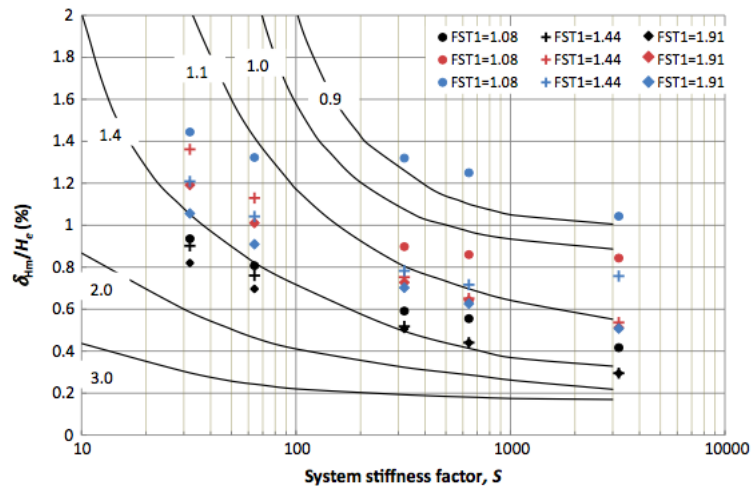
Basert på 3D-analysene gjennomført av Bryson og Zapata-Medina (2012) ble det laget en formel som beskriver forholdet mellom maksimal horisontal deformasjon og den totale spuntlengden. Formelen er gjengitt i ligning 2.7. Basert på ligningen ble det også konstruert et diagram som er gjengitt senere i kapittelet, i figur 2.17.

$$\frac{\delta_{Hm}}{H_W} = 0,275 * FS^{-0,9322} * R^{0,2585-0,0351*FS} \quad (2.7)$$

Goh et al. (2017) benyttet Plaxis 2D og Plaxis 3D for å komme opp med en semi-empirisk formel som tar hensyn til hjørneeffekter. Denne ble brukt til å estimere maksimal horisontal deformasjon av en spuntvegg. Studien ble gjennomført ved bruk av Hardening Soil jordmodellen, og det ble benyttet tre ulike leirer. Leirene som ble benyttet representerte bløt-, middels- og fast leire. Tre ulike veggstivheter ble brukt. Bredden på spuntgropa var konstant lik 20 m, mens lengden ble variert slik at forholdet L/B varierte fra 1,0 til 6,0. Verdien av L/B på 6,0 representerer en 2D-analyse. Utgravingsdybden varierte mellom 9 m, 12 m og 16 m, og fotdybden ble valgt slik at veggen alltid hadde en total lengde på 20 m. Spuntgropene ble avstivet innvendig med tversgående stag etter hvert som ønsket utgravingsdybde ble nådd. Resultatene fra alle FEM-analysene ble sammenfattet i form av en ligning som beskriver den maksimale horisontale deformasjonen som forventes. Ligningen er basert på en logaritmisk regresjonsmodell, og er gjengitt i ligning 2.8. Her er α lik 0,1, 1,0 eller 10, som tilsvarer fleksibel-, middels stiv- og svært stiv spuntvegg. Etter installasjon av de innvendige avstivingene vil deformasjonen begrenses i nivåene over, og spuntveggen vil være tilnærmet fullstendig fastholdt. To eksempler på horisontal deformasjon for stegvis utgraving fra 3D-analyse er vist i figur 2.15.

$$\delta_{Hm}(mm) = \alpha^{-0,0617} * c_u^{-3,0899} * H_e D^{4,5997} * (L/B)^{0,3024} * (D/B)^{-4,8019} \quad (2.8)$$

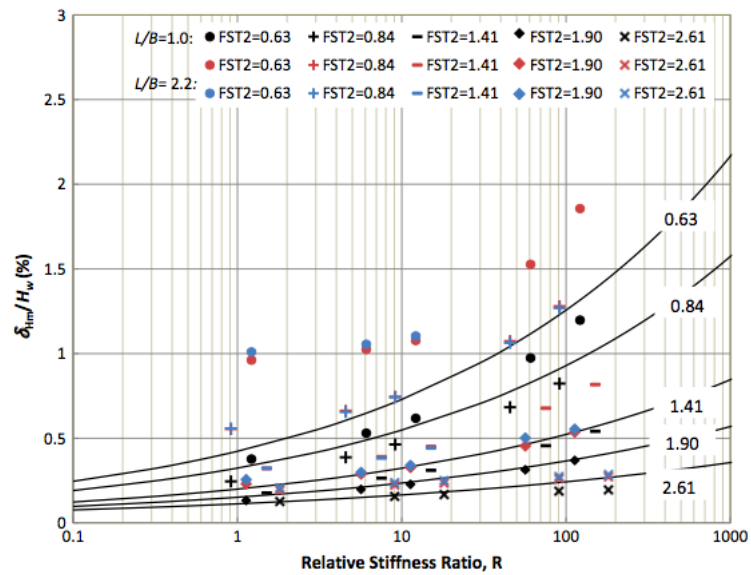
Resultatene fra FEM-analysene fra Goh et al. (2017) ble sammenlignet med to semi-empiriske diagrammer som beskriver den maksimale horisontale deformasjonen en kan forvente. Det første diagrammet ble utviklet av Clough og O'Rourke (1990), og er basert på systemets stiv-



Figur 2.16: Maksimal horisontal deformasjon fra Goh et al. (2017) og Clough og O'Rourke (1990)

hetsfaktor, S , samt sikkerhetsfaktoren mot bunnoppressing fra Terzaghis metode. Det andre diagrammet ble utviklet av Bryson og Zapata-Medina (2012), og er basert på den relative stivhetsfaktoren, R , samt sikkerhetsfaktoren mot bunnoppressing fra Terzaghis modifiserte metode. Stivhetsfaktorene R og S er gjengitt i ligning 2.5 og ligning 2.6. Sammenligningene mellom resultatene fra FEM-analysene og de semi-empiriske diagrammene er vist i figur 2.16 og figur 2.17.

Figur 2.16 viser tydelige avvik mellom resultatene oppnådd av Goh et al. (2017) og diagrammet fra Clough og O'Rourke (1990). I figur 2.17 er resultatene for L/B lik 1,0, 2,2 og 3,4 plottet mot den semi-empiriske metoden til Bryson og Zapata-Medina (2012). Linjene representerer metoden til Bryson og Zapata-Medina (2012). Figuren viser at for L/B lik 1,0 ligger resultatene tilnærmet på kurvene i diagrammet. For L/B lik 2,2 og 3,4 ligger resultatene godt over kurvene. Dette kan forklares med at Bryson og Zapata-Medina (2012) benyttet $L/B = 1,7$ som en konstant verdi, og denne ble derfor ikke inkludert i estimeringen av den maksimale horisontal deformasjon. Resultatene fra Goh et al. (2017) viser tydelig at L/B har stor påvirkning på den maksimale horisontale deformasjonen. Det er i tillegg benyttet ulike fotdybder i de to studiene.



Figur 2.17: Maksimal horisontal deformasjon fra Goh et al. (2017) og Bryson og Zapata-Medina (2012)

Kapittel 3

Teori

3.1 Jordmodeller

3.1.1 Mohr-Coulomb

Jordmodellen Mohr-Coulomb (MC) er en lineær elastisk, perfekt plastisk jordmodell som danner deler av grunnlaget for mer kompliserte jordmodeller. MC modellen kan også brukes som en første tilnærming til jordas oppførsel (Brinkgreve et al., 2017). Den lineære delen av jordmodellen er basert på Hookes lov for isotrop elastisitet, mens den plastiske delen styres av bruddkriteriet gitt av friksjonsvinkelen og attraksjonen. Alle punkter innenfor området avgrenset av bruddkriteriet vil være elastiske, og tøyningene som oppstår er dermed reversible. Bruddkriteriet er definert i ligning 3.1.

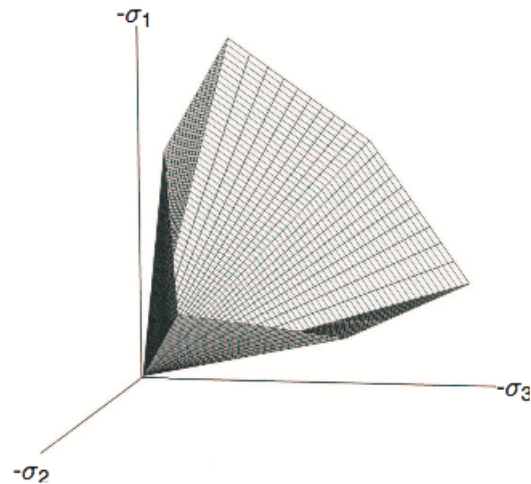
$$\tau_f = (\sigma' + a)\tan\phi \quad (3.1)$$

Som regel benyttes en mobilisert styrkeparameter $\tan\rho$ i stedet for $\tan\phi$. Graden av mobilisering vil da være forholdet mellom $\tan\rho$ og $\tan\phi$. Formulert i hovedspenningsretninger vil flytekriteriet i MC modellen danne en kjegle, vist i figur 3.1. I tillegg til den mobiliserte friksjonsvinkelen og attraksjonen, er det tatt i bruk en dilatansvinkel i MC modellen. Denne brukes for å beskrive positive volumtøyninger som tettpakket jord har en tendens til å oppleve (Brinkgreve et al., 2017).

3.1.2 NGI-ADP

Generelt

NGI-ADP er en elastoplastisk jordmodell for leire som er basert på bruk av udrenert skjærstyrke. Modellen tar hensyn til anisotropi i udrenert skjærstyrke. Ved bruk av aktiv-, direkte- og



Figur 3.1: Mohr-Coulomb kriteriet i hovedspenningsretninger for kohesjonsløs jord (Brinkgreve et al., 2017)

passiv skjærstyrke som input kan en oppnå en eksakt beskrivelse av den dimensjonerende skjærstyrken. Dette skiller modellen fra de fleste andre jordmodeller som er basert på effektivspenninger, og som derfor kun oppnår indirekte verdier for den udrenerte skjærstyrken (Grimstad et al., 2012). Det benyttes en ikke-lineær herding som er avhengig av spenningsstien. Herdingen defineres ved bruk av bruddtøyningene fra treaksiell trykktesting, 'direct simple shear' (DSS) og treaksiell strekktesting. NGI-ADP jordmodellen er inkorporert i beregningsprogrammene Plaxis 2D og Plaxis 3D. Det er valgt å benytte denne modellen som hovedmodell i de videre beregningene.

Tresca-kriteriet

Formuleringen av modellen starter med flytekriteriet til Tresca, gitt i ligning 3.2. I ligningen er J_2 den andre uforandrede deviatoriske spenningen, θ er Lode vinkelen, κ er herdeparameteren og s_u er den isotrope, udrenerte skjærstyrken.

$$F = \sqrt{J_2} \cos \theta - \kappa * s_u = 0 \quad (3.2)$$

Tresca-kriteriet har skarpe hjørner som kan skape numeriske problemer. Ved bruk av en modifisert, plastisk von Mises potensialfunksjon, og en tilnærming av Tresca-kriteriet fra Billington, unngås de numeriske problemene (Grimstad et al., 2012). Både flytekriteriet og de plastiske potensialfunksjonene er uavhengige av den gjennomsnittlige spenningen, og det vil derfor ikke oppstå plastiske volumtøyninger. Ved å sette Poissons tall tilnærmet lik 0,5 vil det heller ikke oppstå nevneverdige elastiske volumtøyninger.

Endimensjonal representasjon

Flytekriteriet reformuleres slik at det er mulig å ta hensyn til forskjellen i skjærstyrken fra treksiell trykktest og fra treksiell strekktest. Det modifiserte flytekriteriet er gitt i ligning 3.3

$$F = |\tau - (1 - \kappa) * \tau_0 - \kappa \frac{s_u^C - s_u^E}{2}| - \kappa * \frac{s_u^C + s_u^E}{2} \quad (3.3)$$

For å ta hensyn til ulike skjærtøyninger ved brudd innføres det en herdeparameter som er avhengig av spenningsstien (Grimstad et al., 2012). Herdeparameteren er gitt i ligning 3.4, hvor γ^p er plastisk skjærtøyning, mens γ_f^p er plastisk skjærtøyning ved brudd.

$$\kappa = 2 * \frac{\sqrt{\gamma^p / \gamma_f^p}}{1 + \gamma^p / \gamma_f^p} \quad (3.4)$$

Plan tøyning

Ved bruk av NGI-ADP i plan tøyning, omformuleres Tresca-kriteriet ved bruk av udrenert skjærstyrke oppnådd fra plan tøyning for aktiv tilstand og passiv tilstand, samt DSS. Det omformulerte flytekriteriet er gitt i ligning 3.5.

$$F = \sqrt{\left(\frac{\sigma_{yy} - \sigma_{xx}}{2} - (1 - \kappa) * \tau_0 - \kappa * \frac{s_u^A - s_u^P}{2}\right)^2 + \left(\tau_{xy} * \frac{s_u^A + s_u^P}{2 * s_u^{DSS}}\right)^2} - \kappa * \frac{s_u^A + s_u^P}{2} = 0 \quad (3.5)$$

For å ta hensyn til isotrop herding er flytekriteriet for plan tøyning elliptisk i et deviatorisk spenningsdiagram. Dette er vist i figur 3.2. Modellen benytter elliptisk interpolering mellom bruddtøyning i trykk, strekk og fra DSS.

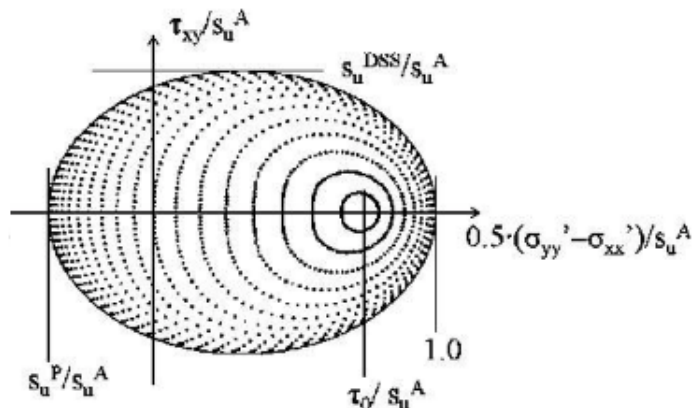
Tredimensjonal representasjon

Ved bruk av NGI-ADP jordmodellen i 3D-analyse uttrykkes flytekriteriet som gitt i ligning 3.6.

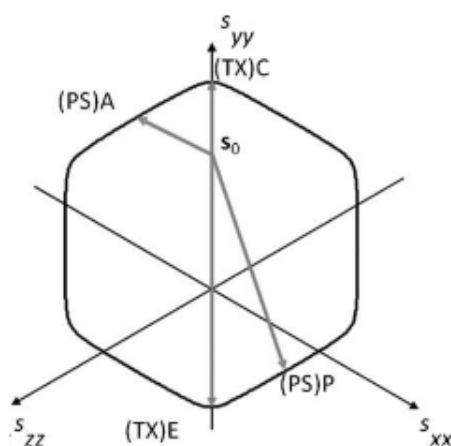
$$F = \sqrt{H(\omega) * \hat{J}_2} - \kappa * \frac{s_u^A + s_u^P}{2} = 0 \quad (3.6)$$

For å tilnærme Tresca-kriteriet introduseres $H(\omega)$. Formelen for denne parameteren er gitt i ligning 3.7.

$$H(\omega) = \cos^2\left(\frac{1}{6} \arccos(1 - 2a_1\omega)\right) \quad (3.7)$$



Figur 3.2: Deviatorisk spenningsdiagram med linjer for lik plastisk skjærtøyning (Grimstad et al., 2012)



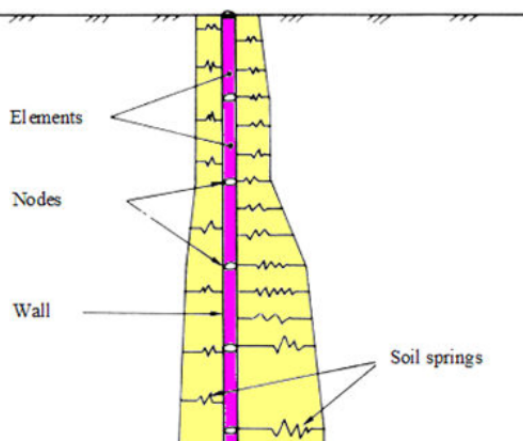
Figur 3.3: Bruddkriteriet i NGI-ADP for tredimensjonal representasjon gitt i π -planet

der $\omega = \frac{27}{4} \frac{\hat{j}_3^2}{j_3^2}$. Parameteren a_1 er gitt av forholdet $\frac{s_u^C}{s_u^A}$. For verdien av denne parameteren lik 1,0 vil Tresca-kriteriet oppnås. Typisk er verdien like under 1,0. Bruddkriteriet med a_1 lik 0,97 er vist i π -planet i figur 3.3.

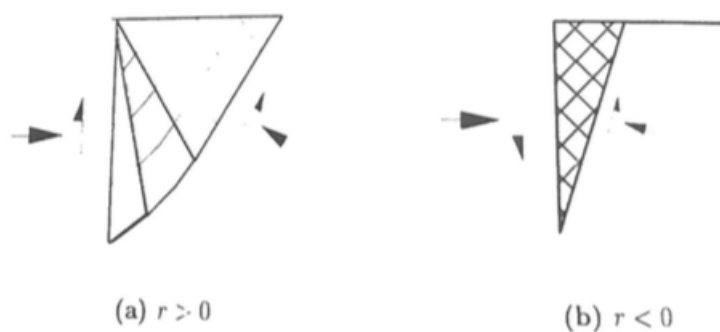
3.2 Beregningsprogrammer

3.2.1 Geosuite excavation

Geosuite excavation benytter lineært elastiske bjelkeelementer til å modellere spuntveggen. Jorda modelleres ved bruk av fordelte, ikke-lineære fjærstivheter, og hver fjærstivhet defineres uavhengig av nabofjærene. Stivheten til fjærene avtar fra en gitt initiell stivhet ved isotrop spenningstilstand, til ingen stivhet i det øyeblikket jordtrykket når aktiv- eller passiv grenseverdi (Kavli, 2008). Geosuite excavation utfører beregninger ved plan tøyning, og tar dermed ikke



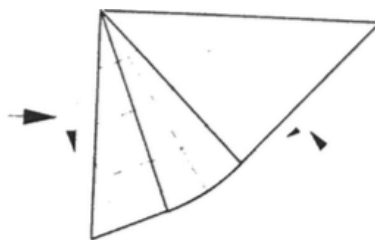
Figur 3.4: Beregningsmodell for Geosuite excavation (Novapoint, 2009)



Figur 3.5: Aktivt jordtrykk, positiv og negativ ruhet (Emdal et al., 2015)

hensyn til deformasjoner ut av planet. Beregningsmodellen for programmet er vist i figur 3.4 (Novapoint, 2009).

Definisjonen på fortegnet på ruhetsforholdet er noe annerledes i Geosuite excavation enn det er i tradisjonell geoteknikk. Figur 3.5 og figur 3.6 viser definisjonene for fortegnet på ruheten, for henholdsvis aktivt jordtrykk og passivt jordtrykk, slik det er definert i teorien om spenningsfelt (Emdal et al., 2015). Der er ruhetsforholdet definert på bakgrunn av retningen på skjærspenningen som opptrer på jordvolumet. Definisjonene er motsatt for passiv side sammenlignet med aktiv side av spunten.



Figur 3.6: Passivt jordtrykk, positiv ruhet (Emdal et al., 2015)

I Geosuite excavation er ruhetsforholdet definert på en slik måte at dersom jorda løfter på veggen er det positiv ruhet, mens dersom jorda presser veggen ned er det negativ ruhet. Fortegnet er altså uavhengig av om en ser på passiv eller aktiv side av spuntveggen. For tilfeller der spuntveggen føres ned til fjell kan ruheten konservativt settes lik null, ettersom det ikke vil oppstå nevneverdig vertikal bevegelse (Novapoint, 2009).

Ved bruk av Geosuite excavation kan en velge mellom fem ulike jordmodeller:

1. Effektivspenning automatisk (ESA)
2. Totalspenning automatisk (TSA)
3. Effektivspenning manuell (ESM)
4. Totalspenning manuell (TSM)
5. Effektivspenning forenklet (ESS)

I modellene basert på effektivspenninger bestemmes de effektive spenningene som virker vertikalt og horisontalt mot spuntveggen fra ligning 3.8 og ligning 3.9. Vanntrykket blir lagt til i etterkant. For ESA-modellen blir K_a og K_p beregnet ved bruk av Rankine teori, med ruhet og friksjonsvinkel som input. ESS-modellen er basert på samme teori som ESA-modellen, med unntak av at den initielle stivheten settes til $1,0 * E$ i ESM i motsetning til $0,8 * E$ i ESA-modellen. Dette tilsvarer $\nu = 0,27$ for ESA-modellen, som kan være reelt for en middels lagret sand. For ESM-modellen må K_a og K_p bestemmes manuelt og legges inn i programmet (Kavli, 2008).

$$p'_a = K_a * (p'_v + a) - a \quad (3.8)$$

$$p'_p = K_p * (p'_v + a) - a \quad (3.9)$$

I modellene basert på totalspenninger betraktes summen av effektivspenninger og vanntrykk som en totalspenning. Spenningene mot spuntveggen beregnes ved bruk av ligning 3.10 for TSA-modellen, og ligning 3.11 for TSM-modellen. For TSA-modellen beregnes κ fra Rankine-teori, basert på ruheten. For TSM-modellen angis spenningsdifferansen D_a^p manuelt (Kavli, 2008).

$$p_a^p = p_v \pm \kappa * s_u \quad (3.10)$$

$$p_a^p = p_v \pm D_a^p \quad (3.11)$$

3.2.2 Plaxis 2D

Plaxis 2D er et todimensjonalt elementmetodeprogram som brukes til å analysere deformasjoner, stabilitet og grunnvannstrømning i geotekniske problemstillinger (Brinkgreve et al., 2017). Beregningene gjennomføres i plan tøyning, så det tas ikke hensyn til utstrekning vinkelrett på det aktuelle planet.

Inputparameterne for jordmaterialet angis direkte for den aktuelle jordmodellen. Spuntveggen modelleres som en plate med normalstivhet, bøyestivhet, tyngde og poissons tall som input. Stivhetene og tyngden angis alle per meter. Innvendige avstivinger modelleres som elastiske eller elasto-plastiske ankere som er fastholdt i én ende.

3.2.3 Plaxis 3D

Plaxis 3D er et tredimensjonalt elementmetodeprogram som brukes til å skape realistiske modeller av virkelige forhold. Ved modellering av spuntveggen i Plaxis 3D er det ikke samme inputparametere for stivhet som i Plaxis 2D. Der Plaxis 2D benytter areal og 2. arealmoment direkte, bruker Plaxis 3D Youngs modul i 2 retninger som input. Skjærmoduler i de tre akseretningene, samt en ekvivalent tyngdetetthet, kommer i tillegg. Alle disse parameterne bestemmes med utgangspunkt i rotasjons- og torsjonsstivheten i spuntten, samt tykkelse, areal, tyngde og høyde på spuntprofilen. Inputparameterne bestemmes i henhold til Brinkgreve et al. (2016) på følgende måte:

$$E_1 = \frac{12EI_1}{d^3} \quad \text{og} \quad E_2 = \frac{12EI_2}{d^3} \quad (3.12)$$

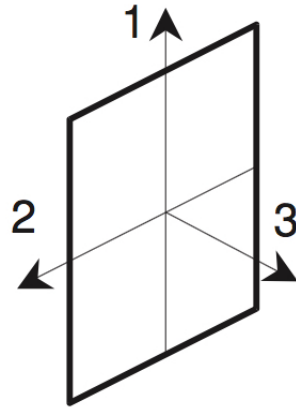
$$G_{12} = \frac{6EI_{12}}{(1 + \nu)d^3} \quad (3.13)$$

$$G_{13} = \frac{EA_{13}}{2(1 + \nu)d} \quad \text{og} \quad G_{23} = \frac{EA_{23}}{2(1 + \nu)d} \quad (3.14)$$

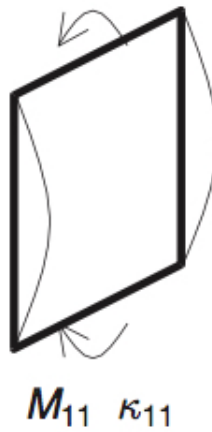
$$\gamma = \frac{A_1 * \gamma_{stål}}{d} \quad (3.15)$$

Skisse av aksesystemet for en plate i Plaxis 3D er gitt i figur 3.7 og i figur 3.8. Fra figuren ser man at momentet er annerledes definert enn det er i klassisk statikk. Momentet som kalles M_{11} representerer bøyning om akse 2. Den samme typen formulering gjelder også for alle de andre aksene.

Forklaring på alle parameterene som inngår i ligningene 3.12 - 3.15 er gitt i tabell B.1 i tillegg B. Ved å benytte stivhetsmodulene gitt i ligning 3.12 - 3.14 som inputverdier, vil bøyestivhetene $\frac{E_1 d^3}{12}$ og $\frac{E_2 d^3}{12}$ være uavhengige av den ekvivalente platetykkelsen d . Det samme gjelder for skjærstivhetene $G_{13}d$ og $G_{23}d$ (Brinkgreve et al., 2016).



Figur 3.7: Akseretninger for plate i Plaxis 3D



Figur 3.8: Bøyemoment om andre akse

For en spuntvegg vil tykkelsen, høyden, arealet og 2. arealmoment være kjent. I tillegg vil Youngs modul og tyngdetettheten til det aktuelle stålet være kjent. For å kunne overføre disse parameterne til input for Plaxis 3D, er det nødvendig med visse antagelser. I eksempelet for en spuntvegg gitt i Brinkgreve et al. (2016), er det antatt at $I_1 \approx 20I_2 \approx 10I_{12}$, at en tredjedel av tverrsnittarealet er effektivt mot skjærkrefter vertikalt, og at en tiendedel av tverrsnittarealet er effektivt mot skjærkrefter horisontalt. I tillegg er det antatt at tverrkontraksjonstallet er tilnærmet lik null, $\nu \approx 0$, og at $d \approx h$. Disse antagelsene reduserer ligningene 3.12 - 3.14 til det følgende:

$$E_2 = \frac{12EI_2}{d^3} \approx \frac{I_2}{I_1} E_1 \approx \frac{E_1}{20} \quad (3.16)$$

$$G_{12} = \frac{6EI_{12}}{(1+\nu)d^3} \approx \frac{6EI_1}{10d^3} \quad (3.17)$$

$$G_{13} = \frac{EA_{13}}{2(1+\nu)d} \approx \frac{EA_1}{6d} \quad (3.18)$$

$$G_{23} = \frac{EA_{23}}{2(1+\nu)d} \approx \frac{EA_1}{20d} \quad (3.19)$$

Antagelsene gjør at alle inputparametere kan beregnes ved bruk av verdier gitt av produsenten for det aktuelle spuntprofil.

3.3 Elementmetoden

Elementmetoden (FEM) er en numerisk løsningsmetode som har et bredt anvendelsesområde. Metoden benyttes i alt fra beregninger på flyskrog til vurdering av skråningsstabilitet. Ved bruk av FEM innen geoteknikk deles jordvolumet og strukturelle deler (plater, bjelker, jordankere, etc.) opp i elementer med et gitt antall noder. Ved beregninger i Plaxis 2D har en valget mellom 6- eller 15-noders triangulære elementer. Elementene med 6 noder kan danne et komplett polynom av 2. grad. Det betyr at den førstederiverte av deformasjonen, som gir tøyningen, kan representere en lineær normalspenningsfordeling eksakt. 6-noders elementer er derimot ikke i stand til å representere kvadratisk skjærspenningsfordeling ettersom polynomgraden er for lav. 15-noders elementer kan danne et komplett polynom av 4. grad (Brinkgreve et al., 2017). Det vil si at både lineær spenningsfordeling og kvadratisk skjærspenningsfordeling kan representeres eksakt. Ved bruk av Plaxis 3D er det kun 10-noders tetraeder-elementer som er mulig å benytte. Elementene danner et komplett polynom av 2.grad, og vil dermed ha lignende oppførsel som 6-noders elementene i Plaxis 2D. Elementene som danner et komplett 2.grads polynom vil være mindre nøyaktige enn 15-noders elementene som kan brukes i Plaxis 2D.

Selve plasseringen av elementer vil være ulik i Plaxis 2D og i Plaxis 3D, ettersom elementtypen og elementstørrelsen er forskjellige i de to programmene. Dette kan føre til forskjeller i

beregninger som ellers ville vært helt like i de to programmene.

Før beregninger kan gjennomføres med Plaxis 2D og Plaxis 3D må det opprettes et mesh. Meshet er fordelingen av elementer, altså hvor stort et standardelement skal være, og i hvilke områder av jordvolumet elementstørrelsen skal minkes. I Plaxis velges én av fem forhåndsbestemte standardstørrelser. I tillegg vil områder rundt konstruksjonsdeler automatisk ha mindre elementstørrelse ettersom det ofte er i disse områdene de mest interessante resultatene forekommer. På grunn av omfanget av 3D-modeller vil det ta svært lang tid å utføre analyser på modeller med veldig fint mesh. Det er derfor naturlig å bruke et grovere mesh på 3D-modellene enn på de mindre omfattende 2D-modellene. For å sikre et fint nok mesh rundt konstruksjonen bør det dannes en boks eller et jordvolum som omslutter bruddmekanismen. Inne i dette jordvolumet bør mesh-størrelsen reduseres.

Elementmetoden, som er implementert i Plaxis sine programmer, går ut på at jordvolumet og konstruksjonskomponenter diskretiseres ved bruk av formfunksjoner som beskriver mulige deformasjonsmønstre. Formfunksjonene knytter deformasjonen i nodene til den globale deformasjonen, $\Delta u = \mathbb{N}\Delta v$. Antall formfunksjoner er ekvivalent med antall noder i et element. I teorien beskrives et plastisk deformasjonsmønster for et element ved brudd eksakt ved bruk av en plastisk flyteregel, $\Delta \epsilon^p = d\lambda \frac{\partial Q}{\partial \sigma}$. I FEM benyttes den deriverte av formfunksjonene til å beskrive tøyningssendringen, $\Delta \epsilon = \mathbb{B}\Delta v$ (Nordal og Antonsen, 1985).

I FEM-beregninger med elasto-plastiske jordmodeller overestimeres ofte bæreevnen. Noen ganger er ikke denne overestimeringen mulig å unngå, ettersom det ikke er en entydig sammenheng mellom den plastiske flyteregelen og diskretiseringen (formfunksjonene) i FEM (Nordal og Antonsen, 1985). Problemet oppstår når et plastisk deformasjonsmønster, som er beskrevet av flyteregelen, ikke kan modelleres eksakt ved bruk av formfunksjonene og de tilgjengelige frihetsgradene til elementet. Avvik fra den eksakte modellen vil føre til en kunstig elastisk stivhet, selv ved teoretisk brudd. Den elastiske feilen som oppstår vil være spenningsavhengig.

For å omgå problemet med at det ikke er en entydig sammenheng mellom flyteregelen og diskretiseringen, benyttes numerisk integrasjon i Gauss-punkter inne i elementene. Dette fører til at tøyningsmønsteret i FEM, som er begrenset av den deriverte av formfunksjonene, kun trenger å tilsvare flyteregelen i Gauss-punktene. I flyteregelen vil $d\lambda$ fortsette å være ukjent, mens $\frac{\partial Q}{\partial \sigma}$ vil ta en verdi og dermed legge begrensninger på nodeforskyvningene i hvert integrasjonspunkt (Nordal og Antonsen, 1985). Det som er avgjørende for hvorvidt det oppnås konvergens eller ikke, er antall begrensninger/fastholdinger som er til stede, sammenlignet med antall frihetsgrader. Altså antall ligninger som skal tilfredstilles sammenlignet med antall ukjente. For mange fastholdinger eller ligninger vil låse systemet, og fjerner dermed muligheten for å modellere en fullstendig plastisk bruddmekanisme.

Den plastiske flyteregelen beskriver et unikt plastisk deformasjonsmønster for et element ved brudd (Nordal og Antonsen, 1985). I 3D vil spenningstilstanden i et element være beskrevet av en spenningsvektor med seks spenningskomponenter, og en tøyningsvektor bestående av seks tøyningskomponenter. For å beskrive en vilkårlig tøyningssendring må seks uavhengige deformasjonsmønstre introduseres. Kun ett av disse seks er det plastiske bruddmønsteret, som er

et deformasjonsmønster som ikke vil bidra til spenningsøkning ved brudd, ettersom det ikke oppstår motstand mot tøyningssendring. De fem andre vil gi en fullstendig elastisk spenningsendring. Kun ett enkelt deformasjonsmønster av seks kan utvikle seg fritt og dermed bidra til bruddmekanismen. Flyteregelen er altså ganske begrensende, ettersom man må unngå fem av seks dimensjoner, siden ingen elastisk stivhet skal bidra ved brudd.

I Plaxis 2D har en som nevnt valget mellom å benytte 6-noders elementer eller 15-noders. Ved å velge 15-noders elementer vil man oppnå større frihet for bevegelse og ulike deformasjonsmønstre enn ved 6-noders elementer, siden det vil være flere formfunksjoner til stede. Benytter man i stedet 6-noders elementer legges det større begrensninger på deformasjonene, og sannsynligheten for feil øker. For elementene med 15 noder foretas numerisk integrasjon i fire Gauss-punkter. I Plaxis 3D er det kun mulig å velge 10-noders teatreader-elementer. Numerisk integrasjon foretas her ved bruk av fire Gauss-punkter.

3.4 Numeriske ligningsløserne

Ved bruk av Plaxis 3D har en et alternativ som ikke er tilgjengelig i Plaxis 2D. I ”numerical control parameters” innad i en fase kan en velge ønsket motor for å gjennomføre de aktuelle beregningene. Valget står mellom ligningsløserne Picos og Pardiso. Picos (Plaxis Iterative Concurrent Solver) er som regel den raskeste metoden for å gjennomføre beregninger. Picos løser ligningssystemet iterativt og parallelt ved bruk av to eller flere prosesseringsenheter (Brinkgreve et al., 2016). Pardiso (Parallel Sparse Direct Solver) er en mer robust løsningsmetode for ligninger, men krever større dataminne. Dette er en tregere løsningsmetode enn Picos. Pardiso løser ligningssystemet direkte og parallelt ved bruk av to eller flere prosesseringsenheter (Brinkgreve et al., 2016).

Picos er satt opp som standardinnstilling i Plaxis 3D. Ved ett tilfelle i denne oppgaven ble derimot Pardiso brukt i stedet, ettersom Plaxis 3D produserte en feilmelding der Picos var årsaken til problemet. Det viste seg at for den aktuelle problemstilling, en utgraving til 4 m med bruk av jordmodellen MC, løste Pardiso problemet mye raskere. Dette er motsatt av det som er oppgitt i Plaxis sine egne manualer. Det er ikke funnet litteratur som kan forklare hvorfor Pardiso løste ligningssystemet raskere enn Picos.

Kapittel 4

Innledende analyser

I dette kapittelet beskrives de mindre komplekse analysene som er gjennomført. Det vil si håndberegninger, bruk av Geosuite excavation og enkle beregninger i Plaxis 2D. Disse metodene sammenlignes deretter med hverandre. I tillegg gjennomgås en sammenligning av Plaxis 2D og en modellering av plan tøyning i Plaxis 3D.

4.1 Håndberegninger

Det er valgt å gjennomføre håndberegninger av en spuntgrop med utgravingsdybde på 4 m. Fotedybden er satt til 2 m. Grunnvannstanden står 2 m under terreng på baksiden av spuntten, mens grunnvannet står i utgravingsnivået foran spuntten. Metoden som har blitt benyttet tilsvarer metoden anbefalt i *Håndbok V220 - Geoteknikk i vegbygging*. Metoden er gjennomgått i delkapittel 2.3.2. Det er antatt en konstant gradient, $i = \frac{\Delta h}{\Delta l}$, for å bestemme poretrykket mot spuntveggen. Beregningene er foretatt på effektivspenningsbasis.

Det horisontale jordtrykket mot spuntveggen ble beregnet med utgangspunkt i Rankine-teori. Jordtrykket, samt det aktive- og det passive momentet, ble beregnet ved sikkerhetsfaktor, F , lik 1,0 og 1,5. Det ble deretter interpolert mellom disse verdiene for å finne ut ved hvilken sikkerhetsfaktor det aktive- og det passive momentet utlignet hverandre. Etter at sikkerhetsfaktoren ble bestemt, ble det korrekte jordtrykket beregnet, slik at aksialkraften i avstiveren ble bestemt. Deretter ble maksimal skjærkraft og maksimalt moment i spuntveggen beregnet. Hele denne prosedyren ble implementert i Excel. Ved å sette inn friksjonsvinkelen, attraksjonen, tyngdetettheten, utgravingsdybden, lengden av spuntveggen og grunnvannstanden kan sikkerhetsfaktoren beregnes. Dette gjøres ved å variere den mobiliserte friksjonsvinkelen til det aktive- og det passive momentet utligner hverandre. Dette gir den korrekte mobiliserte friksjonsvinkelen, og dermed vil sikkerhetsfaktoren være bestemt. Parameterne som er benyttet for håndberegningen er gitt i tabell 4.1.

Sikkerhetsfaktoren mot bunnoppressing kan beregnes ved bruk av ligning 4.1, hentet fra *Håndbok V220 - Geoteknikk i vegbygging*. I ligningen er N_c bæreevnefaktoren, c_u er en representativ

Tabell 4.1: Parametere brukt i innledende analyser

Parameter	Navn	Verdi	Benevning
Tyngdetetthet	γ	20	kN/m^3
Friksjonsvinkel	$\tan\phi$	0,6	–
Attraksjon	a	5	kN/m^2
Ruhet	r	0,7	–
Youngs modul for avlastning	E'_{ur}	10 000	kN/m^2
Terrenglast	q	0	kN/m^2

skjærstyrke i form av middelveidien ned til dybde $2/3B$ under bunnen av spuntgropa, γ er tyngdetettheten, z er gravedybden, q_d er eventuell terrenglast og p_d er dimensjonerende trykk mot bunnen av spuntgropa (Statens Vegvesen, 2014).

$$\gamma_M = \frac{N_c * c_u}{\gamma * z + q_d - p_d} \quad (4.1)$$

4.2 Geosuite excavation

I Geosuite excavation ble det valgt å bruke jordmodellene ESM og ESS, som er beskrevet i delkapittel 3.2.1. Begge modellene er basert på effektivspenninger. Forskjellen mellom de to modellene er at ESS beregner jordtrykkskoeffisientene basert på en gitt friksjonsvinkel, mens ved bruk av ESM må en sette inn jordtrykkskoeffisientene manuelt. Inputparameterne for disse modellene er gitt i tabell B.5 i tillegg B. For at resultatene fra Geosuite excavation skulle være sammenlignbare med resultatene fra håndberegningen, ble det tatt hensyn til sikkerhetsfaktoren som balanserte momentene i håndberegningen. For ESS-modellen ble sikkerhetsfaktoren tatt hensyn til ved å redusere friksjonsvinkelen til en mobilisert friksjonsvinkel, $\tan\rho = \frac{\tan\phi}{F}$. For dette tilfellet er sikkerhetsfaktoren, F , gitt den verdien som ble oppnådd ved håndberegningen. Ved bruk av ESM-modellen ble sikkerhetsfaktoren tatt hensyn til ved at den aktive jordtrykkskoeffisienten og den passive jordtrykkskoeffisienten ble bestemt på bakgrunn av den mobiliserte friksjonsvinkelen.

Fortegnet på ruheten er bestemt fra grunntilfellet for en spuntvegg som beveger seg. Det vil si at jorda på passiv side har en relativ bevegelse oppover i forhold til spuntveggen, mens jorda på aktiv side har en relativ bevegelse nedover i forhold til spuntveggen.

Utgravingen ble foretatt seksjonsvis til henholdsvis 2,5 m og 4 m. Bredden på spuntgropa er satt til 5 m. Etter utgravingen til 2,5 m ble avstivingen på 2 m installert. Den horisontale avstivingen i dybde 2 m ble modellert som en HEB200-stålbjelke. Poretrykket ble etter hver utgraving beregnet på bakgrunn av en antagelse om konstant gradient. Spuntveggen ble modellert som en AZ18-800 spunt. Parameterne for spuntveggen er gitt i tabell B.3 i tillegg B.

4.3 Plaxis 2D

I Plaxis 2D ble kun halve spuntgropa modellert ettersom det er symmetri til stede i alle parametre. Samme seksjonsvise utgraving som i GS excavation ble modellert. I tillegg ble tilsvarende parametre for spuntvegg og avstiving gitt i Plaxis 2D som i GS excavation.

Det er foretatt to enkle analyser i Plaxis 2D. Den første analysen ble gjennomført med den opprinnelige friksjonsvinkelen, $\tan\phi$, slik at resultatene er sammenlignbare med håndberegningene. Den andre analysen ble foretatt ved direkte bruk av den mobiliserte friksjonsvinkel, $\tan\rho = \frac{\tan\phi}{F}$. F ble satt til sikkerhetsfaktoren som ble oppnådd i håndberegningen, 1,31, som ga $\tan\rho = 0,458$, i stedet for den opprinnelige $\tan\phi = 0,60$. På denne måten er resultatene fra Plaxis 2D sammenlignbare med resultatene fra GS excavation. Håndberegningen er sammenlignbar med Plaxis 2D-modellen der $\tan\phi$ brukes som input, mens GS excavation sammenlignes med Plaxis 2D-modellen der $\tan\rho$ brukes som input.

4.4 Resultater innledende analyser

Tabell 4.2 viser sikkerhetsfaktoren mot bunnoppressing som ble beregnet etter anbefalinger gitt i Statens Vegvesen (2014). Bruddtypen som oppsto for analysene i Plaxis 2D var også en bunnoppressing, og det er derfor mulig å sammenligne de to sikkerhetsfaktorene direkte. Sikkerhetsfaktoren mot bunnoppressing, som ble beregnet ved bruk av metoden gitt i Statens Vegvesen (2014), og som er gjengitt i ligning 4.1, ble 41% større enn sikkerhetsfaktoren mot bunnoppressing fra Plaxis 2D. Det betyr at metoden fra *Håndbok V220 - Geoteknikk i vegbygging* produserte en sikkerhetsfaktor som var alt for høy sammenlignet med Plaxis 2D. Fra GS excavation får man ikke ut en tradisjonell sikkerhetsfaktor direkte. Ved å ta hensyn til en eventuell materialfaktor kombinert med mobiliseringsgraden kan en allikevel estimere en tradisjonell sikkerhetsfaktor. For ESM-modellen ble det oppnådd full mobilisering både foran og bak spuntveggen, og det er dermed rimelig å anta at tilstanden er nær brudd. Kombinert med at input-verdiene er basert på en sikkerhetsfaktor på 1,31, vil ESM gi en tradisjonell sikkerhetsfaktor på omtrent 1,31. For ESS-modellen ble det kun oppnådd full mobilisering foran spuntveggen, og sikkerhetsfaktoren vil dermed være noe større enn 1,31. Bruddmønsteret er ikke mulig å bestemme på bakgrunn av GS excavation.

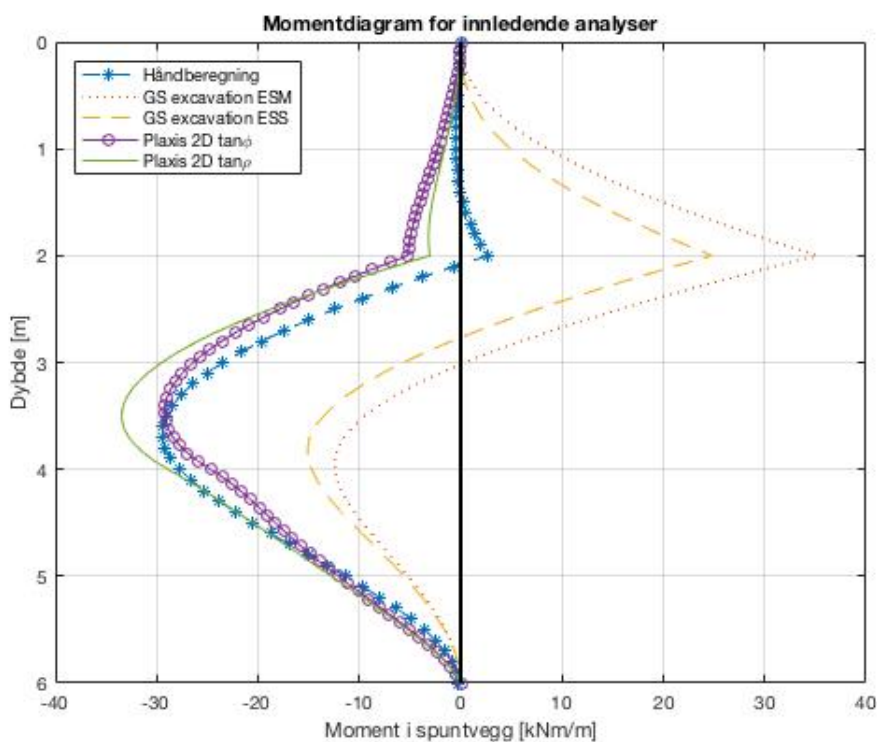
Fra resultatene gitt i figur 4.1, figur 4.2 og tabell 4.3 ser en at håndberegningen gir resultater som er nærmest resultatene fra Plaxis 2D. Formen på momentdiagrammet og skjærkraftdiagrammet har mindre avvik for håndberegninger enn for GS excavation, basert på antagelsen om at Plaxis 2D er nærmest den eksakte løsningen.

Tabell 4.2: Sikkerhetsfaktor mot bunnoppressing fra håndberegning

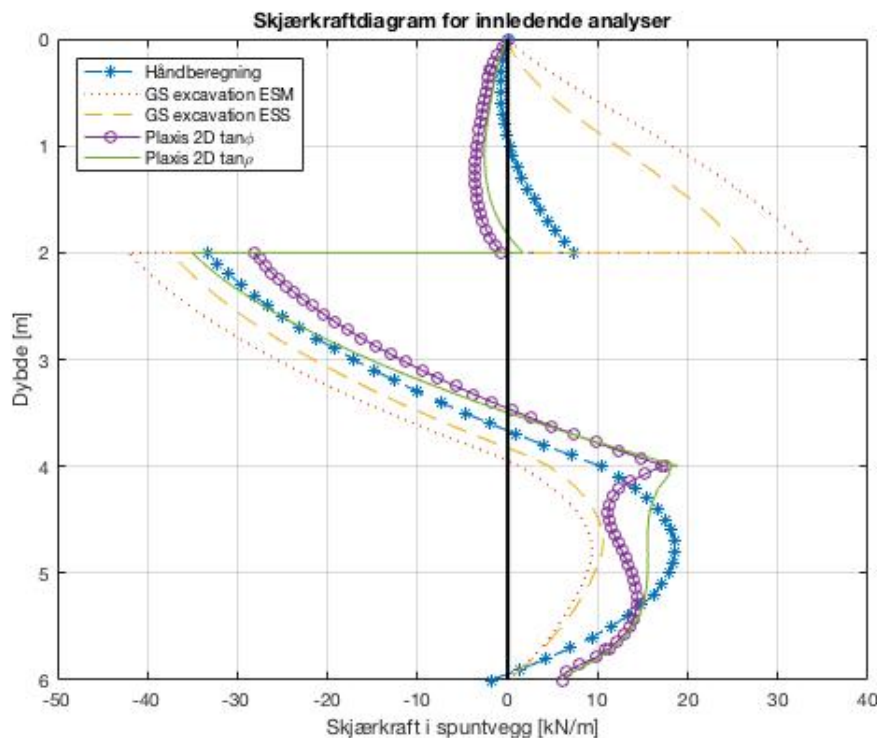
z	c_u	N_c	γ_M
4 m	36 kPa	7,4	3,33

Tabell 4.3: Sammenligning av resultater fra innledende analyser

Beregningstype	Stagkraft	Maksimalt moment	Maksimal skjærkraft	F
Håndberegning, $\tan\phi = 0,6$	40,6 kN/m	29,5 kNm/m	33,3 kN/m	1,31
Geosuite excavation, ESM	75,7 kN/m	35,2 kNm/m	42,1 kN/m	1,31 (K_A/K_P)
Geosuite excavation, ESS	63,7 kN/m	24,8 kNm/m	37,3 kN/m	1,31 ($\tan\phi$)
Plaxis 2D, $\tan\phi = 0,6$	27,5 kN/m	29,2 kNm/m	28,2 kN/m	2,36
Plaxis 2D, $\tan\rho = \frac{\tan\phi}{1,31}$	36,7 kN/m	33,5 kNm/m	35,1 kN/m	2,02



Figur 4.1: Momentdiagram fra innledende analyser



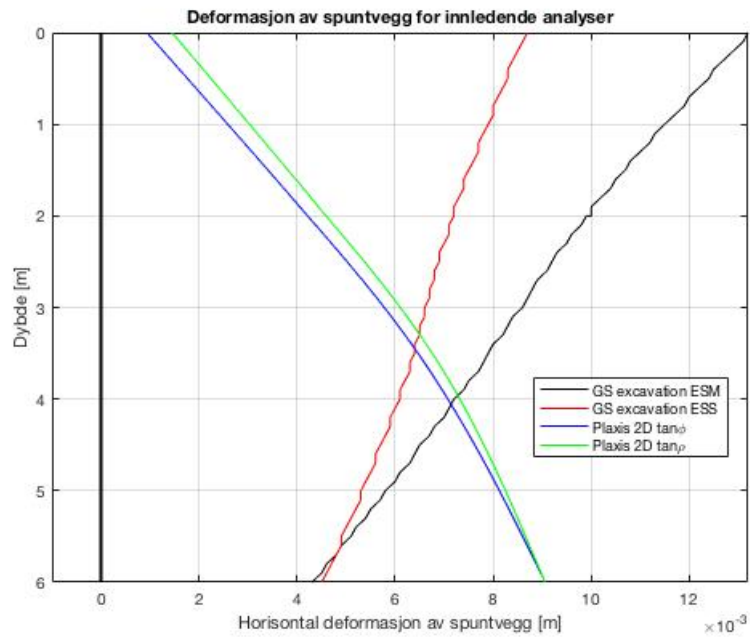
Figur 4.2: Skjærkraftdiagram fra innledende analyser

Ved bruk av GS excavation med jordmodellen ESM, ble det maksimale momentet 5% større enn i Plaxis 2D. For ESS ble det maksimale momentet underestimert med i overkant av 26%. For håndberegningen ble det maksimale momentet 1% større enn for Plaxis 2D. Den maksimale skjærkraften viser seg å bli beregnet nokså godt, både i GS excavation og ved håndberegning. For håndberegningen overestimeres skjærkraften med 18%. Ved bruk av GS excavation overestimeres skjærkraften med 20% og 6% for henholdsvis ESM- og ESS-modellen.

Modellene fra GS excavation viser seg å ta opp en mye større stagkraft enn både Plaxis 2D-modellene og håndberegningen. ESM oppnådde en 106% større stagkraft enn Plaxis 2D, mens ESS oppnådde en 74% større stagkraft enn Plaxis 2D. Håndberegningen gir en stagkraft som er 48% større enn resultatet i Plaxis 2D.

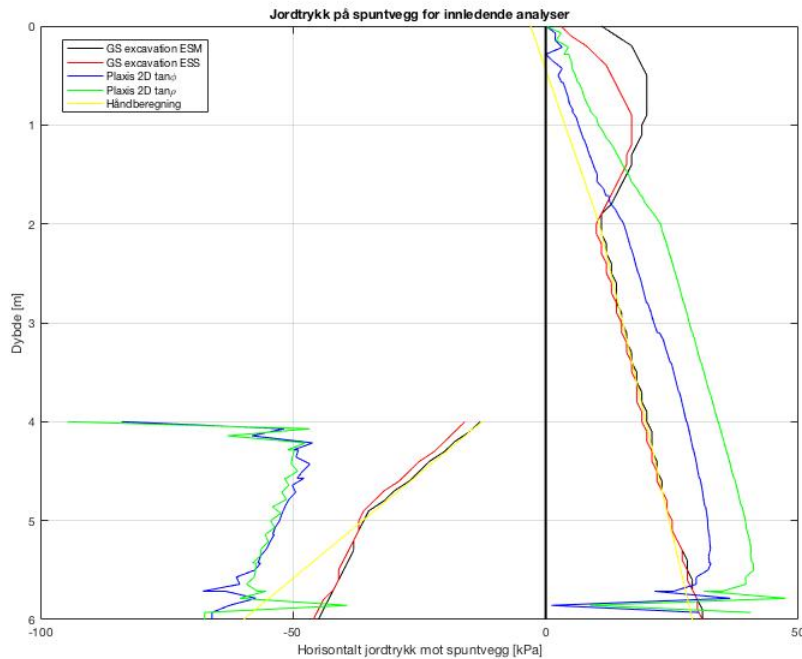
Den horisontale deformasjonen av spuntveggen er gitt i figur 4.3. I GS excavation får hele spuntveggen en stor translasjon som følge av utgravingene. De største forskyvningene, 13 mm for ESM og 9 mm for ESS, oppstår i toppen av spuntveggen for begge tilfellene fra GS excavation, og denne deformasjonen er større enn den maksimale deformasjonen fra Plaxis 2D. I Plaxis 2D blir forskyvningen av spuntveggen begrenset i toppen, mens den maksimale deformasjonen på 9 mm oppstår i bunnen av veggen. Det er ikke beregnet forskyvning av spuntveggen ved bruk av håndberegning.

Jordtrykket for alle de innledende analysene er gitt i figur 4.4. Resultatene som framgår fra håndberegningene representerer det aktive- og det passive jordtrykket. Ved bruk av GS excavation blir de resulterende jordtrykkene tilnærmet like det aktive- og det passive jordtrykket fra



Figur 4.3: Horizontal deformasjon av spuntvegg fra innledende analyser

håndberegningen. Unntakene er for de to øverste meterne på den aktive siden der jordtrykket fra GS excavation blir betydelig større enn det aktive jordtrykket, og for den nederste meteren på den passive siden der jordtrykket fra GS excavation er mindre enn det passive jordtrykket. Fra Plaxis 2D ble både det aktive- og det passive jordtrykket større enn det ble i GS excavation og håndberegningen.



Figur 4.4: Jordtrykk fra innledende analyser

4.5 Diskusjon innledende analyser

Ettersom Plaxis 2D er i stand til å modellere den seksjonsvise utgravingen av jordvolumet vil dette være en bedre tilnærming til virkeligheten enn håndberegningene, som kun tar hensyn til slutttilstanden. I tillegg er det tatt hensyn til spuntveggenes stivhet og stivheten til avstiveren i Plaxis 2D, som ikke gjøres ved håndberegninger. Ved å benytte håndberegninger tar man heller ikke hensyn til bredden av utgravingen. GS excavation tar hensyn til seksjonsvis utgraving, bredden på utgravingen og de ulike stivhetene til konstruksjonsdelene. Ettersom stivheten til jorda er representert ved bruk av fjærstivheter i GS excavation, vil man for de fleste tilfeller ha et større avvik fra jordas oppførsel i virkeligheten ved bruk av GS excavation enn ved bruk Plaxis 2D. I tillegg modelleres spuntveggen som lineært elastiske bjelkeelementer i GS excavation, mens spuntveggen modelleres som en elastisk plate i Plaxis 2D.

Det er ved sammenligning av resultatene antatt at Plaxis 2D er beregningsprogrammet som gjensker virkeligheten best. Det er ikke sikkert at dette er tilfellet, ettersom det er brukt jordmodellen Mohr-Coulomb. Denne jordmodellen har kun én stivhetsmodul, og kan dermed ikke skille mellom pålasting og avlasting/rebelastning. Ved modellering av utgravinger hos rådgivende ingeniører ville ikke denne jordmodellen ha blitt benyttet på grunn av disse klare svakhetene. Ved bruk av avanserte jordmodeller som tar hensyn til variasjon i stivhet og styrke er det nærliggende å tro at Plaxis 2D produserer resultater som er nær virkeligheten. Dersom man analyserer et problem som kun består av avlastning kan stivheten som brukes settes lik stivheten for avlastning, både i Plaxis 2D og i GS excavation. På denne måten vil en oppnå resultater som beskriver virkeligheten på en best mulig måte for enkle jordmodeller. Hvis den aktuelle problemstillingen

blir mer komplisert og består av både pålasting og avlasting, vil analysene fra GS excavation ha dårligere kvalitet. Det er derfor bedre å benytte Plaxis 2D med mer omfattende jordmodeller for mer kompliserte tilfeller.

Det viser seg at for dimensjonering av staget, basert på stagkraften som har blitt oppnådd fra de forskjellige analysene, er både håndberegningen og GS excavation svært konservative sammenlignet med Plaxis 2D. Dette er allikevel et bedre resultat enn det som ble oppnådd for det maksimale momentet for jordmodellen ESS, ettersom denne ga et mindre maksimalt moment i spuntveggen enn Plaxis 2D. Siden sikkerhetsfaktoren er større i Plaxis 2D enn i GS excavation, er det grunn til å tro at en mindre del av jordvolumet er plastifisert etter endt utgraving i Plaxis 2D enn i GS excavation. Dermed vil jorda kunne ta opp mer spenninger i Plaxis 2D, som igjen fører til at stagkraften forblir mindre enn i GS excavation og håndberegningen.

Deformasjonen som oppstår i GS excavation viser seg å være størst i toppen av spuntveggen. Dette deformasjonsmønsteret vil mest sannsynlig ikke oppstå ettersom avstivingen i dybde 2 m vil begrense forskyvningen i den øvre delen av veggen. Årsaken til denne deformasjonen er trolig at stivheten til jorda er så lav at forskyvningen ikke begrenses i toppen. Et mer realistisk deformasjonsmønster oppstår ved bruk av Plaxis 2D, der deformasjonen i toppen av spuntveggen er minst, som følge av avstivingen i dybde 2 m.

Jordtrykket fra GS excavation har to betydelige avvik fra den aktive- og den passive grenseverdien, som er oppnådd ved bruk av håndberegning. På den aktive siden er jordtrykket fra GS excavation større enn det aktive jordtrykket fra håndberegningen for de to øverste meterne. I og med at jordtrykket er på aktiv side skal det i teorien være mindre enn hviletrykket. Dette er ikke tilfellet, og det er derfor rimelig å anta at det har skjedd en feil, enten i beregningene eller i input. En eventuell feil har ikke blitt funnet. Avviket på den nederste meteren av spuntveggen på den passive siden, skyldes at forskyvningen av spuntveggen ikke er stor nok til å oppnå et fullt mobilisert jordtrykk. Resultatene fra Plaxis 2D viser at jordtrykket er større enn grensetilstandene. Øverst på den passive siden blir jordtrykket fra Plaxis 2D over dobbelt så stort som det passive jordtrykket fra håndberegningen, men dette er trolig et resultat av numeriske problemer. I bunnen av spuntveggen ser det også ut til å være numeriske problemer i Plaxis 2D, både for den aktive- og den passive siden. At jordtrykket fra Plaxis 2D overgår de teoretiske verdiene for alle dybder skyldes trolig numeriske tilnærminger.

Håndberegninger kan benyttes som en innledende undersøkelse av enkle problemer. Å gjennomføre fullstendige analyser ved bruk av håndberegninger er så tidkrevende at det ikke er hensiktsmessig for rådgivende ingeniører innen geoteknikk, men hele prosessen kan forenkles betydelig ved å lage et regneark som tar inn jordparametere som input. Ettersom det ikke tas hensyn til parametere i tilknytning til spuntveggen ved håndberegninger, vil denne metoden aldri kunne erstatte de mer komplekse metodene i et prosjekt.

For vertikale utgravinger i horisontale jordprofiler ser GS excavation, med jordmodellen ESM, ut til å produsere resultater som ligger nært resultatene oppnådd i Plaxis 2D. Ved bruk av jordmodellen ESS blir det maksimale momentet mindre enn det maksimale momentet fra Plaxis 2D. Dette kan være kritisk dersom momentet skal benyttes videre i en dimensjoneringsprosess.

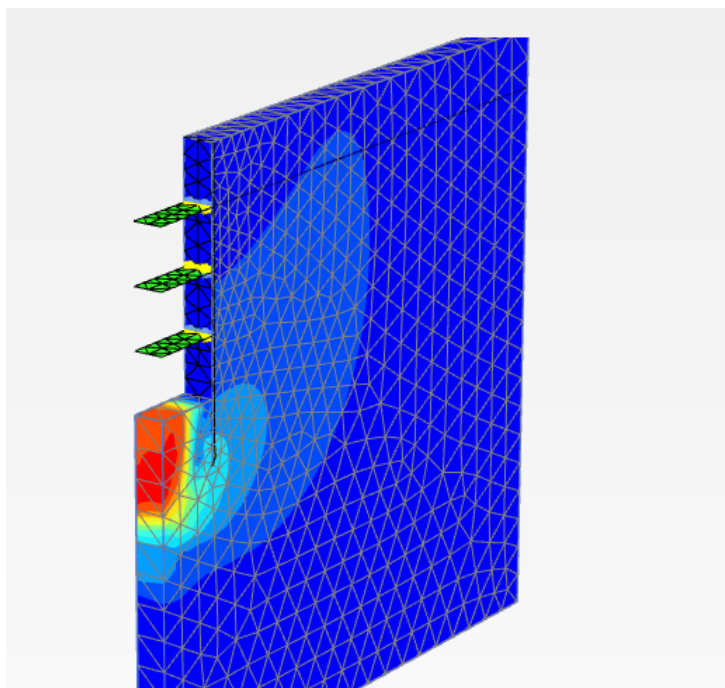
Plaxis 2D er et fordelaktig beregningsprogram å benytte for spuntberegninger. Årsaken til dette er at tiden det tar å modellere og analysere et problem av denne typen i Plaxis 2D, generelt er kort nok til at det blir lønnsomt for rådgivende ingeniørbedrifter. I tillegg kan mer omfattende jordmodeller, samt kompliserte geometrier, benyttes for å modellere komplekse prosjekter.

4.6 Plan tøyning i Plaxis 3D

For å kunne ta hensyn til ulike elementtyper, elementstørrelser og elementplasseringer mellom Plaxis 2D og Plaxis 3D, er det valgt å simulere plan tøyning ved bruk av Plaxis 3D. Forskjellene i sikkerhetsfaktor, forskjellene i maksimal stagkraft og forskjellene i den maksimale horisontale deformasjonen av spuntveggen mellom Plaxis 2D og Plaxis 3D ble dokumentert. Resultatene som ble oppnådd blir senere brukt til å justere den endelige sikkerhetsfaktoren, den maksimale stagkraften og den endelige deformasjonen av spuntveggen i Plaxis 3D for de reelle spuntgropene.

For å modellere plan tøyning i Plaxis 3D ble det laget en modell med lengde 1 m. Bredden på jordvolumet ble justert for hvert enkelt tilfelle, slik at randbetingelsene ikke skulle ha påvirkning på bruddmekanismen. Avstivingen, som i Plaxis 2D er modellert som ankere med fastholdt endepunkt, ble modellert som plater i Plaxis 3D. Årsaken til at det ble brukt plater er at disse vil gi en kontinuerlig avstivning for hele modellen, lignende det som er tilfellet i Plaxis 2D. Platene ble gitt samme aksialstivhet som ankrene i Plaxis 2D, mens bøyestivheten til platene ble satt til en tilstrekkelig høy verdi slik at nedbøyningen av platene ble ubetydelig. For at momentet fra spuntveggen ikke skulle overføres til platene ble det satt inn leddede forbindelser mellom spuntveggen og platen som stivet av systemet. Alle render av modellene ble fastholdt normalt på jordvolumet, med unntak av bunnflaten som var fullstendig fastholdt. Det ble totalt gjennomført 12 ulike simuleringer av plan tøyning i Plaxis 3D. Simuleringene ble gjennomført ved bruk av fire ulike jordmaterialer, og tre ulike utgravingsdybder, med tilhørende avstivninger. I Plaxis 2D ble det benyttet et fint mesh for alle modellene. I Plaxis 3D ble det først brukt et grovt mesh for jordvolumet langt unna spuntveggen, mens volumet som omkranset bruddsonen ble gitt en reduksjonsfaktor for mesh-størrelsen på 0,3. Dette viste seg å være nødvendig for å oppnå en troverdig sikkerhetsfaktor. Det viste seg derimot senere at dette ikke var tilstrekkelig for å oppnå gode resultater for de fullstendige modellene i Plaxis 3D. Etersom justeringsfaktoren mellom Plaxis 2D og Plaxis 3D avhenger av mesh-størrelsen, ble plan tøyning derfor beregnet på nytt i Plaxis 3D ved bruk av et medium mesh med reduksjonsfaktor på 0,2. Det er resultatene fra disse analysene som benyttes til å justere resultatene for de fullstendige analysene senere i oppgaven. Modellen for plan tøyning i Plaxis 3D, for en utgraving på 8 m plottet med inkrementell forskyvning, er vist i figur 4.5. Figuren viser den inkrementelle deformasjonen etter utgraving til dybde 8 m.

Analysene som simulerte plan tøyning i Plaxis 3D ga ingen entydig konvergens med tanke på sikkerhetsfaktor. Det er derfor valgt å benytte den maksimale, oppadrettede deformasjonen av bunnen av spuntgropa ved første konvergens i Plaxis 2D som en tilnærming. Sikkerhetsfaktoren



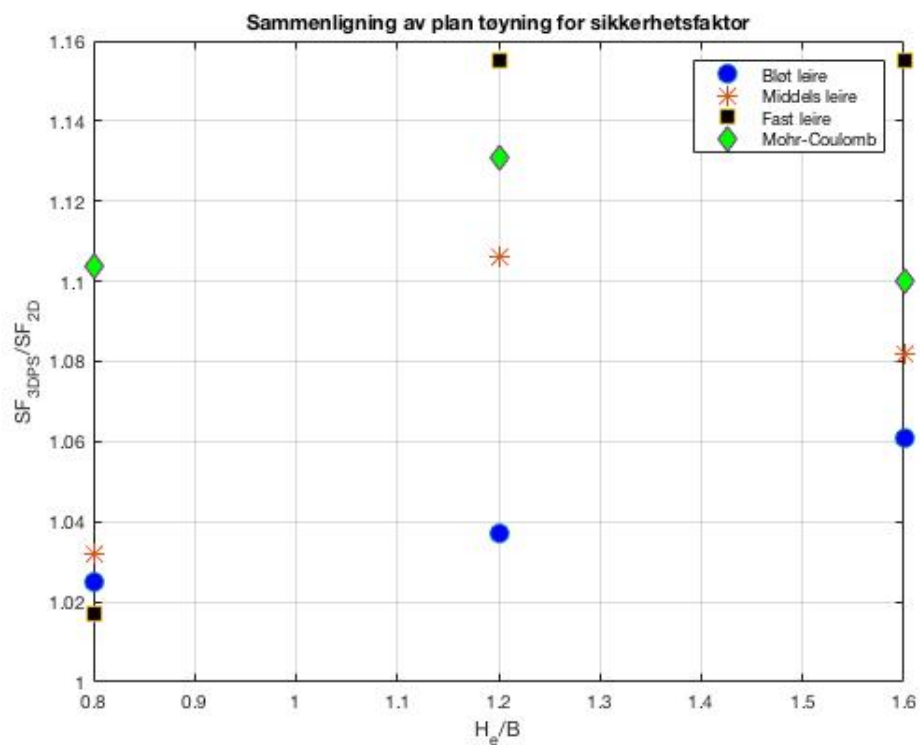
Figur 4.5: Modell for beregning av plan tøyning i Plaxis 3D

fra Plaxis 3D bestemmes altså ved samme grad av bunnoppressing som i Plaxis 2D. Dette er ikke nødvendigvis helt korrekt, men anses som å være en god tilnærming. Metoden for avlesing er vist i diskusjonen av resultater i kapittel 7. Resultatene for sikkerhetsfaktoren fra analysene med plan tøyning er vist i tabell 4.4 og figur 4.6.

Fra figur 4.6 ser en at det er for H_e/B lik 1,2 det er størst forskjeller mellom sikkerhetsfaktoren fra Plaxis 2D og Plaxis 3D. Dette er tilfellet for alle de fire materialene. Figuren viser tydelig at sikkerhetsfaktoren overestimeres i Plaxis 3D sammenlignet med Plaxis 2D for alle tilfeller. Årsaken til dette er trolig ulikheten i elementtype og elementstørrelse. Som tidligere nevnt er mesh-størrelsen i Plaxis 3D redusert med en faktor på 0,2 i området rundt den plastiske brudd-

Tabell 4.4: Sikkerhetsfaktor i plan tøyning

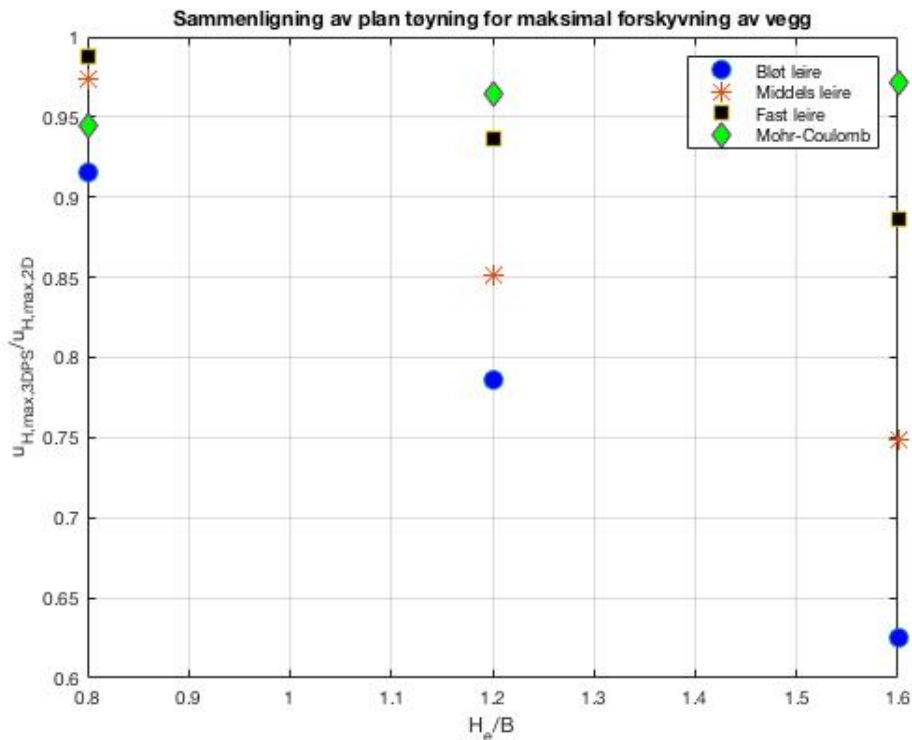
H_e/B	Materiale	Def. ved konvergens i 2D	F_{2D}	F_{3D}	F_{3D}/F_{2D}
0,8	Bløt leire	0,30 m	1,624	1,665	1,025
0,8	Middels leire	0,30 m	2,171	2,240	1,032
0,8	Fast leire	0,25 m	2,980	3,030	1,017
0,8	Mohr-Coulomb	0,50 m	1,445	1,595	1,104
1,2	Bløt leire	0,30 m	1,534	1,590	1,037
1,2	Middels leire	0,30 m	1,980	2,190	1,106
1,2	Fast leire	0,20 m	2,510	2,900	1,155
1,2	Mohr-Coulomb	4,00 m	2,015	2,278	1,131
1,6	Bløt leire	0,40 m	1,225	1,300	1,061
1,6	Middels leire	0,30 m	1,557	1,685	1,082
1,6	Fast leire	1,00 m	2,005	2,315	1,155
1,6	Mohr-Coulomb	6,00 m	1,835	2,018	1,100



Figur 4.6: Overestimering av sikkerhetsfaktor for plan tøyning i Plaxis 3D

Tabell 4.5: Maksimal deformasjon av spuntvegg i plan tøyning

H_e/B	Materiale	$u_{Max,2D}[mm]$	$u_{Max,3D}[mm]$	$u_{Max,3D}/u_{Max,2D}$
0,8	Bløt leire	9,4	8,6	0,915
0,8	Middels leire	4,0	3,9	0,974
0,8	Fast leire	2,6	2,6	0,988
0,8	Mohr-Coulomb	96,4	91,1	0,945
1,2	Bløt leire	17,3	13,6	0,786
1,2	Middels leire	6,7	5,7	0,851
1,2	Fast leire	4,6	4,3	0,936
1,2	Mohr-Coulomb	117,0	112,9	0,965
1,6	Bløt leire	45,0	28,1	0,625
1,6	Middels leire	11,0	8,2	0,749
1,6	Fast leire	7,6	6,7	0,886
1,6	Mohr-Coulomb	152,0	147,6	0,971



Figur 4.7: Maksimal deformasjon av spuntvegg for plan tøyning, forhold mellom Plaxis 3D og Plaxis 2D

sonen. Siden dette vil gi et finere mesh enn i Plaxis 2D, vil mest sannsynlig reduksjonen være med på å minske forskjellene mellom sikkerhetsfaktorene. Grunnen til dette er at et finere mesh gir mer rom for bevegelse, som igjen gjør det lettere å gjenskape det plastiske bruddmønsteret.

Figur 4.7 viser forholdet mellom den maksimale forskyvningen av spuntveggen for plan tøyning i Plaxis 3D og den maksimale forskyvningen av spuntveggen fra Plaxis 2D. Resultatene er oppsummert i tabell 4.5. Det er tydelig at deformasjonen i Plaxis 3D underestimeres mer for svake materialer, samt for dypere utgravinger. Ved utgraving til 8 m i bløt leire ble den maksimale deformasjonen av spuntveggen i Plaxis 3D kun 62,5% av den maksimale deformasjonen av spuntveggen i Plaxis 2D. Årsaken til dette er forskjeller i elementtyper, 15-noders elementer i Plaxis 2D og 10-noders elementer i Plaxis 3D, samt forskjellen i mesh-størrelse. Ved bruk av samme mesh-størrelse bør resultatene fra Plaxis 2D og Plaxis 3D være tilnærmet like hverandre, men dette er ikke undersøkt i denne oppgaven.

Tabell 4.6 viser forskjellene med tanke på den maksimale stagkraften for Plaxis 2D og for plan tøyning simulert i Plaxis 3D. Resultatene er plottet i figur 4.8. Ettersom stagkreftene er et direkte resultat av det aktive jordtrykket, vil størrelsen på stagkreftene være avhengig av forskyvningen til spuntveggen. Det er derfor nærliggende å tro at variasjonene mellom Plaxis 2D og Plaxis 3D følger samme mønster for den maksimale forskyvningen av spuntveggen og for den maksimale stagkraften. Dette viser seg å ikke være tilfellet, siden forskjellene blir større med tanke på deformasjonen av spuntveggen, desto svakere jorda er og desto dypere utgravingen er. Forskjellene mellom Plaxis 2D og Plaxis 3D med tanke på den maksimale stagkraften følger ikke

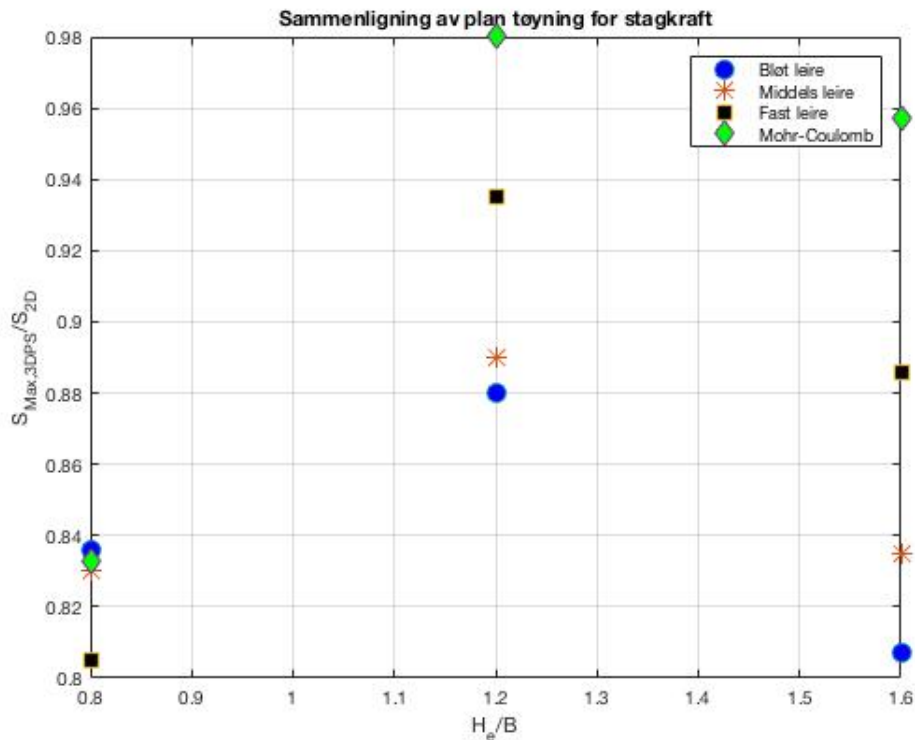
Tabell 4.6: Forskjell i maksimal stagkraft for plan tøyning

H_e/B	Materiale	$S_{Max,2D}[kN]$	$S_{Max,3D}[kN]$	$S_{Max,3D}/S_{Max,2D}$
0,8	Bløt leire	50,5	42,2	0,836
0,8	Middels leire	41,9	34,8	0,830
0,8	Fast leire	34,9	28,1	0,805
0,8	Mohr-Coulomb	63,5	52,9	0,833
1,2	Bløt leire	169,4	149,2	0,880
1,2	Middels leire	89,4	79,5	0,890
1,2	Fast leire	56,3	52,7	0,935
1,2	Mohr-Coulomb	250,5	245,6	0,980
1,6	Bløt leire	382,0	308,3	0,807
1,6	Middels leire	168,5	140,7	0,835
1,6	Fast leire	95,0	84,1	0,886
1,6	Mohr-Coulomb	307,7	294,4	0,957

et bestemt mønster.

Resultatene som er oppnådd ved å analysere plan tøyning i Plaxis 3D skal senere benyttes til å justere sikkerhetsfaktorene og deformasjonene i spuntveggene som kommer fram av den fullstendige analysen av de ulike spuntgropene. På denne måten tas det hensyn til de ulike elementformuleringene i Plaxis 2D og Plaxis 3D, samt de ulike mesh-størrelsene som er valgt.

Forskjellene mellom resultatene fra Plaxis 2D og Plaxis 3D viser seg å være betydelige. Ved simulering av plan tøyning i Plaxis 3D skulle man tro at man ville oppnå tilnærmet de samme resultatene som for Plaxis 2D, men dette viser seg å ikke være tilfellet. Deler av forskjellen skyldes forskjellen i mesh-størrelse, ettersom det har blitt benyttet en reduksjonsfaktor i Plaxis 3D og ikke i Plaxis 2D. De resterende forskjellene må skyldes på de ulike elementene i de to beregningsprogrammene. For de tre parameterne som er undersøkt ved å simulere plan tøyning i Plaxis 3D, viser det seg at jordmodellen Mohr-Coulomb generelt gir lavest avvik mellom programmene.



Figur 4.8: Maksimal stagkraft for plan tøyning, forhold mellom Plaxis 3D og Plaxis 2D

4.7 Konvergensdokumentasjon

For simuleringene av plan tøyning i Plaxis 3D ble det først benyttet et grovt mesh med en reduksjonsfaktor på 0,3 i området der den forventede bruddmekanismen befant seg. Denne tilnærmingen viste seg å være tilstrekkelig for å bestemme sikkerhetsfaktoren for alle tilfellene. Et fåtall av simuleringene av plan tøyning i Plaxis 3D produserte svært ujevne kurver for sikkerhetsfaktoren, og det ble derfor forsøkt et grovt mesh med reduksjonsfaktor på 0,2 i stedet for 0,3. Dette ga naturlig nok et finere mesh i bruddsonen, men det jevnet ikke ut kurvene nevneverdig, til tross for en tilnærmet fordoblet beregningstid. Ettersom det senere ble bestemt at de fullstendige analysene skulle gjennomføres ved bruk av et medium mesh med reduksjonsfaktor på 0,2, ble også denne mesh-typen benyttet for simulering av plan tøyning i Plaxis 3D.

Ved beregning av de mer komplekse modellene, der hele spuntgroper modelleres, ble det benyttet et medium mesh med en reduksjonsfaktor på 0,2. Årsaken til dette var at det opprinnelige, grove meshet med reduksjonsfaktor 0,3 ikke ga tilstrekkelig konvergens av sikkerhetsfaktoren. Denne forfiningen av meshet ble ansett å være nødvendig for å oppnå gode nok resultater, selv om beregningstiden for hver enkelt modell ble opp mot 4-5 timer. For enkelte av spuntgroperne var ikke forfiningen av meshet tilstrekkelig for å oppnå konvergens. Løsningen ble derfor å justere opp det maksimale antallet steg innad i sikkerhetsfaktor-fasen, slik at bunnoppressingen i spuntgrope ble stor nok til at det var rimelig å anta at jordvolumet hadde gått til brudd.

Dersom en skal benytte Plaxis 3D for å analysere større problemstillinger er beregningstid en

særdeles viktig faktor. For å oppnå best mulig nøyaktighet skal meshet aller helst være så fint som mulig, men jo finere meshet er desto lenger blir beregningstiden. Å finne en optimalisert kombinasjon av mesh-størrelse og beregningstid er en vanskelig oppgave, men det er også en svært viktig oppgave. Dersom en greier å benytte et så grovt mesh som mulig, som fortsatt tilfredsstillende kravene om en viss nøyaktighet, kan man spare flere timer på analysen av hvert prosjekt. Prosessen med å velge ut det mest optimale meshet for et gitt formål vil være erfaringsbasert, som tilsier at beregningstiden mest sannsynlig vil være mindre for en person med stor erfaring innen FEM-verktøy.

Kapittel 5

Modellering og analyse

I dette kapittelet beskrives de mer komplekse analysene som har blitt gjennomført. Det vil si analyser av fullstendige spuntgroper i Plaxis 2D og Plaxis 3D, med mer omfattende jordmodeller.

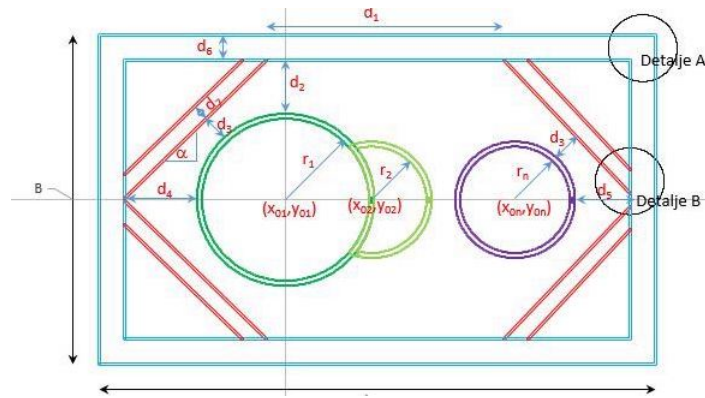
5.1 Generelt

Geometrien til spuntgropa som var utgangspunktet for denne oppgaven er fra et reelt prosjekt gitt av Multiconsult. Det er valgt å variere både geometri, utgravingsdybde og jordmateriale. Selve utformingen av spuntgropene, og dermed også avstivningssystemet, følger samme prinsipp som den opprinnelige spuntgropa. En plantegning av denne spuntgropa er gitt i figur 5.1, mens avstivningssystemet er vist i figur 5.2 og figur 5.3. Det er ikke valgt å benytte den eksakte geometrien til den opprinnelige spuntgropa videre i prosjektet.

I de gjennomførte analysene ble lengden av spuntgropa variert fra 5 m til 15 m, med intervaller på 2,5 m. Bredden ble holdt konstant på 5 m. Utgravingsdybden varierte fra 4 m til 8 m, med intervaller på 2 m. Det vil si at det ble analysert fem ulike lengder på spuntgropa, og for hver av disse lengdene ble det benyttet tre ulike utgravingsdybder. I tillegg ble alle analysene gjennomført med fire ulike jordmaterialer.

Spuntveggen, som var av typen AZ18-800, hadde en lengde som varierte fra 5 m til 12 m. Forlengelsen av spuntveggen ble bestemt slik at sikkerhetsfaktoren fra Plaxis 2D ble mest mulig realistisk med hensyn til de kravene som foreligger fra myndighetene. Det er med andre ord forsøkt å holde verdien av sikkerhetsfaktoren så lav som mulig, og fortsatt være innenfor de gitte kravene. Fotdybden for de ulike utgravingsdybdene er gitt i tabell B.2 i tillegg B.

Hjørneavstiverne står med 45° i forhold til spuntveggene, og treffer veggene 2,5 m fra hjørnene. For spuntgropene som har både lengde og bredde lik 5 m treffer avstiverne spuntveggen 2 m fra hjørnene for å ikke skape en fullstendig stiv kasse. Oversikt over alle spuntgropene er gitt i figur D.1-D.5 i tillegg D. Hjørneavstiverne består av HEB-200 stålbjelker, mens putene består



Figur 5.1: Plantegning av spuntgrop gitt av Multiconsult

av HEB-450 stålbjelker.

Alle stagrader i spuntkonstruksjoner dimensjoneres etter den maksimale stagkraften som oppstår i systemet. Dette fører til at både designet av spuntgropa, bestilling av de aktuelle avstiverne og bygging av spuntgropa blir forenklet. Det vil i tillegg føre til mindre sannsynlighet for feil i alle prosessene. Ved design benyttes kun den største kraften, og det vil dermed ikke være nødvendig å holde styr på størrelsen på kreftene i alle avstivere. Med tanke på bestilling vil det være enklere å bestille flere bjelker av samme størrelse enn mange ulike typer, og i byggefasen garanteres det at bjelker med riktig tverrsnitt settes på riktig plass.

I Plaxis 2D kreves det input på en senteravstand mellom avstivingene. Denne senteravstanden tilsvarer halvparten av spennet mellom to avstivere på langsiden, pluss halvparten av spennet mellom avstiveren og hjørnet av spuntgropa. Ved å benytte denne senteravstanden antas det at hjørnet av spuntgropa, der to spuntvegger møtes, har tilstrekkelig stivhet til å ta opp et visst jordtrykk både på langsiden og på kortsiden. Jordtrykket hvert hjørne må ta opp stammer fra halve avstanden mellom hjørnet og punktet der hjørneavstiveren møter spuntveggen.



Figur 5.2: Spuntgrop med innvendig avstiving



Figur 5.3: Detaljert oversikt over avstivingsystem

5.2 Jordmaterialer

Det er benyttet tre ulike typer leirer, som alle tre er tilegnet parametere for bruk av jordmodellen NGI-ADP. Parameterne til leirene er basert på ”Onsøy leire”, ”Berg leire” og ”Eidsvoll leire” fra Long og Donohue (2010). Disse leirene omtales videre i oppgaven som henholdsvis bløt-, middels- og fast leire. Først ble G_{max} beregnet fra skjærhastigheten og densiteten til de ulike leirene. Deretter ble det antatt at G_{ur} var omtrent halvparten av G_{max} . Parameterne som dannet grunnlaget for input på jordmaterialene i Plaxis er gitt i tabell 5.1. De tre leirene har alle blitt analysert ved bruk av alternativet ”Undrained (C)” i Plaxis. Det er i tillegg gjennomført analyser ved bruk av jordmodellen Mohr-Coulomb.

For både Plaxis 2D og Plaxis 3D er det valgt å benytte jordmaterialer med $R_{inter} = 1$. Årsaken til dette valget er at skjærstivheten er avhengig av ruheten opphøyd i andre, mens skjærstyrken er avhengig av ruheten av første grad (Brinkgreve et al., 2016). Det vil si at en R_{inter} mindre enn én vil redusere skjærstivheten betraktelig. For å beholde skjærstivheten og samtidig redusere skjærstyrken langs ”interfacen” er det benyttet et materiale med redusert skjærstyrke, $s_u = 0,7 * s_{u,opprinnelig}$, langs hver ”interface”. Dette materialet har blitt lagt til ”interfacen” ved bruk av kommandoen ”custom” i materialvalget. For bestemmelse av de initielle spenningene er Jaky sin formel, $K_0 = 1 - \sin(\phi)$, benyttet.

Alle parameterne som er brukt for jordmaterialene er gjengitt i tabell B.6 og tabell B.7 i tillegg B. Parameterne for spuntveggen er gitt av produsenten ”Skyline Steel”, og er gjengitt i tabell B.3 i tillegg B. Det er valgt å se bort fra påvirkning fra vannstrømning ved å la grunnvannstanden til enhver tid stå i bunnen av byggegropa. På baksiden av spuntveggen står grunnvannstanden fast i dybde 2 m. Det er ikke påsatt terenglast i beregningsmodellene.

Tabell 5.1: Parametere for de ulike leirene fra Long og Donohue (2010)

	Bløt Onsøy leire	Middels Berg leire	Fast Eidsvoll leire
ρ	1635 kg/m ³	2000 kg/m ³	1950 kg/m ³
V_S	100 m/s	150 m/s	200 m/s
s_u^A	25 kPa	35 kPa	50 kPa
G_{max}	16350 kPa	45000 kPa	59700 kPa

5.3 Faser i Plaxis

Byggeprosessen er simulert så nær virkeligheten som mulig ved å dele opp hele prosessen i ulike faser. Fasene for en spuntgrop med avstiving i tre nivåer er som følger:

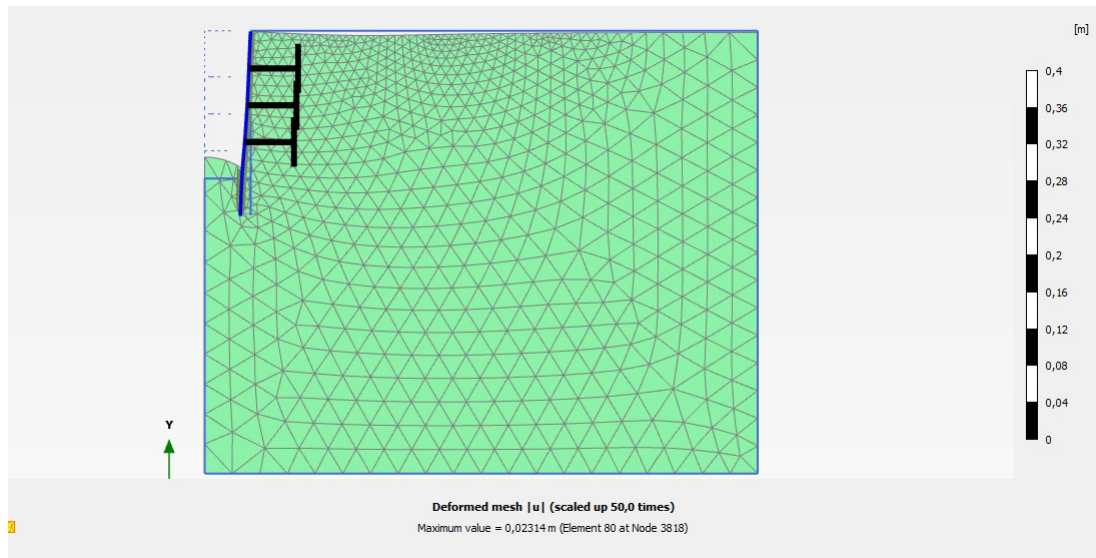
1. Generering av initielle spenninger
2. Installasjon av spuntprofil (spuntinstallasjon)
3. Utgraving til dybde 2,5 m med senking av grunnvann fra 2 m til 2,5 m inne i utgravingen (1.utgraving)
4. Installasjon av avstiving i dybde 2 m (1.avstiving)
5. Utgraving til dybde 4,5 m med tilhørende senking av grunnvann inne i utgraving (2.utgraving)
6. Installasjon av avstiving i dybde 4 m (2.avstiving)
7. Utgraving til dybde 6,5 m med tilhørende senking av grunnvann inne i utgravingen (3.utgraving)
8. Installasjon av avstiving i dybde 6 m (3.avstiving)
9. Utgraving til endelig dybde, 8 m, med tilhørende senking av grunnvann inne i utgravingen (4.utgraving)
10. Fase med beregning av sikkerhetsfaktor (SF)

For spuntgroper med et annet antall avstivinger vil utgravingsprosessen følge samme prosedyre, inntil det ønskede utgravingsnivået er nådd.

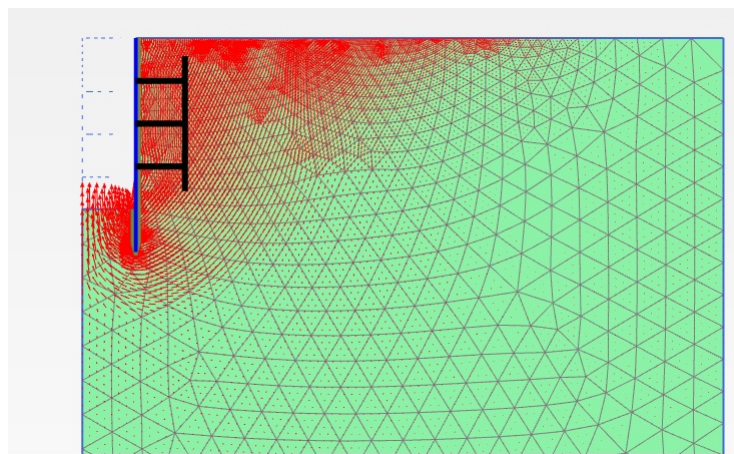
5.4 Modellering i Plaxis 2D

Totalt er det gjennomført analyser for 48 ulike modeller ved bruk av Plaxis 2D. Det er benyttet utgravingsdybder på 4 m, 6 m og 8 m. For hver dybde er det gjennomført analyser ved bruk av alle de fire jordmaterialene. Disse materialene er tre leirer med NGI-ADP jordmodellen, samt et enkelt MC-materiale. Ettersom senteravstanden mellom avstivningene er ulike for spuntgropene har det resultert i et stort antall analyser. Spuntgropene med lengde 10 m og 15 m har samme senteravstand, og dermed blir analysene av disse geometriene helt like i Plaxis 2D.

Innvendig avstiving modelleres som faste ankere i dybde 2 m, 4 m og 6 m, avhengig av den endelige utgravingsdybden. Senteravstanden for ankrene varierer fra 1,67 m for den minste spuntgropa og opp til 3,75 m for den største spuntgropa. Senteravstanden tilsvarer halvparten av avstanden mellom avstivingen og hjørnet av spuntgropa, pluss halvparten av avstanden mellom to ulike avstivinger på langsiden. Både det maksimale momentet i spuntveggen, normalkraften



Figur 5.4: Modell fra Plaxis 2D



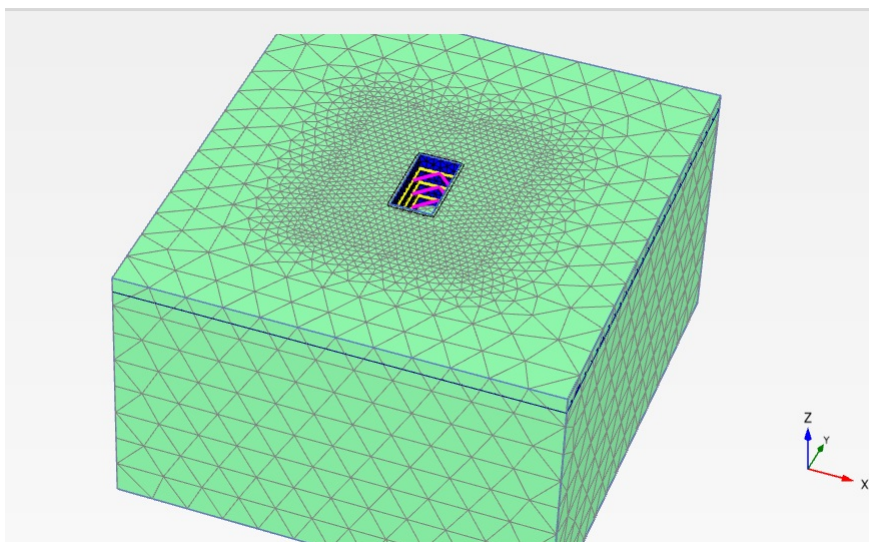
Figur 5.5: Bunnoppressing i Plaxis 2D

i avstiverne og ulike deformasjoner vil være avhengig av senteravstanden til avstiverne. Det er dermed nødvendig å gjennomføre analyser for alle de ulike senteravstandene.

Det er valgt å benytte ”fine” mesh ettersom dette har vist seg å gi tilstrekkelig stor nøyaktighet for å oppnå konvergens, samtidig som resultatene kan forventes å være av høy kvalitet for dette meshet. Det dannes et tydelig bruddmønster ved bruk av denne mesh-størrelsen. Figur 5.4 viser modellen for spuntgropa med utgravingsdybde på 8 m. Det typiske bruddmønsteret i Plaxis 2D er bunnoppressing. Dette er illustrert ved bruk av inkrementell forskyvning i figur 5.5.

5.5 Modellering i Plaxis 3D

I Plaxis 3D er spuntgropa med den innvendige avstivingen modellert i sin helhet. Det er foretatt analyser for 60 ulike modeller i Plaxis 3D, slik at alle variasjoner av geometri, utgravingsdybde



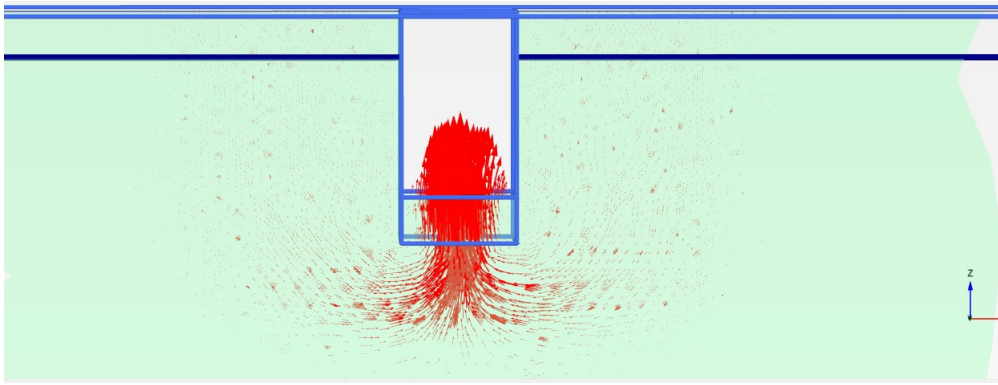
Figur 5.6: Modell fra Plaxis 3D

og materialer er tatt hensyn til. Ettersom hver enkelt analyse tok opptil 4-5 timer, ble det laget en Batch-fil slik at oppstarten av analysene ble automatisert. Batch-filen åpnet prosjekter som var klare til analyse, gjennomførte analysene og lagret resultatene. Denne prosessen ble gjentatt for alle de 60 ulike modellene i Plaxis 3D.

De ulike parameterne for spuntveggen er beregnet etter formlene i kapittel 3.2.3, og er gjengitt i tabell B.4 i tillegg B. Stivheten langs med lengderetningen til spuntveggen er satt tilnærmet lik null, slik at det tas hensyn til eventuelle svakheter i sveising i hjørnene. I tillegg vil ikke putene ta opp en betydelig mengde krefter dersom stivheten i lengderetningen av spuntveggen bestemmes på bakgrunn av verdiene fra spuntprodusenten, og putene vil dermed være overflødige. Parameterne W_{11} og W_{22} er tilpasset slik at flytegrensene for normalkraft og bøyemoment blir like i Plaxis 3D som i Plaxis 2D.

For å unngå et fritt spenn på mer enn 5 m for spuntveggene, er det valgt å legge inn en horisontal avstiver midt på langsiden for spuntgropene med lengde 12,5 m og 15 m. For alle modellene er avstanden fra spuntveggene til rendene satt til minimum tre ganger utgravingsdybden, slik at grensebetingelsene ikke har påvirkning på modellene. Det samme gjelder avstanden fra bunnen av spuntgropene til bunnen av jordvolumet i modellene. Figur 5.6 viser modellen for spuntgropa med $L/B = 2,0$ og $H_e/B = 1,6$.

Det er valgt å benytte tre ulike snitt på langsiden av spuntgropa for å presentere deformasjonene fra 3D-analysene. Det første snittet er ment å representere området mellom hjørnet av spuntgropa og første hjørneavstiver, og ligger derfor 0,5 m fra hjørnet. Det andre snittet sammenfaller med kontaktpunktet mellom spuntveggen og første hjørneavstiver. Det tredje snittet ligger midt på langsiden av spuntgropa. For spuntgropene med lengde på 12,5 m og 15 m legges det tredje snittet midt mellom hjørneavstiveren og den horisontale avstiveren i midten av spuntgropa. Dermed beskriver snittet det stedet i spuntveggen en forventer å finne den maksimale deformasjonen.



Figur 5.7: Bunnoppressing i Plaxis 3D

Den typiske bruddtypen for spuntgropene i Plaxis 3D var bunnoppressing. Dette er vist, ved plotting av inkrementell forskyvning i et snitt gjennom spuntveggen, i figur 5.7.

Kapittel 6

Resultater

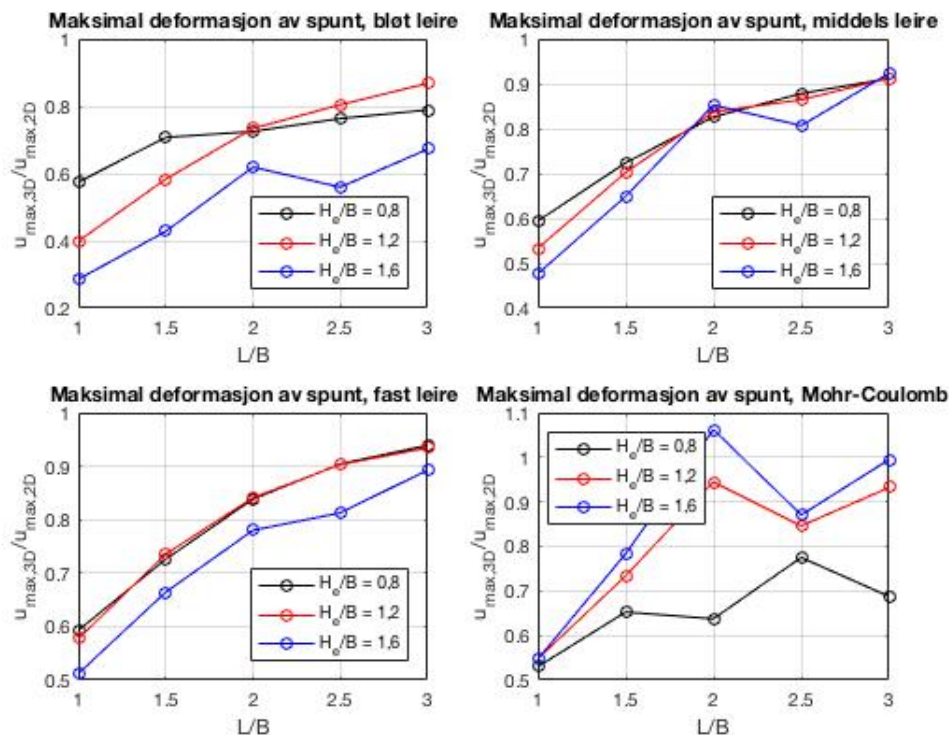
Resultatene som beskriver forholdet mellom Plaxis 2D og Plaxis 3D presenteres i dette kapitlet. Ved alle sammenligninger er den aktuelle parameteren fra Plaxis 3D delt på den aktuelle parameteren fra Plaxis 2D. Det gjør at en lav faktor vil tilsa en større grad av hjørneeffekter, og dermed en større overestimering ved bruk av Plaxis 2D. Diagrammene som inngår i dette kapitlet viser ulike parametere som er viktig i spuntdimensjonering plottet mot geometriforholdet L/B . Punktene i diagrammene representerer de ulike resultatene som har blitt oppnådd, mens linjene mellom punktene benyttes for å illustrere variasjonen av de ulike parameterne på en best mulig måte.

6.1 Horisontal deformasjon av spuntvegg

Den maksimale deformasjonen av spuntveggen fra Plaxis 3D er justert for forskjellene i mesh-størrelse og elementtyper mellom Plaxis 2D og Plaxis 3D ved bruk av faktorene gitt i tabell 4.5 i kapittel 4.

Figur 6.1 viser forholdet mellom Plaxis 2D og Plaxis 3D når det gjelder den maksimale horisontale deformasjonen av spuntveggen. Dette forholdet omtales videre som PSR. De ulike linjene i figurene representerer utgravingsdybder på henholdsvis 4 m, 6 m og 8 m. For alle analysene med bruk av jordmodellen NGI-ADP er PSR minst for spuntgropa med lengde på 5 m. Når det gjelder utgravingsdybde er en generell trend at større utgravingsdybde gir større grad av hjørneeffekter. Det vil si at Plaxis 2D overestimerer deformasjonen grovere for større utgravingsdybder.

Alle tilfellene med bruk av NGI-ADP viser et lignende mønster for PSR. Hjørneeffektene er størst for den minste spuntgropa, $L/B = 1,0$. Deretter minker hjørneeffektene for økende L/B . For $L/B = 2,5$ følger ikke hjørneeffektene samme trend som for lavere L/B , ettersom det i disse spuntgropene installeres et horisontalt stag i midten for å begrense senteravstanden. Økning i hjørneeffekter fra $L/B = 2,0$ til $L/B = 2,5$ forekommer ved $H_e/B = 1,6$ for de



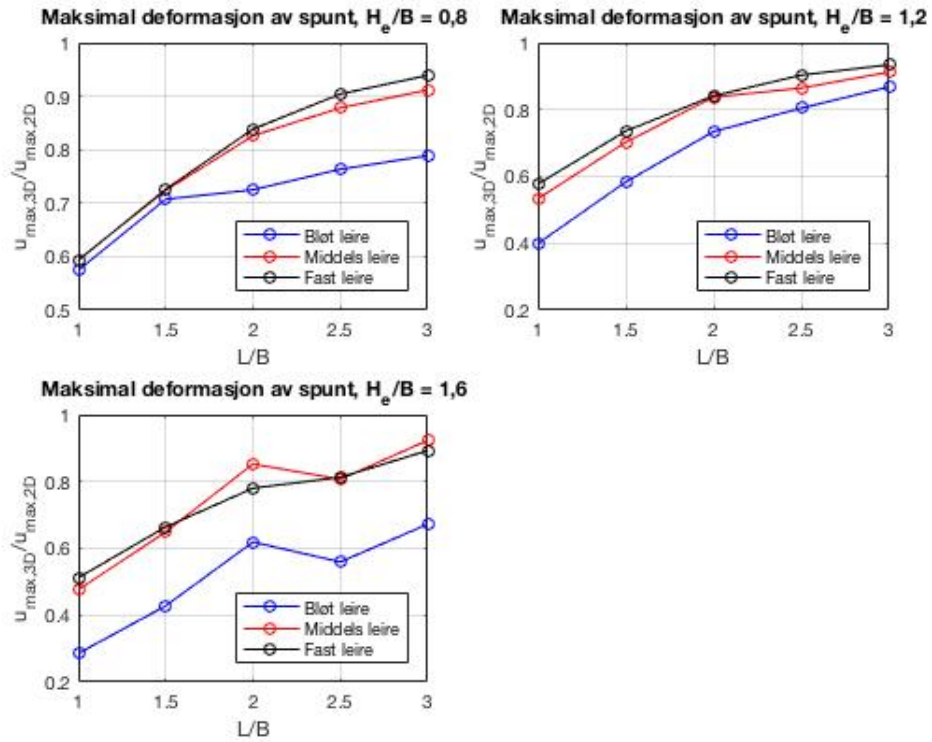
Figur 6.1: Hjørneeffekter for maksimal deformasjon av spuntvegg for ulike utgravingsdybder

to bløtste leirene som er modellert ved bruk av NGI-ADP. For den faste leira påvirkes ikke hjørneeffektene i like stor grad av installasjonen av den midtre avstivingen.

I figur 6.2 er den maksimale forskyvningen av spuntveggen plottet i tre diagrammer for de tre ulike utgravingsdybdene. I hvert diagram vises variasjonen av PSR for de tre ulike leirene. Det er tydelig at det er for den bløte leira hjørneeffektene har størst påvirkning. Deretter er det mindre hjørneeffekter for middels leire, og aller minst påvirkning fra hjørneeffekter for den faste leira. PSR er i alle tilfeller mindre enn 1, 0, som betyr at det oppstår hjørneeffekter for alle spuntgropene som er analysert. Figur 6.2 viser også at det er kun for $H_e/B = 1,6$ og intervallet fra $L/B = 2,0$ til $L/B = 2,5$ at PSR minsker med økende L/B .

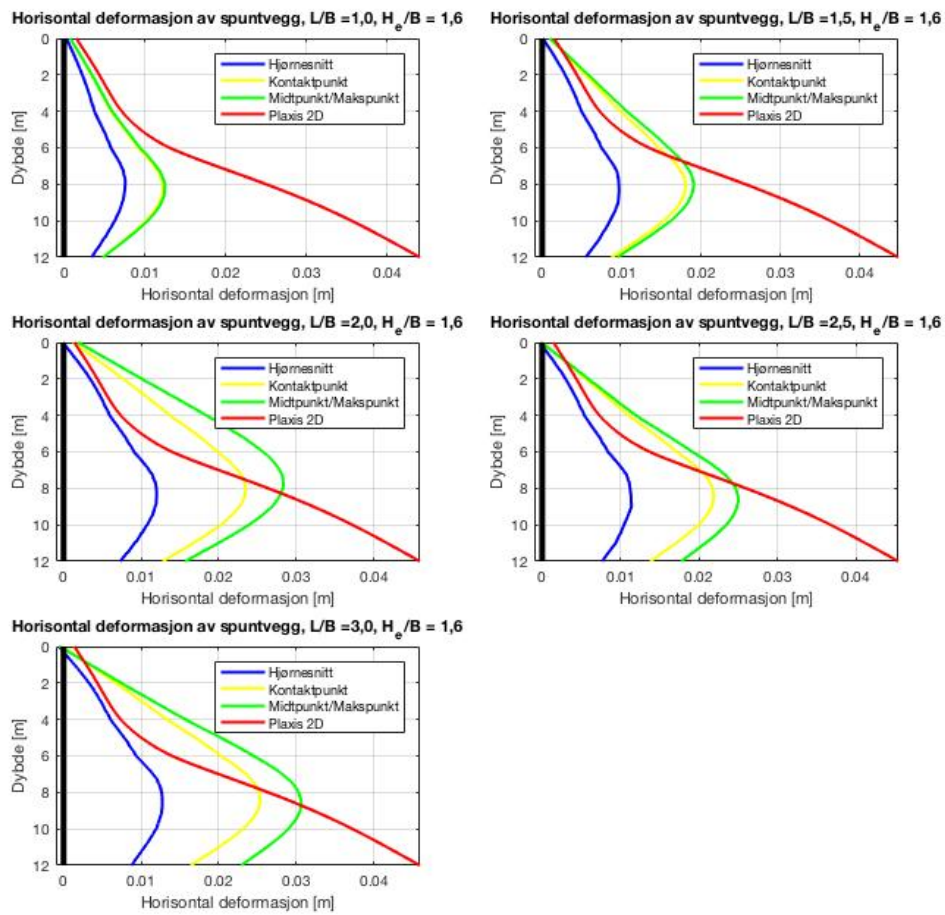
Når det gjelder analysene som er gjennomført ved bruk av jordmodellen Mohr-Coulomb viser disse at hjørneeffektene er størst for $L/B = 1,0$, og minsker gradvis til $L/B = 2,0$. For $L/B = 2,5$ er hjørneeffektene betydelig større enn for $L/B = 2,0$ for de to dypeste utgravingene. Installasjonen av den midtre avstivingen har altså større påvirkning på PSR ved bruk av Mohr-Coulomb enn ved bruk av NGI-ADP. For de to dypeste utgravingene øker PSR ved $L/B = 3,0$ sammenlignet med $L/B = 2,5$. For den grunneste utgravingen fortsetter PSR å øke til og med $L/B = 2,5$, før den synker igjen for $L/B = 3,0$.

En visualisering av variasjonen av hjørneeffekter med avstand fra hjørnet er vist i figur 6.3. Figuren viser at den horisontale deformasjonen er størst for Plaxis 2D, deretter følger midtpunktet, kontaktpunktet og punktet nær hjørnet fra Plaxis 3D. Med andre ord er hjørneeffektene for forskyvningen større desto nærmere man kommer hjørnene i den aktuelle spuntgrova.



Figur 6.2: Hjørneeffekter for maksimal deformasjon av spuntvegg for ulike jordmaterialer

Alle resultater for den horisontale deformasjonen er gitt i tabell C.1 og figur C.2-C.13 i tillegg C. Den maksimale forskyvningen av spuntveggen som prosent av utgravingsdybden er gitt i figur C.1.



Figur 6.3: Horizontal deformasjon for $H_e/B = 1,6$ i bløt leire

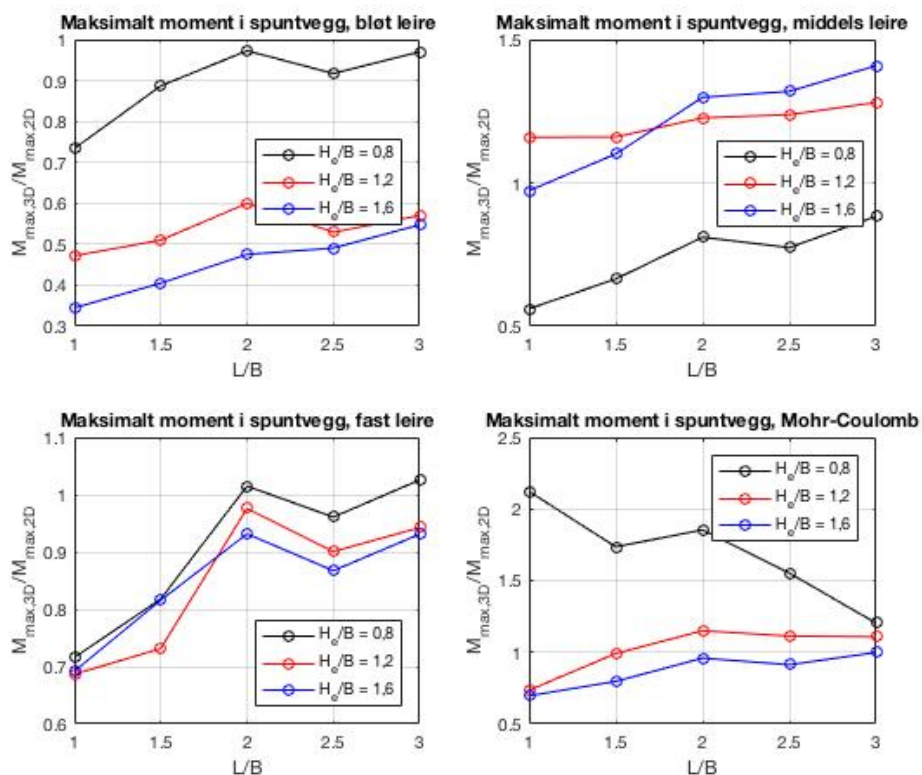
6.2 Maksimalt moment i spuntvegg

Figur 6.4 viser forholdet mellom maksimalt moment i spuntveggen fra Plaxis 3D og maksimalt moment i spuntveggen fra Plaxis 2D. Hvert diagram innad i figuren viser variasjonen av hjørneeffekter for forskjellige jordmaterialer, mens linjene i diagrammene viser de ulike utgravingsdybdene. Det er tydelig at forholdet mellom de to maksimale momentene er avhengig av styrken på den aktuelle leira. For den bløte leira er det maksimale momentet mindre i Plaxis 3D enn i Plaxis 2D for alle utgravingsdybdene. For $H_e/B = 0,8$ og bløt leire er de maksimale momentene forholdsvis like i størrelse, med unntak av tilfellet der $L/B = 1,0$. For bløt leire og utgravingsdybder på 6 m og 8 m er det maksimale momentet fra Plaxis 2D betydelig større enn det maksimale momentet fra Plaxis 3D. For den middels faste leira er tilfellet motsatt. For den grunneste utgravingen har hjørneeffektene størst påvirkning, mens for de to dypeste utgravingene er maksimalt moment fra Plaxis 3D større enn maksimalt moment fra Plaxis 2D. Den faste leira gir, på samme måte som den bløte leira, minst hjørneeffekter for $H_e/B = 0,8$. Ved $H_e/B = 1,2$ er hjørneeffektene større enn for $H_e/B = 1,6$ for $L/B < 2,0$, mens tilfellet er motsatt for større verdier av L/B . For fast leire og $H_e/B = 0,8$ overgår momentet fra Plaxis 3D momentet fra Plaxis 2D ved $L/B = 2,0$ og $L/B = 3,0$. For alle andre tilfeller med fast leire er det maksimale momentet fra Plaxis 3D mindre enn det maksimale momentet fra Plaxis 2D.

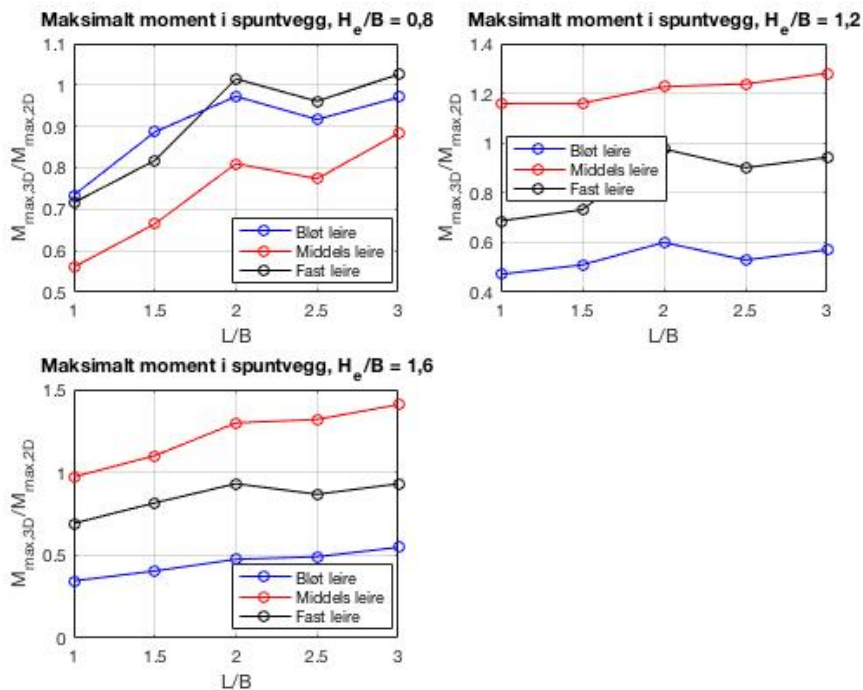
Fra figur 6.5 kan en se på variasjonen av forholdet mellom de maksimale momentene for de ulike leirene. Utgravingsdybden på 4 m gir at den bløte- og den faste leira gir omtrent det samme forholdet mellom de maksimale momentene, mens den middels faste leira har et lavere forhold mellom momentene. Utgravingene på 6 m og 8 m viser tendenser som ligner på hverandre. Den middels faste leira gir et større moment fra Plaxis 3D enn fra Plaxis 2D, mens den faste leira har et forhold mellom momentene som varierer like under 1,0. Den bløte leira har, for begge de to dypeste utgravingene, et forhold mellom de maksimale momentene som varierer rundt 0,4-0,6.

Figur 6.4 viser også resultatene fra analysene som er gjennomført ved bruk av jordmodellen Mohr-Coulomb. Med utgravingsdybde på 4 m blir det maksimale momentet fra Plaxis 3D større enn det maksimale momentet fra Plaxis 2D for alle L/B . For utgraving på 6 m overgår det maksimale momentet fra Plaxis 3D det maksimale momentet fra Plaxis 2D for $L/B \geq 1,5$. Utgravingen på 8 m følger samme mønster som utgravingen på 6 m, med unntak av at forholdet mellom momentene aldri blir større enn 1,0.

Det maksimale momentet for alle modellene er gitt i tabell C.2 i tillegg C.



Figur 6.4: Hjørneeffekter for maksimalt moment i spuntvegg for ulike utgravingsdybder



Figur 6.5: Hjørneeffekter for maksimalt moment i spuntvegg for ulike jordmaterialer

6.3 Sikkerhetsfaktor mot bunnoppressing

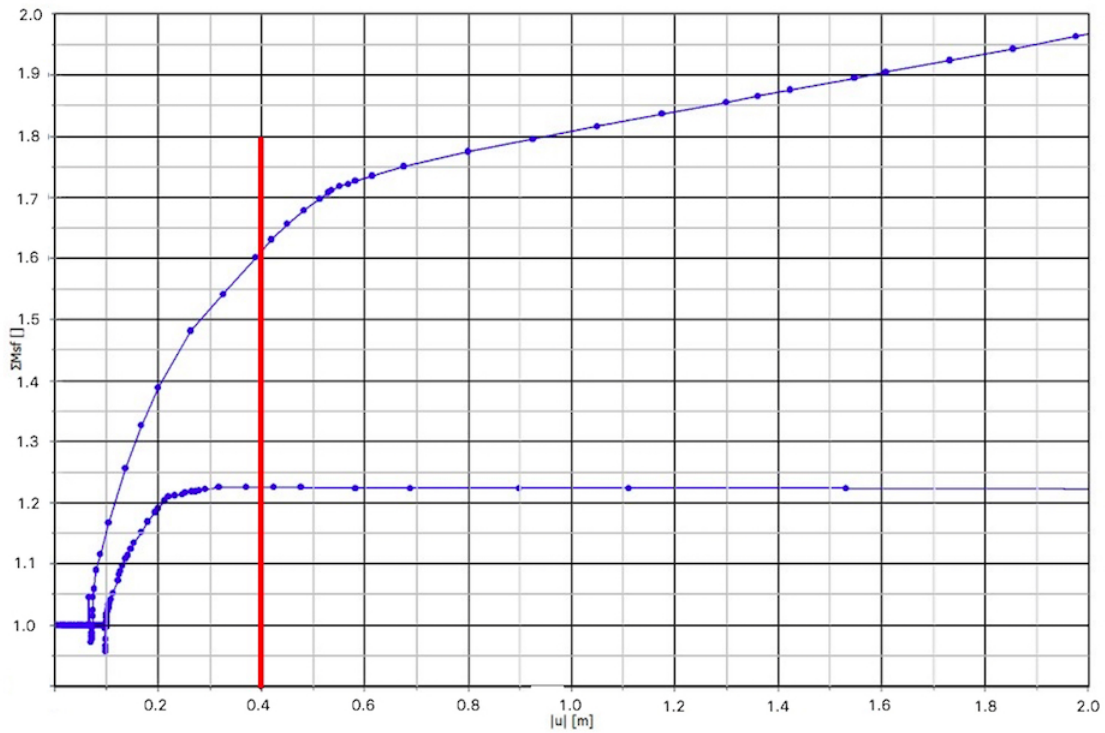
Prinsipp for avlesing av sikkerhetsfaktor i Plaxis 3D er gitt i figur 6.6. Her er det oppnådd konvergens for Plaxis 2D ved bunnoppressing på 0,4 m. Sikkerhetsfaktoren fra Plaxis 3D leses derfor av ved denne deformasjonen. For tilfellet som er vist i figuren, bløt leire med $L/B = 3,0$ og $H_e/B = 1,6$, ble sikkerhetsfaktorene lik 1,225 og 1,613 for henholdsvis Plaxis 2D og Plaxis 3D.

Sikkerhetsfaktorene fra alle spuntgropene som ble analysert i Plaxis 3D har blitt justert ved bruk av forholdet F_{3D}/F_{2D} , som er gitt i tabell 4.4 i kapittel 4. Dette fører til at det tas hensyn til forskjellene i elementtyper og mesh-størrelse mellom Plaxis 2D og Plaxis 3D. Sikkerhetsfaktoren er en parameter som skal ha en høyest mulig verdi for den aktuelle problemstillingen. Et høyt forhold mellom sikkerhetsfaktoren fra Plaxis 3D og sikkerhetsfaktoren fra Plaxis 2D vil derfor beskrive en større grad av hjørneeffekter enn et lavt forhold.

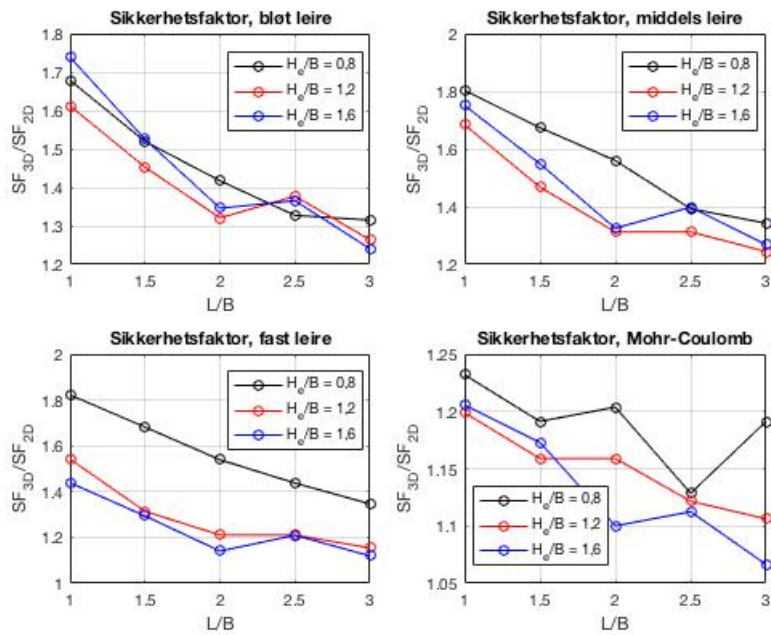
Figur 6.7 viser hjørneeffektene sin påvirkning av sikkerhetsfaktoren for de fire ulike jordmaterialene. Linjene i de ulike diagrammene representerer de tre ulike utgravingsdybdene. Fra figuren ser en at det generelt sett er for $H_e/B = 0,8$ at sikkerhetsfaktoren fra Plaxis 3D blir størst sammenlignet med sikkerhetsfaktoren fra Plaxis 2D. Dette gjelder for alle de fire materialene som har blitt analysert. For de to bløteste leirene, er det for $H_e/B = 1,2$ at sikkerhetsfaktoren fra Plaxis 3D er nærmest sikkerhetsfaktoren fra Plaxis 2D. For den faste leira gir den dypeste utgravingen lavest forhold mellom de to sikkerhetsfaktorene. Analysene som har benyttet jordmodellen NGI-ADP viser alle en generell trend der hjørneeffektene minker med økende L/B . Ved $L/B = 2,5$ er det en økning i hjørneeffektene for de to største utgravingsdybdene for alle tilfeller. For den grunneste utgravingen blir forskjellen mellom sikkerhetsfaktoren i Plaxis 2D og i Plaxis 3D mindre påvirket av installasjonen av en midtre avstiver ved $L/B = 2,5$.

Ved bruk av Mohr-Coulomb har ikke hjørneeffektene med tanke på sikkerhetsfaktoren, vist i figur 6.7, en generell trend. Forholdet mellom de to sikkerhetsfaktorene synker fra $L/B = 1,0$ til $L/B = 2,0$ for de to dypeste utgravingene. For den grunneste utgravingen øker forholdet mellom sikkerhetsfaktorene fra $L/B = 1,5$ til $L/B = 2,0$. Forholdet mellom sikkerhetsfaktorene har ingen bestemt trend for $L/B \geq 2,5$. Det er verdt å merke seg at intervallene langs y-aksen i diagrammet for Mohr-Coulomb er mindre enn for de tre leirene, som tilsier at variasjonen av forholdet mellom sikkerhetsfaktorene ikke er like stort som det kan se ut til.

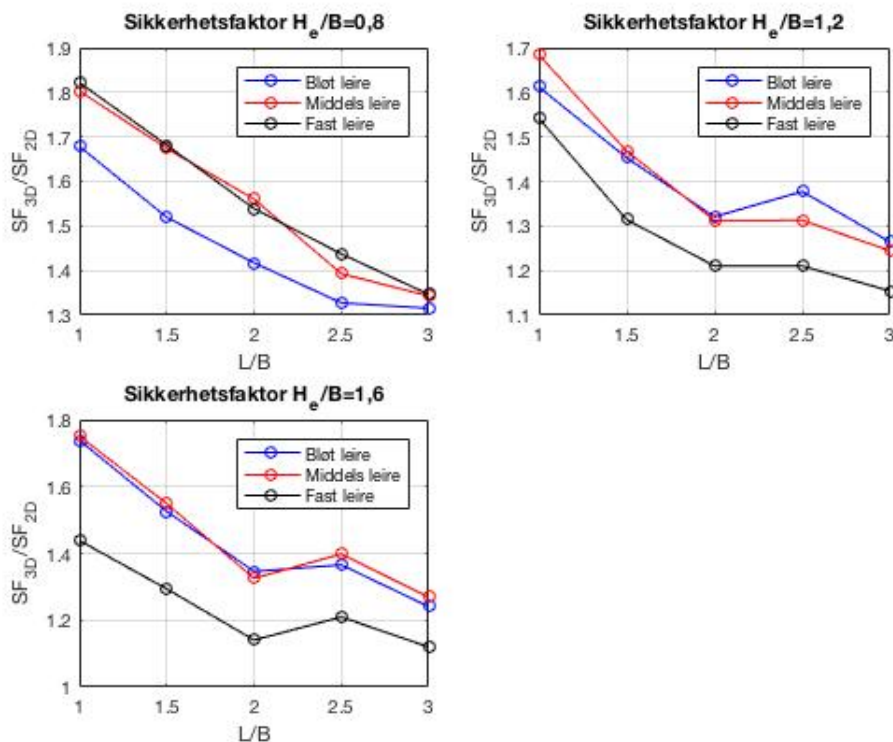
Figur 6.8 viser forskjellen mellom sikkerhetsfaktoren fra Plaxis 3D og sikkerhetsfaktoren fra Plaxis 2D for ulike utgravingsdybder. Innad i hvert diagram presenteres variasjonen for de tre ulike leirene som linjer. En kan se at sikkerhetsfaktoren fra Plaxis 3D generelt er størst sammenlignet med sikkerhetsfaktoren fra Plaxis 2D for den middels faste leira. Det første unntaket er for $H_e/B = 1,6$ og $L/B = 2,0$, der den bløte leira gir et større forhold mellom sikkerhetsfaktorene enn den middels faste leira. Det andre unntaket er for $H_e/B = 0,8$ og $L/B = 2,5$, der den faste leira ligger like over den middels faste leira. Ved utgraving til 6 m er hjørneeffektene større for den bløte leira enn for den middels faste leira for $L/B \geq 2,0$. For de to dypeste utgravingsnivåene har den bløte leira og den middels faste leira tilnærmet like forhold mel-



Figur 6.6: Prinsipp for avlesing av sikkerhetsfaktor i Plaxis 3D



Figur 6.7: Hjørneeffekter for sikkerhetsfaktor for ulike utgravingsdybder



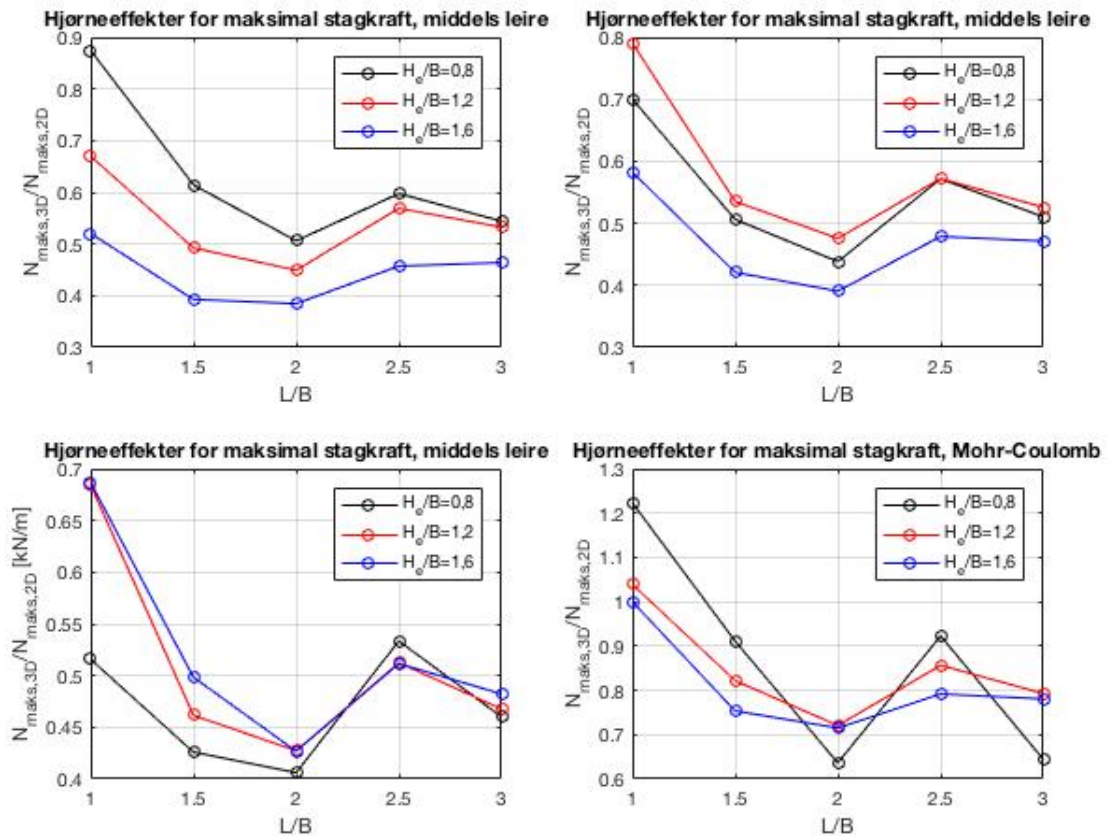
Figur 6.8: Hjørneeffekter for sikkerhetsfaktor for ulike jordmaterialer

lom sikkerhetsfaktorene, mens den faste leira har det laveste forholdet av alle de tre leirene. For $H_e/B = 0,8$ opplever den middels faste leira og den faste leira tilnærmet like stor grad av hjørneeffekter, mens den bløte leira opplever mindre grad av hjørneeffekter med tanke på sikkerhetsfaktoren.

Alle sikkerhetsfaktorer som ble oppnådd ved bruk av Plaxis 2D og Plaxis 3D er gitt i tabell C.3 - C.6 i tillegg C.

6.4 Stagkrefter

For å sammenligne normalkreftene fra Plaxis 2D og Plaxis 3D er det valgt å benytte kraft per meter i stagene som grunnlag. Det vil si at stagkraften som oppnås i i Plaxis 2D deles på senteravstanden slik at benevningen på kraften blir kN/m . I Plaxis 3D benyttes den totale stagkraften som virker på en langside. Det vil si kreftene som virker i hjørneavstiverne, i eventuelle midtre avstivere og i de to putene langs kortsidene av spuntveggen. Summen av alle disse kreftene deles deretter på den totale lengden av spuntgropa for å oppnå en stagkraft per meter som er sammenlignbar med Plaxis 2D. Alle kreftene er beregnet etter utgraving til endelig dybde. Det betyr at det er bruksgrensetilstanden som benyttes, og ikke bruddgrensetilstanden. For å undersøke de totale hjørneeffektene knyttet til stagkreftene, ble det beregnet en gjennomsnittlig stagkraft for hele spuntkonstruksjonen. Ved denne beregningen ble stagkreftene i hver stegrad vektet likt. For å undersøke hjørneeffektene i tilknytning til den maksimale stagkraften i systemet, ble den

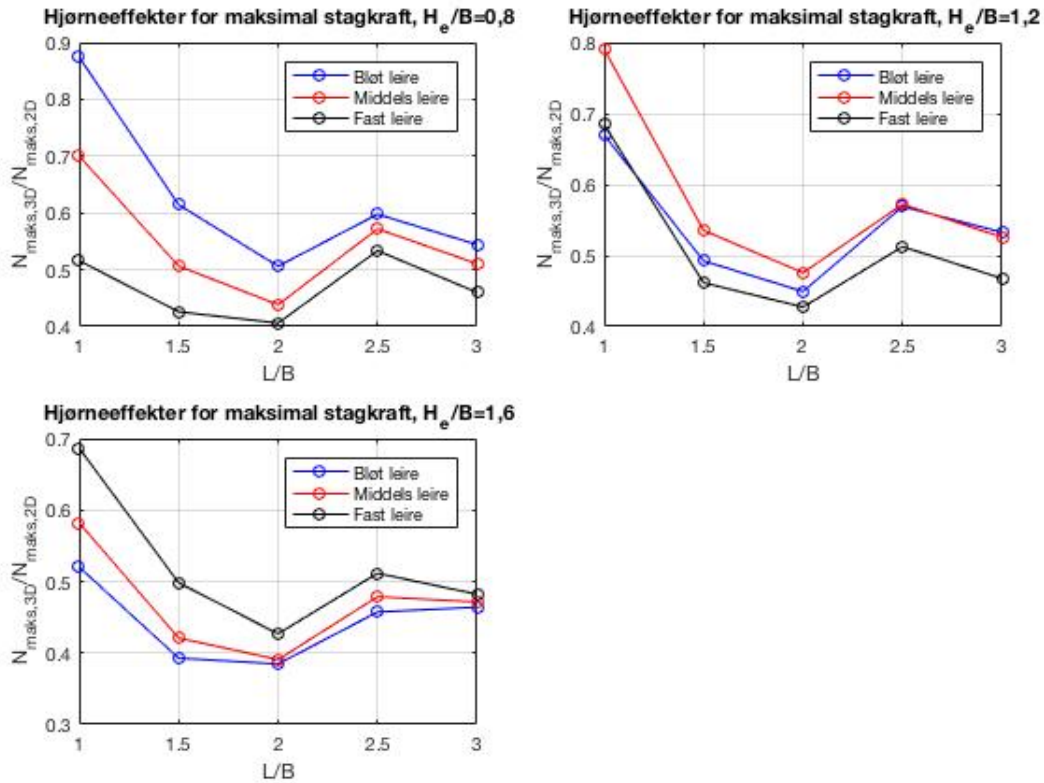


Figur 6.9: Hjørneeffekter for den maksimale stagkraften for ulike utgravingsdybder

gjennomsnittlige stagkraften i nedre stagrad beregnet. Kraften som senere i kapittelet betegnes som den maksimale stagkraften er den gjennomsnittlige stagkraften som oppstår i stagraden som opplever størst krefter. Ved bruk av framgangsmetoden med å beregne den maksimale stagkraften som en gjennomsnittlig verdi for en gitt stagrad delt på lengden av spuntgropa, vil den største normalkraften som en enkelt bjelke opplever falle bort. Dette vil derimot ikke være kritisk i en dimensjonerings situasjon ettersom det er lagt inn partielle faktorer i regelverket som kan sørge for at stagene likevel ikke underdimensjoneres.

Måten den gjennomsnittlige stagkraften har blitt beregnet på i Plaxis 3D er at normalkreftene fra putene på kortsiden, hjørneavstiverne og en eventuell midtre avstiver har blitt hentet ut. Kraften i hjørneavstiverne dekomponeres for å gjelde 90° på spuntveggen. Den totale avstiverkraften blir dermed lik kraften i to puter, pluss kraften i to dekomponerte hjørneavstivere, pluss kraften i den eventuelle midtre avstiveren. Til slutt deles denne avstiverkraften på den totale lengden av spuntgropa. For den gjennomsnittlige kraften summeres avstiverkreftene fra alle avstivingsnivåer og deles på den totale lengden av spuntgropa. I Plaxis 2D hentes kreftene direkte ut fra ankrene og deles på senteravstanden. For den gjennomsnittlige kraften summeres kreftene fra alle avstivingsnivåer.

Figur 6.9 viser graden av hjørneeffekter som oppstår for den maksimale stagkraften i spuntkonstruksjonen. Det oppstår minst grad av hjørneeffekter for $L/B = 1, 0$. Deretter øker påvirkningen

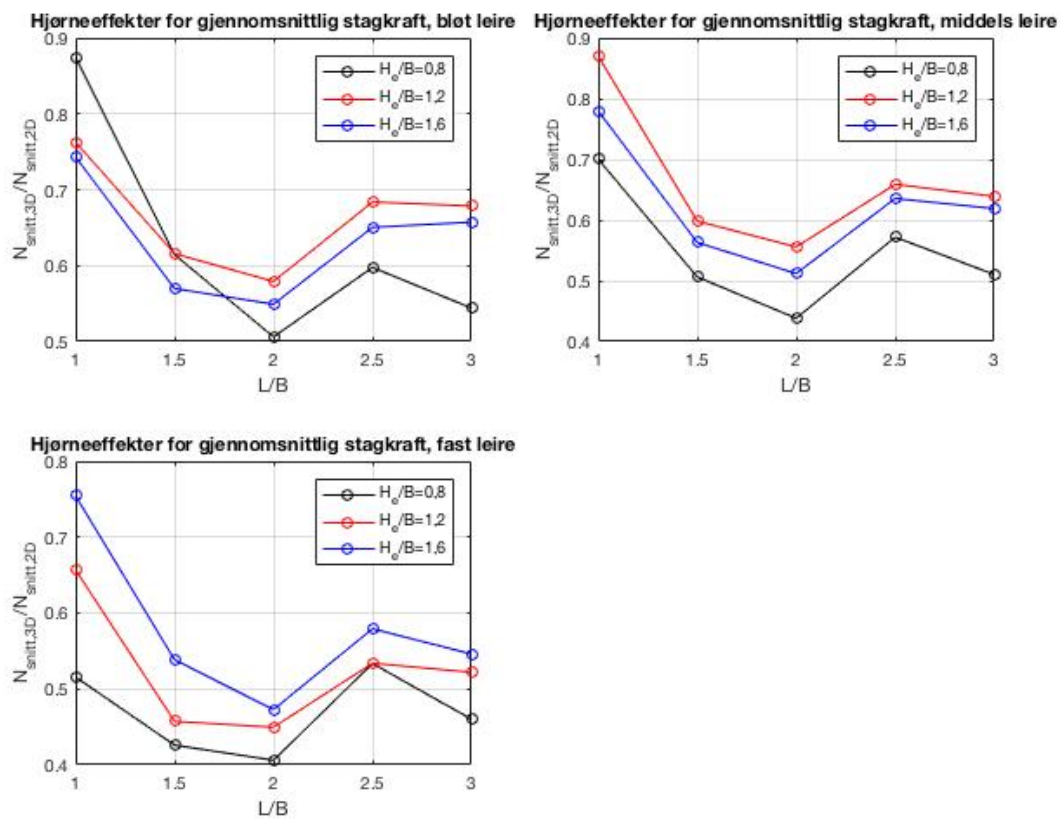


Figur 6.10: Hjørneeffekter for den maksimale stagkraften for ulike jordmaterialer

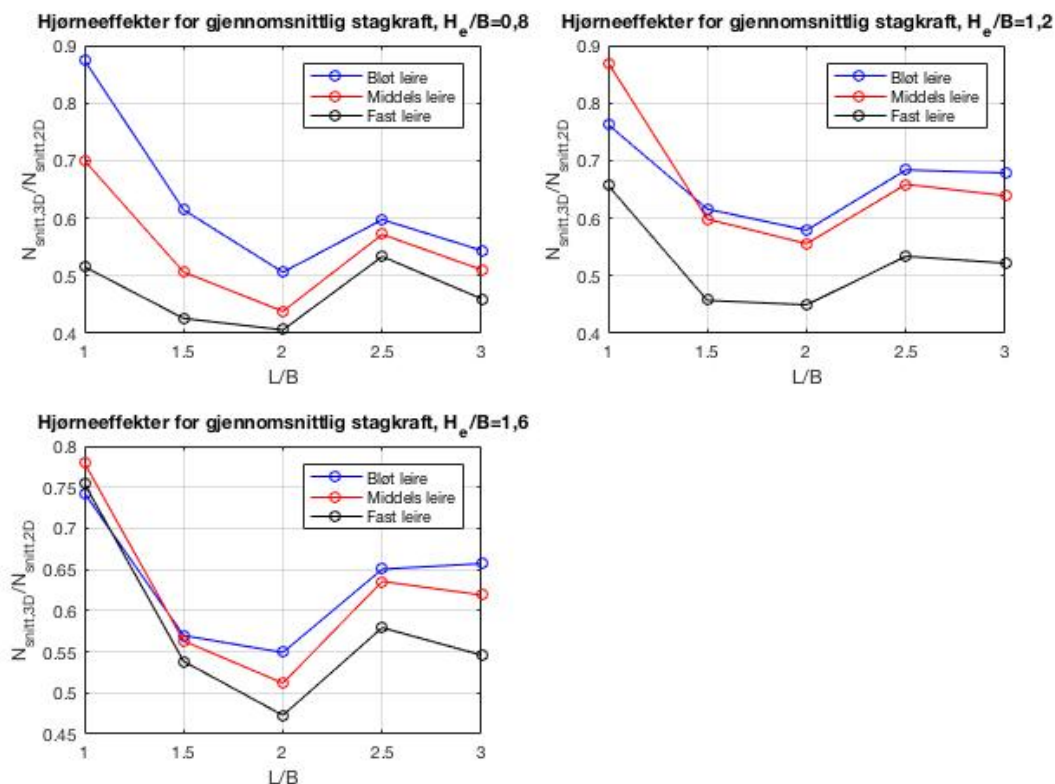
av hjørneeffektene fram til $L/B = 2,0$. Fra $L/B = 2,0$ til $L/B = 2,5$ minker hjørneeffektene igjen, før det nok en gang øker mot $L/B = 3,0$. Årsaken til endringen i mønsteret etter $L/B = 2,0$ er innføringen av de midtre avstiverne. For alle tilfeller med NGI-ADP er den maksimale stagkraften fra Plaxis 3D mindre enn 90% av den maksimale stagkraften fra Plaxis 2D. Det er ingen tydelig tendens til hvilken utgravingsdybde som gir størst hjørneeffekter, ettersom dette varierer med jordmaterialet. For Mohr-Coulomb ble stagkraften fra Plaxis 3D større enn stagkraften fra Plaxis 2D ved $L/B = 1,0$ for alle utgravingsdybder. For større forhold av L/B gir resultatene ved bruk av MC den samme typen variasjon som for modellene der NGI-ADP er benyttet. Forandringen som oppstår i hjørneeffekten som følge av installasjon av de midtre avstiverne er større ved bruk av MC enn ved bruk av NGI-ADP.

I figur 6.10 er graden av hjørneeffekter presentert igjen, nå med variasjon for ulike jordmaterialer. Figuren viser at hvilket jordmateriale som gir størst og minst grad av hjørneeffekter med tanke på den maksimale stagkraften er avhengig av utgravingsdybden.

Figur 6.11 viser variasjonen i hjørneeffektene med tanke på den gjennomsnittlige stagkraften i spuntkonstruksjonen. Variasjonen er lik som for den maksimale stagkraften, med økning i hjørneeffekter fram til $L/B = 2,0$, deretter en reduksjon til $L/B = 2,5$ og til slutt en minimal økning fram til $L/B = 3,0$. Hvilken utgravingsdybde som gir størst grad av hjørneeffekter er avhengig av jordmaterialet og forholdet L/B . For de to fasteste leirene er det en tydelig tendens at den grunneste utgravingen gir størst grad av hjørneeffekter med tanke på den gjennomsnittlige



Figur 6.11: Hjørneeffekter for den gjennomsnittlige stagkraften for ulike utgravingsdybder



Figur 6.12: Hjørneeffekter for den gjennomsnittlige stagkraften for ulike jordmaterialer

stagkraften.

I figur 6.12 er hjørneeffektene for den gjennomsnittlige stagkraften presentert med variasjonen for ulike jordmaterialer. Det viser seg at den faste leira gir størst grad av hjørneeffekter med tanke på den gjennomsnittlige stagkraften for alle utgravingsdybder. Hvilket av de to andre jordmaterialene som gir størst grad av hjørneeffekter for den gjennomsnittlige stagkraften i konstruksjonen er avhengig av L/B og utgravingsdybden.

6.4.1 Midtavstiver

For å ta hensyn til den maksimale stagkraften i systemet er resultatene for stagkraften i de midtre avstiverne presentert. Etersom senteravstanden blir større enn 5 meter ved $L/B = 2,5$ og $L/B = 3,0$, benyttes det en horisontal avstiver midt på langsiden av disse spuntgropene. Tabell C.7-C.10 i tillegg C viser normalkreftene som oppstår i de horisontale avstiverne som spenner over midten av spuntgropa. Det er i tillegg tatt med den maksimale normalkraften som oppstår i hjørneavstiverne, for å illustrere størrelsesordenen til kreftene. Kraften i hjørneavstiverne er tatt fra den stagraden der den største normalkraften opptrer. Fra tabell C.7 ser en at den maksimale normalkraften i hjørneavstiverne er i underkant av halvparten av den maksimale kraften i den midtre avstiveren. Dette er tilfellet for alle variasjonene av L/B og H_e/B for den bløte leira. Resultatene for den middels faste leira er gitt i tabell C.8. For utgravingene på 4 m og

6 m er kraften i hjørneavstiverne like over halvparten av de midtre avstiverene, mens kraften i hjørneavstiverne er like under halvparten av kraften i de midtre avstiverene for den dypeste utgravingen. For den faste leira er den maksimale kraften i hjørneavstiverne like over halvparten av kraften i den midtre avstiveren for alle tilfeller utenom ett. For $L/B = 3,0$ og $H_e/B = 1,6$ er verdien like under halvparten. Dette er vist i tabell C.9.

Ved bruk av Mohr-Coulomb er kraften i den midtre avstiveren fra to til fire ganger så stor som kraften i hjørneavstiveren. Det er ikke funnet en generell trend som beskriver denne variasjonen.

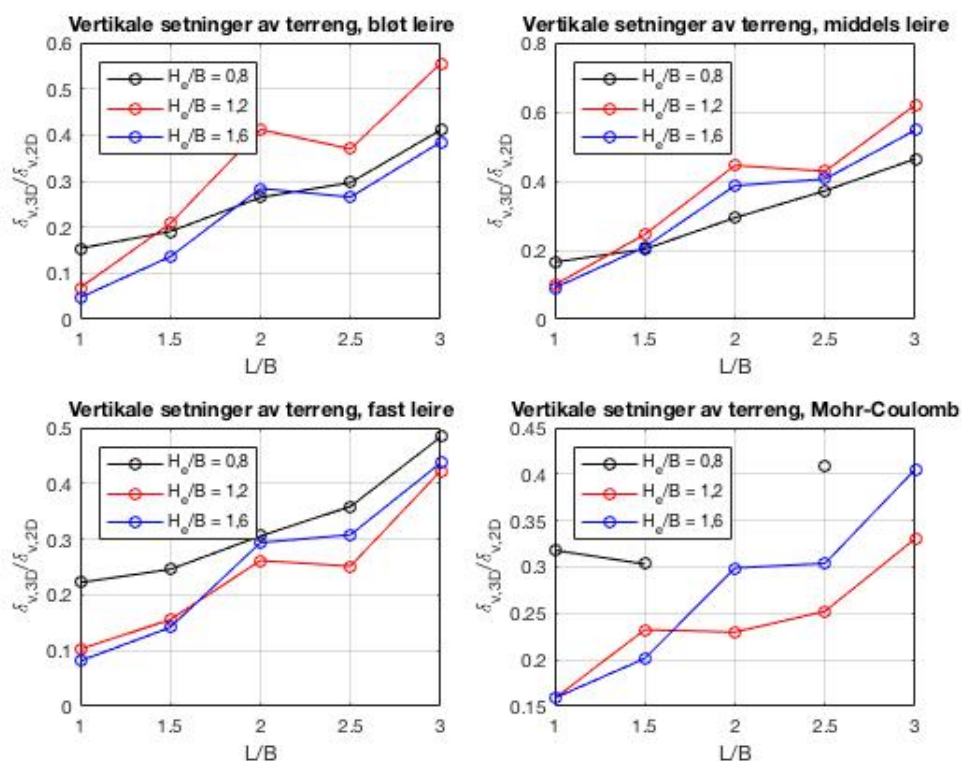
6.5 Setning av omliggende terreng

Figur 6.13 viser forholdet mellom de maksimale setningene fra Plaxis 3D og de maksimale setningene fra Plaxis 2D. For alle de ulike materialene, og variasjonene i utgravingsdybde, er hjørneeffektene betydelige. $\delta_{v,3D}/\delta_{v,2D}$ er for alle tilfeller mindre enn 0,62. For den bløte leira og den middels faste leira er hjørneeffektene minst framtrødende for $H_e/B = 1,2$, med unntak av $L/B = 1,0$, hvor den grunneste utgravingen opplever minst grad av hjørneeffekter. For disse to leirene følger utgravingen på 8 m samme mønster som utgravingen på 6 m, men den dypeste utgravingen opplever større grad av hjørneeffekter med tanke på setninger. Hjørneeffektene for utgravingen på 4 m tilsvarer omtrent størrelsen på hjørneeffektene for utgravingen på 8 m for den bløte- og den middels faste leira. For den faste leira er hjørneeffektene størst for de to dypeste utgravingene. For $H_e/B = 0,8$ har hjørneeffektene mindre påvirkning på setningene.

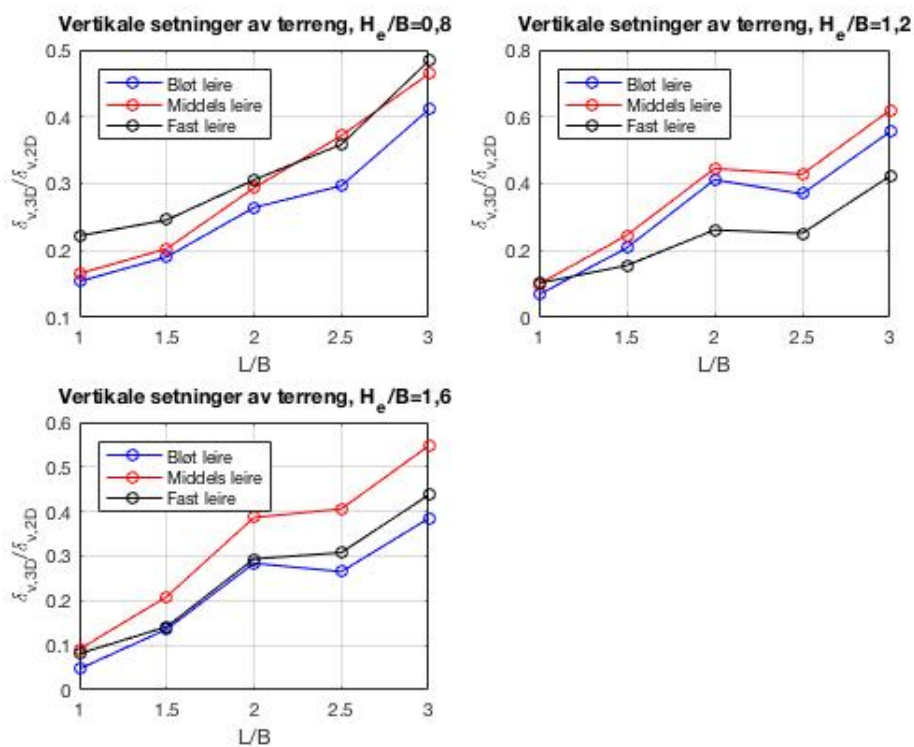
Ved bruk av Mohr-Coulomb er setningene kun registrert for tre ulike L/B ved $H_e/B = 0,8$. Årsaken til dette er at resultatene fra Plaxis 3D ikke viste noen form for setninger i jordvolumet. Figur 6.13 viser lignende variasjon i $\delta_{v,3D}/\delta_{v,2D}$ for MC, som for modellene der det har blitt benyttet NGI-ADP.

Figur 6.14 viser forholdet mellom de maksimale setningene fra henholdsvis Plaxis 3D og Plaxis 2D, og variasjonen av dette forholdet for de tre leirene. Fra figuren ser en at det ikke er en entydig beskrivelse av hvilket jordmateriale som gir mest hjørneeffekter. For de to dypeste utgravingene gir den middels faste leira minst grad av hjørneeffekter med tanke på setningene. Ut over dette er variasjonen for de tre leirene avhengig av geometri og utgravingsdybde.

Størrelsen på setningene for de ulike tilfellene er gitt i tabell C.11 i tillegg C.



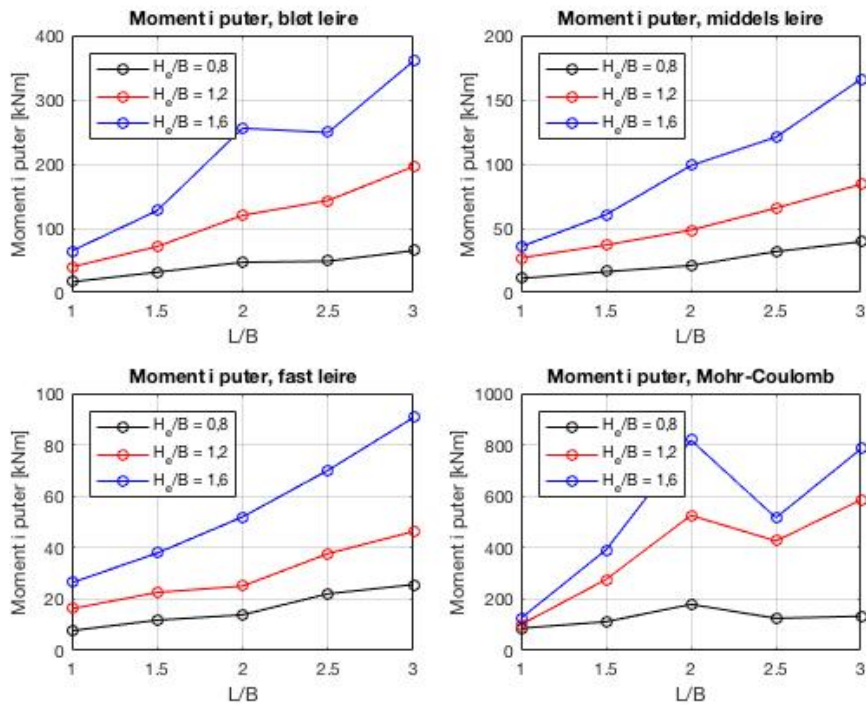
Figur 6.13: Hjørneeffekter for setninger av terreng for ulike utgravingsdybder



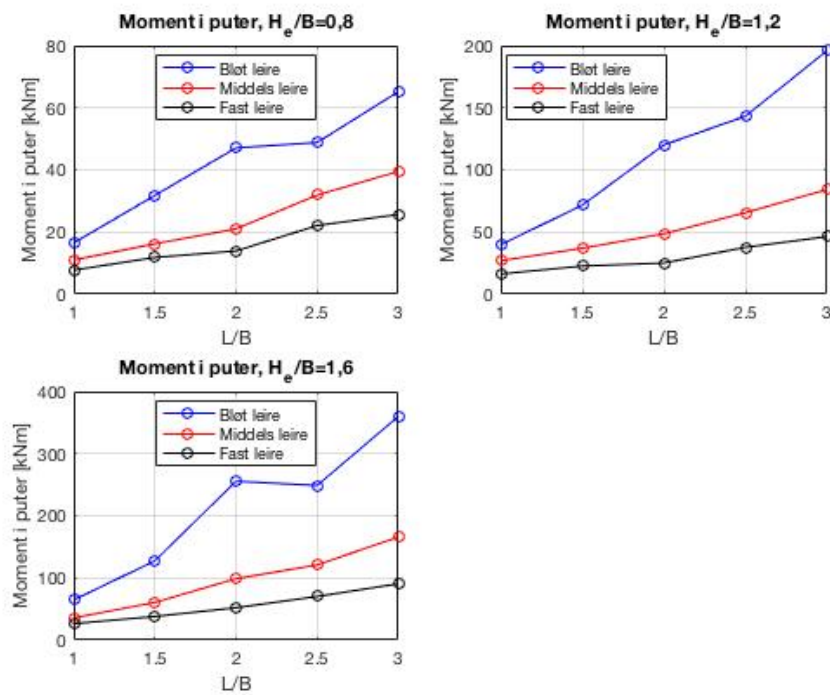
Figur 6.14: Hjørneeffekter for setninger av terreng for ulike jordmaterialer

6.6 Moment i puter

Figur 6.15 viser variasjonen av det maksimale momentet som oppstår i putene for de ulike jordmaterialene. Det er kun valgt å presentere det maksimale momentet i hele systemet, og ikke det maksimale momentet i hvert avstivingsnivå. Fra figuren ser en at momentet i putene blir større for økende utgravingsdybde for alle jordmaterialer. Fra figur 6.16 ser en at momentet i putene øker med minkende styrke på jordmaterialet.



Figur 6.15: Bøyemoment i puter for ulike utgravingsdybder



Figur 6.16: Bøyemoment i puter for ulike jordmaterialer

Kapittel 7

Diskusjon

I dette kapittelet gjennomgås og diskuteres de viktigste resultatene som ble oppnådd i studien. Resultatene for PSR sammenlignes med tidligere studier som er beskrevet i kapittel 2. Deretter diskuteres det rundt hver parameter som hjørneeffektene har påvirkning på, før det foreslås formler for å estimere hjørneeffektene påvirkning på ulike parametere. Det gis deretter en sammenligning av den beregnede deformasjonen av spuntveggen og estimerte verdier basert på tidligere studier. Til slutt diskuteres analysene der det har blitt benyttet jordmodellen Mohr-Coulomb.

7.1 Generelt

Det er kun med tanke på sikkerhetsfaktor, den maksimale deformasjonen av spuntveggen og den maksimale stagkraften i konstruksjonen at forskjellen mellom elementene i Plaxis 2D og Plaxis 3D er tatt hensyn til. For alle de andre faktorene er det ikke gjort en sammenligning av plan tøyning for de to programmene. Det er derfor ikke klart hvordan elementtypene og elementstørrelsen påvirker de resterende parametere.

Ved bruk av jordmodellen NGI-ADP er det en generell trend at hjørneeffektene er størst for $L/B = 1,0$. Dette er tilfellet for alle parametere som er variert, med unntak av den maksimale stagkraften. Deretter er den generelle trenden at hjørneeffektene minker med økende L/B . Denne trenden blir forstyrret for $L/B \geq 2,5$, som følge av installasjonen av de midtre stagen.

Variasjonen i hjørneeffektene for hver parameter følger et nokså distinkt mønster for $L/B \leq 2,0$. For disse geometriforholdene vil det være mulig å estimere graden av hjørneeffekter med enkle ligninger. Problemene oppstår ved $L/B = 2,5$, ettersom det ved dette lengdeforholdet innføres avstivere på tvers av spuntgropa, for å begrense senteravstanden mellom avstivingene. Dette fører til at mønsteret på hjørneeffektene som var gjeldene for $L/B \leq 2,0$ blir endret. Årsaken er at samspeilet mellom stivhetene i spuntgropa endres ved å innføre et midtre stag, som tar opp store deler av normalkreftene som følge av det aktive jordtrykket som oppstår bak utgravingen. Dette gjør at for alle parametere vil variasjonen i hjørneeffektene ha en forand-

ring i mønsteret mellom $L/B = 2,0$ og $L/B = 2,5$. Det er ikke grunnlag for å konkludere med hvilken utgravingsdybde eller hvilket jordmateriale som har størst påvirkning på denne forandringen, ettersom dette er ulikt for alle parameterne som har blitt undersøkt.

For maksimal forskyvning av spuntveggen, maksimalt moment i spuntveggen og sikkerhetsfaktoren mot bunnoppressing er det foreslått ligninger for å estimere graden av hjørneeffekter som oppstår for ulike forhold av L/B og H_e/B . Ligningene som presenteres i dette kapitlet er ikke overførbare til andre forhold av L/B og H_e/B uten å gjennomføre nye analyser for å kontrollere kvaliteten på ligningene.

For tilfellene der L/B er større enn 2,0 ble det installert avstivere midt i spuntgropene. Resultatene som er oppnådd i denne studien tyder på at det er den grunneste utgravingen som påvirkes minst av installasjonen av de midtre stagene. Grunnen til dette er trolig at deformasjonen for spuntgropene med dybde 4 m er så begrenset at installasjonen av de midtre stagene ikke vil bidra nevneverdig.

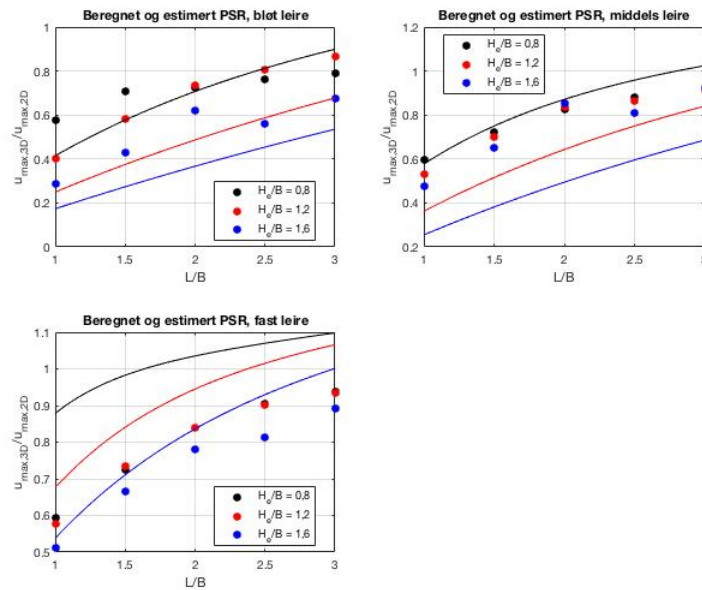
7.1.1 Variasjon i hjørneeffekter, påvirkning av materiale og dybde

Hvis man ser på den maksimale horisontale deformasjonen av spuntveggen vil hjørneeffektene være større desto svakere jordmaterialet er, samt at den dypeste utgravingen vil gi større hjørneeffekter enn de to grunneste utgravingene. Denne typen variasjon i hjørneeffekter er ulik for hver av de fem parameterne som har blitt sammenlignet ved bruk av Plaxis 2D og Plaxis 3D. Det er med andre ord ingen entydig sammenheng mellom materialstyrke eller utgravingsdybde, og grad av hjørneeffekter for alle de dimensjonerende parameterne.

7.2 Horisontal deformasjon av spuntvegg

Resultatene for den maksimale horisontale deformasjonen viser at PSR minker for større utgravingsdybder og for mindre forhold av L/B . Dette er samme resultat som ble oppnådd av Finno et al. (2007). Det er for den dypeste, kvadratiske spuntgropa i bløt leire det oppstår størst hjørneeffekter med tanke på den maksimale deformasjonen av spuntveggen. For dette tilfellet er den maksimale deformasjonen i Plaxis 3D kun 30% av den maksimale deformasjonen i Plaxis 2D. Årsaken til at linjene som representerer variasjonen i PSR har ulik form for de ulike leirene, og for ulike utgravingsdybder, er variasjonen i justeringsfaktorene mellom Plaxis 2D og Plaxis 3D. For eksempel varierer justeringsfaktoren for den bløte leira fra 0,625 for den dypeste utgravingen til 0,915 for den grunneste utgravingen. Den samme tendensen finner man for de fastere leirene, selv om disse faktorene er nærmere 1,0.

PSR er generelt lavere desto bløtere leira er. Årsaken til dette er trolig at for de fastere leirene blir spuntveggen nærmest overflødig, og deformasjonen vil dermed i all hovedsak være styrt av stivheten i jorda. Det er allikevel hjørneeffekter til stede, men ikke i like stor grad som for den bløte leira.



Figur 7.1: Beregnet PSR og estimert PSR fra Finno et al. (2007)

For å sammenligne resultater fra denne studien med resultater oppnådd i studien gjort av Finno et al. (2007) har resultatene for den maksimale deformasjonen av spuntveggen blitt plottet mot estimert PSR. Denne sammenligningen er vist i figur 7.1. Punktene representer resultatene oppnådd i denne studien, mens linjene presenterer ligningen foreslått av Finno et al. (2007).

For bløt- og middels fast leire overestimeres hjørneeffektene for de to dypeste utgravingene ved bruk av formelen til Finno et al. (2007), gitt i delkapittel 2.4. For den grunneste utgravingen underestimeres hjørneeffektene for den middels faste leira, mens hvorvidt PSR underestimeres eller overestimeres er avhengig av L/B for den bløte leira. Dersom $L/B \leq 2,0$ overestimeres hjørneeffektene, mens for større verdier av L/B underestimeres hjørneeffektene. For den faste leira underestimerer Finno et al. (2007) hjørneeffektene for alle tilfeller. Grunnen til at formelen som ble bestemt av Finno et al. (2007) varierer mellom å overestimere og underestimere hjørneeffektene er at kurven for PSR har en annen form i denne studien enn i studien til Finno et al. (2007). Årsaken til forskjellen i form kommer av at modellene som ligningen har blitt utviklet for, dype utgravinger med stor overflategeometri og innvendige, tversgående avstivninger, er svært ulike modellene i denne oppgaven. Spuntkonstruksjonene som består av puter og hjørneavstivere vil ha et helt annet samspill mellom de ulike stivhetene, enn det en spuntkonstruksjon bestående av horisontale, tversgående stag vil ha. Det er dermed ingen grunn til å tro at variasjonen i PSR skal følge samme mønster for de to ulike avstivningssystemene.

7.2.1 Ligning for estimering av PSR

Ved bruk av kurvetilpasningsverktøyet i Matlab er det laget en formel for å estimere PSR for de ulike leirene. Det er ikke tatt hensyn til variasjon i udrenert skjærstyrke innad i formelen, så de tre leirene vil ha ulike konstanter som inngår. Det viste seg at et polynom av 2.grad for både

Tabell 7.1: Parametere for estimering av PSR

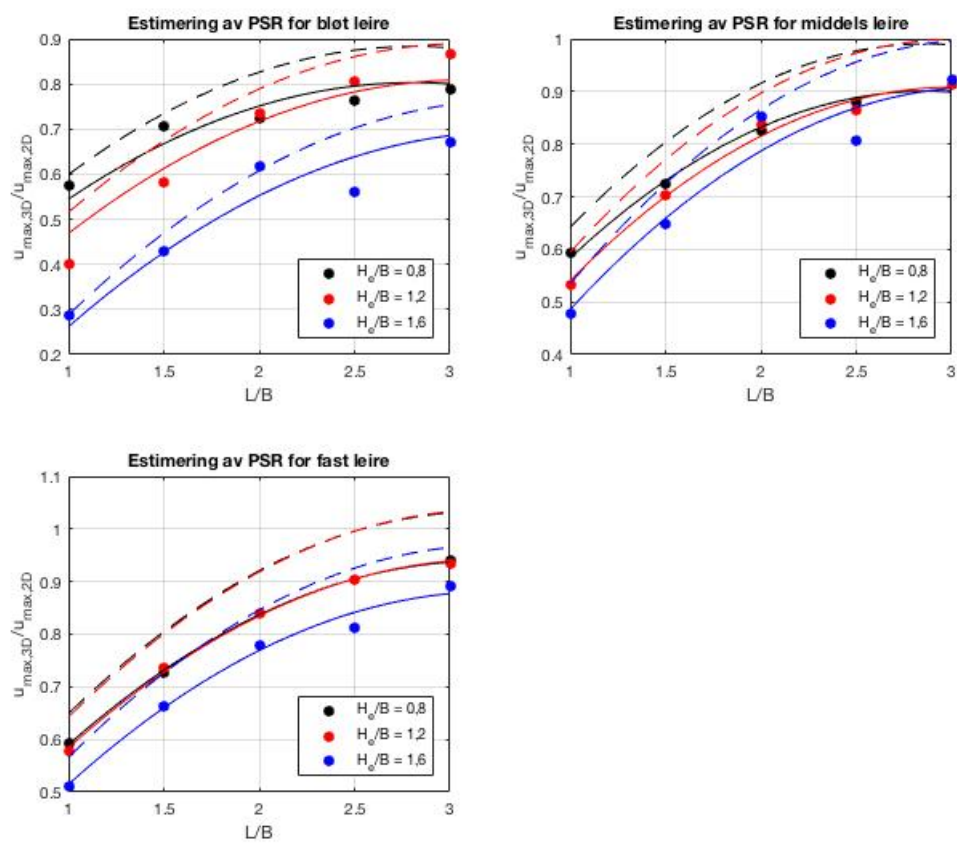
	Faktorer for input i formel 7.1		
	Bløt leire	Middels leire	Fast leire
a_1	0,0246	0,2566	0,02513
a_2	0,5224	-0,1009	0,3745
a_3	0,3584	0,4692	0,4584
a_4	-0,4088	- 0,03604	-0,1996
a_5	0,1051	0,06539	0,009915
a_6	-0,07865	-0,09091	-0,0732

L/B og H_e/B ga den beste tilnærmingen. Det generelle uttrykket for PSR er gitt i ligning 7.1, mens parameterne som inngår i ligningen for de tre leirene er gitt i tabell 7.1. Figur 7.2 viser ligning 7.1 plottet for de tre utgravingsdybdene, samt punkter som representerer resultatene som ble oppnådd i denne studien. De stiplede linjene representerer en justering av ligning 7.1 som diskuteres senere i kapitlet.

$$\frac{\delta_{H,max,3D}}{\delta_{H,max,2D}} = a_1 + a_2\left(\frac{H_e}{B}\right) + a_3\left(\frac{L}{B}\right) + a_4\left(\frac{H_e}{B}\right)^2 + a_5\left(\frac{H_e}{B}\right)\left(\frac{L}{B}\right) + a_6\left(\frac{L}{B}\right)^2 \quad (7.1)$$

Fra figur 7.2 ser man at ligning 7.1 stemmer best overens med de gjennomførte analysene for den faste leira. Det er kun ved $L/B = 2,5$ og $H_e/B = 1,6$ at det er et betydelig avvik mellom den beregnede verdien av PSR og den estimerte verdien av PSR. I dette punktet er de estimerte hjørneeffektene mindre enn de beregnede hjørneeffektene, som tilsier at ligningen er konservativ for akkurat dette området. For den middels faste leira er det tre punkter som ligger høyere enn linja som representerer ligningen for den aktuelle dybden. Disse punktene er for de to dypeste utgravningene ved $L/B = 2,0$, og for den dypeste utgravingen ved $L/B = 3,0$. I alle disse tre punktene vil de estimerte hjørneeffektene være større enn de beregnede hjørneeffektene, hvilket tilsier at ligningen i dette området er ikke-konservativ. For den bløte leira blir den estimerte verdien av PSR ikke-konservativ ved flere tilfeller for alle de tre utgravingsdybdene.

Årsaken til at hjørneeffektene overestimeres i området rundt $L/B = 2,5$ er økningen i hjørneeffekter som forekommer i $L/B = 2,5$. Økningen er et resultat av installasjonen av en stålavstiver midt i spuntgropa. Avstiveren vil begrense deformasjonen i Plaxis 3D, mens den kun vil endre senteravstanden i Plaxis 2D, og dermed ikke ha en nevneverdig påvirkning på den maksimale deformasjonen. For $L/B = 2,5$ viser det seg at avstivingen midt i spuntgropa har mer å si enn for $L/B = 3,0$, ettersom PSR for $L/B = 3,0$ er tilnærmet lik den estimerte verdien av PSR. Introduksjonen av de midtre avstiverne vil også føre til at for $L/B \geq 2,5$ vil ikke formen på PSR være lik som den er for lavere verdier av L/B . Det fører igjen til at resultatene som er oppnådd i denne studien ikke kan representeres eksakt ved bruk av en parabel for L/B og H_e/B . Tilnærmingen som er presentert er likevel en god indikator på hvilken størrelsesorden det er på PSR. Eventuelt kan en faktor introduseres for å justere ligningen slik at alle estimerer vil være konservative sammenlignet med de beregnede verdiene. Denne tilnærmingen er vist med en justeringsfaktor på 1,1, presentert som stiplede linjer i figur 7.2. For både middels fast



Figur 7.2: Estimert PSR fra Matlab mot beregnet PSR

leire og fast leire overgår PSR for den justerte ligningen 1,0 ved $L/B = 3,0$. Ettersom dette ikke er tilfellet for PSR som har blitt beregnet, bør resultatene i $L/B = 3,0$ benyttes direkte for middels fast- og fast leire. Det vil si at den PSR som har blitt beregnet i denne studien hentes ut manuelt, og resultatene justeres for denne verdien i stedet for den estimerte verdien av PSR. Siden alle resultatene som er oppnådd i denne analysen viser at PSR er mindre enn 1,0 for $L/B \leq 3,0$, er den maksimale verdien av PSR lik 1,0, selv om den justerte ligningen kan produsere en større verdi av PSR.

Den udrenerte skjærfastheten inngår ikke i ligningen som brukes for å estimere PSR. Det er forsøkt å implementere den udrenerte skjærstyrken i ligning 7.1 uten hell. Likevel virker det som fra figur 7.2 at det skal være mulig å ta hensyn til skjærfastheten ved estimering av PSR, ettersom formene på de ulike diagrammene er relativt like. For å estimere PSR for andre verdier av den udrenerte skjærfastheten enn de som er benyttet i denne studien, kan det interpoleres mellom de ulike konstantene, a_i , som inngår i ligning 7.1. Det bør gjennomføres flere studier ved bruk av andre verdier for skjærstyrken før interpolasjon mellom de udrenerte skjærstyrkene kan anses som en tilstrekkelig god metode.

7.3 Maksimalt moment i spuntvegg

Ved flere tilfeller, spesielt for den middels faste leira, overskrider det maksimale momentet fra Plaxis 3D den maksimale verdien fra Plaxis 2D. Årsaken til dette kan være at det ikke er puter til stede i Plaxis 2D. I Plaxis 3D vil putene og hjørneavstiverne føre til ekstra bøyestivhet i systemet, som igjen fører til et økt bøyemoment. Det vil si at den ekstra fastholdingen som putene tilfører gir en konstruksjon som har en mer begrenset frihet til å bevege seg, og det oppstår derfor større bøyemomenter innad i konstruksjonen. Det at spuntgropa er koblet sammen i hjørnene fører til at utbøyningen av kortsiden drar med seg langsiden og motsatt. Spuntveggen på langsiden vil dermed tvinge deformasjoner over på spuntveggen på kortsiden og motsatt. Dette fører igjen til større bøyemomenter innad i spuntkonstruksjonen. I tillegg vil kontaktflaten mellom to spuntvegger være innspent i Plaxis 3D, som fører til et bøyemoment i hjørnene, som igjen vil påvirke resten av spuntveggene. Bøyemomentet som vanligvis ville oppstått i den svake retningen til spuntveggen, vil i stedet oppstå i putene, ettersom stivheten langs med spuntveggen er tilnærmet lik null.

For tilfellene der forholdet $M_{max,3D}/M_{max,2D}$ er mindre enn 1,0 er hjørneeffektene tilstrekkelig store til å utligne eller overskride effekten som oppstår som følge av tilføring av ekstra bøyestivhet. Hjørneeffektene er med andre ord store nok til at bøyemomentet i Plaxis 2D blir større enn bøyemomentet i Plaxis 3D, selv om putene ikke er representert i Plaxis 2D.

Et eksempel på hvordan bøyemomentet fordeler seg i Plaxis 2D og i Plaxis 3D er for modellene med middels fast leire, $H_e/B = 1,2$ og $L/B = 3,0$, der momentet fra Plaxis 3D overskrider momentet fra Plaxis 2D i størst grad. For dette tilfellet ble det maksimale momentet i spuntveggen fra Plaxis 2D lik $26,8 kNm/m$. Det maksimale momentet fra Plaxis 3D ble

34, $3kNm/m$, mens det maksimale momentet i putene ble 84, $2kNm$. Hvilket av programmene som gir det mest korrekte bøyemomentet er usikkert. Dersom det viser seg at Plaxis 3D gir et korrekt bøyemoment som er større enn momentet fra Plaxis 2D, vil dette være problematisk ettersom dagens praksis er å dimensjonere spuntveggen etter moment fra Plaxis 2D. Det foreslås derfor å installere tøyingsmålere som kan måle tøyning som oppstår i tilknytning til utbøyning av spuntveggen. På denne måten kan det undersøkes om det er Plaxis 2D eller Plaxis 3D som reproduserer det mest nøyaktige bøyemomentet.

7.3.1 Ligning for estimering av hjørneeffekter for maksimalt moment

Det er også for det maksimale momentet i spuntveggen foreslått en formel for å estimere graden av hjørneeffekter. Formelen har blitt funnet ved bruk av Matlab sitt kurvetilpasningsverktøy. Parameterne som inngår er kun forholdene L/B og H_e/B , i tillegg til seks ulike konstanter for hvert enkelt jordmateriale. Formelen er gitt i ligning 7.2. Konstantene som benyttes for de ulike leirene er gitt i tabell 7.2.

$$\frac{M_{max,3D}}{M_{max,2D}} = b_1 + b_2\left(\frac{H_e}{B}\right) + b_3\left(\frac{L}{B}\right) + b_4\left(\frac{H_e}{B}\right)^2 + b_5\left(\frac{H_e}{B}\right)\left(\frac{L}{B}\right) + b_6\left(\frac{L}{B}\right)^2 \quad (7.2)$$

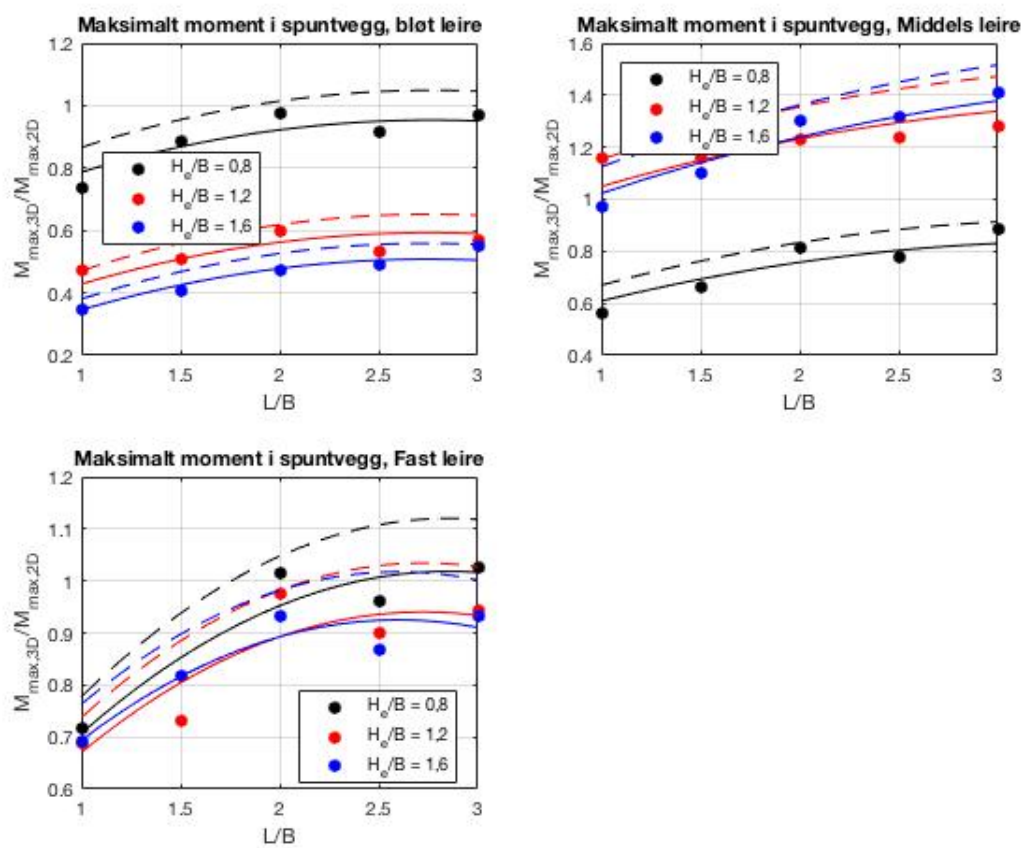
Figur 7.3 viser resultatene fra de gjennomførte analysene plottet i tillegg til ligningen for å estimere graden av hjørneeffekter med tanke på det maksimale momentet i spuntveggen. De estimerte hjørneeffektene er representert ved de heltrukne linjene, mens de stiplede linjene representerer et justert estimat som diskuteres senere i kapittelet. Fra figur 7.3 ser man at formelen som er foreslått ikke er en like god tilnærming som ligningen for å estimere PSR i forrige delkapittel. For den bløte leira produserer ligning 7.2 generelt estimerer som er ikke-konservative. Dette er ikke å foretrekke siden det fører til at bruk av ligningen vil overestimere hjørneeffektene som er til stede. Ved omtrent halvparten av de beregnede hjørneeffektene for den middels faste leira gir ligning 7.2 ikke-konservative estimerer. Dette er tilfellet for alle de tre utgravingsdybdene. Årsaken til denne overestimering av hjørneeffekter kommer av at punktene som er beregnet gir en uregelmessig form som ikke kan beskrives av et polynom av 2.grad. Det kunne vært aktuelt å estimere hjørneeffektene med tanke på maksimalt moment i spuntveggen ved bruk av et polynom av 3.grad, men det er ikke valgt å gjøre dette ettersom det ville fjernet deler av enkelheten i ligningen. For den faste leira er kvaliteten på estimatet av hjørneeffekter varierende. For visse tilfeller overestimeres hjørneeffektene, mens for andre tilfeller underestimeres hjørneeffektene. Grunnen til at estimatene varierer for de ulike forholdene av L/B er trolig at momentet fordeles forskjellig til hjørneavstivere og puter for de ulike geometriene og jordmaterialene. Dette gjør at punktene som beskriver hjørneeffektene ikke følger et bestemt mønster, og nøyaktigheten av estimatet vil derfor være varierende. Årsaken til de ulike fordelingene av momentet er trolig at hele spuntkonstruksjonen virker som en kasse. Det vil si at en forskyvning av en av de fire spuntveggene vil føre til forskyvninger også i de andre veggene. Dermed blir hele deformasjonsmønsteret, samt momentfordelingene, avhengig av senteravstander, overflategeometri, utgravingsdybde og forskyvninger av selve spuntveggene, i tillegg til de ulike

Tabell 7.2: Parametere for estimering av hjørneeffekter for maksimalt moment

	Faktorer for input i formel 7.2		
	Bløt leire	Middels leire	Fast leire
b_1	2,09	-1,831	0,4859
b_2	-2,62	3,3937	-0,4062
b_3	0,2965	0,1954	0,5636
b_4	0,8628	-1,46	0,1866
b_5	-0,00276	0,08411	-0,05805
b_6	-0,05313	-0,03799	-0,09059

stivhetene som inngår i modellene.

En mulig løsning for å sikre at ligning 7.2 kan produsere gode resultater er å justere ligningen med en gitt faktor, slik at alle estimatene blir konservative. Ved å ta i bruk denne metoden vil tilfellene der hjørneeffektene allerede underestimeres bli mer underestimert, mens tilfellene der hjørneeffektene overestimeres vil justeres til heller å bli underestimert. På denne måten vil man sikre at det maksimale momentet ikke blir lavere enn det momentet som faktisk oppstår. Metoden ved bruk av justeringsfaktor er vist med stiplede linjer i figur 7.3. Faktoren er satt til 1,1 i dette tilfellet, siden dette viste seg å være tilstrekkelig for å gi konservative estimater for alle tilfeller. Ved bruk av justeringsfaktoren på 1,1 oppstår det tilfeller der det maksimale momentet fra Plaxis 3D er større enn det maksimale momentet fra Plaxis 2D for alle de tre leirene. Dette gjør at man igjen må diskutere hvorvidt dette er et troverdig resultat. Undersøkelser i felt kan brukes for å bestemme hvilket av beregningsprogrammene som gir de mest korrekte resultatene. Dersom det viser seg at det er Plaxis 3D kan diagrammene i figur 7.3 benyttes til å justere bøyemomentet fra Plaxis 2D, også der faktoren mellom de to momentene er større enn 1,0. Hvis feltundersøkelser viser at Plaxis 3D overestimerer det maksimale bøyemomentet i spuntveggen for enkelte tilfeller, må det tas visse hensyn ved bruk av diagrammene i figur 7.3. En mulig tilnærming vil være at diagrammene brukes til å justere bøyemomentet fra Plaxis 3D for tilfeller der faktoren for forskjellen mellom de to momentene er mindre enn 1,0. Ved tilfeller der faktoren er større enn 1,0, antas det at det maksimale momentet som kan oppstå i det verst tenkelige tilfellet er momentet som gis av Plaxis 2D.



Figur 7.3: Estimering av hjørneeffekter for maksimalt moment i spuntvegg

7.4 Sikkerhetsfaktor mot bunnoppressing

Sikkerhetsfaktoren er lest av ved den samme deformasjonen i bunnen av spuntgropa som den deformasjonen som ble oppnådd ved første konvergens i Plaxis 2D. Prinsippet for avlesing av sikkerhetsfaktoren fra Plaxis 3D er vist i figur 6.6. En liten endring i denne deformasjonen vil kunne føre til store endringer i sikkerhetsfaktoren fra Plaxis 3D. Sikkerhetsfaktoren som er oppnådd ved bruk av Plaxis 3D er med andre ord svært avhengig av ved hvilken deformasjon den bestemmes. En bedre tilnærming kunne ha vært å ta hensyn til hjørneeffektene i deformasjonen av jordvolumet ved avlesning av sikkerhetsfaktoren i Plaxis 3D. For å kunne gjennomføre denne prosessen må hjørneeffektene med tanke på bunnoppressing bestemmes for siste fase før beregning av sikkerhetsfaktoren. Deretter kan resultatet benyttes til å justere deformasjonen i Plaxis 2D der første konvergens oppstår, til å være gjeldende for Plaxis 3D. Basert på at både den horisontale forskyvningen av spuntveggen og den maksimale setningen av jordvolumet er mindre for Plaxis 3D enn for Plaxis 2D, er det rimelig å anta at også bunnoppressingen ville vært mindre i Plaxis 3D enn i Plaxis 2D. Dette ville ha ført til at avlesingen av sikkerhetsfaktoren i Plaxis 3D hadde blitt gjort for en mindre deformasjon, som igjen vil gi en lavere sikkerhetsfaktor. Med andre ord kan avlesing av sikkerhetsfaktoren ved samme grad av bunnoppressing i Plaxis 2D og Plaxis 3D være på den ikke-konservative siden.

I Plaxis 3D oppnår en ikke den tydelige konvergens som man får i Plaxis 2D. Hvorvidt en kan forvente at sikkerhetsfaktoren i Plaxis 3D skal konvergere på samme måte er vanskelig å si. For at modellen skal gå til brudd, med bunnoppressing som bruddmekanisme, må jordvolumet presses opp gjennom bunnen av spuntgropa, som virker som en trakt.

7.4.1 Ligning for estimering av hjørneeffekter for sikkerhetsfaktor

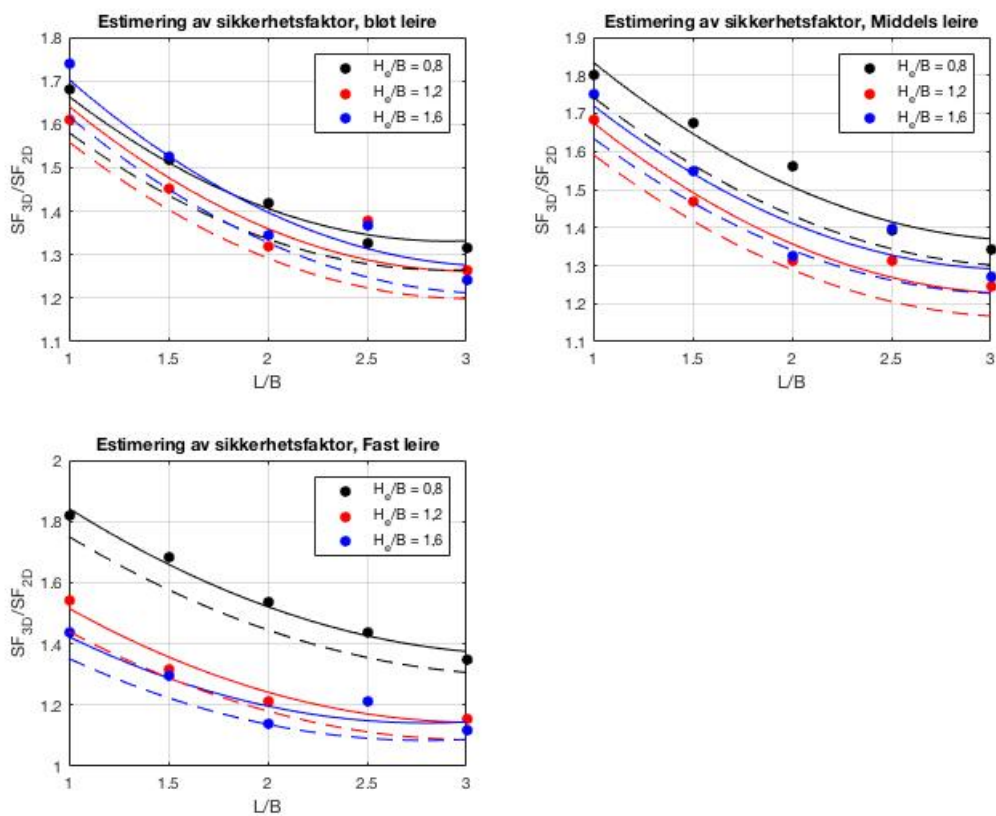
$$\frac{SF_{3D}}{SF_{2D}} = c_1 + c_2\left(\frac{H_e}{B}\right) + c_3\left(\frac{L}{B}\right) + c_4\left(\frac{H_e}{B}\right)^2 + c_5\left(\frac{H_e}{B}\right)\left(\frac{L}{B}\right) + c_6\left(\frac{L}{B}\right)^2 \quad (7.3)$$

Ligning 7.3 viser ligningen som er foreslått for å estimere graden av hjørneeffekter som oppstår med tanke på sikkerhetsfaktoren. Parameterne som inngår i ligningen er gitt i tabell 7.3. I figur 7.4 er ligning 7.3 plottet sammen med de beregnede verdiene av hjørneeffekter for sikkerhetsfaktoren. De stiplede linjene representerer ligningen multiplisert med en justeringsfaktor på 0,95. De heltrukne linjene representerer den estimerte verdien av hjørneeffektene uten justering. For sikkerhetsfaktoren vil områder der linjene ligger over punktene være ikke-konservative. Årsaken til dette er at jo lavere en kommer i diagrammet, desto mindre hjørneeffekter er til stede. Fra figur 7.4 ser man at estimatene for hjørneeffektene ved flere tilfeller ligger over de beregnede hjørneeffektene. Grunnen til dette er innføringen av avstivere midt i spuntgropa for $L/B \geq 2,5$, ettersom dette forandrer variasjonen i hjørneeffekter sammenlignet med det som er tilfellet for $L/B \leq 2,0$. Estimaten viser seg å være best for utgraving til 4 m i fast leire, ettersom det er dette tilfellet som påvirkes minst av installasjonen av stag midt i spuntgropa. En mulig løsning for å sikre at estimatene blir konservative er å benytte samme fremgangsmetode

Tabell 7.3: Parametere for estimering av hjørneeffekter for sikkerhetsfaktor

	Faktorer for input i formel 7.3		
	Bløt leire	Middels leire	Fast leire
c_1	2,355	3,3	3,786
c_2	-0,5228	-1,697	-2,393
c_3	-0,4853	-0,6294	-0,06779
c_4	0,2627	0,6389	0,7294
c_5	-0,05912	0,02181	0,1182
c_6	0,09164	0,09497	0,08743

som ble benyttet for estimering av det maksimale momentet i spuntveggen, nemlig en justeringsfaktor. Justeringsfaktoren vil for estimering av hjørneeffekter for sikkerhetsfaktoren være mindre enn 1,0, ettersom estimatet skal befinne seg under de beregnede punktene. Ligning 7.3 multiplisert med en justeringsfaktor på 0,95 er vist som stiplede linjer i figur 7.4. Eventuelt kan man benytte resultatene manuelt i de punktene der ligning 7.3 produserer ikke-konservative estimater. Dette vil være den mest nøyaktige metoden, men også den mest tidkrevende, ettersom man må benytte diagrammene for å undersøke hvorvidt resultatene er konservative eller ikke for hvert enkelt tilfelle.



Figur 7.4: Estimering av hjørneeffekter for sikkerhetsfaktor

7.5 Stagkrefter

Hjørneeffekter med tanke på stagkrefter er den eneste parameteren som har minst hjørneeffekter for $L/B = 1,0$. Etter hvert som L/B blir større øker hjørneeffektene generelt gradvis, med unntak av for $L/B = 2,5$, siden det for denne lengden installeres avstivere midt i spuntgropa. Graden av hjørneeffekter med tanke på stagkreftene er relativt lik for $L/B \geq 1,5$. Årsaken til den store forskjellen for $L/B = 1,0$ er trolig at avstivningssystemet for denne lengden ikke er likt som for de andre lengdene. For å ikke skape en fullstendig stiv kasse ble hjørneavstiverne plassert 2 m fra hjørnet i stedet for 2,5 m fra hjørnet. Dette fører til at hjørneavstiverne ikke kommer i kontakt med hverandre i spuntgropene der $L/B = 1,0$. For alle de andre spuntgropene vil to og to hjørneavstivere komme i kontakt med hverandre på kortsidene av spuntgropene. Dette er illustrert i figur D.1-D.5 i tillegg D.

Størrelsen på stagkreftene er knyttet til størrelsen på det aktive jordtrykket, og dermed også til størrelsen på de horisontale deformasjonene. Siden hjørneeffektene med tanke på deformasjonen er størst for lave verdier av L/B burde hjørneeffektene for stagkreftene følge den samme trenden. Dette er derimot ikke tilfellet. For stagkreftene virker det som om jo større lengde det er på spuntgropa, desto bedre fordeles kreftene til ulike deler av konstruksjonen, og hjørneeffektene øker dermed med økende lengde. Denne trenden blir allikevel forstyrret for $L/B = 2,5$ og $L/B = 3,0$, som følge av installasjon av de midtre avstiverne.

Avstivingene er modellert som bjelker i Plaxis 3D, mens de er modellert som ankere som er fastholdt i den ene enden i Plaxis 2D. Dette fører til at avstiverne kan ta opp moment i Plaxis 3D, og det dannes en kurvatur, slik at bjelkene ikke er helt rette. I Plaxis 2D kan avstiverne kun ta opp normalkrefter, og det oppstår ingen kurvatur. I tillegg er spuntveggene koblet sammen med hverandre i Plaxis 3D, som gjør at det blir dannet en kasse der hver spuntvegg påvirker alle de andre veggene. Dette fører til at spuntveggene kan overføre krefter mellom hverandre, som igjen kan føre til at deler av jordtrykket, som opprinnelig ville gått rett i avstiverne, kan omfordeles fra en spuntvegg til en annen. Krefter kan i tillegg overføres til putene i Plaxis 3D. Ved bruk av Plaxis 2D blir hele jordtrykket tatt opp av spuntveggen, før det overføres direkte til avstiverne. Forskjellen mellom hvordan de to programmene viderefører jordtrykket fra spuntveggene til avstiverne, kan være årsaken til at hjørneeffektene som oppstår med tanke på den maksimale stagkraften er annerledes enn for de andre parameterne som er undersøkt. Dersom dette skal være tilfellet må fordelingen av jordtrykket over til spuntkonstruksjonen være ulik for ulike lengder på spuntgropa.

Resultatene gitt for simulering av plan tøyning i Plaxis 3D, i kapittel 4, viser at både deformasjonen av spuntveggen og den maksimale stagkraften underestimeres ved bruk av Plaxis 3D sammenlignet med Plaxis 2D. I hvor stor grad Plaxis 3D underestimerer resultatene er ulikt for de to parameterne. Det betyr at selv om de endelige hjørneeffektene har blitt justert for ulikhetene i de to beregningsprogrammene, så vil ikke justeringen være lik for forskyvningen av spuntveggen som for den maksimale stagkraften. Ulikheten i justeringene kan være deler av årsaken til hjørneeffektene for stagkraften varierer annerledes enn hjørneeffektene for alle de

andre parameterne.

Siden hjørneeffektene med tanke på den maksimale stagkraften varierer annerledes enn for alle de andre parameterne som er undersøkt, anbefales det å gjennomføre videre undersøkelser på dette området. Dersom resultatene som er oppnådd i denne studien kan valideres, kan diagrammene som har blitt presentert benyttes til å justere for hjørneeffektene i stagkreftene. Resultatene som er oppnådd i tilknytning til den maksimale stagkraften i denne studien, bør ikke benyttes uten å forsikre seg om at trenden i hjørneeffektene er realistisk.

7.6 Setning av omliggende terreng

Hjørneeffekter med tanke på setning av det omliggende terrenget knyttes det stor usikkerhet til. Årsaken er at den tiltenkte metoden å benytte i denne studien, var å velge ut punkter i jordoverflaten med en gitt avstand til den aktuelle spuntgropa, for så å bruke den vertikale deformasjonen i disse punktene som resultat. For flere av modellene ga denne fremgangsmetoden ingen setning av jordvolumet. Derfor ble i stedet den maksimale vertikale deformasjonen i hele jordvolumet benyttet, og for å sikre at denne deformasjonen oppsto i omtrent samme avstand fra spuntveggen i Plaxis 2D og Plaxis 3D ble deformasjonen undersøkt i Plaxis Output. Ved enkelte tilfeller sammenfalt ikke punktene for den maksimale setningen i Plaxis 2D og Plaxis 3D. For disse tilfellene ble setningen i Plaxis 3D hentet ut fra omtrent det samme området som den oppsto i Plaxis 2D. Det viste seg at setningen i disse punktene var tilnærmet lik den maksimale setningen i Plaxis 3D. Metoden med å benytte samme område for å lese av setninger i Plaxis 2D og i Plaxis 3D ga setninger som var mulig å sammenligne med hverandre. Metoden førte samtidig til usikkerheter til hvorvidt dette punktet representerte den maksimale setningen, samt usikkerheter knyttet til det å finne samme punkt i Plaxis 2D og i Plaxis 3D.

Ved å benytte en verdi som er tilnærmet lik den maksimale setningen i hele jordvolumet har man antatt at jordvolumet står fritt uten belastning. Ettersom spuntgropene som er modellert skal representere groper for vann- og avløpsinstallasjoner i urbane områder kan dette være en ugunstig tilnærming. Et mer realistisk bilde av setningene oppnås dersom man benytter terrenglaster som representer bygninger i området. Årsaken til at dette gir et bedre bilde på virkeligheten er at jordvolumene i modellene er opp mot 60 m lange, og i urbane områder har man sjeldent så store flater uten ytre påvirkning fra andre bygninger.

7.7 Moment i puter

Bøyemomentet som oppstår i putene blir større desto svakere jordmaterialet er. I tillegg vil dype utgravingsdybder gi et større bøyemoment i putene enn grunnere dybder. Dette skjer ettersom både et svakere jordmateriale og en større utgravingsdybde fører til større deformasjoner i både spuntveggene og putene, og dermed også en større krumning og et større bøyemoment i putene.

Tabell 7.4: Parametere for estimering av maksimalt moment i puter

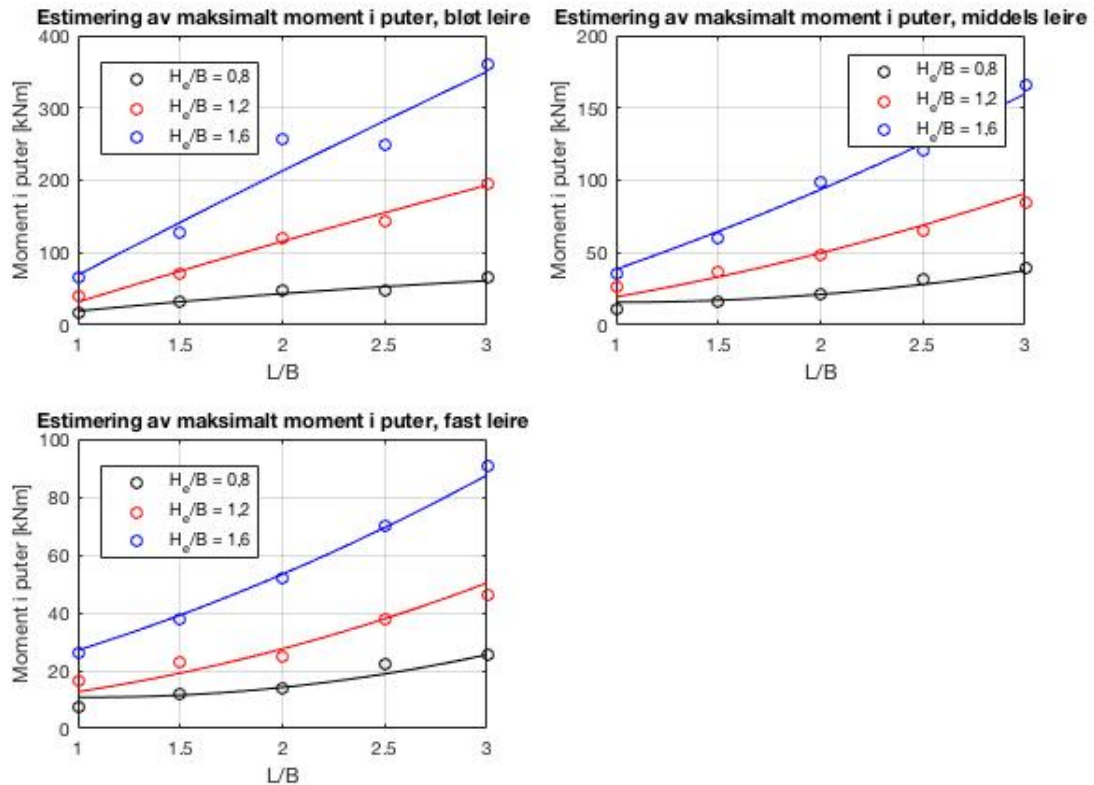
	Faktorer for input i formel 7.4		
	Bløt leire	Middels leire	Fast leire
d_1	157.9	109.4	71.88
d_2	-273.4	-148.6	-101.7
d_3	-85.86	-60.58	-31.43
d_4	77.7	47.96	38.89
d_5	149.3	62.00	28.62
d_6	-3.1655	5.487	3.968

7.7.1 Ligning for estimering av maksimalt moment i puter

Det har på bakgrunn av analysene for de tre leirene blitt laget en ligning for å estimere det maksimale bøyemomentet som oppstår i putene. Denne ligningen er gitt i figur 7.4. Konstantene som inngår i ligningen for de ulike leirene er gitt i tabell 7.4. Ligningen er plottet som linjer, og resultatene som ble oppnådd i denne studien er plottet som punkter, i figur 7.5.

$$M_{pute,max} = d_1 + d_2\left(\frac{H_e}{B}\right) + d_3\left(\frac{L}{B}\right) + d_4\left(\frac{H_e}{B}\right)^2 + d_5\left(\frac{H_e}{B}\right)\left(\frac{L}{B}\right) + d_6\left(\frac{L}{B}\right)^2 \quad (7.4)$$

Ligning 7.4 viser seg å gi gode estimater for det maksimale momentet som oppstår i putene. De beste estimatene oppstår for de to fasteste leirene. For den bløte leira oppstår det visse avvik for den dypeste utgravingen ved $L/B \geq 2,0$. Årsaken til dette avviket er at installasjonen av det midtre staget har størst påvirkning for nettopp bløt leire med utgraving til 8 m. Det fører til at formen på det maksimale momentet i putene blir mest uregelmessig for dette området.



Figur 7.5: Estimering og beregnede resultater av maksimalt moment i puter

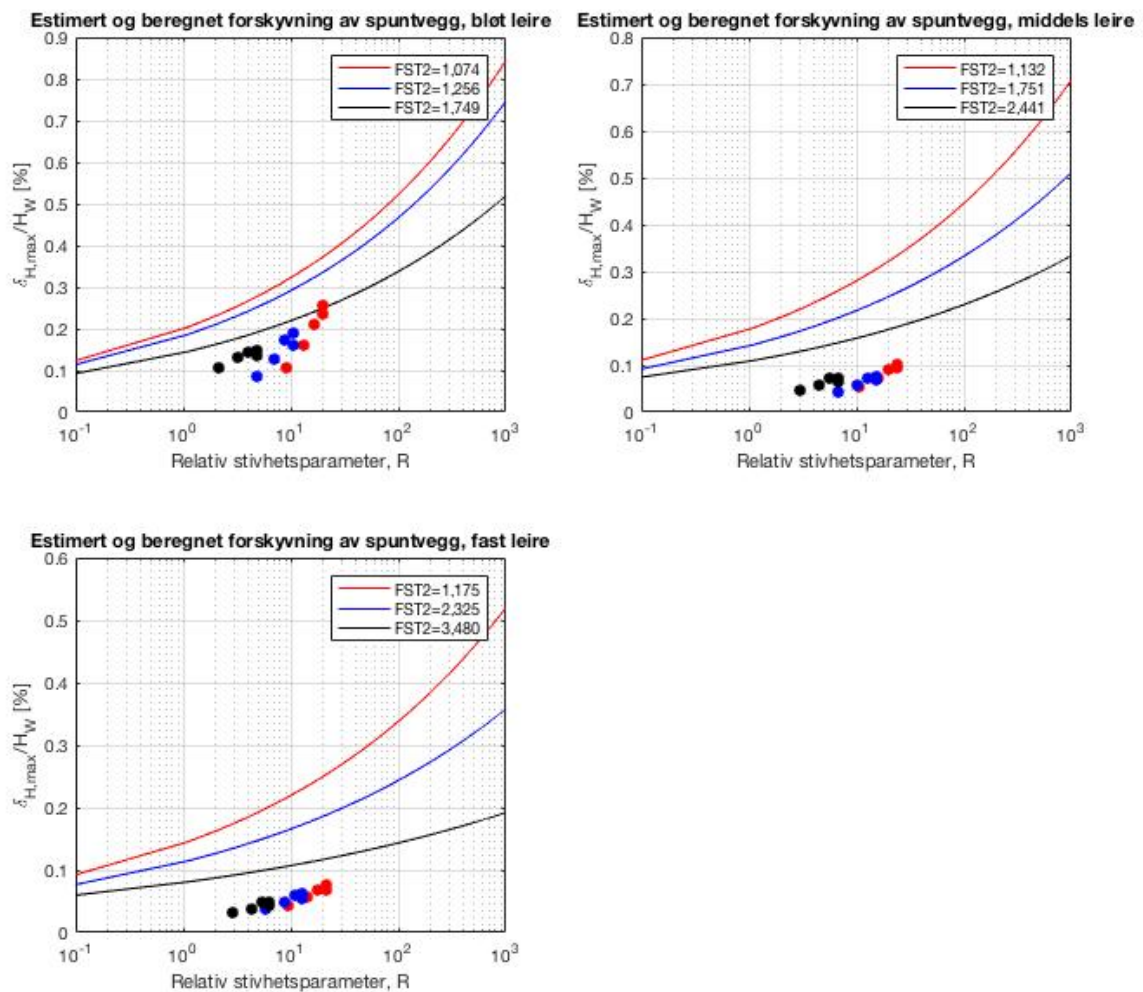
7.8 Estimering av maksimal deformasjon

For å kunne sammenligne resultater fra denne studien med resultater oppnådd i Bryson og Zapata-Medina (2012) måtte det bestemmes Youngs moduler for de ulike leirene. Youngs modul for avlasting/rebelastning ble bestemt fra ligning 7.5.

$$G_{ur}^{ref} = \frac{E_{ur}^{ref}}{2(1 + \nu_{ur})} \quad (7.5)$$

Deretter ble Youngs modul estimert fra E_{ur} , på bakgrunn av funnene i Nguyen og Luu (2013). Youngs modulene for den bløte-, den middels faste- og den faste leira ble bestemt til henholdsvis 4000 kPa, 7500 kPa og 10 000 kPa.

Resultatene som ble oppnådd i denne oppgaven har blitt sammenlignet med den semi-empiriske metoden til Bryson og Zapata-Medina (2012). Dette ble gjort for å undersøke om metoden, som opprinnelig ble laget for dypere utgravinger med tversgående avstivere, også var gyldig for grunne spuntgroper med hjørneavstivere og puter. Det viser seg at metoden utviklet av Bryson og Zapata-Medina (2012) overestimerer den maksimale deformasjonen av spuntveggen. Dette er vist i figur 7.6, der linjene representerer den semi-empiriske metoden, mens punktene er resultatene som ble oppnådd i denne oppgaven. Metoden foreslått av Bryson og Zapata-Medina (2012) gir størst deformasjon for lave verdier av sikkerhetsfaktoren mot bunnoppressing basert



Figur 7.6: Resultater for alle leirene plottet mot metoden til Bryson og Zapata-Medina (2012)

på Terzaghis modifiserte metode. For de beregnede deformasjonene er dette kun tilfellet for den bløte leira. For de fastere leirene er den beregnede maksimale forskyvningen av spuntveggen delt på spuntlengden tilnærmet lik for alle de tre utgravingsdybdene.

For å sammenligne resultatene oppnådd i denne oppgaven med resultatene fra Goh et al. (2017), ble avviket mellom den estimerte forskyvningen, fra ligning 2.8 i delkapittel 2.5, og den faktiske forskyvningen fra analysene beregnet. Avviket ble beregnet som den estimerte forskyvningen fra Goh et al. (2017) delt på den faktiske forskyvningen som ble oppnådd i analysene. Resultatene er gitt i tabell 7.5 og figur 7.7. Fra tabellen ser en at den maksimale horisontale deformasjonen av spuntveggen underestimeres ved bruk av ligning 2.8, sammenlignet med den beregnede forskyvningen av spuntveggen. Den estimerte forskyvningen fra Goh et al. (2017) er 3,2 – 9,3% av den beregnede forskyvningen for den bløte leira, mens forholdet er 3,9 – 7,2% når det gjelder den middels faste leira. For den faste leira er den estimerte forskyvningen 2,3 – 3,7% av den beregnede forskyvningen. Forklaringen på den store forskjellen mellom den estimerte forskyvningen og den beregnede forskyvningen, ligger trolig i forskjellen i utgravingene som har

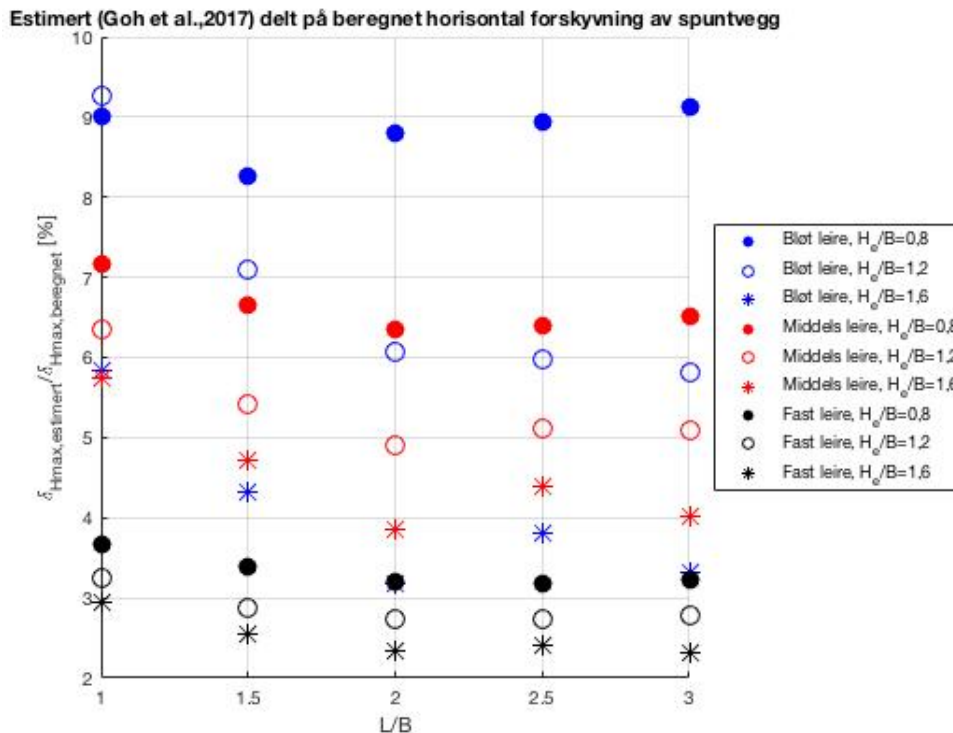
Tabell 7.5: Avvik mellom estimert forskyvning fra Goh et al. (2017) og faktisk forskyvning av spuntvegg

L/B	H_e/B	$\delta_{H,max,estimert}/\delta_{H,max,beregnet}$ [%]		
		Bløt leire	Middels leire	Fast leire
1,0	0,8	9,0	7,2	3,7
1,0	1,2	9,3	6,3	3,2
1,0	1,6	5,8	5,7	2,9
1,5	0,8	8,3	6,7	3,4
1,5	1,2	7,1	5,4	2,9
1,5	1,6	4,3	4,7	2,5
2,0	0,8	8,8	6,4	3,2
2,0	1,2	6,1	4,9	2,7
2,0	1,6	3,2	3,9	2,3
2,5	0,8	8,9	6,4	3,2
2,5	1,2	6,0	5,1	2,7
2,5	1,6	3,8	4,4	2,4
3,0	0,8	9,1	6,5	3,2
3,0	1,2	5,8	5,1	2,8
3,0	1,6	3,3	4,0	2,3

blitt analysert. I analysene som Goh et al. (2017) gjennomførte hadde spuntveggen en konstant lengde på 20 m for alle utgravingsdybder, mens selve utgravingsdybden var på 9, 12 og 16 m. Det fører til at fotdybden, D , som opphøyes i 4,5997 i ligningen til Goh et al. (2017) har en minimumsverdi på 4 m og en maksimumsverdi på 11 m. I denne oppgaven er den minste verdien av fotdybden lik 1 m, mens den største verdien er 4 m. Dette fører til at for alle tilfellene vil faktoren $D^{4,5997}$ bli betydelig større ved bruk av parameterne fra Goh et al. (2017).

Forskjellen mellom den estimerte forskyvningen og den beregnede forskyvningen er generelt sett minst for tilfellene med bløt leire og $H_e/B = 0,8$. Den aller minste forskjellen oppstår for bløt leire med $L/B = 1,0$ og $H_e/B = 1,2$. Ved dette tilfellet er den estimerte forskyvningen 9,3% av den beregnede forskyvningen. Hvor stor påvirkning de ulike avstivningssystemene har på den maksimale deformasjonen i spuntvegg er uvisst. Ettersom det ikke er foretatt analyser for de samme utgravingsnivåene, fotdybdene og overflategeometriene som i Goh et al. (2017) er det ikke mulig å bestemme et forhold mellom de to ulike avstivningssystemene.

På bakgrunn av de nevnte forskjellene kan man konkludere med at ligningen som er utviklet av Goh et al. (2017) for å estimere den maksimale horisontale forskyvningen av en spuntvegg, ikke kan benyttes for spuntgroper av begrenset størrelse med begrensede fotdybder. Det er ikke grunnlag i denne oppgaven for å konkludere hvoviddt de kan brukes for spuntgroper med avstivningssystem bestående av puter og hjørneavstivere. For å undersøke om ligningen også er gjeldende for denne typen spuntgroper, må det gjennomføres analyser der variasjonen av alle parametere, med unntak av avstivningssystemet, gjøres lik som i studien til Goh et al. (2017).



Figur 7.7: Estimert horisontal forskyvning av spuntvegg fra Goh et al. (2017) delt på beregnet forskyvning

7.9 Mohr-Coulomb

Ved en feil ble stivheten og den udrenerte skjærstyrken til MC-materialet satt til lavere verdier enn det man kan forvente for en reell leire. Resultatene fra analysene med MC er med andre ord ikke overførbare til andre materialer med jordmodellen MC, ettersom stivheten og skjærstyrken kan ha stor påvirkning på hjørneeffektene for de ulike parameterne. Tilfellet som er laget i denne studien er en leire med skjærstyrke på 1 kPa i overflaten, og som deretter øker med dybden. Dette er et svakt materiale som det mest sannsynlig ikke ville ha blitt foretatt utgravinger i uten grunnforsterkning på forhånd.

For $L/B \geq 2,5$ virker det som analysene som har blitt gjennomført ved bruk av MC er mer påvirket av installasjonen av de midtre stagne, enn det modellene som har benyttet NGI-ADP er. Dette er tydelig ved at variasjonen fra $L/B = 2,0$ til $L/B = 2,5$ er større for tilfellene med MC enn for tilfellene med NGI-ADP. Det samme er generelt tilfellet for intervallet fra $L/B = 2,5$ til $L/B = 3,0$. Hvorvidt denne påvirkning kommer som følge av jordmodellen MC eller den lave styrken og stivheten til materialet er usikkert. Trolig skyldes den store variasjonen i disse intervallene det svake jordmaterialet. Grunnen til denne antagelsen er at jorda i seg selv kan ta opp svært lite krefter før den plastifiseres, som gjør at alle deler av spuntkonstruksjonen må ta opp en større andel krefter enn det som ville vært tilfellet i et sterkere jordmateriale. Installasjon av stålstag i midten av spuntgropene vil bidra med å ta opp store deler av jordtrykket som oppstår, og kreftene i resten av spuntkonstruksjonen vil dermed omfordes i større grad

enn det som er tilfellet for de tre leirene. Dette kan illustreres ved å se på kreftene i de midtre stagene for de ulike jordmaterialene. Ved bruk av NGI-ADP ble kraften i de midtre avstiverne omtrent dobbel så stor som kraften i hjørneavstiverne, mens ved bruk av MC ble kraften i de midtre avstiverne to til fire ganger så stor som kraften i hjørneavstiverne. Det er dermed tydelig at de midtre stagene tar opp en større andel av jordtrykket ved bruk av MC enn NGI-ADP, hvilket betyr at installasjonen av de midtre stagene har størst påvirkning på modellene der MC har blitt benyttet.

Basert på det som er diskutert i dette delkapittelet, anbefales det ikke å benytte resultatene som er oppnådd ved bruk av jordmodellen MC for å ta hensyn til hjørneeffekter ved dimensjonering av spuntgroper i Plaxis 2D. Dersom resultatene skal kunne tas i bruk må det først undersøkes om lignende resultater kan oppnås ved bruk av MC for et mer realistisk jordmateriale.

Kapittel 8

Oppsummering

I dette kapitlet oppsummeres de viktigste funnene som har blitt gjort i denne studien. Dette gjøres ved å besvare forskningsspørsmålene som ble presentert i innledningen av oppgaven. Til slutt blir det gitt en anbefaling angående videre arbeid.

8.1 Oppsummering og konklusjoner

Forskningsspørsmålene som er gitt i kapittel 1 besvares på følgende måte.

1. *I hvor stor grad oppstår det hjørneeffekter for spuntgroper av begrenset størrelse?*

- Hjørneeffekter oppstår i stor grad for spuntgroper av begrenset størrelse. Dette gjelder for alle parameterne som har blitt vurdert i denne studien. Den eksakte størrelsen på hjørneeffektene viser seg å være avhengig av hvilken parameter man ønsker å se på, i tillegg til jordmaterialet og utgravingsdybden. Det maksimale momentet i spuntveggen ble større i Plaxis 3D enn i Plaxis 2D ved flere tilfeller. Dersom disse resultatene kan valideres ved å gjennomføre målinger i faktiske spuntgroper, vil det bety at innspenningseffekten man oppnår ved å modellere i Plaxis 3D fører til et større moment enn det man oppnår i plan tøyning.

2. *Hvor mye overdimensjoneres en hjørneavstiver for en spuntgrop ved bruk av 2D-analyse sammenlignet med 3D-analyse?*

- Overdimensjoneringen avhenger av hvor dyp utgravingen er, styrken til jordmaterialet det graves i, samt hvilket nummer i installasjonen av avstivinger det aktuelle staget er. Alle dimensjonerende stagkrefter som oppsto i hjørneavstiverne ved bruk av NGI-ADP i Plaxis 3D i denne studien, er mindre enn 90% av de dimensjonerende stagkreftene som oppsto i Plaxis 2D. Ved å ta i bruk den gjennomsnittlige stagkraften per meter i en gitt stegrad blir ikke den største stagkraften i et gitt stag tatt hensyn til, men ved å introdusere partialfaktorer fra Eurokode eller lignende retningslinjer, vil sikkerheten bli tilstrekkelig stor. Eventuelt kan resultatene for den maksimale

stagkraften som oppstår i de midtre avstiverne benyttes til å dimensjonere de midtre avstiverne for seg selv. Resultatene for hjørneeffekter med tanke på stagkreftene må verifiseres før de kan brukes, siden variasjonen er annerledes enn det som var forventet.

3. *I hvilken grad kan det etableres en sammenheng mellom 2D- og 3D-analyser som gjør at virkeligheten kan gjenspeiles korrekt ved bruk av 2D-beregninger?*

- Det er etablert en direkte sammenheng mellom Plaxis 2D og Plaxis 3D, representert ved tre ulike ligninger, for den maksimale forskyvningen av spuntveggen, det maksimale bøyemomentet i spuntveggen og sikkerhetsfaktoren mot bunnoppressing. Før disse kan tas i bruk må kvaliteten undersøkes ved å foreta feltundersøkelser, samt utfyllende analyser ved bruk av Plaxis 3D. For de andre parameterne som er undersøkt er det ikke utviklet ligninger for estimering av hjørneeffektene. Det er allikevel mulig å justere disse parameterne for hjørneeffektene som oppstår ved å ta i bruk diagrammene som er presentert i denne oppgaven.

4. *I hvilken grad er dagens praksis innen konsulentbransjen, dimensjonering i 2D uten representasjon av puter, en god tilnærming?*

- Basert på graden av hjørneeffekter som oppstår i alle parameterne som er vurdert, er ikke dagens praksis en god tilnærming. Grunnen til dette er at graden av hjørneeffekter som oppstår er så stor at det vil være muligheter for å begrense dimensjonene på både avstiverne, putene og selve spuntveggen, som vil være lønnsomt både fra et økonomisk perspektiv og for miljøet. Ved å benytte resultater fra denne studien kan det tas hensyn til hjørneeffektene ved bruk av Plaxis 2D, og man vil dermed ha et mer realistisk bilde på den faktiske oppførselen til spuntkonstruksjonen.

5. *Hvor godt stemmer tidligere undersøkelser av PSR for større spuntgroper med resultatene oppnådd for spuntgroper av mindre størrelsesorden?*

- Tidligere undersøkelser, som har benyttet andre avstivingssystemer enn det som er tilfellet i denne studien, viser seg å være ubrukelige for spuntgroper avstivet med puter og hjørneavstivere. Årsaken er at metodene som er foreslått ikke greier å gjenskape resultatene som er oppnådd i denne studien. Forskjellene oppstår på grunn av de ulike avstivingssystemene, samt at metodene fra de tidligere undersøkelsene er utviklet for spuntgroper med betydelig større overflategeometri og utgravingsdybder. Hvor stor andel av ulikhetene som oppstår på grunn av de ulike avstivingssystemene er vanskelig å bestemme, ettersom tidligere studier har utviklet ligninger basert på dypere utgravinger enn det som har blitt undersøkt i denne studien.

8.2 Videre arbeid

Det anbefales å arbeide videre for å lage mer omfattende ligninger som tar hensyn til hjørneeffekter for de ulike parameterne. Det er presentert ligninger for tre av parameterne som er undersøkt i denne oppgaven, men disse tar kun hensyn til de geometriske forholdene L/B og H_e/B . Det er ønskelig å komme fram til ligninger som også tar hensyn til den udrenerte skjærfastheten og stivheten til spuntkonstruksjonen, selv om dette virker som en vanskelig øvelse. Årsaken er at linjene, som beskriver variasjonen i hjørneeffekter for de ulike parameterne, ikke har samme form for ulike jordmaterialer, og det vil derfor være vanskelig å finne en ligning som gir gode resultater for alle tilfeller. For at en eventuell ligning skal kunne ta hensyn til variasjon i alle de ulike parameterne, må det gjennomføres et tilstrekkelig antall analyser til at det dannes et datagrunnlag som beskriver alle variasjoner i parameterne på en god måte.

For å etablere en database som kan benyttes for å dimensjonere for hjørneeffekter uten å benytte Plaxis 3D, må det tas hensyn til variasjon i flere parametere enn det er gjort i denne studien. Andre parametere som vil ha påvirkning på hjørneeffektene, og som derfor bør varieres, er dimensjonen til hjørneavstiverne, dimensjonen til putene og dimensjonen til spuntveggen. I tillegg må resultatene som er oppnådd i denne studien kvalitetssikres ved å foreta målinger av eksisterende spuntgroper. Dette må gjøres for å sikre at resultatene som oppnås i Plaxis 3D faktisk representerer virkeligheten på en god måte. Siden typen spuntgroper som har blitt analysert er spuntgroper som bygges for VA-anlegg i urbane områder, er det urealistisk å ikke ta i bruk terrenglaster i området rundt spuntgrope. Det foreslås derfor at framtidige studier benytter terrenglaster for å undersøke om disse har påvirkning på hjørneeffektene.

Tillegg A

Akronymer

PSR Plane strain ratio (Plan tøyning rate)

FEM Finite-element method (Elementmetoden)

LEM Limit equilibrium method (grenselikevekt)

MC Mohr-Coulomb jordmodell

ESA Effektivspenning automatisk

TSA Totalspenning automatisk

ESM Effektivspenning manuell

TSM Totalspenning manuell

ESS Effektivspenning forenklet

FHWA Federal Highway Administration

GS Geosuite

SF Sikkerhetsfaktor

Tillegg B

Tilleggsinformasjon

B.1 Søkeord for litteratursøk

Søkeordene som ble kombinert for å finne aktuell litteratur er gjengitt her.

- Three-dimensional effects
- Plane strain ratio
- Corner effects
- Excavation
- Strut
- Sheet pile wall
- Diaphragm wall
- Plane strain
- FEM
- Retaining wall
- Plaxis
- Geosuite
- Numerical
- Deformations
- Deflections
- Braced excavation

Tabell B.1: Forklaring av materialparametere i Plaxis 3D

Parameter	Forklaring	Benevning
E	Youngs modul for stål	kN/m^2
E_1	Youngs modul i 1.akseretning	kN/m^2
E_2	Youngs modul i 2.akseretning	kN/m^2
G_{12}	Skjærmodul i det aktuelle planet	kN/m^2
G_{13}	Skjærmodul ut av planet relatert til skjærdeformasjon i 1.akseretning	kN/m^2
G_{23}	Skjærmodul ut av planet relatert til skjærdeformasjon i 2.akseretning	kN/m^2
ν	Tverrkontraksjonstallet (Poisson)	–
A_1	Effektivt tverrsnittsareal for normalkrefter i første akseretning	m^2
A_2	Effektivt tverrsnittsareal for normalkrefter i andre akseretning	m^2
A_{12}	Effektivt tverrsnittsareal for skjærkraft Q_{12}	m^2
A_{13}	Effektivt tverrsnittsareal for skjærkraft Q_{13}	m^2
A_{23}	Effektivt tverrsnittsareal for skjærkraft Q_{23}	m^2
I_1	2. arealmoment om første akse (sterk akse)	m^4
I_2	2. arealmoment om andre akse (svak akse)	m^4
I_{12}	Motstand mot torsjon	m^4
γ	Ekvivalent tyngdetetthet for Plaxis 3D	kN/m^3
$\gamma_{stål}$	Tyngdetetthet stål	kN/m^3
t	Tykkelse på spuntveggen	m
h	Total høyde på spuntprofilen	m

Tabell B.2: Oversikt over fotdybde

Utgravingsdybde, H_e	Fotdybde, d			
	Bløt leire	Middels leire	Fast leire	Mohr-Coulomb
4m	1m	1m	1m	1m
6m	2m	2m	1m	1m
8m	4m	2m	1m	1m

B.2 Inputparametere for beregningsprogrammer

Tabell B.3: Parametere for AZ18-800 spunt fra *Skyline Steel*

Parameter	Navn	Verdi	Benevning
Profilbredde	b	800	mm
Profilhøyde	h	449	mm
Tverrsnittsareal	A	$128,6 * 10^{-4}$	m^2/m
Tyngde	w	100,9	kg/m^2
Andre arealmoment	I	$41320 * 10^{-8}$	m^4/m

Tabell B.4: Inputparametere for spuntvegg AZ18-800 (plate) i Plaxis 3D

Parameter	Navn	Verdi	Benevning
Ekvivalent platetykkelse	d	0,449	m
Ekvivalent tyngdetetthet	γ	2,205	kN/m^3
Youngs modul i første akseretning	E_1	$11,50 * 10^6$	kN/m^2
Youngs modul i andre akseretning	E_2	$1,000 * 10^{-3}$	kN/m^2
Skjærmodul i planet	G_{12}	$0,575 * 10^6$	kN/m^2
Skjærmodul ut av planet relatert til første akse	G_{13}	$1,002 * 10^6$	kN/m^2
Skjærmodul ut av planet relatert til andre akse	G_{23}	$0,301 * 10^6$	kN/m^2
Poissons tall	ν	0,0	-
Flytespenning første akseretning	$\sigma_{y,11}$	355,0	kN/m^2
Flytespenning andre akseretning	$\sigma_{y,22}$	355,0	kN/m^2
	W_{11}	1,700	m^3/m
	W_{22}	0,083	m^3/m

Tabell B.5: Inputparametere Geosuite excavation

Parameter	Navn	Verdi	Benevning
Tyngdetetthet umettet sone	γ_{unsat}	20,0	kN/m^3
Tyngdetetthet mettet sone	γ_{sat}	20,0	kN/m^3
Friksjonsvinkel	ϕ	30,96	°
Kohesjon	c	3	kN/m^2
Gjennomsnittlig Youngs modul	E_{50}	1000	kN/m^2
Youngs modul <i>stål</i>	$E_{stål}$	$210 * 10^6$	kN/m^2
Spuntareal	A	0,0004132	m^2/m
Aksialstivhet bjelke	EA	1639680	kN/m
Profilbredde	b	1,6	m
Senteravstand	d	1	m
Ruhet	r	0,7	-
Aktiv jordtrykkskoeffisient	K_A	0,35	-
Passiv jordtrykkskoeffisient	K_P	3,60	-

Tabell B.6: Inputparametere Mohr-Coulomb jordmodell

Parameter	Navn	Verdi	Benevning
Tyngdetetthet umettet sone	γ_{unsat}	20,0	kN/m^3
Tyngdetetthet mettet sone	γ_{sat}	20,0	kN/m^3
Friksjonsvinkel	ϕ	22	°
Kohesjon	c'_{ref}	1	kN/m^2
Youngs modul	E'	1000	kN/m^2
Poissons tall	ν	0,30	-

Tabell B.7: Inputparametere NGI-ADP jordmodell

Parameter	Navn	Bløt Onsøy leire	Middels Berg leire	Fast Eidsvoll leire
Tyngdetetthet	γ	20 kN/m^3	20 kN/m^3	20 kN/m^3
Skjærmodul over skjærstyrke	$\frac{G_{ur}}{s_u^A}$	327,0	642,9	597,0
Skjærtøyning ved trykkbrudd	γ_f^C	1,0 %	1,0 %	1,0 %
Skjærtøyning ved strekkbrudd	γ_f^E	5,0 %	5,0 %	5,0 %
Skjærtøyning ved DSS-brudd	γ_f^{DSS}	2,5 %	2,5 %	2,5 %
Aktiv skjærstyrke	$s_{u,ref}^A$	25 kPa	35 kPa	50 kPa
Aktiv skjærstyrke mot dybden	$s_{u,inc}^A$	1,0 kPa	1,0 kPa	1,0 kPa
Treaks trykk / aktiv skjærstyrke	$\frac{s_{u,C,TX}^A}{s_u^A}$	0,99	0,99	0,99
Passiv over aktiv skjærstyrke	$\frac{s_u^P}{s_u^A}$	0,4	0,4	0,4
DSS-styrke / aktiv skjærstyrke	$\frac{s_{u,DSS}^A}{s_u^A}$	0,7	0,7	0,7
Initiell mobilisering	$\frac{\tau_0}{s_u^A}$	0,7	0,7	0,7
Poissons tall	ν_u	0,4950	0,4950	0,4950
Friksjonsvinkel til Jakys formel	ϕ	26°	28°	30°
Hviletrykkskoeffisient	K_0	0,5616	0,5305	0,5

Tillegg C

Supplerende resultater

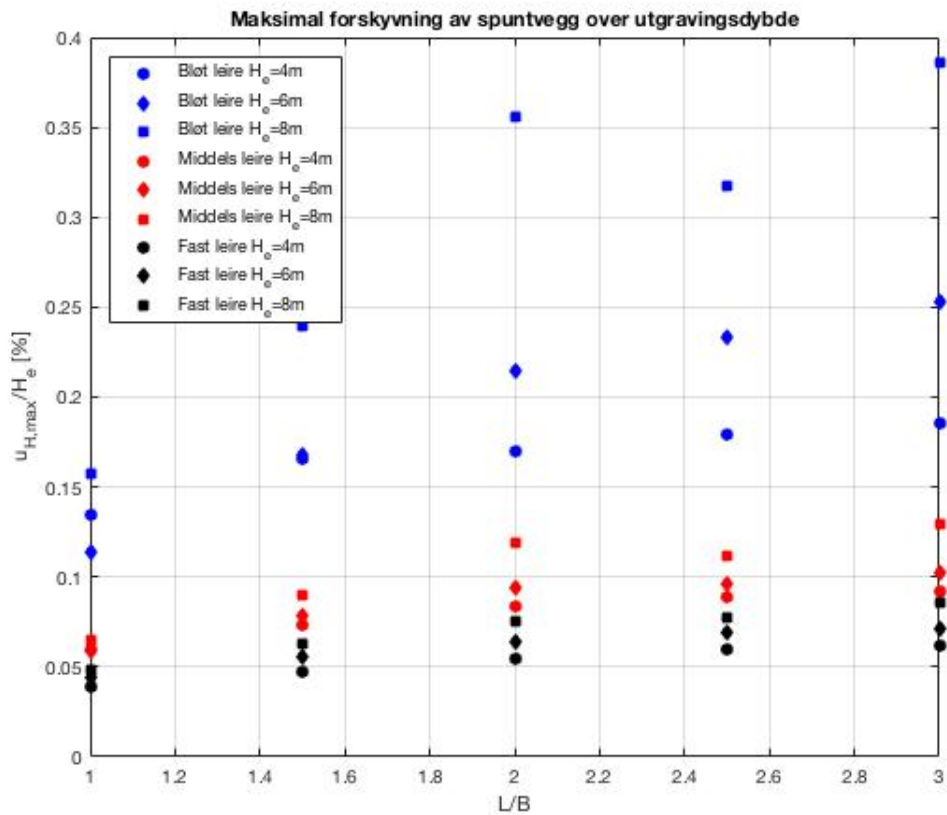
I dette kapitlet er resultatene som ligger til grunne for estimeringene av hjørneeffekter presentert. Resultatene som er gitt er den horisontale deformasjonen av spuntveggene, det maksimale bøyemomentet i spuntveggene, sikkerhetsfaktoren for alle tilfeller og den maksimale setningen for hver analyse.

C.1 Horisontal deformasjon av spuntvegg

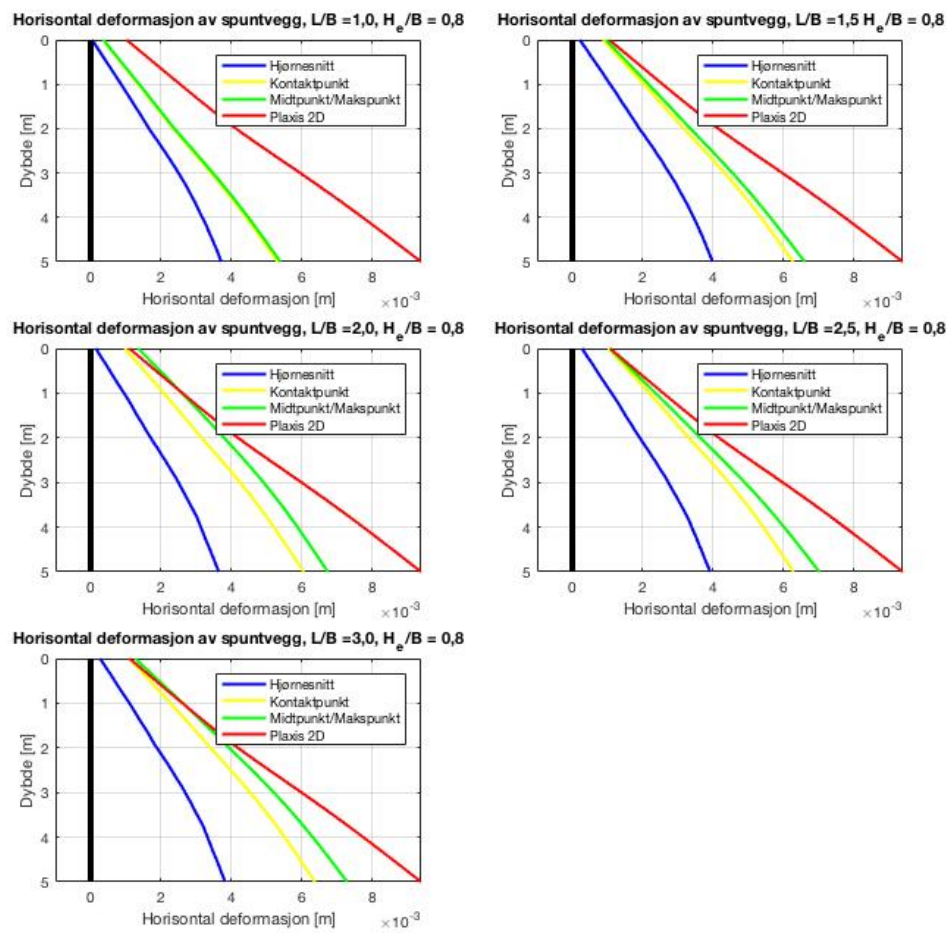
I dette delkapitlet er den maksimale horisontale deformasjonen av spuntveggen for alle tilfeller gitt. I tillegg er deformasjonsmønsteret for alle spuntveggene plottet ved bruk av tre ulike snitt fra Plaxis 3D, samt snittet i Plaxis 2D.

Tabell C.1: Maksimal horisontal deformasjon av spuntvegg

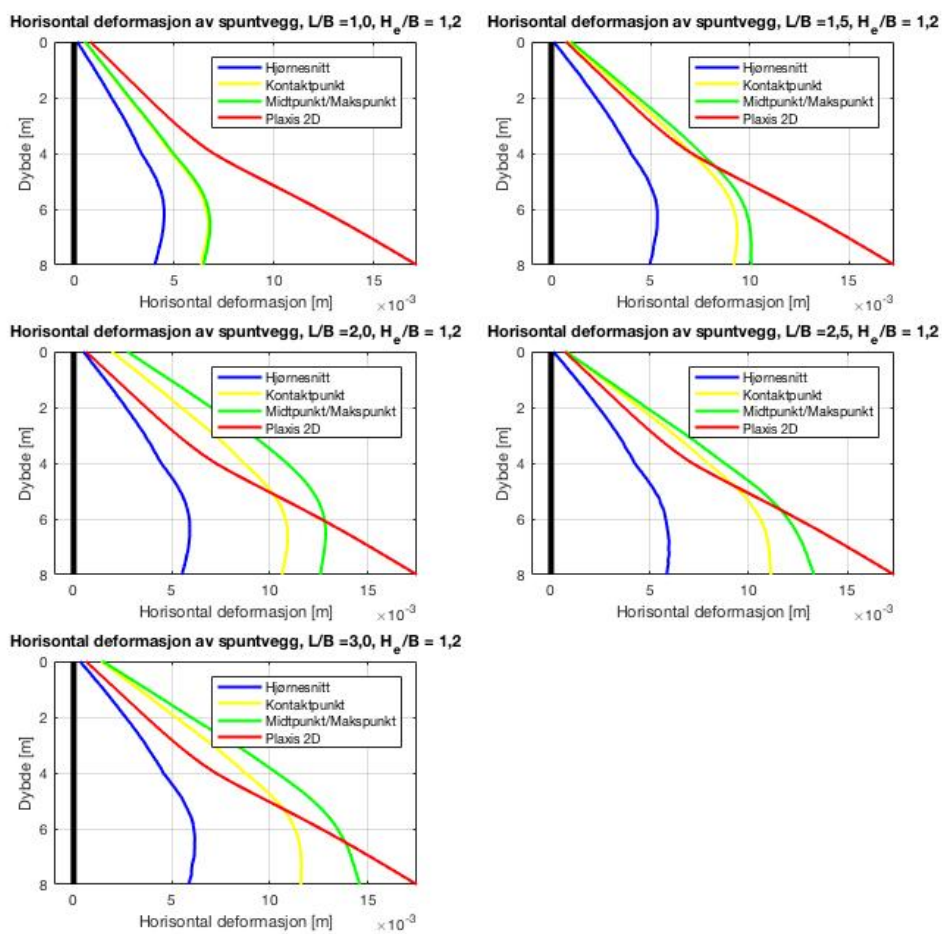
Leire	H_e	Maksimal horisontal forskyvning av spuntvegg (mm)					2D
		$L/B = 1,0$	$L/B = 1,5$	$L/B = 2,0$	$L/B = 2,5$	$L/B = 3,0$	
Bløt	4 m	4,9	6,1	6,7	6,6	6,8	9,4
Middels	4 m	2,33	2,8	3,3	3,5	3,6	4,0
Fast	4 m	1,5	1,0	2,2	2,3	2,4	2,6
MC	4 m	48,3	20,4	58,1	22,0	14,8	96,4
Bløt	6 m	5,4	7,9	10,1	11,0	11,9	17,4
Middels	6 m	3,0	4,0	4,8	4,9	5,2	6,7
Fast	6 m	2,5	3,2	3,6	3,9	4,0	4,6
MC	6 m	61,6	31,9	107,1	36,4	105,7	117,0
Bløt	8 m	7,9	12,0	17,8	15,9	19,3	45,4
Middels	8 m	3,9	5,4	7,1	6,7	7,7	11,1
Fast	8 m	3,4	4,5	5,3	5,5	6,1	7,7
MC	8 m	79,8	47,2	157,5	52,1	147,5	151,9



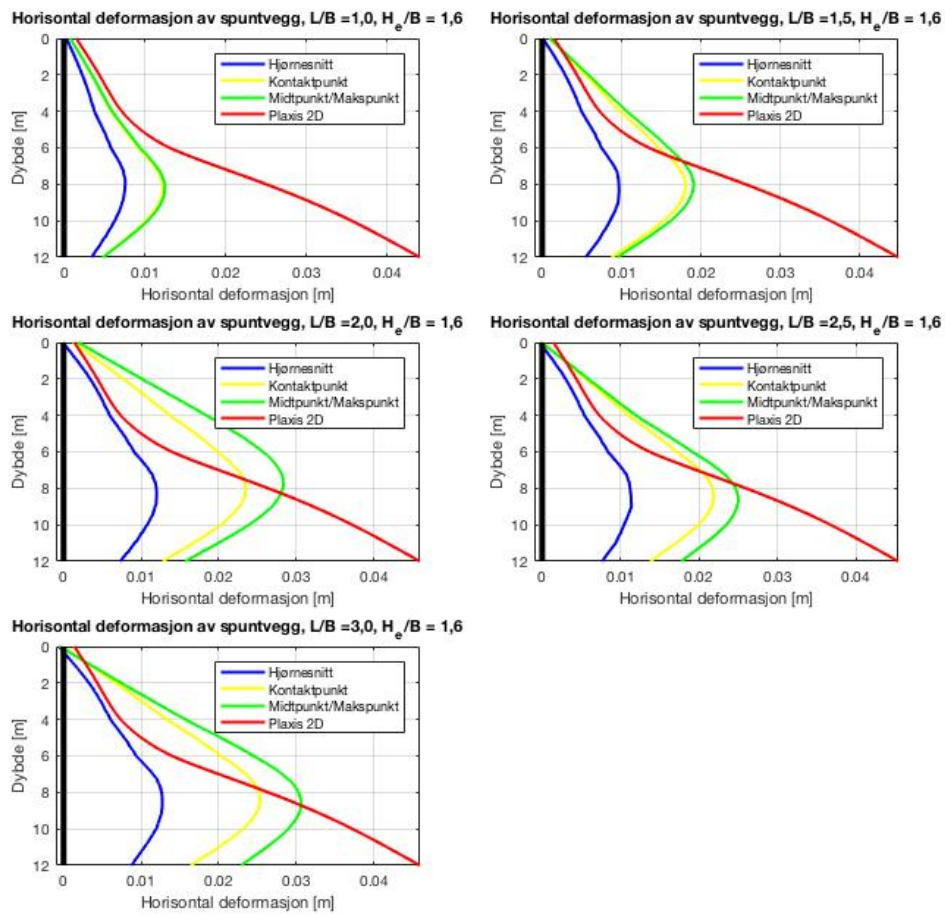
Figur C.1: Maksimal deformasjon av spuntveggen over utgravingsdybde

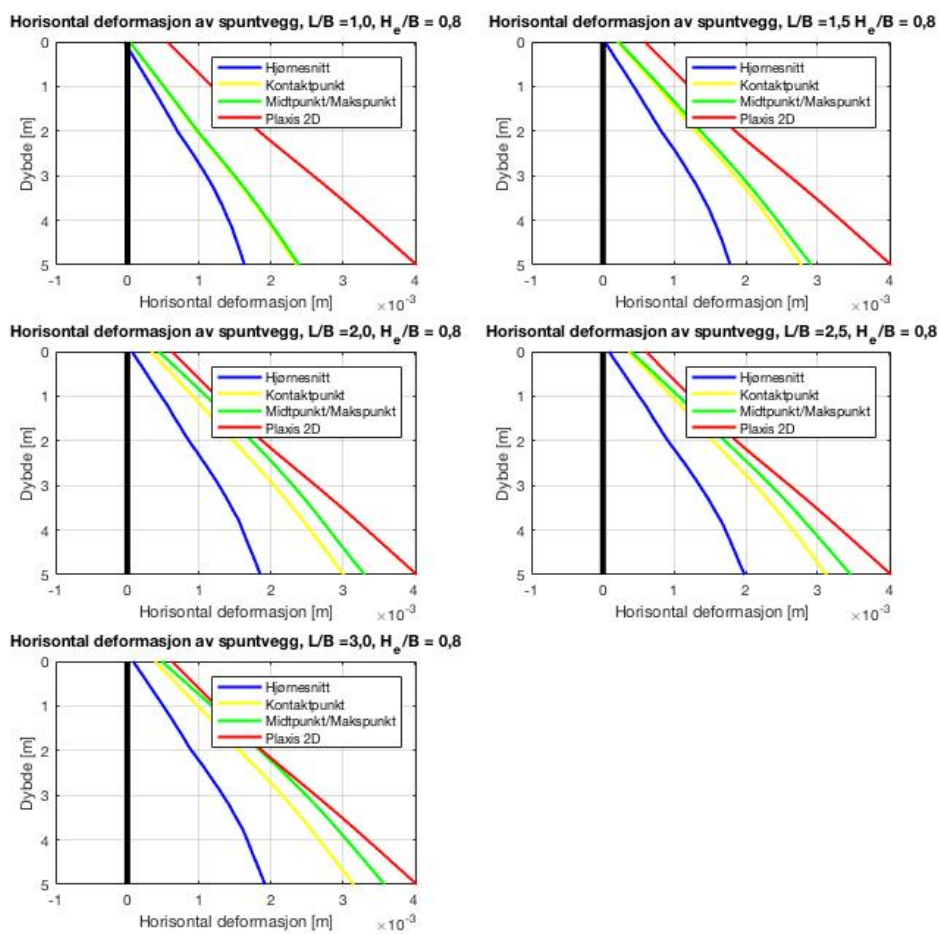


Figur C.2: Horizontal deformasjon for $H_e/B = 0,8$, bløt leire

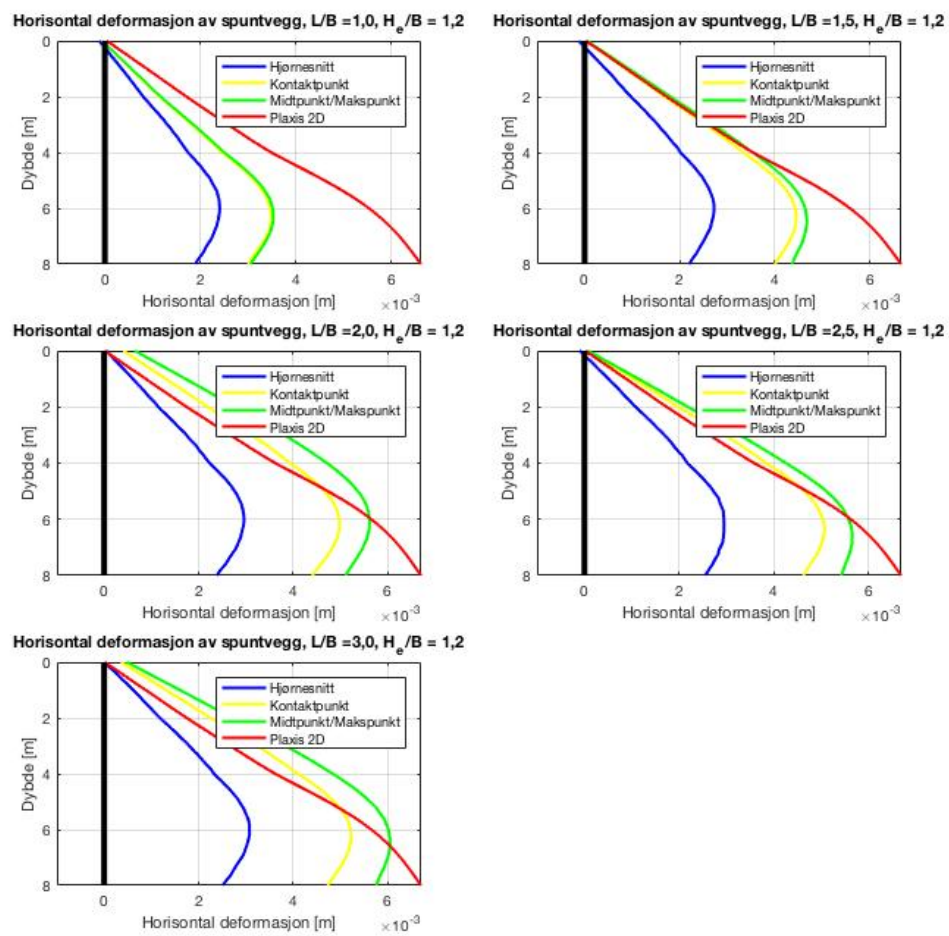


Figur C.3: Horizontal deformasjon for $H_e/B = 1,2$, bløt leire

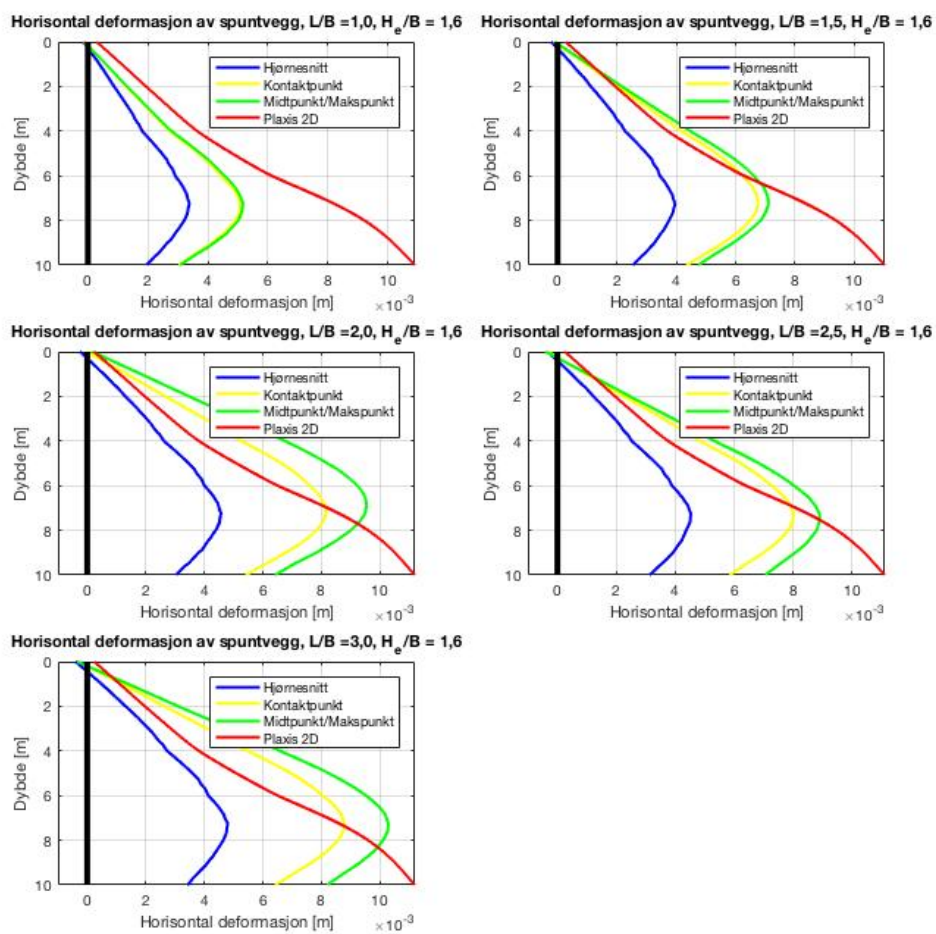
Figur C.4: Horizontal deformasjon for $H_e/B = 1,6$, bløt leire



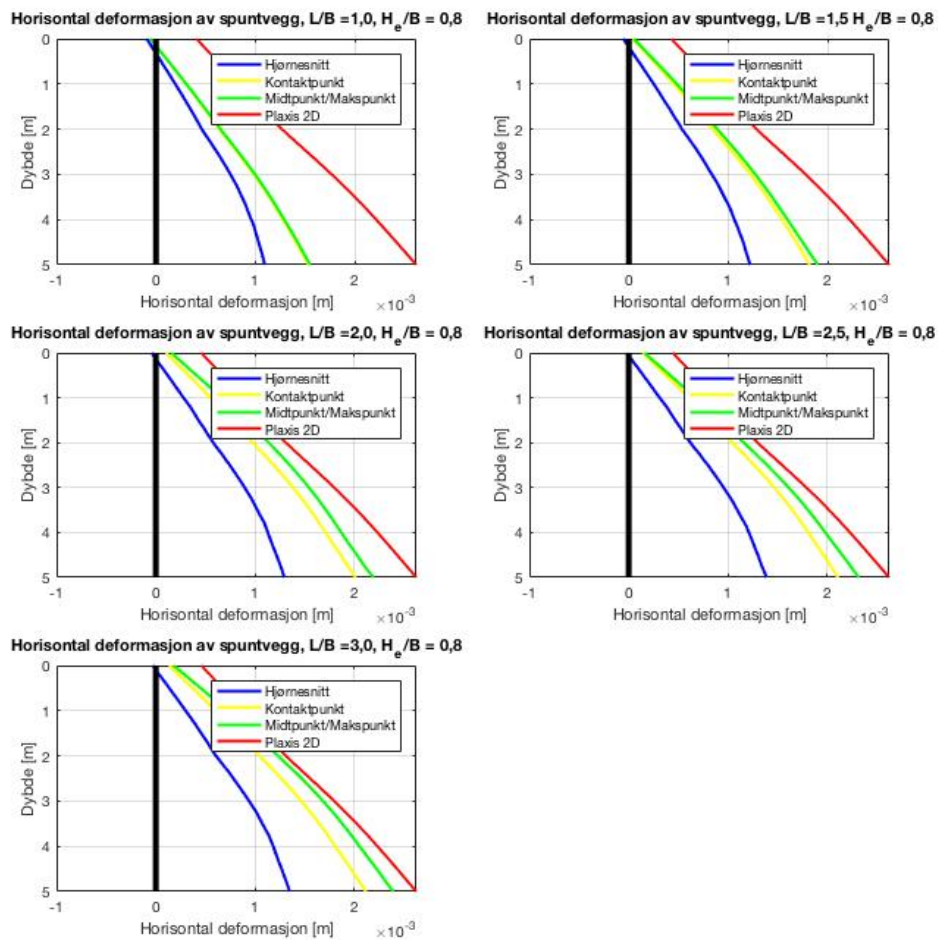
Figur C.5: Horizontal deformasjon for $H_e/B = 0,8$, middels leire



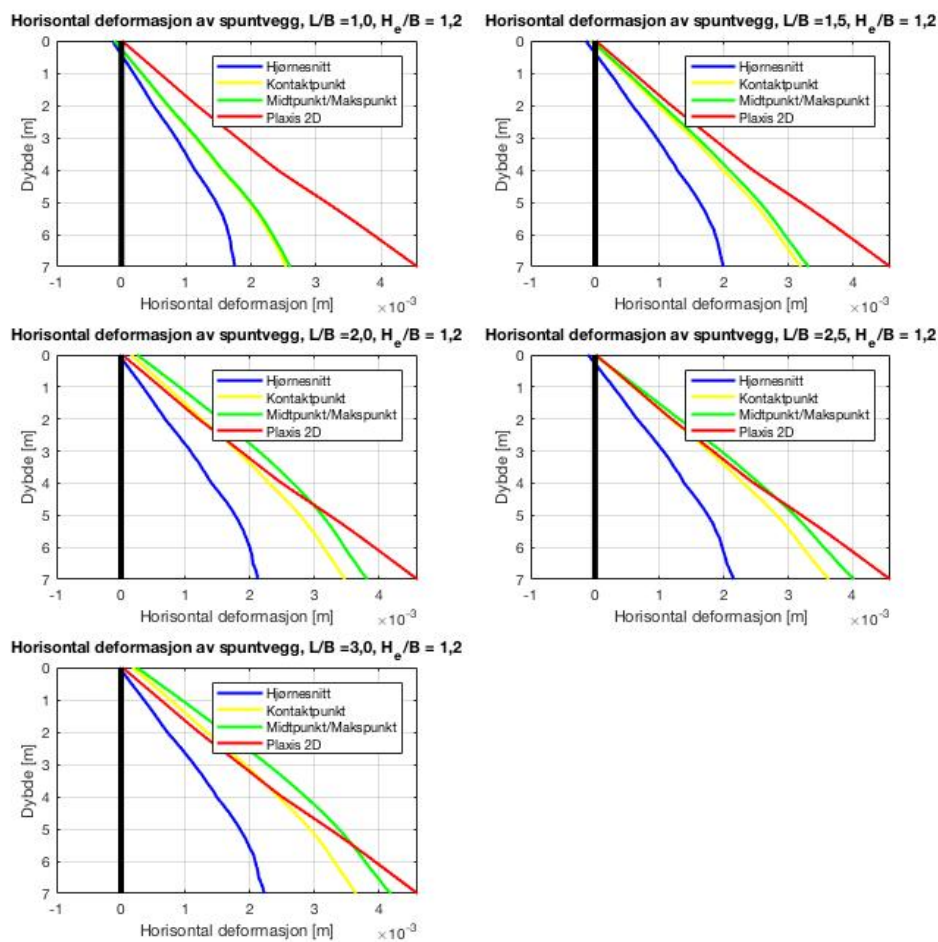
Figur C.6: Horizontal deformasjon for $H_e/B = 1, 2$, middels leire



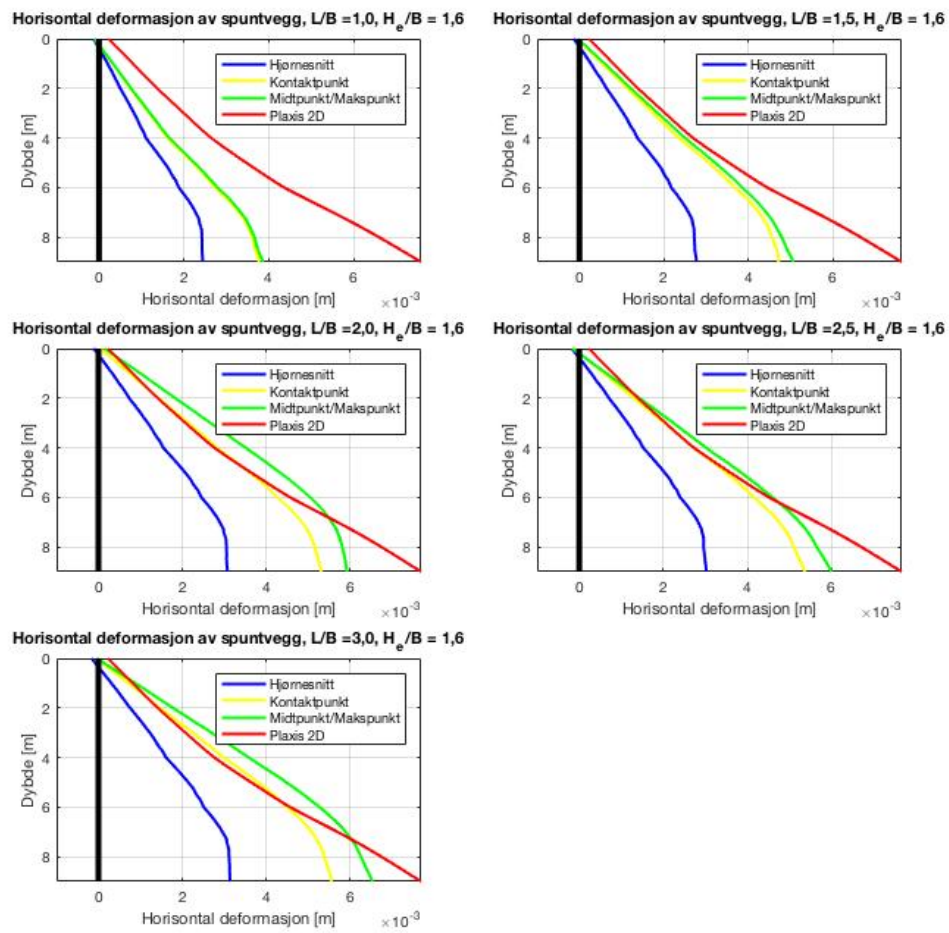
Figur C.7: Horizontal deformasjon for $H_e/B = 1,6$, middels leire

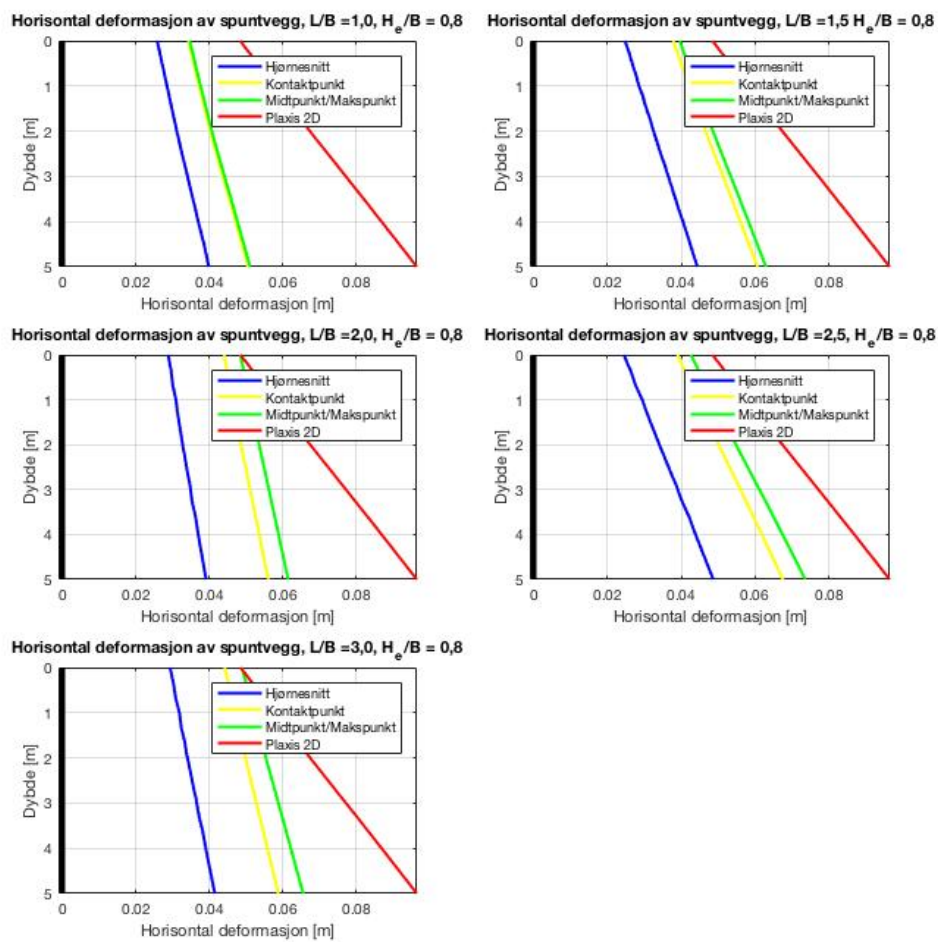


Figur C.8: Horizontal deformasjon for $H_e/B = 0,8$, fast leire

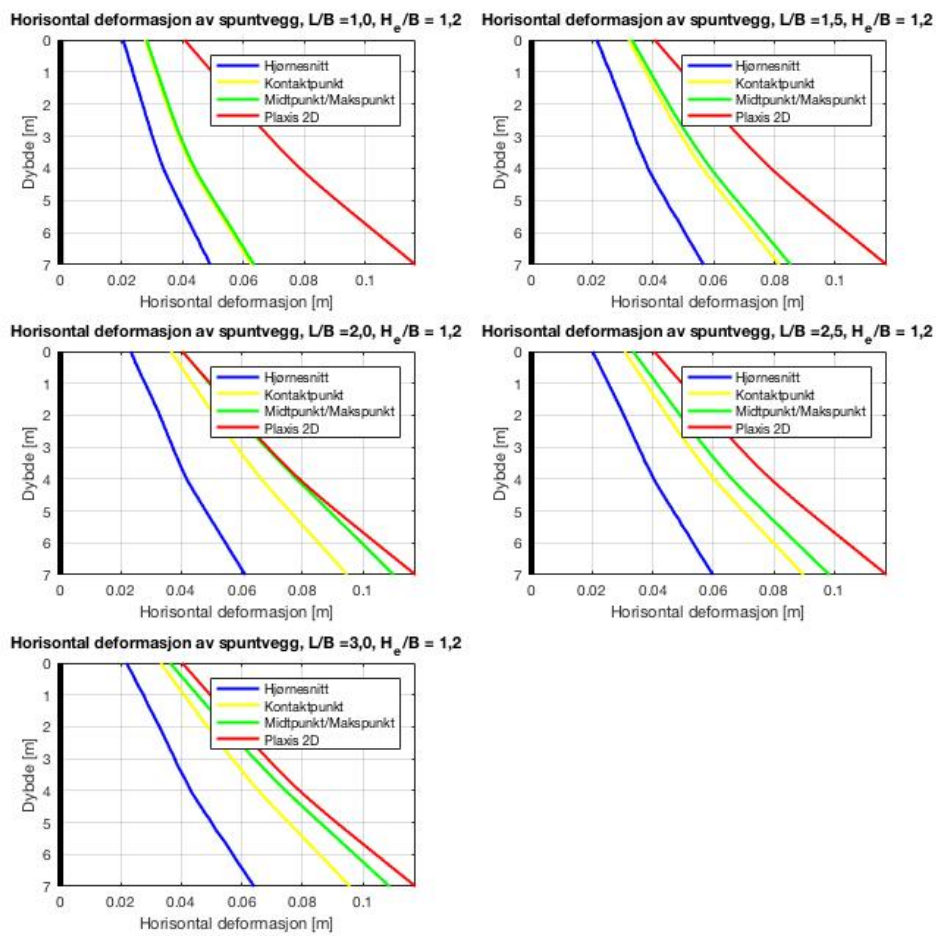


Figur C.9: Horizontal deformasjon for $H_e/B = 1,2$, fast leire

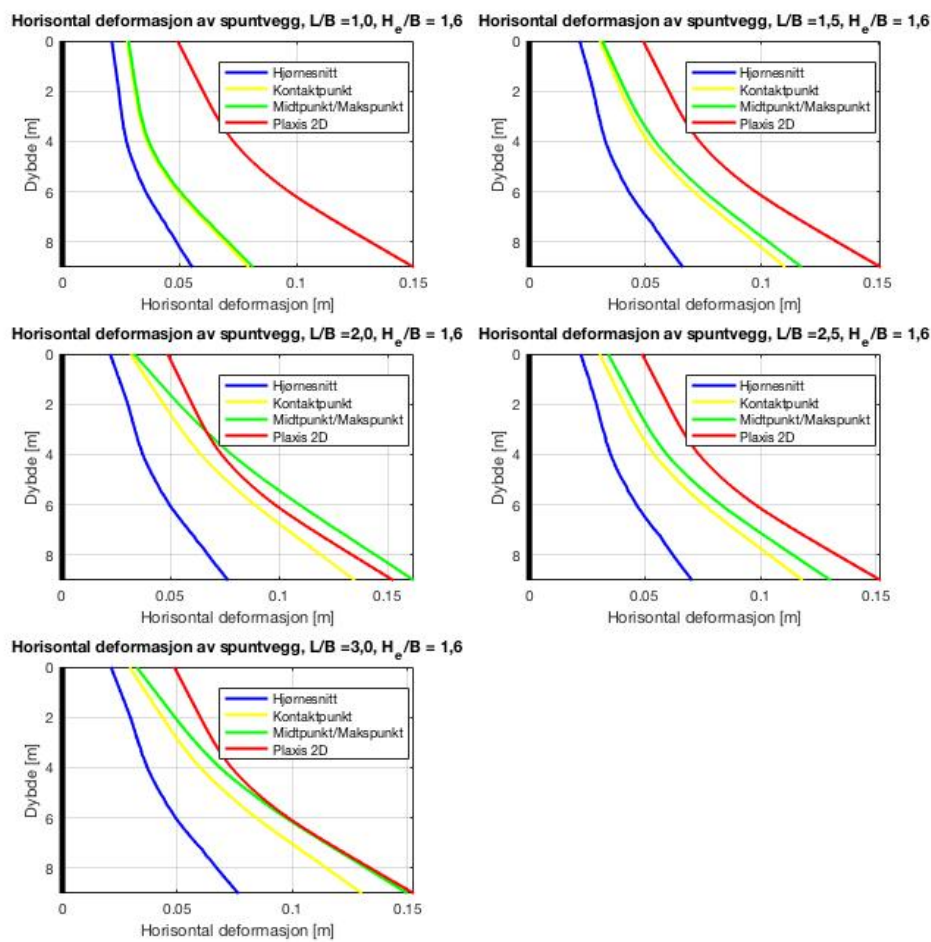
Figur C.10: Horizontal deformasjon for $H_e/B = 1,6$, fast leire



Figur C.11: Horizontal deformasjon for $H_e/B = 0,8$, Mohr-Coulomb



Figur C.12: Horizontal deformasjon for $H_e/B = 1,2$, Mohr-Coulomb



Figur C.13: Horizontal deformasjon for $H_e/B = 1,6$, Mohr-Coulomb

C.2 Maksimalt moment i spuntvegg

Tabell C.2: Maksimale moment i spuntvegg

Leire	H_e	Maksimale bøyemoment i spuntvegg (kNm/m)				
		$L/B = 1,0$	$L/B = 1,5$	$L/B = 2,0$	$L/B = 2,5$	$L/B = 3,0$
Bløt	4 m	12,0	14,4	15,6	14,8	15,6
Middels	4 m	7,4	8,6	10,3	9,9	11,2
Fast	4 m	6,4	7,0	8,3	8,0	8,4
MC	4 m	54,6	21,2	47,7	17,3	31,0
Bløt	6 m	39,2	41,2	46,7	41,9	44,4
Middels	6 m	30,3	30,7	32,9	33,0	34,3
Fast	6 m	11,1	10,9	12,9	12,6	12,5
MC	6 m	129,2	95,3	199,7	96,4	192,3
Bløt	8 m	76,4	88,1	100,6	105,3	115,9
Middels	8 m	46,9	49,4	55,1	56,0	59,8
Fast	8 m	21,1	23,0	23,7	23,2	23,7
MC	8 m	217,5	141,2	294,4	132,4	306,5

C.3 Sikkerhetsfaktor mot bunnoppressing

I dette delkapittelet er sikkerhetsfaktoren som har blitt oppnådd ved de ulike analysene gitt. Hver tabell presenterer sikkerhetsfaktorene for ett jordmateriale.

Tabell C.3: Sikkerhetsfaktor bløt leire

L/B	H_e/B	F_{2D}	$F_{3D,justert}$	$F_{3D,justert}/F_{2D}$
1,0	0,8	1,624	2,702	1,664
1,0	1,2	1,534	2,273	1,482
1,0	1,6	1,225	2,089	1,706
1,5	0,8	1,624	2,446	1,405
1,5	1,2	1,534	2,048	1,214
1,5	1,6	1,225	1,833	1,321
2,0	0,8	1,624	2,281	1,304
2,0	1,2	1,534	1,862	1,612
2,0	1,6	1,225	1,618	1,217
2,5	0,8	1,624	2,136	1,506
2,5	1,2	1,534	1,942	1,335
2,5	1,6	1,225	1,641	1,497
3,0	0,8	1,624	2,117	1,315
3,0	1,2	1,534	1,782	1,266
3,0	1,6	1,225	1,491	1,340

Tabell C.4: Sikkerhetsfaktor middels leire

L/B	H_e/B	F_{2D}	$F_{3D,justert}$	$F_{3D,justert}/F_{2D}$
1,0	0,8	2,171	3,780	1,741
1,0	1,2	1,980	3,289	1,661
1,0	1,6	1,557	2,670	1,715
1,5	0,8	2,171	3,509	1,506
1,5	1,2	1,980	2,867	1,295
1,5	1,6	1,557	2,363	1,298
2,0	0,8	2,171	3,271	1,297
2,0	1,2	1,980	2,563	1,227
2,0	1,6	1,557	2,021	1,243
2,5	0,8	2,171	2,920	1,616
2,5	1,2	1,980	2,564	1,448
2,5	1,6	1,557	2,133	1,517
3,0	0,8	2,171	2,815	1,345
3,0	1,2	1,980	2,430	1,295
3,0	1,6	1,557	1,935	1,370

Tabell C.5: Sikkerhetsfaktor fast leire

L/B	H_e/B	F_{2D}	$F_{3D,justert}$	$F_{3D,justert}/F_{2D}$
1,0	0,8	2,980	5,136	1,724
1,0	1,2	2,510	3,730	1,486
1,0	1,6	2,005	2,954	1,473
1,5	0,8	2,980	4,741	1,456
1,5	1,2	2,510	3,180	1,167
1,5	1,6	2,005	2,657	1,168
2,0	0,8	2,980	4,339	1,274
2,0	1,2	2,510	2,929	1,113
2,0	1,6	2,005	2,342	1,147
2,5	0,8	2,980	4,052	1,591
2,5	1,2	2,510	2,929	1,267
2,5	1,6	2,005	2,484	1,325
3,0	0,8	2,980	3,796	1,360
3,0	1,2	2,510	2,793	1,167
3,0	1,6	2,005	2,300	1,239

Tabell C.6: Sikkerhetsfaktor Mohr-Coulomb

L/B	H_e/B	F_{2D}	$F_{3D,justert}$	$F_{3D,justert}/F_{2D}$
1,0	0,8	1,445	1,721	1,191
1,0	1,2	2,015	2,323	1,153
1,0	1,6	1,835	2,196	1,197
1,5	0,8	1,445	2,592	1,164
1,5	1,2	2,015	3,139	1,114
1,5	1,6	1,835	3,020	1,092
2,0	0,8	1,445	1,681	1,152
2,0	1,2	2,015	2,246	1,064
2,0	1,6	1,835	2,004	1,059
2,5	0,8	1,445	3,161	1,794
2,5	1,2	2,015	2,857	1,558
2,5	1,6	1,835	2,811	1,646
3,0	0,8	1,445	1,664	2,188
3,0	1,2	2,015	2,143	1,418
3,0	1,6	1,835	1,942	1,531

C.4 Stagkrefter

Tabell C.7: Normalkraft i horisontal avstiver i midten av spuntgrop, bløt leire

L/B	H_e/B	1.rad (2 m)	2.rad (4 m)	3.rad (6 m)	Maks i hjørnestiver
2,5	0,8	129,1 kN	-	-	64,9 kN
2,5	1,2	127,2 kN	418,9 kN	-	197,3 kN
2,5	1,6	63,2 kN	587,3 kN	705,8 kN	338,8 kN
3,0	0,8	151,4 kN	-	-	74,6 kN
3,0	1,2	197,6 kN	505,0 kN	-	225,2 kN
3,0	1,6	100,6 kN	764,2 kN	902,3 kN	419,6 kN

Tabell C.8: Normalkraft i horisontal avstiver i midten av spuntgrop, middels leire

L/B	H_e/B	1.rad (2 m)	2.rad (4 m)	3.rad (6 m)	Maks i hjørnestiver
2,5	0,8	97,0 kN	-	-	52,0 kN
2,5	1,2	124,1 kN	206,9 kN	-	113,7 kN
2,5	1,6	104,2 kN	347,1 kN	318,7 kN	172,3 kN
3,0	0,8	109,8 kN	-	-	55,3 kN
3,0	1,2	171,2 kN	239,9 kN	-	123,7 kN
3,0	1,6	143,6 kN	422,8 kN	401,7 kN	202,0 kN

Tabell C.9: Normalkraft i horisontal avstiver i midten av spuntgrop, fast leire

L/B	H_e/B	1.rad (2 m)	2.rad (4 m)	3.rad (6 m)	Maks i hjørnestiver
2,5	0,8	70,8 kN	-	-	39,2 kN
2,5	1,2	87,5 kN	125,1 kN	-	67,6 kN
2,5	1,6	91,3 kN	211,4 kN	207,6 kN	110,2 kN
3,0	0,8	75,9 kN	-	-	41,2 kN
3,0	1,2	122,3 kN	139,8 kN	-	71,5 kN
3,0	1,6	119,5 kN	250,8 kN	241,1 kN	123,5 kN

Tabell C.10: Normalkraft i horisontal avstiver i midten av spuntgrop, Mohr-Coulomb

L/B	H_e/B	1.rad (2 m)	2.rad (4 m)	3.rad (6 m)	Maks i hjørnestiver
2,5	0,8	273 kN	-	-	72,7 kN
2,5	1,2	95,32 kN	1119 kN	-	358,7 kN
2,5	1,6	407,3 kN	1217 kN	1275 kN	464,9 kN
3,0	0,8	236,0 kN	-	-	125,2 kN
3,0	1,2	36,8 kN	1302,0 kN	-	605,8 kN
3,0	1,6	615,3 kN	1556,0 kN	1542,0 kN	722,9 kN

C.5 Setning av omliggende terreng

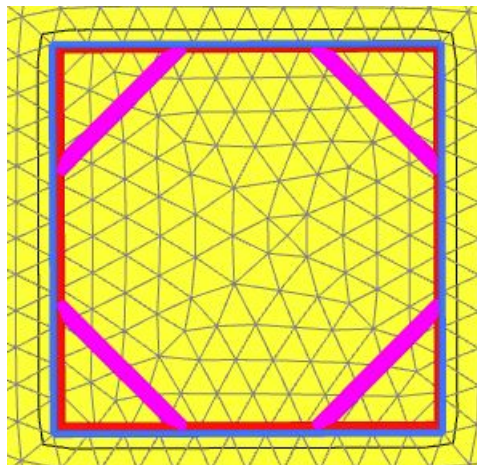
Tabell C.11: Setninger av omliggende terreng

Leire	H_e	Maksimal setning av omliggende terreng (mm)					
		$L/B = 1,0$	$L/B = 1,5$	$L/B = 2,0$	$L/B = 2,5$	$L/B = 3,0$	2D
Bløt	4 m	0,6	0,8	1,1	1,2	1,7	4,1
Middels	4 m	0,3	0,4	0,6	0,7	0,9	1,9
Fast	4 m	0,3	0,3	0,4	0,4	0,6	1,3
MC	4 m	15,7	5,0	-	-	-	49,3
Bløt	6 m	0,5	1,7	3,4	3,0	4,5	8,1
Middels	6 m	0,3	0,8	1,4	1,3	1,9	3,1
Fast	6 m	0,2	0,4	0,6	0,6	1,0	2,3
MC	6 m	16,9	8,4	24,5	9,1	35,2	106,4
Bløt	8 m	1,1	3,1	6,7	6,2	9,1	23,4
Middels	8 m	0,5	1,1	2,2	2,2	3,1	5,5
Fast	8 m	0,2	0,4	0,8	0,9	1,2	2,8
MC	8 m	18,7	8,1	35,3	12,3	47,8	118,0

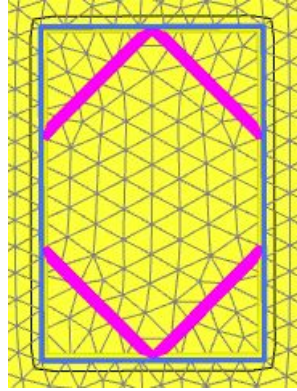
Tillegg D

Snitt av modeller

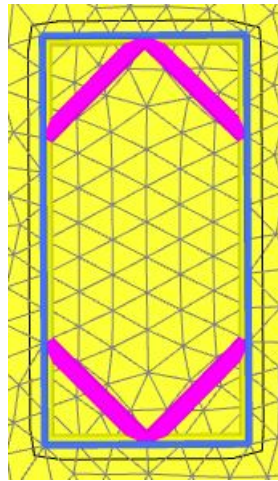
I dette tillegget er figurer av de ulike modellene fra Plaxis 3D vist.



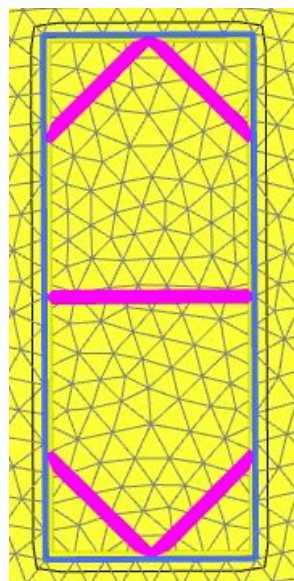
Figur D.1: Modell fra Plaxis 3D for $L/B = 1,0$



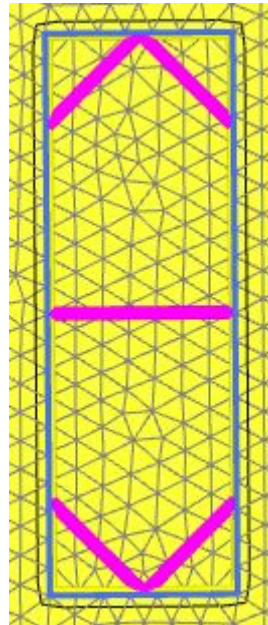
Figur D.2: Modell fra Plaxis 3D for $L/B = 1,5$



Figur D.3: Modell fra Plaxis 3D for $L/B = 2,0$



Figur D.4: Modell fra Plaxis 3D for $L/B = 2,5$



Figur D.5: Modell fra Plaxis 3D for $L/B = 3,0$

Bibliografi

- Bica, A. og Clayton, C. (1989). Limit equilibrium design methods for free embedded cantilever walls in granular materials. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, 27(2).
- Brinkgreve, R., Kumarswamy, S., og Swolfs, W. (2016). Plaxis 3d manual. *Plaxis 3D 2016 manuals*.
- Brinkgreve, R., Kumarswamy, S., og Swolfs, W. (2017). Plaxis 2d manual. *Plaxis 2D 2017 manuals*.
- Bryson, L. og Zapata-Medina, D. (2012). Method for estimating system stiffness for excavation support walls. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 138(9):1104–1115.
- Clough, G. W. og O'Rourke, T. D. (1990). Construction induced movements of insitu walls. *Specialty Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures 1990*.
- Emdal, A., Grande, L., og Nordal, S. (2015). *Geoteknikk beregningsmetoder*. Faggruppe for Geoteknikk, NTNU.
- Finno, R. J., Blackburn, J. T., og Roboski, J. F. (2007). Three-dimensional effects for supported excavations in clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(1):30–36.
- Fourie, A. B. og Potts, D. M. (1989). Comparison of finite element and limiting equilibrium analyses for an embedded cantilever retaining wall. *Geotechnique*, 39(2):175–188.
- Goh, A., Zhang, F., Zhang, W., Zhang, Y., og Liu, H. (2017). A simple estimation model for 3d braced excavation wall deflection. *Computers and Geotechnics*, 83:106–113.
- Grimstad, G., Andresen, L., og Jostad, H. (2012). Ngi-adp: Anisotropic shear strength model for clay. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 36(4):483–497.
- Hsiung, B.-C., Yang, K.-H., Aila, W., og Hung, C. (2016). Three-dimensional effects of a deep excavation on wall deflections in loose to medium dense sands. *Computers and Geotechnics*, 80:138–151.

- Kavli, A. (2008). Spuntberegninger med samvirkeprogram - del 1. *Spunt og avstivede byggegrøper, Tønsberg*.
- Krahn, J. (2003). The 2001 r.m. hardy lecture: The limits of limit equilibrium analyses. *Canadian Geotechnical Journal*, 40(3):643–660.
- Long, M. og Donohue, S. (2010). Characterization of norwegian marine clays with combined shear wave velocity and piezocone cone penetration test (cptu) data. *Canadian Geotechnical Journal*, 47(7):709–718.
- Nguyen, V. H. og Luu, C. (2013). Influence of unloading soil modulus on horizontal deformation of diaphragm wall. *International Symposium on New Technologies for Urban Safety of Mega Cities in Asia (USMCA2013)*.
- Nordal, S. (2017). Geotechnical engineering advanced course. *Lecture notes and background material*.
- Nordal, S. og Antonsen, P. (1985). Plastic collapse loads by the finite element method. *Proceedings of the 11th international conference on soil mechanics and foundation engineering - San Francisco, 12-16 August 1985*.
- Novapoint (2009). Theory and reference manual for gs supported excavation calculation engine version 2.
- Ou, C.-Y., Chiou, D.-C., og Wu, T.-S. (1996). Three-dimensional finite element analysis of deep excavations. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(5):337–345.
- Padfield, C. J. og Mair, R. J. (1984). Design of retaining walls embedded in stiff clay. *CIRIA report 104*.
- Potts, D. M. og Fourie, A. B. (1984). The behaviour of a propped retaining wall: results of a numerical experiment. *Geotechnique*, 34(3):383–404.
- Sabatini, P. J., Pass, D. G., og Bachus, R. C. (1999). Geotechnical engineering circular no. 4 ground anchors and anchored systems. *Permanent Ground Anchors, FHWA*.
- Simpson, B. og Powrie, W. (2001). Embedded retaining walls: theory, practice and understanding. *15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul August 2001*.
- Statens Vegvesen (2014). Håndbok v220, geoteknikk i vegbygging.
- Terzaghi, K. (1943). Theoretical soil mechanics.
- Terzaghi, K., Peck, R. B., og Mesri, G. (1996). Soil mechanics in engineering practice.