

Jordskjelvrespons av spunt

Siri Bente Haugen

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2013

Hovedveileder: Steinar Nordal, BAT

Medveileder: Amir M. Kaynia, KT

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



Oppgavens tittel: Jordskjelvrespons av spunt <i>Earthquake Response of Sheet Pile Walls</i>	Dato: 10. juni 2013		
	Antall sider (inkl. bilag): 113		
	Masteroppgave	x	Prosjektoppgave
Navn: Siri Bente Haugen			
Faglærer/veileder: Professor Steinar Nordal, NTNU			
Ekstern faglig kontakt/veileder: Professor II Amir M. Kaynia, NGI/NTNU			

Ekstrakt:

Kollaps av støttekonstruksjoner på grunn av jordskjelv kan føre til store skader. Det er derfor et behov for pålitelige dimensjoneringsmetoder for slike konstruksjoner. Denne oppgaven tar for seg bruk av numeriske analyser med elementmetodeprogrammet PLAXIS til jordskjelvberegning for støttekonstruksjoner. Dette ved å verifisere modellforsøk, samt ved å sammenligne tidshistorieanalyse og pseudo-statisk analyse for spunt i kohesjonsmateriale. Rapporten kan deles inn i tre hoveddeler. Den første delen tar for seg et litteraturstudium av støttekonstruksjoner, jordskjelvrespons og ulike analysemetoder.

Del to omhandler analyser utført med elementmetodeprogrammet PLAXIS for verifisering av resultater fra ristebordforsøk utført av EERC (the Earthquake Engineering Research Center) i 2010 i Bristol. Målet har vært å utvikle en numerisk modell som bekrefter at resultatene stemmer overens med fysisk modell, for så å bruke PLAXIS videre i jordskjelvanalyser. Ristebordforsøket består av en støttevegg med en bakfylling av sand over et bunnlag av sand. Fokusområdet har vært å få sammenfallende verdiene for max moment og forskyvning av støtteveggen. Dette ved hjelp av parameterstudie av usikre parametre; demping, ruhet mellom sand og vegg, skjærmodul og friksjonsvinkel. PLAXIS-analysene gir en momentfordeling som er for lav i øvre del av veggen og for høy i nedre del av veggen, og sluttdeformasjonen viser for mye rotasjon i forhold til ristebordforsøket.

Del tre omhandler tidshistorieanalyser og pseudo-statistiske analyser av spunt i kohesjonsmateriale. Det er utført analyser for et tilfelle med 3 m utgraving uten avstivning og et tilfelle med 4 m utgraving med innvendig avstivning. Jordtrykk- og momentdiagram for tidshistorieanalyse og pseudo-statisk analyse for tilfellet uten avstivning har tilnærmet samme verdier, men de er motsatt rettet. Dette kommer av at når maksimalt moment opptrer i spuntten for tidshistorieanalyse er bevegelsen til systemet i motsatt retning av hva den er for pseudo-statisk metode. For tilfellet med avstivning er bevegelsen i samme retning og jordtrykk- og momentdiagrammene fra tidshistorieanalyse og pseudo-statisk analyse sammenfaller bedre. Tidshistorieanalyse gir økende moment i spuntten og kraft i stiver ved økende PGA og minkende Su.

Tidshistorieanalyse gir større respons enn pseudo-statisk metode for spunt uten avstivning og Su-verdier på 16 og 20 kPa, mens pseudo-statisk metode gir størst respons når Su=30 kPa. Pseudo-statisk metode gir også størst respons for spunt med avstivning. Om pseudo-statisk analyse er konservativ blir dermed avhengig av hvilken geometri analysetilfellet har og Su-verdier. Å utføre en pseudo-statisk analyse tar betydelig mindre tid enn tidshistorieanalyse, men pseudo-statisk metode viser den ulempen at den kan nå brudd selv om kapasiteten egentlig er tilstrekkelig.

Stikkord:

1. Seismisk påkjenning
2. Pseudo-statisk analyse
3. Spunt
4. PLAXIS

(sign.)

MASTEROPPGAVE

TBA4900 Geoteknikk

VÅREN 2013

for

Siri Bente Haugen

Jordskjelvrespons av spunt

Earthquake Response of Sheet Pile Walls

BAKGRUNN

Støttekonstruksjoner representerer et sentralt element i vegbygging, kaier og andre bygningskonstruksjoner. Ved jordskjelv er det viktig at støttekonstruksjoner opprettholder sin funksjon og ikke kollapser, da dette kan føre til både tap av menneskeliv og økonomiske tap.

De meste brukte metodene ved jordskjelvanalyser er pseudo-statiske metoder basert på likevektsbetraktning. Det er usikkerheter om hvor nøyaktig disse metodene er, og også om de er konservative eller ikke. I tillegg er Mononobe-Okabe metode, som er en mye brukt analysemetode, ikke gyldig ved kohesjonsmaterialer. Det er derfor et behov for videreutvikling og forbedring av analysemetoder for jordskjelvbelastning for støttekonstruksjoner, og da spesielt for spunt.

OPPGAVE

Formålet med masteroppgaven er å studere jordskjelvrespons av spunt, med og uten avstivning, i kohesjonsmateriale. For så å studere hvor godt en forenklet metode som pseudo-statisk metode egner seg for jordskjelvanalyser.

Oppgaven skal inneholde:

- Et litteraturstudium og en utredning som omhandler støttekonstruksjoner, jordskjelvrespons og analysemetoder for jordskjelvrespons.
- Bakgrunn for ristebordforsøk utført av EERC (the Earthquake Engineering Research Center) i 2010 i Bristol og oppbygging av numerisk modell av ristebordet i PLAXIS. Forskyvning- og momentresultat fra PLAXIS-analysene skal deretter sammenlignes med resultat fra ristebordforsøket.
- Oppbygging av numerisk modell i PLAXIS av spunt i kohesjonsmateriale. Tidshistorieanalyser og pseudo-statiske analyser skal utføres på modellen og resultatene skal sammenlignes.
- Parameterstudie med ulik verdi for udrenert skjærstyrke skal utføres, i tillegg til studie med ulik verdi for PGA.

- Tilsvarende analyser skal også gjennomføres for tilfelle med dypere utgraving der avstivning er nødvendig.

GENERELT

Innlevering:

Det skal leveres to trykte eksemplar og en CD med Pdf- og Word- (eller lignende) versjon av oppgaven innen 10. juni 2013.

Faglærer ved instituttet: Professor Steinar Nordal.

Veileder (eller kontaktperson) hos ekstern samarbeidspartner: Professor II Amir M. Kaynia NGI/NTNU

Institutt for bygg, anlegg og transport, NTNU

Dato: 10.06.2013

Underskrift

Faglærer / Professor Steinar Nordal

Forord

Masteroppgaven er utarbeidet ved Institutt for bygg, anlegg og transport under Fakultet for ingeniørvitenskap og teknologi ved NTNU. Oppgaven er skrevet under veiledning av Amir M. Kaynia og Steinar Nordal våren 2013.

I oppgaven har det blitt studert jordskjelvpåvirkning på støttekonstruksjoner ved hjelp av elementmetodeprogrammet PLAXIS. Dette ved å verifisere modellforsøk utsatt for dynamisk belastning. Samt ved å studere tidshistorieanalyse og sammenligne denne med pseudo-statisk analyse for spunt i kohesjonsmateriale. Det er utført lite forskning på dette temaet, noe som har vært utfordrende for mitt arbeid, men også givende.

Kapitlene som omhandler verifisering av modellforsøk er skrevet i samarbeid med Stephanie L. Gjelseth. Vi har begge studert jordskjelvbelastning videre individuelt, der Stephanie har fokusert på støttevegg og friksjonsmateriale og jeg har fokusert på spunt i kohesjonsmateriale. Teorien om verifisering av modellforsøk for dynamisk belastning, og teorien om jordskjelvbelastning for støttemur og spunt omhandler en del av de samme temaene. Det er derfor valgt å samarbeide om teoridelen i masteroppgavene. Kapitlene som er skrevet i samarbeid er merket med * i kapitteloverskriften, og de er tilnærmet identiske i de to masteroppgavene.

Jeg vil gjerne takke Amir M. Kaynia ved NTNU/NGI for god oppfølging og veiledning. Jeg vil også takke Steinar Nordal ved NTNU og Alf Kristian Lund ved NGI for at de har vært svært behjelpelig med å svare på spørsmål.

Trondheim, 10. juni 2013

Siri Bente Haugen

Sammendrag

Kollaps av støttekonstruksjoner på grunn av jordskjelv kan føre til store skader. Det er derfor et behov for pålitelige dimensjoneringsmetoder for slike konstruksjoner. Denne oppgaven tar for seg bruk av numeriske analyser med elementmetodeprogrammet PLAXIS til jordskjelvberegning for støttekonstruksjoner. Dette ved å verifisere modellforsøk, samt ved å sammenligne tidshistorieanalyse og pseudo-statisk analyse for spunt i kohesjonsmateriale.

Rapporten kan deles inn i tre hoveddeler. Den første delen tar for seg et litteraturstudium av støttekonstruksjoner, jordskjelvrespons og ulike analysemetoder.

Del to omhandler analyser utført med elementmetodeprogrammet PLAXIS for verifisering av resultater fra ristebordforsøk utført av EERC (the Earthquake Engineering Research Center) i 2010 i Bristol. Målet har vært å utvikle en numerisk modell som bekrefter at resultatene stemmer overens med fysisk modell, for så å bruke PLAXIS videre i jordskjelvanalyser. Ristebordforsøket består av en støttevegg med en bakfylling av sand over et bunnlag av sand. Fokusområdet har vært å få sammenfallende verdiene for max moment og forskyvning av støtteveggen. Dette ved hjelp av parameterstudie av usikre parametre; demping, ruhet mellom sand og vegg, skjærmodul og friksjonsvinkel. PLAXIS-analysene gir en momentfordeling som er for lav i øvre del av veggen og for høy i nedre del av veggen, og sluttdeformasjonen viser for mye rotasjon i forhold til ristebordforsøket.

Del tre omhandler tidshistorieanalyser og pseudo-statistiske analyser av spunt i kohesjonsmateriale. Det er utført analyser for et tilfelle med 3 m utgraving uten avstivning og et tilfelle med 4 m utgraving med innvendig avstivning. Jordtrykk- og momentdiagram for tidshistorieanalyse og pseudo-statisk analyse for tilfellet uten avstivning har tilnærmet samme verdier, men de er motsatt rettet. Dette kommer av at når maksimalt moment opptrer i spunt for tidshistorieanalyse er bevegelsen til systemet i motsatt retning av hva den er for pseudo-statisk metode. For tilfellet med avstivning er bevegelsen i samme retning og jordtrykk- og momentdiagrammene fra tidshistorieanalyse og pseudo-statisk analyse sammenfaller bedre. Tidshistorieanalyse gir økende moment i spunt og kraft i stiver ved økende PGA og minkende S_u .

Tidshistorieanalyse gir større respons enn pseudo-statisk metode for spunt uten avstivning og S_u -verdier på 16 og 20 kPa, mens pseudo-statisk metode gir størst respons når $S_u=30$ kPa. Pseudo-statisk metode gir også størst respons for spunt med avstivning. Om pseudo-statisk analyse er konservativ blir dermed avhengig av hvilken geometri analysetilfellet har og S_u -verdier. Å utføre en pseudo-statisk analyse tar betydelig mindre tid enn tidshistorieanalyse, men pseudo-statisk metode viser den ulempen at den kan nå brudd selv om kapasiteten egentlig er tilstrekkelig.

Abstract

Collapse of retaining walls because of earthquakes may cause serious damages to people and properties. There is thus a need for reliable design methods for such structures. This paper focuses on dynamic loading using numerical analysis with the finite element program PLAXIS, by verifying a shaking table test and comparing the time-history analysis and pseudo-static analysis for sheet pile walls in cohesive soil.

The first part of the report deals with a study of retaining walls, earthquake response and different methods of analysis.

Part two deals with verification of the results of a shaking table test performed by the EERC (the Earthquake Engineering Research Center) in 2010 in Bristol. The finite element program PLAXIS has been used to perform analysis, and then the results from PLAXIS have been compared with the result from the shaking table test. The shaking table experiment consists of a retaining wall with a backfilling of sand, resting on a base soil layer of sand. The focus area has been the values of maximum bending moment and displacement of the retaining wall. Different values of damping, friction angle between soil and wall, friction angle and shear modulus have been tested since the values were not given from the shaking table test. PLAXIS analysis gave bending moment which differs by 20% and the displacement of the wall shows too much rotation compared with the shaking table test.

Part three deals with time-history analyses and pseudo-static analysis of sheet piles in cohesive soil. Two analysis were carried out, a case with 3 m excavation without bracing and a case with 4 m excavation with bracing. For the case without bracing earth pressure and bending moment diagrams from the time-history analysis do not match the pseudo-static analysis, because when the maximum bending moment occurs in the sheet pile for the time-history analysis, the displacements of the system are in the opposite direction of what they are for the pseudo-static method. For the case with bracing the displacements are in the same direction, and the earth pressure and bending moment diagrams from time-history analysis and pseudo-static analysis coincide better. Time-history analysis gives increased bending moment and force in the bracing with increasing PGA and decreasing S_u . Time-history analysis yields greater response than the pseudo-static method for the case without bracing and $S_u=16$ kPa and $S_u=20$ kPa, while the pseudo-static method gives the greatest response for $S_u=30$ kPa and for the case with bracing. Whether or not pseudo-static analysis is conservative depends on the geometry and S_u . Performing a pseudo-static analysis requires significantly less time than the time-history analysis, but the former may reach failure even if the actual capacity is sufficient.

Innhold

1	Innledning	1
1.1	Problemstilling	1
1.2	Oppbygging av rapporten	2
1.3	Omfang og begrensninger	2
2	Støttekonstruksjoner*	5
2.1	Hovedgrupper	5
3	Jordskjelvrespons*	7
3.1	Bevegelsesligningen	7
3.2	Jordskjelveksitasjon	7
3.3	Demping	9
3.4	Jord-konstruksjon samvirke	9
3.5	Skjærmodul	10
4	Analysemetoder*	13
4.1	Mohr-Coulomb	13
4.2	Jordtrykk	14
4.3	Tidshistorieanalyse	18
4.4	Pseudo-statisk metode	18
4.5	Mononobe-Okabe metode	19
4.6	Eurokode 8	21
4.7	Elementmetoden	22
5	Ristebordforsøk: Bakgrunn*	25
5.1	Generelt	25
5.2	Geometri	26
5.3	Materialparametre	27
5.4	Eksitasjon	28
6	Ristebordforsøk: Verifikasjon*	29
6.1	Geometri	29
6.2	Materialparametre og materialmodell	30

6.3	Elementnett	32
6.4	Verifikasjon av modell	32
7	Numerisk modell av spunt	39
7.1	Materialparametre	39
7.2	Analysemetoder	40
7.3	Geometri og analysetilfeller	44
8	Resultat for Tilfelle 1	47
8.1	Tidsvariasjon av spuntrespons	47
8.2	Respons ved maksimalt moment i spunt	53
8.3	Pseudo-statisk analyse	58
8.4	Forsterkningsfaktor	64
9	Parameterstudie	67
9.1	Tilfelle 1	67
9.2	Tilfelle 2	72
10	Diskusjon	77
11	Konklusjon og videre arbeid	83
11.1	Konklusjon	83
11.2	Videre arbeid	83
	Vedlegg	a
	A Parametre	a
	B Seismiske soner (EC 8-1 NA.3.2.1)	g
	C Statisk analyse	i

Figurer

2.1	(a) Gravitasjonsmur, (b) innspent støttekonstruksjon og (c) samvirkende støttekonstruksjon (illustrasjon av Stephanie L. G.).	5
3.1	Jordskjelvekstitasjon på konstruksjon (Clough & Penzien 1993).	8
3.2	Hysteresekurven med Sekant-skjærmodul og tangent-skjærmodul (Kramer 1996).	10
3.3	Skjærmodul som funksjon av tøyning (Kramer 1996).	11
4.1	Coulombs bruddkriterie (Schofield & Wroth 1968)	14
4.2	Definisjon av grensetilstander (Aarhaug 1984).	14
4.3	Sammenheng mellom jordtrykk og deformasjon (Aarhaug 1984).	15
4.4	Ruhetens innvirkning på bruddflatene og resultanterkreftene sin retning mot veggen (Aarhaug 1984).	15
4.5	Aktivt og passivt jordtrykk og ruhet for spuntkonstruksjoner (Emdal et al. n.d.).	16
4.6	Tidshistorie registrert for jordskjelvet Imperial Valley.	18
4.7	(a) Krefter som virker på aktiv utglidningsmasse i M-O analyse og (b) krefter som illustrerer likevekt (Kramer 1996).	20
4.8	Angripunkt for resultanterkrefter (illustrasjon av Stephanie L. G.).	21
4.9	Elementnett og et 3-noders element med frihetsgrader (fra lysark i emnet TKT 4180, NTNU)	23
4.10	6- og 15-noders triangulert element (fra lysark i emnet TKT 4180, NTNU)	23
5.1	Boksen i ristebordforsøket (Scotto di Santolo et al. 2012).	25
5.2	Plassering av måleinstrument (Scotto di Santolo et al. 2012).	26
5.3	Egenfrekvens, skjærbølgehastighet og skjærmodul for ristebordforsøket (Penna 2012).	28
5.4	Sinusbølge med maks akselerasjon 0,15g.	28
6.1	Modell i Plaxis.	29
6.2	Skjærmodul.	31
6.3	Modell med 493 elementer og 4171 noder.	32
6.4	(a) Deformasjon fra ristebordforsøket (Scotto di Santolo et al. 2012),(b) deformasjon fra PLAXIS-analyse og (c) skjærtøyning fra PLAXIS-analyse.	33

6.5	(a) Forskyving av vegg som funksjon av tid for ristebordforsøket og (b)-(e) de numeriske analysetilfellene.	35
6.6	(a) Maks dynamisk momentbidrag for veggen som funksjon av tid for ristebordforsøket og de numeriske analysetilfellene, etter sinuslast på 0,15g og (b) permanent slutforskyving.	36
7.1	Eksitasjonene som påføres analysetilfellene.	41
7.2	Spenningspunkt for beregninger i PLAXIS.	42
7.3	Elementnett for Tilfelle 1 med 2389 15-noders element.	44
7.4	Variasjon av sikkerhetsfaktor for ulike finhetsgrad av elementnettet.	44
7.5	Modell i PLAXIS for Tilfelle 1.	45
7.6	Modell i PLAXIS for Tilfelle 2.	45
7.7	Punkt for uttak av akselerasjon til beregning av sikkerhetsfaktor.	46
8.1	Skjærtøyning i leirmaterialet ved EQ3.	47
8.2	Totalspenning som funksjon av tid for analyse nr. 1.	48
8.3	Totalspenning som funksjon av tid for analyse nr. 2.	48
8.4	Dynamisk moment som funksjon av tid i punkt 2-5 langs spuntten. Resultatene er fra tidshistorie EQ1 med PGA=0,05g for Tilfelle 1.	49
8.5	Dynamisk moment som funksjon av tid i punkt 6-11 langs spuntten. Resultatene er fra tidshistorie EQ1 med PGA=0,05g for Tilfelle 1.	50
8.6	Dynamisk skjærkraft som funksjon av tid i punkt 1-6 langs spuntten. Resultatene er fra tidshistorie EQ1 med PGA=0,05g for Tilfelle 1.	51
8.7	Dynamisk skjærkraft som funksjon av tid i punkt 7-11 langs spuntten. Resultatene er fra tidshistorie EQ1 med PGA=0,05g for Tilfelle 1.	52
8.8	Jordtrykk langs spuntten for tidspunktet ved maksimalt moment. Resultatene er fra EQ3 med PGA=0,05g.	53
8.9	Statisk jordtrykk før tidshistorieanalyse og dynamisk jordtrykkbidrag fra tidshistorieanalyse. Resultatene er fra EQ3 med PGA=0,05g.	54
8.10	Momentfordeling langs spuntten for maksimalt totalt moment, statisk moment og dynamisk moment. Resultatene er fra EQ3 med PGA=0,05g.	55
8.11	Skjærkraftdiagram for tidspunkt ved maksimalt moment.	56
8.12	Statisk skjærkraftdiagram før tidshistorieanalyse.	56
8.13	Dynamisk skjærkraftbidrag.	56
8.14	Dynamisk jordtrykk ved tidspunktet for maksimal moment fra EQ1, EQ2 og EQ3 og et gjennomsnitt av disse.	57
8.15	Momentfordeling langs spuntten for pseudo-statisk analyse for Tilfelle 1.	58
8.16	Jordtrykk langs spuntten for pseudo-statisk analyse for Tilfelle 1.	59
8.17	Dynamisk jordtrykk for pseudo-statisk analyse og tidshistorieanalyse.	60
8.18	Momentdiagram av dynamisk moment.	60
8.19	Variasjon i moment i høyde 6,906 m og studie av tre momenttopper.	61
8.20	Variasjon av moment i høyde 6,906 m og studie av moment langs spuntten for tre tidspunkt.	62

8.21	Dynamisk jordtrykk etter 16,35, 16,75 og 17,15 s.	63
8.22	Tidshistorie- og pseudo-statisk analyse etter tidspunktene 17,15 s og 16,55 s.	63
8.23	Punkt for uttak av akselerasjon.	64
8.24	Akselerasjon i bunnen og toppen av modellen.	64
8.25	Forsterkningsfaktor for fire ulike PGA.	65
9.1	Dynamisk moment for ulike PGA- og Su-verdier for Tilfelle 1.	68
9.2	Prosentvis økning av totalt maksimalt moment i spunt ved tidshistorieanalyse. Resultatene er fra Tilfelle 1 med ulike PGA- og Su-verdier.	68
9.3	Pseudo-statisk analyse og tidshistorieanalyse for PGA=0,05g og Su på 16 kPa og 20 kPa.	69
9.4	Tidshistorieanalyse og pseudo-statisk analyse for Su=30 kPa og ulike PGA.	70
9.5	Jordtrykk ved tidspunktet for maksimalt moment for Tilfelle 1 og Su=16 kPa.	70
9.6	Maksimalt dynamisk moment for Tilfelle 1 og Su=16 kPa.	71
9.7	Dynamisk moment for ulike PGA-verdier og Su på 16 kPa og 20 kPa.	72
9.8	Dynamisk kraft i stiver for ulike PGA-verdier og Su på 16 kPa og 20 kPa.	72
9.9	Dynamisk moment i spunt og dynamisk kraft i stiver fra pseudo-statisk analyse og gjennomsnitt av tidshistorieanalyse for PGA=0,05g og Su på 16 kPa og 20 kPa.	73
9.10	Dynamisk jordtrykk ved tidspunktet for maksimalt moment for Tilfelle 2 og Su=20kPa.	74
9.11	Momentdiagram ved maksimalt dynamisk moment for Tilfelle 2 og Su=20 kPa.	74
9.12	Dynamisk jordtrykk ved tidspunktet for maksimalt moment for Tilfelle 2 og Su=16kPa.	75
9.13	Momentdiagram ved maksimalt dynamisk moment for Tilfelle 2 og Su=16 kPa.	75
9.14	Dynamisk moment for ulike PGA og utgraving på 3 m (uten avstivning) og 4 m (med avstivning).	76
A.1	Effektivspenningsanalyse - jordtrykkskoeffisienter ved horisontalt terreng (Statens vegvesen 2010).	b
A.2	Totalspenningsanalyse - jordtrykkskoeffisienter (Statens vegvesen 2010).	c

Tabeller

3.1	Reduksjon av skjærmodul (Tabell 4.1 i EC 8-5).	11
4.1	Faktor for beregning av horisontal seismisk koeffisient (Tabell 7.1 i EC 8-5).	22
5.1	Materialparametre for sanden brukt i ristebordforsøket (Scotto di Santolo et al. 2012).	27
5.2	Materialparametre for støtteveggen brukt i ristebordforsøket (Scotto di Santolo et al. 2012).	27
6.1	Faser benyttet i Plaxis.	30
6.2	Oversikt over materialparametre.	31
6.3	Tilfeller for numerisk analyse.	33
7.1	Materialparametre som brukes i analysene.	39
7.2	Materialparametre for spunt (Mittal 2013).	40
7.3	Materialparametre for innvendig stiver (e-post, Sigbjørn Rønning, 14. mai 2013).	40
7.4	Tidshistoriene brukt i analysene.	41
7.5	Nummerering av spenningspunkt.	43
8.1	Maksimalt dynamisk moment i de ulike tidshistorieanalysene.	57
8.2	Forsterkningsfaktor etter tidshistorieanalyse for PGA = 0,05g.	64
9.1	Maksimalt dynamisk moment for Tilfelle 1.	67
9.2	Dynamisk moment i spunt og dynamisk kraft i stiver fra pseudo-statisk analyse og tidshistorieanalyse for PGA=0,05g og Su på 16 kPa og 20 kPa.	73
9.3	Ulik spunt- og stiverkombinasjoner for 3 m utgraving og Su=20 kPa. Det er brukt tidshistorie EQ1 med PGA=0,05g.	76
A.1	Grunntype (Tabell NA.3.1 i EC 8-1).	d
A.2	Verdier for forsterkningsfaktor S (Tabell NA.3.3 i EC 8-1).	d
A.3	Veiledende tabell ved valg av seismisk klasse (Tabell NA.4(902) i EC 8-1).	e
A.4	Verdier for seismisk faktor γ_l (Tabell NA.4(901) i EC 8-1).	e

Symbolliste

A_{loop}	Areal til hysteresekurve.
D_r	Relativ tetthet.
E	Stivhetsmodul.
F_h	Horisontal kraft.
F_v	Vertikal kraft.
F_0	Hvilekraft.
G	Skjærmodul.
I_p	Plastisitetsindeks.
K_A	Aktiv jordtrykkoeffisient.
K_P	Passiv jordtrykkoeffisient.
P_a	Atmosfærens trykk.
P_{AE}	Dynamisk totalkraft.
P_A	Statisk kraft.
V_s	Skjærbølgehastighet.
W	Tyngde.
ΔK_{AE}	Aktiv dynamisk jordtrykkskoeffisient.
ΔP_{AE}	Dynamisk kraft.
Δ	Forskyvning.
α_{AE}	Vinkel for dynamisk bruddsone.
β	Helning på terreng.
$\ddot{u}(t)$	Akselerasjon.
δ	Mobilisert friksjonsvinkel mellom vegg og jord.
$\dot{u}(t)$	Hastighet.
γ_c	Kritisk skjærtøyning.
γ	Tyngdetetthet.
κ	Jordtrykkoeffisient for totalspenningsanalyse.
\mathbf{c}	Dempingsmatrise.
ν	Poissons forhold.
ω	Vinkelfrekvens.
$\bar{\gamma}$	Gjennomsnittlig tyngdetetthet.
ϕ	Friksjonsvinkel.
ψ	Dilatansvinkel.
σ'_v	Vertikal effektivspenning.

σ'	Effektivspenning.
σ_0	Hviletrykk.
σ_2	Mellomliggende spenning.
σ_A	Aktivt jordtrykk.
σ_P	Passivt jordtrykk.
$\sigma_{dynamisk}$	Spenningsbidrag fra jordskjelveksitasjon.
σ'_m	Middel effektivspenning.
$\sigma_{statisk}$	Spenning før jordskjelveksitasjon.
σ_{total}	Total spenning etter jordskjelveksitasjon.
τ_A	Skjærspenning ved aktiv tilstand.
τ_P	Skjærspenning ved passiv tilstand.
τ_c	Kritisk skjærspenning.
τ	Skjærspenning.
θ	Helning på støttevegg.
ξ	Dempingsforhold.
a_0	Rayleigh koeffisient 1.
a_1	Rayleigh koeffisient 2.
a_h	Horisontal pseudo-statisk akselerasjon.
a_v	Vertikal pseudo-statisk akselerasjon.
a	Attraksjon.
c	Kohesjon.
e	Poretall.
f_n	Egenfrekvens.
f	Frekvens.
h	Høyde.
kh	Horisontal pseudo-statisk koeffisient.
kv	Vertikal pseudo-statisk koeffisient.
k	Stivhet.
m	Masse.
n	Spenningseksponent.
q	Ytre last.
r	Ruhetsforhold.
$u(t)$	Forskyvning.
$u_g(t)$	Grunnforskyvning.
$u_t(t)$	Total forskyvning.
v_s	Skjærbølgehastighet.
z	Dybde.
g	Tyngdens akselerasjon.
k	Eksponent for overkonsolideringsgraden.
S_u	Udrenert skjærstyrke.

Forkortelser

BLADE	The Bristol Laboratory for Advanced Dynamics Engineering.
EC 7	Eurokode 7 (NS-EN 1997-1:2004+NA:2008).
EC 8-1	Eurokode 8 (NS-EN 1998-1:2004+NA:2008).
EC 8-5	Eurokode 8 (NS-EN 1998-5:2004+NA:2008).
EERC	the Earthquake Engineering Research Center.
LVDT	Linear variable differential transformer.
OCR	Overkonsolideringsgraden.
PGA	Maksimal grunnakselerasjon (Peak Ground Acceleration).

1 Innledning

De mest aktive jordskjelvområdene i Norge er på Vestlandet og i Nordsjøen. Mens det største skjelvet som er registrert i nyere tid var syd for Oslo i 1904 med en styrke på 5,4 på Richters skala. Innføringen av NS 3491-12 og Eurokode 8 har introdusert jordskjelvdimensjonering for landbaserte konstruksjoner i Norge. Nå skal nær sagt alle bygninger kontrolleres for jordskjelvbelastning ved dimensjonering, og det er behov for å videreutvikle dimensjoneringsmetoder som i større grad utnytter mulighetene i standarden.

Støttekonstruksjoner representerer et sentralt element i vegbygging, kaier og andre bygningskonstruksjoner. Ved jordskjelv er det viktig at støttekonstruksjoner opprettholder sin funksjon og ikke kollapser, da dette kan føre til tap av menneskeliv og økonomiske tap.

Det er av stor interesse å studere hvor godt numeriske analyser sammenfaller med modellforsøk for dynamisk belastning. Dette for å tilegne kunnskap om korrekt numerisk modellering. De mest brukte metodene ved jordskjelvanalyser er pseudo-statiske metoder basert på likevektsbetraktning. Det er usikkerheter om hvor nøyaktig disse metodene er, og også om de er konservative eller ikke. I tillegg er Mononobe-Okabe metode, som er en mye brukt analysemetode, ikke gyldig for kohesjonsmaterialer (Kramer 1996). Det er gjort lite forskning på jordskjelvbelastning for spunt i kohesjonsmateriale. Dette på grunn av det som permanente konstruksjoner er mer vanlig med støttemurer med bakfyllinger bestående av friksjonsmateriale, og at derfor er blitt forsket mest på dette. En annen årsak kan være at spunt som regel blir avstivet med stag eller innvendig avstivning slik at sikkerheten antas tilstrekkelig også for jordskjelvbelastning. Det er et ønske og behov for videreutvikling og forbedring av analysemetodene for jordskjelvbelastning av støttekonstruksjoner, og da spesielt for spunt.

1.1 Problemstilling

Formålet med masteroppgaven er å studere jordskjelvrespons av spunt, med og uten avstivning, i kohesjonsmateriale. For så å studere hvor godt en forenklet metode som pseudo-statisk metode egner seg for slike analyser.

Opgavens problemstilling og læringsmål er beskrevet ved hjelp av fire punkter:

- Å sette seg inn i pseudo-statisk analyse og tidshistorieanalyse og bruke disse analysemetodene i PLAXIS for jordskjelvberegninger.
- Sammenligning av ristebordforsøk med numerisk modell i PLAXIS.
- Sammenligning av tidshistorieanalyse med pseudo-statisk analyse for PLAXIS-modell av spunt med og uten avstivning, i kohesjonsmateriale.
- Parameterstudie med ulik verdi for udrenert skjærstyrke og PGA, og for spunt med og uten avstivning i kohesjonsmateriale.

1.2 Oppbygging av rapporten

Rapporten tar først for seg den teoretiske bakgrunnen for støttekonstruksjoner, jordskjelvrespons og ulike analysemetoder.

Videre følger studier av hvor godt analytiske metoder representerer modellforsøk. Det er tatt utgangspunkt i et ristebordforsøk utført i 2010 i Bristol av EERC (the Earthquake Engineering Research Center). Dette forsøket er videre modellert i PLAXIS og resultatene for forskyvning av støtteveggen og moment i veggen sammenlignes.

Deretter beskrives materialparametre, geometri, analysemetoder og analysetilfeller for spunt i kohesjonsmateriale. Resultat fra tidshistorieanalyse og pseudo-statisk analyse for spunt uten avstivning presenteres først, der de to analysemetodene blir sammenlignet. Videre følger en studie av forsterkning av akselerasjon gjennom leire ved tidshistorieanalyse, og dette sammenlignes med anbefaling fra Eurokode 8-1. Så presenteres resultat fra spunt med avstivning. For begge tilfellene utføres det parameterstudie med ulik udrenert skjærstyrke og forskjellige PGA-verdier. Til slutt følger en diskusjon av resultatene, samt konklusjon og forslag til videre arbeid.

Verifiseringen av numerisk modell av ristebordforsøk og teorien er skrevet i samarbeid med Stephanie L. Gjelseth, de kapitlene er dermed tilnærmet identiske i de to masteroppgavene. Kapitlene som det er samarbeidet om vil bli merket med * i kapitteloverskriften og i innholdsfortegnelsen.

1.3 Omfang og begrensninger

Ristebordforsøket er av EERC utført med jordskjelvsitasjon med ulik styrke og sinuseksitasjon med ulik styrke og frekvens. Men for den numeriske analysen av ristebordforsøket blir det kun påført sinuseksitasjon med $PGA=0,15g$ og frekvens på 7 Hz. Her er det lagt vekt på å oppnå sammenfallende resultat for forskyvning av støtteveggen og maksimalt moment i støtteveggen.

Videre er det i PLAXIS modellert spunt i kohesjonsmateriale. Det er valgt dimensjoner på spunt og avstivning som er fornuftig i forhold til materialparametre for leiren og

utgravingsdybden. I tillegg er det lagt vekt på å ha tilfredsstillende sikkerhetsfaktor og at dimensjonerende laster ikke overskrider dimensjonerende kapasitet. Det gjøres forenklinger ved å ikke ta hensyn til sikkerheten ved permanent tilstand med drenerte parametre. Det ses også bort i fra deformasjoner og grunnvannsendringer ved ramming av spunt og utgraving.

Ved jordskjelvbelastning studeres det variasjon av det dynamiske bidraget til jordtrykk, moment i spunt og kraft i avstivning. Av disse vil det bli lagt vekt på studie av moment, siden dette antas dimensjonerende for spunten. Det vil ikke bli utført fullstendig dimensjonering av spunt i leire for jordskjelvbelastning for alle analysetilfellene som representeres. En jordskjelvdimensjonering av spunt skal blant annet inneholde vurdering av sikkerhetsfaktor, krefter i spunten og deformasjoner av spunten etter jordskjelvbelastningen.

1.3. OMFANG OG BEGRENSNINGER

2 Støttekonstruksjoner*

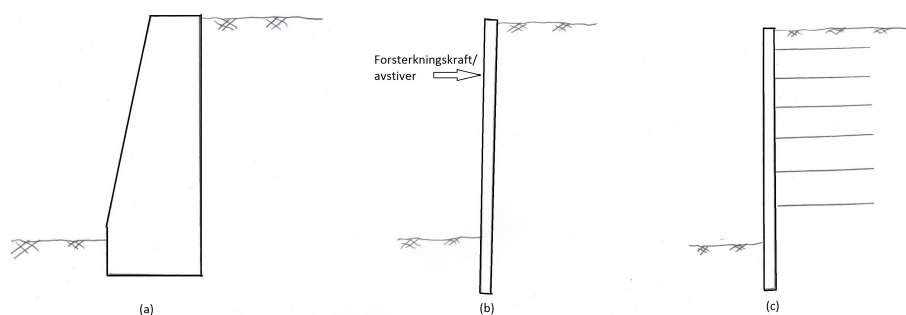
Dette kapittelet omhandler støttekonstruksjoner og det refereres til EC 7 (NS-EN 1997-1:2004+NA:2008) Kapittel 9. Først vil formålet med støttekonstruksjoner bli forklart, deretter vil de vanligste gruppene bli beskrevet.

* Kapittelet er skrevet i samarbeid med Stephanie L. Gjelseth.

2.1 Hovedgrupper

Støttekonstruksjoner er et viktig konstruksjonselement i forbindelse med transportsystemer, havner og kraftlinjer. Formålet er å støtte opp masser bestående av jord, berg eller fyllingsmateriale. Et materiale støttes ved å stramme opp hellingen i forhold til den naturlige hellingen til skråningen (EC 7, 9.1.1 (1)P). Det finnes flere ulike støttekonstruksjoner, EC 7 har valgt å skille mellom tre hovedgrupper, se Figur 2.1.

- Gravitasjonsmurer
- Innspente støttekonstruksjoner
- Samvirkende støttekonstruksjoner



Figur 2.1: (a) Gravitasjonsmur, (b) innspent støttekonstruksjon og (c) samvirkende støttekonstruksjon (illustrasjon av Stephanie L. G.).

Gravitasjonsmur

De eldste og enkleste støttekonstruksjoner er gravitasjonsmurer, disse er av stein eller uarmert/armert betong. Gravitasjonsmurer har stor tykkelse og høy stivhet, derfor vil de ikke kunne bøyes (Kramer 1996). Brudd vil skje ved glidning av sålen, velting av muren eller bæreevnebrudd i jorden under sålen (EC 7, 9.2 (2)P). Ved installasjon av gravitasjonsmur blir det gravd ut materiale, deretter blir muren konstruert. Når muren er på plass etterfylles materialet bak muren, bakfylling, dette er ofte drenert materiale som sand eller grus som lett kan komprimeres.

Innspenne støttekonstruksjoner

Innspenne støttekonstruksjoner er av tre, armert betong eller stål, for eksempel spunt. De er tynnere enn gravitasjonsmurer og støttes opp av forankring, avstivning eller passivt jordtrykk (EC 7, 9.1.2.2). Brudd vil skje ved rotasjon, forskyving av veggen eller ved mangel på vertikal likevekt (EC 7, 9.2 (2)P). Derfor er bøyekapasiteten viktig for innspenne støttekonstruksjoner, veggens vekt har derimot liten betydning. Ved installasjon av spunt presses denne ned før materialet, ofte leire, graves ut. Leiren kan oppføre seg drenert med tiden, så det må dermed dimensjoneres for både drenert og udrenert oppførsel.

Samvirkende støttekonstruksjoner

Samvirkende støttekonstruksjoner er sammensatt av elementer fra de to nevnte gruppene, for eksempel spunt med armert jord, se Figur 2.1 (c). Støttevegg av stål eller betong med såle, ofte kalt L-vegg, er også et eksempel på samvirkende støttekonstruksjon. Massen over sålen vil gjøre at L-vegg får stor tyngde og fungerer som en gravitasjonsmur. L-vegg er mye brukt siden den er mer økonomisk gunstig og lettere å installere enn gravitasjonsmurer (Scotto di Santolo et al. 2012). For samvirkende støttekonstruksjoner kan det oppstå samme bruddmekanisme som for gravitasjonsmurer.

3 Jordskjelvrespons*

Dette kapittelet omhandler hvordan dynamiske bevegelser påvirker jord og konstruksjon. Først gis det en kort beskrivelse av bevegelsesligningen og om jordskjelveksitasjon, deretter om demping og skjærmodul.

* Kapittelet er skrevet i samarbeid med Stephanie L. Gjelseth.

3.1 Bevegelsesligningen

Bevegelsesligningen for et udempet system med én frihetsgrad er

$$m\ddot{u}(t) + ku(t) = 0 \quad (3.1)$$

der m er byggets masse, k er stivhet, $u(t)$ er forskyvning og $\ddot{u}(t)$ er akselerasjon (Chopra 2001). Når systemet kun har én frihetsgrad vil hvert ledd i bevegelsesligningen bestå av én skalar. I motsetning vil et system som består av N frihetsgrader ha matrise eller vektor med N ledd i bevegelsesligningen:

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}}(\mathbf{t}) + \mathbf{k}\mathbf{u}(\mathbf{t}) = \mathbf{0} \quad (3.2)$$

3.2 Jordskjelveksitasjon

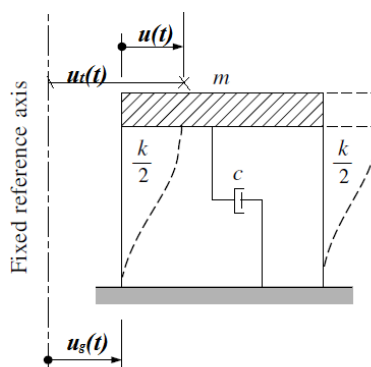
Figur 3.1 viser respons i et system etter jordskjelveksitasjon, den viser at total forskyvning ($u_t(t)$) består av både grunnforskyvningen ($u_g(t)$) og søylenes deformasjon ($u(t)$):

$$u_t(t) = u_g(t) + u(t) \quad (3.3)$$

Tilsvarende vil det etter dobbeltderivering være to akselerasjonsledd, grunnakselerasjon ($\ddot{\mathbf{u}}_g(\mathbf{t})$) og akselerasjon av konstruksjon relativt til grunnakselerasjon ($\ddot{\mathbf{u}}(\mathbf{t})$). Bevegelsesligningen blir da:

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}}(\mathbf{t}) + \mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}}_g(\mathbf{t}) + \mathbf{k}\mathbf{u}(\mathbf{t}) = \mathbf{0} \quad (3.4)$$

3.2. JORDSKJELVEKSITASJON



Figur 3.1: Jordskjelvekstitasjon på konstruksjon (Clough & Penzien 1993).

I ligning 3.4 er $\ddot{u}_g(t)$ dynamisk eksitasjon på systemet og de andre leddene er respons fra denne. Ved å ha responsen på venstre side og eksitasjon på høyre side blir ligningen:

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}}(\mathbf{t}) + \mathbf{k}\mathbf{u}(\mathbf{t}) = -\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}}_g(\mathbf{t}) \equiv \mathbf{P}(\mathbf{t}) \quad (3.5)$$

$-\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}}_g(t)$ er her satt lik $P(t)$ og definerer ytre kraft som virker på systemet på grunn av jordskjelvet. Responsen av konstruksjonen finnes ved å integrere bevegelsesligningen steg for steg.

3.3 Damping

Med damping i systemet utvides bevegelsesligningen til:

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}}(\mathbf{t}) + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}}(\mathbf{t}) + \mathbf{k}\mathbf{u}(\mathbf{t}) = \mathbf{P}(\mathbf{t}) \quad (3.6)$$

hvor \mathbf{c} er dempingsmatrisen og $\dot{\mathbf{u}}(t)$ er hastighet. Dampingen i bevegelsesligningen kan defineres som Rayleigh damping. Dette er damping som er proporsjonal med stivheten og massen til systemet:

$$\mathbf{c} = a_0\mathbf{m} + a_1\mathbf{k} \quad (3.7)$$

a_0 og a_1 er Rayleigh koeffisienter, sammenhengen mellom Rayleigh koeffisientene, dempingsforholdet ξ og vinkelfrekvens ω er gitt som (Chopra 2001):

$$a_0 + a_1\omega^2 = 2\omega\xi \Rightarrow \xi = \frac{a_0}{2\omega} + \frac{a_1}{2}\omega \quad (3.8)$$

a_0 og a_1 er

$$a_0 = \xi \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad (3.9)$$

$$a_1 = \xi \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (3.10)$$

3.4 Jord-konstruksjon samvirke

Grunnbevegelse som ikke er påvirket av konstruksjonen kalles frittfelt-bevegelse. Konstruksjon på fjell som utsettes for jordskjelv, vil på grunn av den store stivheten til fjellet oppnå en bevegelse som er tilnærmet den samme som frittfelt-bevegelsen (Kramer 1996). Den samme konstruksjonen på jord, vil få respons som avviker fra frittfelt-bevegelsen, dette kommer av at responsen av konstruksjonen påvirker bevegelsen av jorden og omvendt. Dette kalles jord-konstruksjon samvirke.

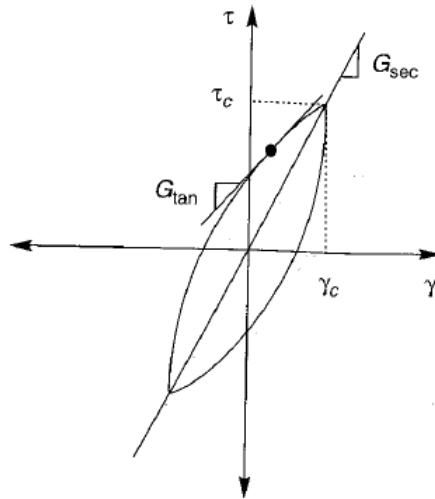
Kramer (1996) beskriver at damping i jorden oppstår på to måter, materialdamping og strålingsdamping. Materialdamping kommer av at jord er inelastisk, mengden av damping er avhengig av hvor stor tøyning det er i jorden. Store tøyninger vil gi stor damping. Strålingsdamping oppstår ved at rystelse av konstruksjonen får jorden til å sende ut spenningsbølger fra fundamentet. Som regel er strålingsdampingen mye større enn materialdampingen. En viktig effekt av jord-konstruksjon samvirke er at egenperiode og damping er større for konstruksjon på jord enn konstruksjon på fjell.

3.5 Skjærmodul

Ved jordskjelv vil jorden utsettes for syklisk last, Kramer (1996) beskriver hvordan jorden da vil vise hystereseeffekt, se Figur 3.2. Tangent-skjærmodulen (G_{tan}) beskriver hvordan stivheten endres ettersom skjærtøyningene i jorden øker. Det er en utfordring å ta hensyn til formen til hele hysteresekurven. Derfor gjøres det forenklinger i beregninger ved å beskrive gjennomsnittlig stivhet til hele kurven med sekant-skjærmodul (G_{sec}) (Kramer 1996):

$$G_{sek} = \frac{\tau_c}{\gamma_c} \quad (3.11)$$

τ_c er skjærspenning og γ_c er skjærtøyning.



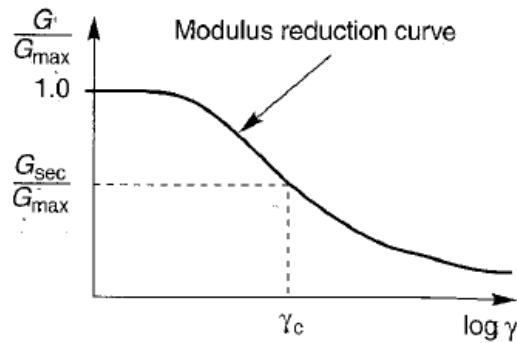
Figur 3.2: Hysteresekurven med Sekant-skjærmodul og tangent-skjærmodul (Kramer 1996).

Det tas ofte kun utgangspunkt i slutt punktet til kurven og arealet under den (A_{loop}). Kramer (1996) beskriver sammenhengen mellom dempingen og arealet som:

$$\xi = \frac{1}{2\pi} \frac{A_{loop}}{G_{sec}\gamma_c^2} \quad (3.12)$$

Sekant-skjærmodulen og dempingsforholdet er ekvivalent-lineære materialparametere, det vil si en tilnærming til den reelle ikke-lineære materialoppførselen til jorden. Ikke-lineæritet tas hensyn til ved å bruke tøyningssavhengige stivhets- og dempingsparametere. Bruk av ekvivalent-lineæritet gir effektive modeller som brukes til å analysere responsen til jorden (Kramer 1996).

Figur 3.3 viser hvordan sekant-skjærmodulen avtar med økende tøyninger og at sekant-skjærmodulen tilnærmet lik maksimal skjærmodul ved små tøyninger. Skjærmodul vil heretter bli brukt om sekant-skjærmodul.



Figur 3.3: Skjærmodul som funksjon av tøyning (Kramer 1996).

Jordskjelv med stor eksitasjon gir store tøyninger og det må da bestemmes ny skjærmodul. Dette gjøres ved iterasjon og er en tidkrevende prosess. Det er derfor utarbeidet et forslag til reduksjon av skjærmodul i EC 8-5, se Tabell 3.1

Tabell 3.1: Reduksjon av skjærmodul (Tabell 4.1 i EC 8-5).

Ground acceleration ratio, αS	Damping ratio	$\frac{v_s}{v_{s,max}}$	$\frac{G}{G_{max}}$
0,10	0,03	0,90($\pm 0,07$)	0,80($\pm 0,10$)
0,20	0,06	0,70($\pm 0,15$)	0,50($\pm 0,20$)
0,30	0,10	0,60($\pm 0,15$)	0,36($\pm 0,20$)

Maksimal skjærmodul kan beregnes fra skjærbølgehastighet:

$$G_{max} = \rho v_s^2 \quad (3.13)$$

I et homogent lag med konstant skjærbølgehastighet (v_s) er egenfrekvensen (f_n):

$$f_n = \frac{v_s}{4h} \quad (3.14)$$

der h er høyden til laget.

3.5. SKJÆRMODUL

Kramer (1996) beskriver hvordan maksimal skjærmodul kan beregnes fra forsøk og erfaringstall, for friksjonsmateriale:

$$G_{max} = 625F(e)(OCR)^k P_a^{1-n} (\sigma'_m)^n \quad (3.15)$$

hvor OCR er overkonsolideringsgraden, k er eksponent for overkonsolideringsgraden som er avhengig av plastisitetsindeksen, P_a er atmosfærens trykk (100 kPa), σ'_m er middel effektivspenning, n er spenningsekspONENT med verdi 0,5 for sand og $F(e)$ er funksjon av porettall:

- Hardin foreslo i 1978 at $F(e) = 1/(0,3 + 0,7e^2)$
- Jamiolkowski et al. foreslo i 1991 at $F(e) = 1/e^{1,3}$

Skjærmodul for kohesjonsmateriale beregnes fra (Nordal 2012):

$$G = \frac{15000S_u}{3I_p} \quad (3.16)$$

der I_p er plastisitetsindeks og S_u er udrenert skjærstyrke.

4 Analysemetoder*

Dette kapitlet starter med Mohr-Coulomb materialmodell, deretter følger beregning av jordtrykk etter metode som undervises ved Institutt for Geoteknikk ved NTNU i Trondheim. Av analysemetoder for jordskjelvdimensjonering blir Pseudo-statisk og Mononobe-Okabe (M-O) metode beskrevet, og da spesielt hvordan Eurokodene EC 8-1 (NS-EN 1998-1:2004+NA:2008) og EC 8-5 (NS-EN 1998-5:2004+NA:2008) omhandler disse. Videre beskrives elementmetoden og elementmetodeprogrammet PLAXIS.

* Kapitlet er skrevet i samarbeid med Stephanie L. Gjelseth.

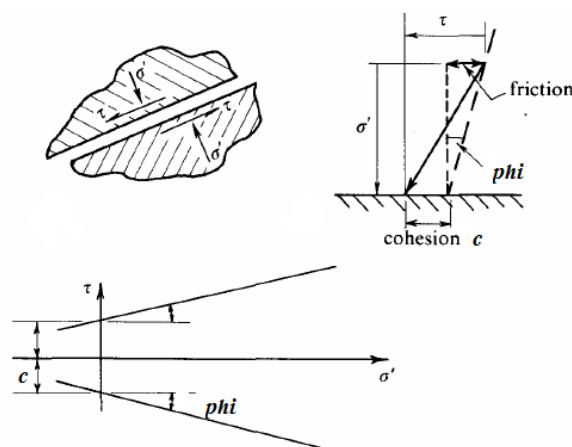
4.1 Mohr-Coulomb

Coulomb var i 1776 den første som studerte oppførselen til jorden ved brudd (Schofield & Wroth 1968). Coulomb antok at jorden er et fast materiale som kan sprekke opp i mindre biter. Disse bitene har fortsatt kontakt, men sklir i forhold til hverandre langs en kontaktflate når kreftene langs planet blir større enn kohesjonsmotstanden langs det samme planet. For at teorien skulle stemme bedre overens med eksperimentresultater, foreslo Coulomb at det ikke kun er kohesjonsmotstanden som motvirker gliding, men også friksjon på grunn av normalkraft på planet (Yu 2002). Ved å definere effektivspenningskomponenten (σ') vinkelrett på glideflaten, så er skjærspenningen (τ) som motvirker gliding gitt som (Schofield & Wroth 1968):

$$\tau \leq c + \sigma' \tan \phi. \quad (4.1)$$

der c er kohesjon og ϕ er friksjonsvinkel, se Figur 4.1.

På 1800-tallet videreutviklet Mohr et mer komplett studie av styrken til materialet. Mohrs bruddkriterie er basert på antagelsen om at maksimal skjærspenning er eneste mål på hvor nærme materialet er brudd. Denne skjærspenningen er i Mohrs bruddkriterie antatt å være en funksjon av normalspenningene på et element, mens Tresca foreslo at kritisk skjærspenning er konstant (Yu 2002). Mohrs bruddkriterie bygger på arbeidet til Coulomb, og blir derfor omtalt som Mohr-Coulomb bruddkriterie. Bruddkriteriet blir mye brukt i geoteknikk, men den har ulemper som at den ikke tar hensyn til mellomliggende spenning (σ_2) og den gir for store deformasjoner (Yu 2002).

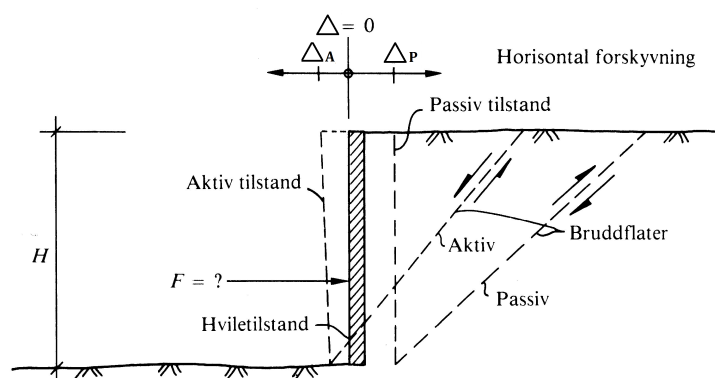


Figur 4.1: Coulombs bruddkriterie (Schofield & Wroth 1968)

Mohr-Coulomb materialmodell er lineær elastisk perfekt-plastisk, det vil si at materialet oppfører seg elastisk under bruddgrensen, men plastisk når skjærspenningene overgår denne grensen (Brinkgreve et al. 2011).

4.2 Jordtrykk

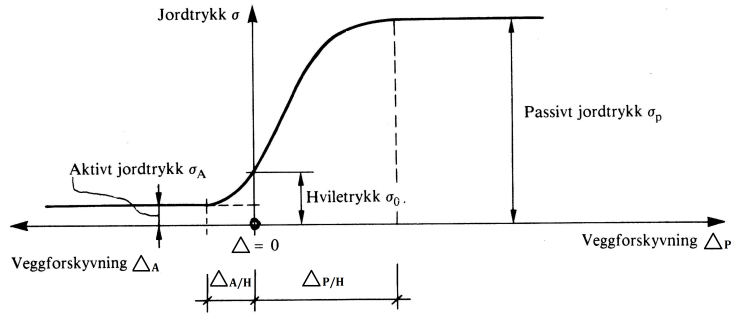
Aarhaug (1984) beskriver jordtrykk som normalspenninger og skjærspenninger som virker i kontaktflaten mellom et vertikalt konstruksjonselement og den omkringliggende jorden. Det skilles mellom tre grenseverdier som er avhengig av konstruksjonens bevegelse relativt til de omliggende jordmassene; hviletilstand med hvilettrykk (σ_0), aktiv tilstand med aktivt jordtrykk (σ_A) og passiv tilstand med passivt jordtrykk (σ_P), se Figur 4.2.



Figur 4.2: Definisjon av grensetilstander (Aarhaug 1984).

Kraften som må til for at støtteveggen skal stå i ro, med $\Delta=0$, er hvilekraften (F_0). Aktiv og passiv tilstand er i motsetning til hvilettrykket deformasjonsavhengig. Det vil si at

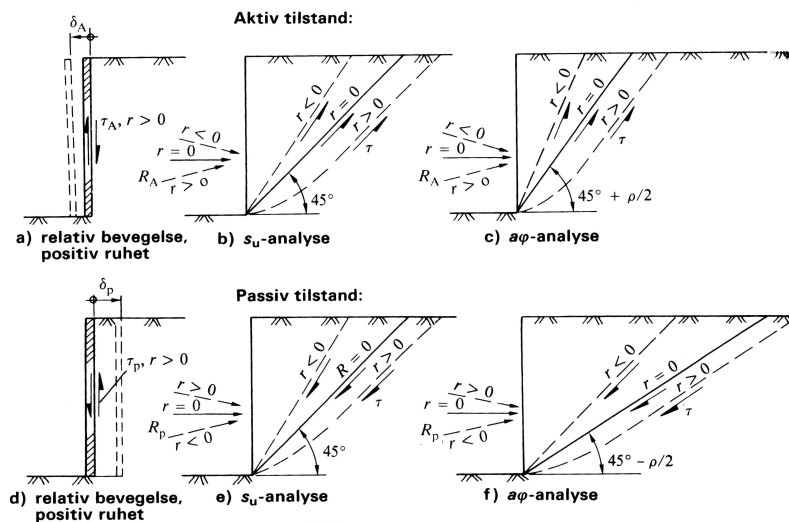
mobilisering av jordtrykk fra hviletrykktilstand vil kreve deformasjon. Figur 4.3 viser at det må større deformasjoner til for å mobilisere passivt grensejordtrykk enn aktivt grensejordtrykk.



Figur 4.3: Sammenheng mellom jordtrykk og deformasjon (Aarhaug 1984).

Friksjon mellom jord og vegg

Friksjon mellom jord og vegg har betydelig innvirkning på størrelsen av jordtrykket. Ruheten inkluderer påvirkningen av at jorden henger seg på konstruksjonen når den gir etter for jordtrykket (aktiv tilstand), og når veggen trykkes inn mot jorden (passiv tilstand). Figur 4.4 viser hvordan bruddflaten påvirkes av ruheten, for eksempel at den krummes når ruheten er positiv.



Figur 4.4: Ruhetens innvirkning på bruddflatene og resultantkreftene sin retning mot veggen (Aarhaug 1984).

4.2. JORDTRYKK

Ruhetsforholdet (r) defineres som forholdet mellom skjærspenning mobilisert langs støtteveggen og skjærspenning mobilisert langs skjærflaten i jorden (Aarhaug 1984).

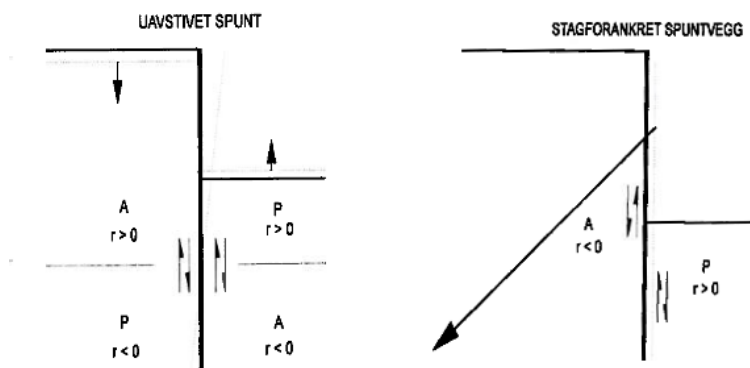
Aktivt og passivt jordtrykk

Aarhaug (1984) beskriver at aktivt jordtrykk oppstår når støtteveggen holder et jordvolum på plass. Vertikalspenningene er da større eller like store som horisontalspenningene i et jordelement som ligger tett inntil konstruksjonen. Passivt jordtrykk oppstår når veggen blir presset inn mot jorden og det oppstår en stor motkraft, horisontalspenningene er da større eller like store som vertikalspenningene.

Positiv og negativ ruhet

Det skilles mellom positiv og negativ ruhet. Hvis deformasjonene er som vist i Figur 4.4 (a), at jorden henger seg på veggen, defineres det som positiv ruhet. Dersom veggen i aktivt tilfelle tvinges nedover mer enn jordens nedoverbevegelse, vil friksjonskraften bli motsatt vei og det oppstår negativ ruhet. Tilsvarende for passiv tilstand er positiv ruhet når jorden beveger seg oppover i forhold til veggen, se Figur 4.4 (d). Negativ ruhet oppstår når veggen trekkes opp mer enn jordens bevegelse oppover. (Aarhaug 1984)

Figur 4.5 viser spuntkonstruksjoner med angivelse av aktivt og passivt jordtrykk og ruhetsforhold.



Figur 4.5: Aktivt og passivt jordtrykk og ruhet for spuntkonstruksjoner (Emdal et al. n.d.).

Effektivspenningsanalyse

Ved effektivspenningsanalyse er det spenningene fra kornskjelettet som er relevant, effektivspenningene og eventuelt poretrykk behandles hver for seg. Til slutt adderes vanntrykket for å få totaltrykk.

Aarhaug (1984) definerer normalspenningene i kontaktflaten mellom jord og vegg som i Formel 4.2 og 4.5. Skjærspenningene i kontaktflaten uttrykkes ved Formel 4.4 og 4.7.

Ved aktiv tilstand:

$$\sigma'_A + a = K_A \cdot (\sigma'_v + a) \quad (4.2)$$

$$\sigma'_v = q + \bar{\gamma} \cdot z \quad (4.3)$$

$$\tau_A = r \cdot \tan \varphi_d \cdot (\sigma'_A + a) \quad (4.4)$$

Ved passiv tilstand:

$$\sigma'_P + a = K_P \cdot (\sigma'_v + a) \quad (4.5)$$

$$\sigma'_v = q + \bar{\gamma} \cdot z \quad (4.6)$$

$$\tau_P = r \cdot \tan \varphi_d \cdot (\sigma'_P + a) \quad (4.7)$$

I ligningene over er σ'_v vertikal effektivspenning, a er attraksjon, q er ytre last, z er dybde og $\bar{\gamma}$ er gjennomsnittlig tyngdetetthet. Jordtrykkskoeffisientene (K_A og K_P) avhenger av ruheten og mobilisert friksjon ($\tan \rho$). De utviklede ligningene for K_A og K_P er omfattende, de er derfor gitt i diagramform hvor verdiene kan leses av manuelt, se Figur A.1.

Totalspenningsanalyse

Totalspenningsanalyse benyttes for kohesjonsmateriale som har tilnærmet udrenert oppførsel. Spenningene mellom jord og vegg beregnes for aktiv og passiv side som for effektivspenningsanalyse.

Ved aktiv tilstand:

$$\sigma_A = \sigma_v - \kappa \cdot \tau_c \quad (4.8)$$

$$\sigma_v = q + \bar{\gamma} \cdot z \quad (4.9)$$

$$\tau_A = r \cdot \tau_c \quad (4.10)$$

Passiv tilstand:

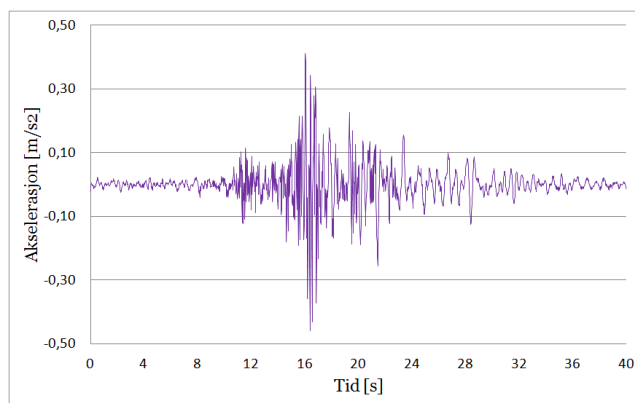
$$\sigma_P = \sigma_v + \kappa \cdot \tau_c \quad (4.11)$$

$$\tau_P = r \cdot \tau_c \quad (4.12)$$

κ er jordtrykkoeffisient som er avhengig av ruhet, se Figur A.2.

4.3 Tidshistorieanalyse

Jordskjelvanalyser kan utføres ved å påføre konstruksjonen en tidsavhengig jordskjelveksitasjon. Dette kalles tidshistorieanalyse, der tidshistorie definerer akselerasjon som funksjon av tid. Figur 4.6 viser tidshistorie registrert for jordskjelvet Imperial Valley. Tidshistorieanalyse gir eksakt respons, men det er store mengder data involvert og tolkningen av data kan være tidkrevende (Nair et al. 1980). Siden påført last ved tidshistorieanalyse varierer hurtig med tiden kan det ikke benyttes c-phi reduksjon for å finne sikkerhetsfaktor etter jordskjelveksitasjon. For å evaluere om sikkerheten er tilfredsstillende reduseres styrken til materialet før analysen. Etter analysen vurderes det om deformasjoner og krefter i konstruksjonen er tilfredsstillende.



Figur 4.6: Tidshistorie registrert for jordskjelvet Imperial Valley.

4.4 Pseudo-statisk metode

Pseudo-statisk metode er den enkleste og vanligste metoden ved dimensjonering for jordskjelv, den er lett å bruke og gir tilfredsstillende resultater (Azad et al. 2008, Melo & Sharma 2004, Li et al. 2010, Sadrekarimi 2010). Metode forenkler en komplisert og tidsavhengig jordskjelveksitasjon til en konstant last. Dette vil ikke gi realistiske lastmekanismer og i tillegg er metoden sterkt avhengig av randbetingelser og størrelsen på modellen (Witasse 2012).

Vertikal og horisontal pseudo-statistiske koeffisienter (k_v og k_h) er tilhørende pseudo-statistiske akselerasjoner (a_v og a_h) dividert på gravitasjonsakselerasjonen. Kreftene i hvert jordelement (F_v og F_h) finnes så ved å multiplisere de pseudo-statistiske koeffisientene med tyngden (W) til hvert jordelement:

$$F_h = \frac{a_h W}{g} = k_h \cdot W \quad (4.13)$$

$$F_v = \frac{a_v W}{g} = k_v \cdot W \quad (4.14)$$

Ved dimensjonering beregnes de pseudo-statistiske koeffisientene med hjelp fra Eurokoden, dette blir beskrevet i Kapittel 4.6.

Pseudo-statisk analyse benyttes som regel ved hjelp av dataprogrammer, den praktiseres ikke manuelt. Siden det opptrer en konstant kraft er det mulig å bruke c-phi reduksjon i PLAXIS for å evaluere sikkerhetsfaktoren. Det er gjort flere undersøkelser for å studere hvor god denne metoden er, blant annet undersøkelse utført av Sadrekarimi (2010). Han sammenlignet målte horisontale jordtrykk med beregninger gjort med pseudo-statisk metode, noe som ga relativt gode overensstemmelser. For å simulere dette under kontrollerte forhold ble et ristebord med redusert skala benyttet. De la til grunn resultater fra A.D Gibson og R.F Scott sitt forsøk i 1995 ("Comparison of a 1g and centrifuge model dynamic liquefaction test"), siden en slik test kan brukes til å studere kompliserte jord-konstruksjon problemer.

Masterstudent Martin Holst ved NTNU (2011) har også gjort forsøk på å verifisere pseudo-statistiske modeller. Fokuset var numerisk og analytisk analyse av geo-syntetisk forsterkede støttevegger utsatt for dynamisk belastning, i tillegg studerte han effekten av forsterkingsparametere. Han kom frem til at ulike pseudo-statistiske metoder egnet seg for ulike prediksjoner (for eksempel av bruddflaten) ved ulike akselerasjonsamplituder.

4.5 Mononobe-Okabe metode

M-O metode er en pseudo-statisk metode som er direkte modifisert av Coulombs likevektsteori (Azad et al. 2008, Cai & Bathurst 1997). Metoden er i utgangspunktet utviklet for støttemurer med tørre bakfyllinger, hvor jordmassen er antatt å være homogen og friksjonsløs (Kramer 1996). I motsetning til metoden beskrevet i Kapittel 4.4, hvor de pseudo-statistiske koeffisientene multipliseres med tyngden til hvert element, så benytter M-O metode en ny jordtrykkskoeffisient for å finne totalkraft. Seed og Whitman foreslo i 1970 at den dynamiske totalkraften (P_{AE}) kunne deles inn i to komponenter, hvor en representerer statisk kraft (P_A) og en dynamisk kraft (ΔP_{AE}) (Kramer 1996, Cai & Bathurst 1997). P_{AE} er gitt:

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (1 - k_v) \quad (4.15)$$

hvor H er høyden av veggen, $\gamma = \gamma_d$ som er tørr tyngdetetthet til materialet og ΔK_{AE} er aktiv dynamisk jordtrykkskoeffisient. Jordtrykkskoeffisienten er gitt (Kramer 1996):

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\delta + \theta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (4.16)$$

4.5. MONONOBE-OKABE METODE

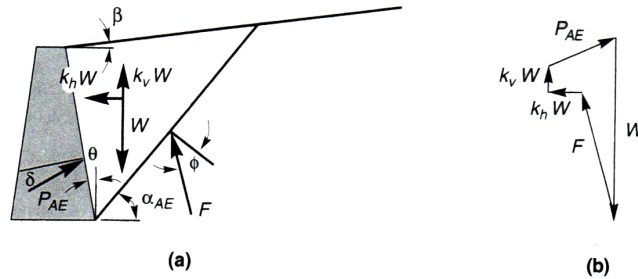
hvor $\phi - \beta \geq \psi$ og $\psi = \arctan^{-1}[\frac{k_h}{(1-k_v)}]$, videre er θ , ϕ , δ , β og α_{AE} vist i Figur 4.7(a). Vinkelen α_{AE} er i følge Zarrabi-Kashani (1979) gitt:

$$\alpha_{AE} = \phi - \psi + \arctan^{-1}\left[\frac{-\tan(\phi - \psi - \beta) + C_{1E}}{C_{2E}}\right] \quad (4.17)$$

hvor

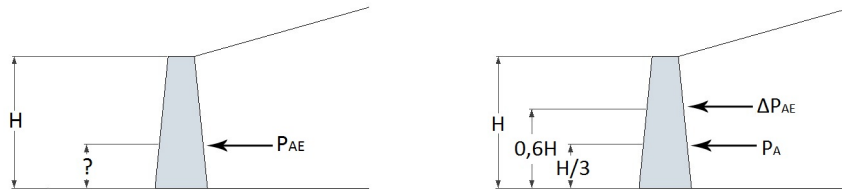
$$C_{1E} = \sqrt{\tan(\phi - \psi - \beta)[\tan(\phi - \psi - \beta) + \cos(\phi - \psi - \beta)][1 + \tan(\delta + \psi + \theta) \cot(\phi - \psi - \beta)]} \quad (4.18)$$

$$C_{2E} = 1 + \tan(\delta + \psi + \theta)[\tan(\phi - \psi - \beta) + \cot(\phi - \psi - \theta)] \quad (4.19)$$



Figur 4.7: (a) Krefter som virker på aktiv utglidningsmasse i M-O analyse og (b) krefter som illustrerer likevekt (Kramer 1996).

Mononobe og Okabe hadde ikke noen forslag til hvor på veggen P_{AE} virker, se Figur 4.8(a), men det ble ofte antatt H/3-punktet siden den statiske resultantkraften virker der. Seed og Whitman foreslo i 1970 at den dynamiske komponenten angriper ved omtrent 0,6H, se Figur 4.8(b). Siden angripingspunktet er ulik for P_A og ΔP_{AE} vil plasseringen av angripingspunkt til P_{AE} være avhenger av størrelsen på den statiske og dynamiske komponenten. (Kramer 1996)



(a) Angripunkt for totalkraften i følge M-O analyse. (b) Angripunkt for P_A og ΔP_{AE} i følge Seed og Whitman.

Figur 4.8: Angripunkt for resultantkrefter (illustrasjon av Stephanie L. G.).

4.6 Eurokode 8

Verdier som benyttes i pseudo-statisk analyse og M-O metode finnes i EC 8. Dette kapittelet gir en oppsummering for hvordan parametrene bestemmes.

EC 8-1 (NS-EN 1998-1:2004+NA:2008) er sentral for prosjektering av bygg og anlegg i seismiske områder, ved at den gir alternative prosedyrer, verdier og anbefalinger. EC 8-5 (NS-EN 1998-5:2004+NA:2008) tar for seg geotekniske forhold ved jordskjelvdimensjonering og den inneholder analysemetoder som for eksempel M-O metode. Generelle krav EC 8-5 stiller er at støttestruksjonene skal dimensjoneres slik at de fortsatt oppfyller sin funksjon etter et jordskjelv. Det vil si uten signifikante skader (7.1 (1)P) og permanente deformasjoner skal være akseptable ut i fra funksjonelle og estetiske krav (7.1 (2)).

Utfordringen med pseudo-statistiske metoder, som beskrevet i Kapittel 4.4 og Kapittel 4.5, er å finne gode seismiske koeffisienter som skal representere de dynamiske egenskapene til jordmassene. k_h og k_v er i Eurokoden gitt som (EC 8-5 7.3.2.2 (4)P):

$$k_h = \alpha \frac{S}{r} = \left(\frac{a_g}{g}\right) \frac{S}{r} \quad (4.20)$$

$$k_v = \pm 0,33k_h^1 \quad (4.21)$$

a_g er den dimensjonerende grunnakselerasjon for grunntype A ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$).

γ_I er seismisk faktor, avhengig av seismisk klasse, se Tabell A.3 og A.4.

a_{gR} er referansespissverdien for berggrunnens akselerasjon for grunnforhold type A ($a_{gR} = 0,8a_{g40Hz}$).

¹I følge EC 8-1 Tabell NA.3.4

4.7. ELEMENTMETODEN

a_{g40Hz} er spissverdi for berggrunnens akselerasjon med en returperiode på 475 år for Norge, se Vedlegg B. For alle maksimalområdene skal a_{g40Hz} gis et tillegg på $0,05m/s^2$.

g er tyngdens akselerasjon.

S er forsterkningsfaktor som er avhengig av grunnforholdene.

r er faktor for beregning av horisontal seismisk koeffisient, se Tabell 4.1.

Tabell 4.1: Faktor for beregning av horisontal seismisk koeffisient (Tabell 7.1 i EC 8-5).

Type of retaining structure	r
Free gravity walls that can accept a displacement up to $d_r = 300 \alpha \cdot S$ (mm)	2
Free gravity walls that can accept a displacement up to $d_r = 200 \alpha \cdot S$ (mm)	1,5
Flexural reinforced concrete walls, anchored or braced walls, reinforced concrete walls founded on vertical piles, restrained basement walls and bridge abutments	1

Grunntypene A, B, C, D, E, S₁ og S₂ identifiseres ved hjelp av Tabell A.1. Deretter finnes forsterkningsfaktoren (S) fra Tabell A.2. Dette vil si at det først finnes en grunnakselerasjon som er representativ for det aktuelle området, deretter avhenger den dimensjonerende grunnakselerasjon av grunnforholdene der konstruksjonen skal stå.

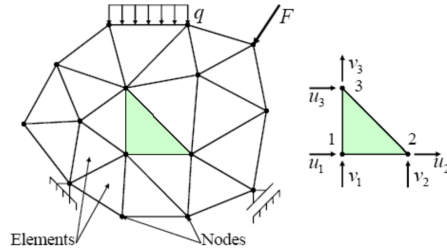
Videre skal bygninger i følge EC 8-1 4.2.5 (1)P klassifiseres i fire seismiske klasser avhengig av konsekvensene av sammenbrudd for menneskeliv, deres betydning for offentlig sikkerhet og beskyttelse av befolkningen umiddelbart etter et jordskjelv, og av de sosiale og økonomiske konsekvensene av sammenbrudd. Det vil si at det er større sikkerhet rundt dimensjonering av sykehus, brannstasjoner og redningssentraler, enn for eksempel landbruksbygg, småhus og kaier. Seismisk klasse kan bestemmes ut ifra Tabell A.3, deretter kan seismisk faktor (γ_l) leses av Tabell A.4.

4.7 Elementmetoden

Elementmetoden (Finite Element Method), også kalt FEM, er en metode for numeriske løsninger. FEM kan brukes til å løse en rekke tekniske problemer, så lenge problemstillingen lar seg beskrive av partielle differensialligninger eller integralligninger (Cook et al. 2001). Metoden ble utviklet for spenningsanalyse, men har siden blitt utvidet til en generell metode for løsning av mange komplekse ingeniør- og vitenskaplige problemer (Bhavikatti 2007).

Metoden er basert på forskyvningsmetoden (Cook et al. 2001), det vil si at det settes på en kraft eller en last på konstruksjonen, deretter studeres responsen i form av deformasjon eller forskyvning, $\mathbf{K} \cdot \Delta \mathbf{v} = \Delta \mathbf{F}$ (Stivhet·forskyvning = kraft). FEM gjør dette i hvert knutepunkt (node) på elementet. Figur 4.9 viser til venstre et elementnett med elementer,

noder, opplager og ytre last og til høyre et 3-noders element med to frihetsgrader i hver node.



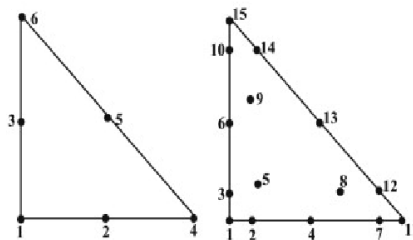
Figur 4.9: Elementnett og et 3-noders element med frihetsgrader (fra lysark i emnet TKT 4180, NTNU)

Ved bruk av FEM gjøres det fysiske problemet om til en matematisk modell som inneholder informasjon om blant annet randbetingelser, materialmodell og homogenitet. Denne matematiske modellen er en idealisering som ikke gjenspeiler det fysiske problemet eksakt, og løsningen til FEM blir dermed en tilnærmet løsning (Cook et al. 2001).

PLAXIS

PLAXIS 2D er et to-dimensjonalt FEM-program utviklet for analyse av deformasjon, stabilitet og grunnvannstrømning i geoteknikk (Brinkgreve et al. 2011). Ved bruk av tilleggsmodulen PLAXIS Dynamic kan det også brukes til å studere vibrasjoner i jord og dets påvirkning på konstruksjoner. Fint elementnett og gode valg av modell og parametre er en forutsetning for å oppnå tilfredsstillende resultater.

I PLAXIS er det mulig å velge mellom 6- og 15-noders triangulært element, se Figur 4.10. For å få best resultat, altså nærmest mulig eksakt løsning, anbefales det å bruke 15 noder i PLAXIS 2D.



Figur 4.10: 6- og 15-noders triangulært element (fra lysark i emnet TKT 4180, NTNU)

For å modellere samvirke mellom jord og konstruksjon brukes det “interface”. Dette gjøres ved å tegne opp en linje mellom jord og konstruksjon, og så definerer hvilken ruhet denne linjen skal ha.

5 Ristebordforsøk: Bakgrunn*

Dette kapitlet introduserer et ristebordforsøk som ble utført i 2010 på laboratoriet i Bristol, BLADE (the Bristol Laboratory for Advanced Dynamics Engineering). Det eksperimentelle arbeidet ble utført av EERC (the Earthquake Engineering Research Center) i samarbeid med Universitet i Patras (Hellas), Universitetet av Federico II i Napoli (Italia) og Universitetet i Sannio (Italia). Referanser er fått etter personlig kommunikasjon med Augusto Penna, gjennom Amir M. Kaynia. Ristebordforsøket er relevant for denne masteroppgaven for å vise hvor godt numeriske metoder representerer modelltester som ristebordforsøk.

* Kapitlet er skrevet i samarbeid med Stephanie L. Gjelseth.

5.1 Generelt

Ristebordforsøket omfatter forskjellige kombinasjoner av geometrien til støttekonstruksjonen, jordkonfigurasjoner og input av grunnakselerasjon. Målet med undersøkelsen er å forstå dynamisk interaksjon mellom jord og vegg, forholdet mellom designparametre, sikkerhetsfaktor og bruddmekanismer. For å oppnå dette studerte de den dynamiske oppførselen til en skalert støttekonstruksjon med ristebordforsøk, se Figur 5.1. Resultatene står i samsvar med teoretiske modeller og er nyttige for å forstå og optimalisere jordskjelvdessign.

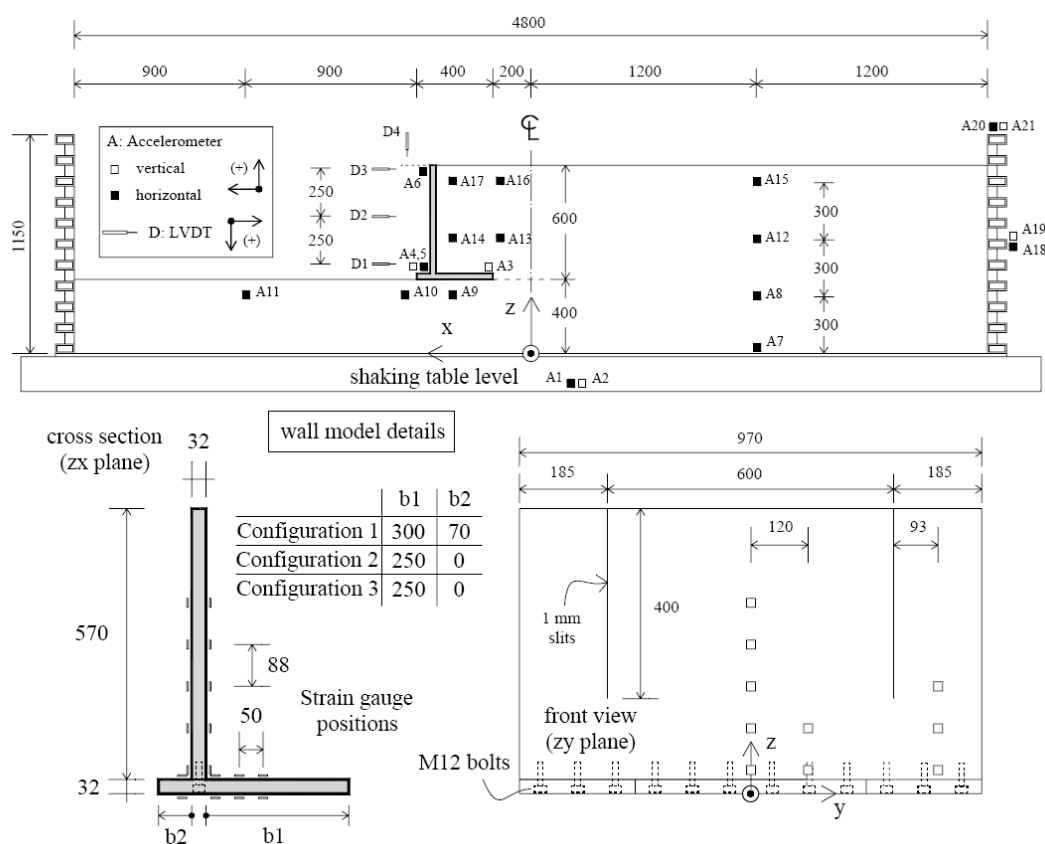


Figur 5.1: Boksen i ristebordforsøket (Scotto di Santolo et al. 2012).

5.2 Geometri

Boksen som er brukt i ristebordforsøket består av 11 rektangulære aluminiumsringer med mellomliggende gummi, se Figur 5.1. Innvendig er boksen 4,8 m lang, 1 m høy og 1,15 m dyp. Boksen er plassert på et ristebord av aluminium med målene 3 m x 3 m og vekten 3,8 tonn. Ristebordet kan svinge med frekvens fra 1 Hz til 100 Hz.

Ristebordet, boksen og støtteveggen er utstyrt med 21 1-D akselerasjonsmeterer, 4 LVDT (Linear variable differential transformers) og 32 tøyningmålere for å representativt registrere akselerasjon, dynamisk respons, permanent forskyvning og bøyning av støtteveggen. Se Figur 5.2 for plassering av måleinstrumentene.



Figur 5.2: Plassering av måleinstrument (Scotto di Santolo et al. 2012).

Figur 5.2 viser at systemet består av en L-formet støttevegg som støtter opp sand med dybde 0,6 m, over 0,4 m sand. I påfølgende kapittel vil laget på 0,4 m til venstre for veggen benevnes “bunnlag”, laget bak støtteveggen benevnes “bakfylling” og laget på 0,4 m under bakfyllingen vil benevnes “bunnlag under bakfylling”.

Det er brukt tre ulike konfigurasjoner i forsøkene. Konfigurasjon 1 har en “hæl” på $b_1=300$ mm og en “tå” på $b_2=70$ mm. Konfigurasjon 2 har en “hæl” på $b_1=250$ mm og ingen “tå”. Konfigurasjon 3 har samme geometri som Konfigurasjon 2, men ruheten under veggen er økt ved å pusse den med sandpapir.

5.3 Materialparametre

Sanden som er brukt i forsøket er Leighton Buzzard sand BS 881-131. Denne sandtypen er ofte benyttet i forsøk, den er derfor blitt testet for å finne dens styrke- og stivhetsparametre. Den empiriske korrelasjonen mellom friksjonsvinkel og relativ tetthet er fra det eksperimentelle arbeidet til Cavallaro et al. (2001) brukt til å estimere sandens styrkeparametre. Bunnlagene er formet ved å drysse sand i lag på 150-200 mm fra 0,6 m høyde. Boksen er ristet mellom hvert lag for å komprimere sanden. Bakfyllingen er formet ved å drysse sand fra 0,2 m høyde uten komprimering.

Tabell 5.1 viser de viktigste materialparameterne til sanden som ble brukt i ristebordforsøket. Støtteveggen er av aluminium og har materialparametre som er gjengitt i Tabell 5.2.

Tabell 5.1: Materialparametre for sanden brukt i ristebordforsøket (Scotto di Santolo et al. 2012).

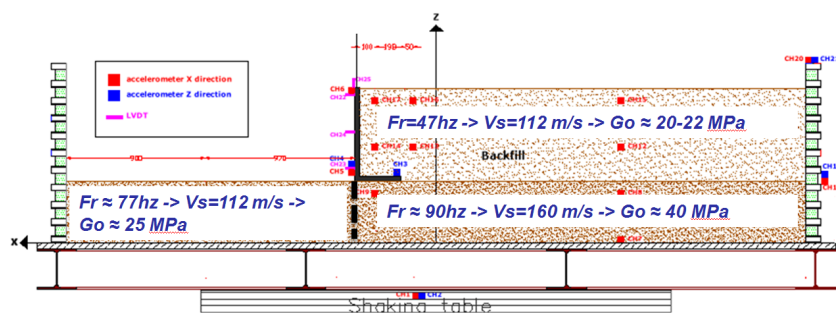
Materialparametre	Bunnlag	Bunnlag under bakfylling	Bakfylling
Tykkelse [mm]	390	390	600
e [–]	0,61	0,61	0,72
D_r [%]	60	60	22
γ [kN/m^3]	16,14	16,14	15,11
ϕ [°]	42	42	34

Tabell 5.2: Materialparametre for støtteveggen brukt i ristebordforsøket (Scotto di Santolo et al. 2012).

Materialparametre	Veggen
γ [kN/m^3]	27
E [GPa]	70
ν [–]	0,3

Fra ristebordforsøket er det beregnet egenfrekvens, tilhørende skjærbølgehastighet og skjærmodul for bunnlag, bakfylling og bunnlag under bakfylling, se Figur 5.3.

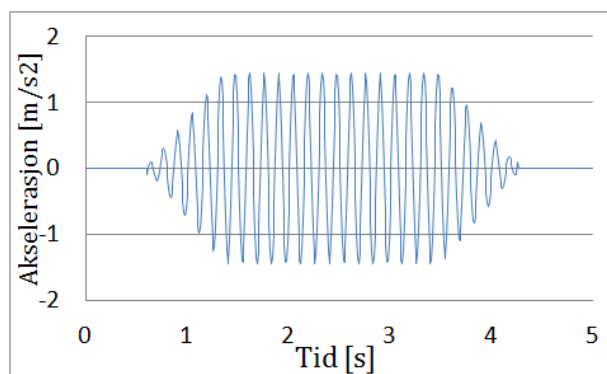
5.4. EKSITASJON



Figur 5.3: Egenfrekvens, skjærbølgehastighet og skjærmodul for ristebordforsøket (Penna 2012).

5.4 Eksitasjon

Hver konfigurasjon er testet med hvit støy (white noise), harmonisk- og jordskjelv-eksitasjon. Hvit støy mellom 1 Hz og 100 Hz er benyttet for å finne de dynamiske egenskapene til jordlagene og til hele systemet. Som harmonisk eksitasjon er det brukt sinusbølger med totalt 15 sykluser, se Figur 5.4. Amplituden starter fra null og stiger jevnt opp til ønsket amplitude over 5 sykluser. Tilsvarende avtar amplituden til null med de fem siste syklusene. Det er brukt frekvenser på 4, 7, 13, 25 og 43 Hz sammen med amplitude på 0,05g for å studere den dynamiske responsen til systemet. 7 Hz er så brukt sammen med økende amplitude til brudd oppstår (Scotto di Santolo et al. 2012).



Figur 5.4: Sinusbølge med maks akselerasjon 0,15g.

Det er brukt eksitasjon fra tre målestasjoner for tre ulike jordskjelv: målestasjon Tolmezzo for Friuli-jordskjelvet i 1976, målestasjon Sturmo for Ipinia-jordskjelvet i 1980 og målestasjon Northridge for Los Angeles-jordskjelvet i 1994. Frekvensene til jordskjelvtidsseriene er skalert med en faktor på fem før de er brukt som eksitasjon på ristebordet. 0,05g er brukt som amplitude for de tre jordskjelvene sammen med den skalerte frekvensen for å studere dynamisk respons (Scotto di Santolo et al. 2012).

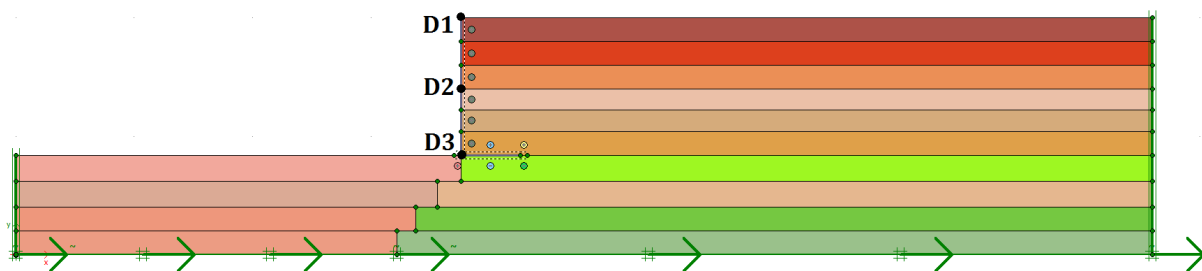
6 Ristebordforsøk: Verifikasjon*

Det er av stor interesse å studere hvor godt analytiske metoder kan representere modelltester som et ristebordforsøk. Dette kapitlet beskriver den skalerte støtteveggen fra Kapittel 5, ved bruk av numerisk modell i PLAXIS 2D Dynamics (versjon 2011.02). Målet er å utvikle en numerisk modell som bekrefter at resultatene stemmer overens med den fysiske modellen, for så å bruke PLAXIS i senere parameterstudier.

* Kapitlet er skrevet i samarbeid med Stephanie L. Gjelseth.

6.1 Geometri

I den numeriske analysen er det valgt å bruke Konfigurasjon 3 og det er tilstrebet å oppnå den opprinnelige geometrien fra ristebordforsøket. Figur 6.1 viser modellen i PLAXIS, med høyde 1,0 m og lengde 4,8 m. For å registrere forskyvning av støtteveggen, er det plassert tre tøyingspunkter langs veggen, D1, D2 og D3.



Figur 6.1: Modell i Plaxis.

Det er antatt at de rektangulære aluminiumsringene i forsøket etterligner virkelige tilstander. For å representere absorberende randbetingelser i den numeriske modellen er det benyttet dynamiske randbetingelser. Dette hindrer at den dynamiske eksitasjonen blir feilaktig reflektert ved rendene til modellen. “Interface” er brukt mellom støttevegg og sand for å kunne definere ruhet mellom to ulike materialer. For å unngå numeriske problemer er det også en forlengelse av “interface” der støtteveggen slutter og i hjørner.

Skjærmodulen øker med dybden, men ikke lineært. For å få frem dette er sanden delt inn i lag på ca. 0,1 m, der skjærmodulen defineres i hvert lag.

I beregningen er det fem faser der forskyvingen nullstilles mellom hver fase. Se Tabell 6.1 for oversikt over faser og beregningsmetode.

Tabell 6.1: Faser benyttet i Plaxis.

Fase nr.	Aktiverer	Beregning
1	Bunnlagene	K0 prosedyre
2	Støttevegg	Plastisk
3	Bakfylling	Plastisk
4	Sikkerhet	Sikkerhet
5	Eksitasjon	Dynamisk

6.2 Materialparametre og materialmodell

I den numeriske analysen er det benyttet elementer med 15-noder og plan-tøyning.

Det er brukt tilsvarende materialparametere for sand og støttevegg som i ristebordforsøket, se Kapittel 5.3. I tillegg til de oppgitte verdiene er det antatt Poisson forhold, $\nu=0,3$ (Newcomb et al. 1999) og kohesjon $c=1$ kPa for sanden. Parameterene er oppsummert i Tabell 6.2.

A. Penna har målt egenfrekvensen til de ulike lagene og beregnet tilhørende skjærbølgehastighet og skjærmodul, se Kapittel 5.3. Det viser seg at skjærbølgehastigheten ikke stemmer med formelen:

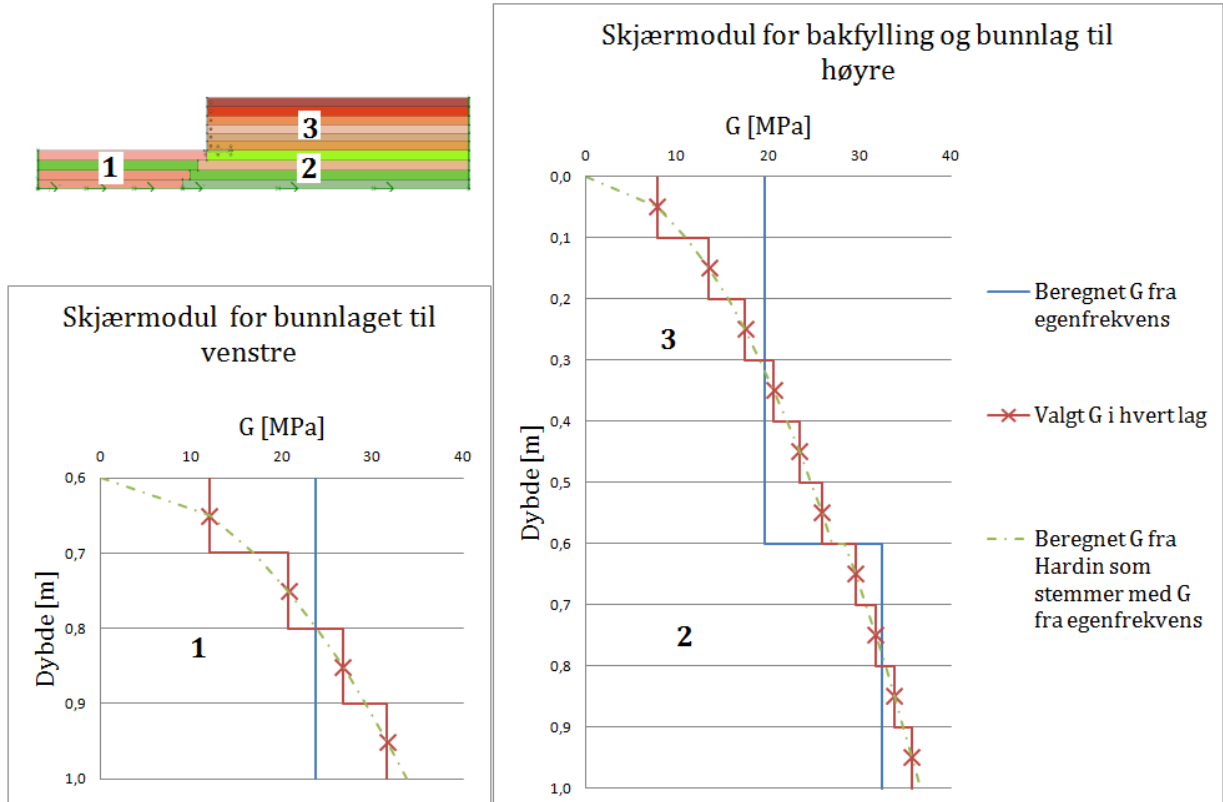
$$v_s = 4f_n h \quad (6.1)$$

og at den tilhørende skjærmodulen ikke stemmer med:

$$G_{max} = \rho v_s^2 \quad (6.2)$$

Det er dermed ikke klart hvordan A. Penna har beregnet skjærbølgehastighet og skjærmodul. I den numeriske analysen er det brukt beregnet skjærmodul som øker med dybden slik som beskrevet i Kapittel 3.5 om Hardin, se rød kurve i Figur 6.2. Verdier fra den røde kurven er satt inn i representative lag. Skjærmodulen er korrigert slik at gjennomsnittsverdien stemmer med skjærmodulen beregnet fra egenfrekvensen til lagene med Formel 6.1 og 6.2. Det er brukt Rayleigh damping for både sanden og støtteveggen, det er antatt 5 % dempingsforhold for frekvensene 7 Hz og 60 Hz ($a_0=3,998$ og $a_1=0,000225$) ut i fra målte verdier av egenfrekvenser av A. Penna.

For sanden er det benyttet Mohr-Coulomb som materialmodell og drenert oppførsel, veggene er antatt som en elastisk plate med $EI = 191 \text{ kNm}^2/m$, $EA = 2,24 \times 10^6 \text{ kN/m}$, $w = 0,86 \text{ kN/m/m}$ og $\nu = 0,3$.



Figur 6.2: Skjærmodul.

Tabell 6.2: Oversikt over materialparametre.

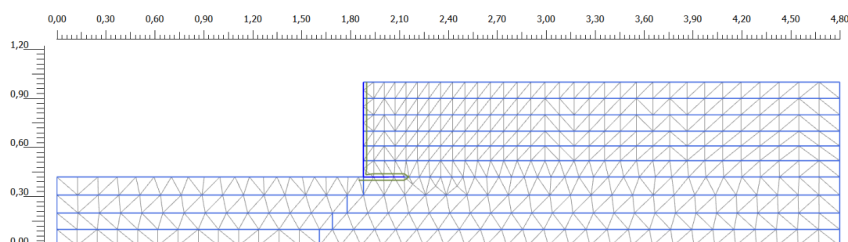
	Bunnelag	Bakfylling	Bunnelag bakfylling	Interface såle	Interface vegg/jord
$\gamma \text{ [kN/m}^3\text{]}$	16,14	15,11	16,14	16,14	15,11
$e \text{ [-]}$	0,61	0,72	0,61	0,61	0,72
$G \text{ [MPa]}$	12-32	0,8-26	30-36	30	20
$\phi \text{ [}^\circ\text{]}$	42	35	42	42	35
$\psi \text{ [}^\circ\text{]}$	0	0	0	0	0
$\nu \text{ [-]}$	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
$c \text{ [kPa]}$	1	1	1	1	1
$R_{interface} \text{ [-]}$	1	1	1	0,8	0,6

6.3 Elementnett

Modellen er delt inn i et elementnett med 493 tilnærmet like store elementer, se Figur 6.3. Det viser seg etter forsøk at finere inndeling ikke gir utslag på nøyaktigheten. For å ikke få for grovt elementnett bør elementhøyden være mindre enn en fjerdedel av bølgelengden for et 15-noders element (Kramer 1996), hvor

$$\lambda_{min} = \frac{V_{s,min}}{f_{max}} \quad (6.3)$$

I dette tilfellet er $V_{s,min} = 71$ m/s og $f_{max} = 77$ s⁻¹, som gir $\lambda_{min} = 0,92$ m. Elementhøyden skal være mindre enn en fjerdedel, noe som gir $\Delta h_{min} = 0,23$ m. Modellen har en gjennomsnittlig elementstørrelse på 0,1 m, elementnettet er derfor ikke for grovt.



Figur 6.3: Modell med 493 elementer og 4171 noder.

6.4 Verifikasjon av modell

Dette delkapittelet inneholder sammenligning av resultatene fra ristebordforsøket og analyser utført i PLAXIS. Det er fokusert på å få sammenfallene resultat for maksimalt dynamisk moment i veggen og forskyvning av veggen som funksjon av tid. Det er valgt å kun se på resultatene fra sinuseksitasjonen med frekvens på 7 Hz og PGA¹ på 0,15g, se Figur 5.4. Tidshistorien er definert ut i fra informasjon fra Penna (2012). Tidshistorien er 5 sekunder lang og det er valgt å bruke 500 “additional steps” og 1 “dynamic sub step” i PLAXIS. Deformasjonen nullstilles før sinuseksitasjonen settes på. Forskyvningene er presentert som relative forskyvninger av veggen. Det vil si at forskyvningen av grunnen er subtrahert fra den totale forskyvningen til veggen.

Tabell 6.3 viser oversikt over noen av analysetilfellene brukt i PLAXIS. Tilfelle 1 representerer basistilfelle, mens Tilfelle 2-4 presenterer noen av de utførte sensitivitetsanalysene hvor én parameter endres. For Tilfelle 2 er skjærmodulen halvert i bakfyllingen, Tilfelle 3 har lavere vertikal ruhet og Tilfelle 4 har lavere friksjonsvinkel i bakfyllingen.

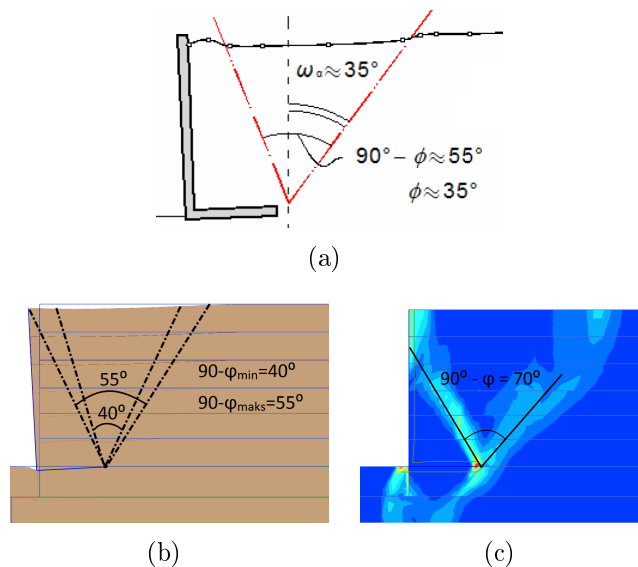
¹Maksimal grunnakselerasjon (Peak Ground Acceleration)

Tabell 6.3: Tilfeller for numerisk analyse.

Tilfelle	G _{bakfylling} [MPa]	R _{vertikal} [-]	Friksjonsvinkel [°]
1	0,8-26	0,6	35
2	0,4-13	0,6	35
3	0,8-26	0,3	35
4	0,8-26	0,6	30

Resultater

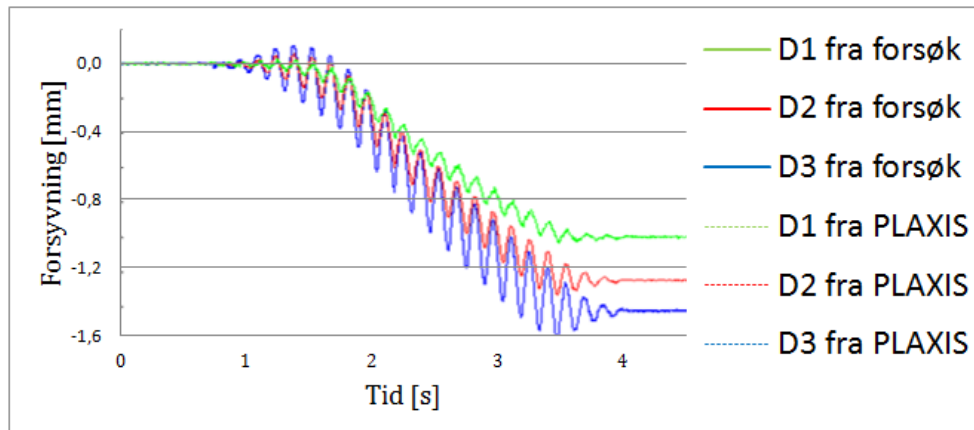
Figur 6.4(a) viser deformasjon fra ristebordforsøket med jordskjelveksitasjon. Fra figuren er det beregnet friksjonsvinkel på 35° , noe som sammenfaller bra med labforsøk som gir friksjonsvinkel på 34° (Scotto di Santolo et al. 2012). Resultatene er fra jordskjelveksitasjon, da de ikke oppnådde klare nok deformasjoner til å anta bruddsone etter sinuseksitasjonen. I figuren er bruddsonen antatt etter hva som vises på overflaten av sanden, siden veggene i boksen ikke er gjennomsiktige. Det er da av interesse å studere sammenhengen mellom deformasjon og skjærtøyning, dette er gjort for sinuseksitasjon da jordskjelveksitasjonen brukt i ristebordforsøket ikke er tilgjengelig. Resultater fra analysen er gitt i Figur 6.4, for å tydeliggjøre deformasjonen er Figur 6.4(b) skalert med en faktor på 50. Figurene viser at bruddsonen i Figur 6.4(c) avviker fra antatt bruddsone i Figur 6.4(a) og 6.4(b). Friksjonsvinkelen fra Figur 6.4(c) beregnes til 20° , i motsetning til Figur 6.4(b) som gir friksjonsvinkel mellom 35° og 50° . Det er dermed mulig at friksjonsvinkelen i bakfyllingen er estimert for høyt, dette studeres i analysetilfelle 4 der friksjonsvinkelen i bakfyllingen er redusert til 30° .



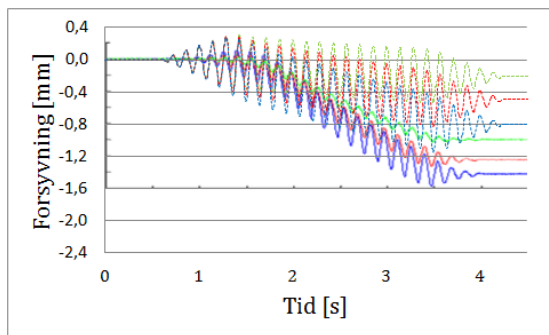
Figur 6.4: (a) Deformasjon fra ristebordforsøket (Scotto di Santolo et al. 2012), (b) deformasjon fra PLAXIS-analyse og (c) skjærtøyning fra PLAXIS-analyse.

Figur 6.5 sammenligner forskyvningsforløpet mellom tilfellene i Tabell 6.3 og resultatene fra ristebordforsøket. Kurvene fra PLAXIS er vist med stiplet linje og kurvene fra ristebordforsøket er vist med heltrukken linje. Plasseringen av punktene D1, D2 og D3 er gitt på Figur 6.1.

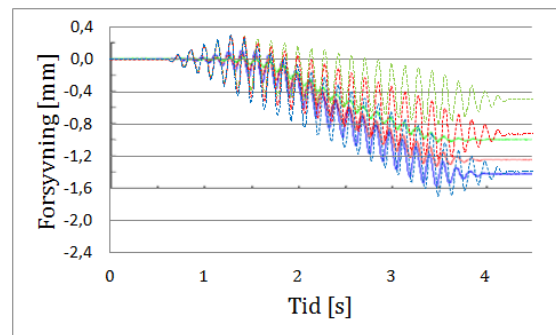
Figur 6.5 viser at tilfellene har for stor amplitude, bortsett fra Tilfelle 3 ($R_{\text{vertikal}} = 0,3$) som har mindre amplitude enn resultatene fra ristebordforsøket. For stor amplitude indikerer at veggen svinger for mye frem og tilbake. Forholdet mellom amplituden i bunnen og i toppen for ristebordforsøket er en faktor på 2,1, dette er sammenfallende med forholdet til Tilfelle 3. Det vil si at toppen svinger mer frem og tilbake enn bunnen. De andre tilfellene svinger like mye i topp og bunn.



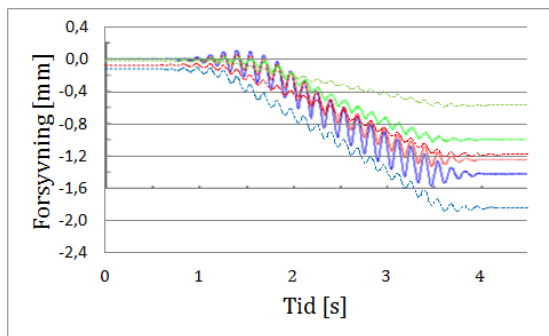
(a) Registrert forskyvning i forsøk.



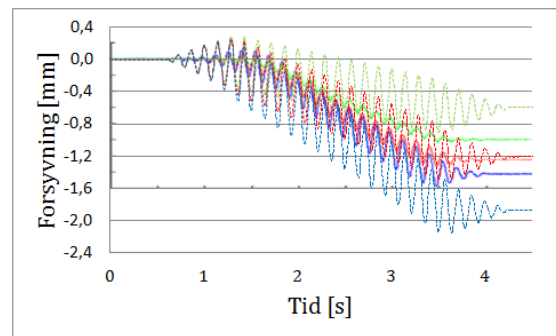
(b) Tilfelle 1



(c) Tilfelle 2



(d) Tilfelle 3



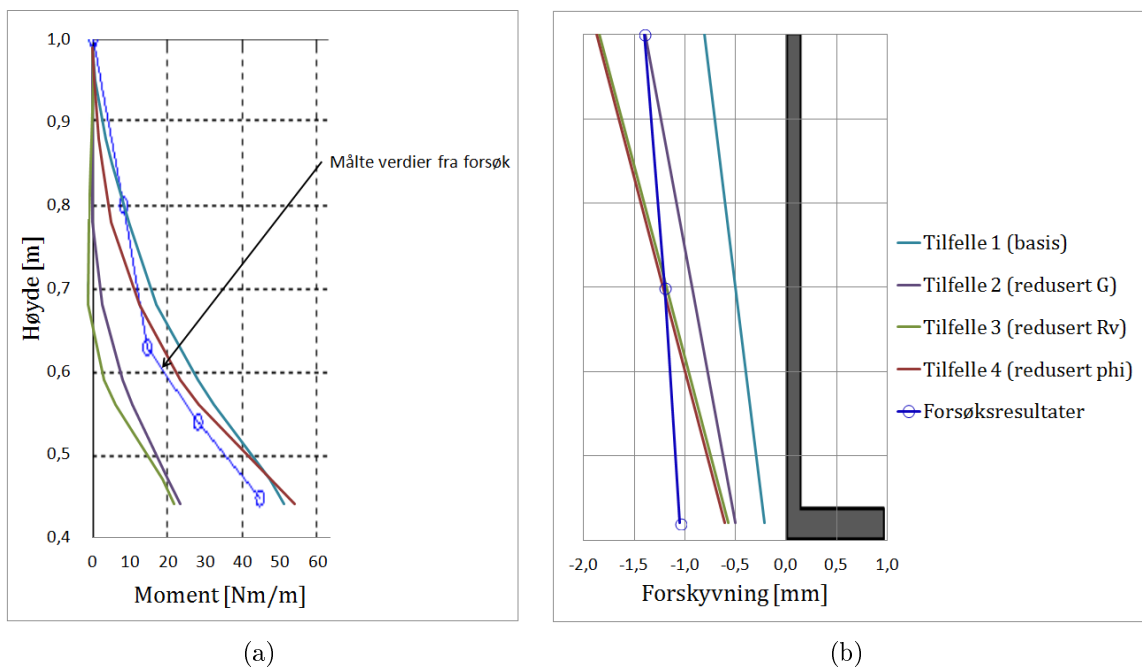
(e) Tilfelle 4

Figur 6.5: (a) Forskyvning av vegg som funksjon av tid for ristebordforsøket og (b)-(e) de numeriske analysetilfellene.

6.4. VERIFIKASJON AV MODELL

Figur 6.6 viser hvordan momentet og forskyvningen for veggen fra de numeriske analysetilfellene samsvarer med resultat fra ristebordforsøket. Figur 6.6(a) viser det største dynamiske momentbidraget, det vil si at momentet ved hviletilstand er subtrahert fra det totale momentet. Momentet er beregnet ved å ta ut spenningene i 10 punkt i jorden langs veggen, og deretter regne de om til krefter og moment. Figuren viser at momentet for Tilfelle 1 er i samme størrelsesorden som forsøket, men veggen har for liten forskyvning. For å øke forskyvningen blir skjærmodulen i bakfyllingen halvert i Tilfelle 2. Dette gir større forskyvning, men momentet blir 20 Nm for lavt i bunnen av veggen. Tilfelle 3 får større forskyvning, noe som sammenfaller bedre med forsøksresultatene, men veggen roterer for mye og momentet er fortsatt 20 Nm for lavt. I Tilfelle 4 reduseres friksjonsvinkelen i bakfyllingen, dette gir samme forskyvning som Tilfelle 3, men momentet avviker nå med kun 10 Nm.

Det er i tillegg utført analyser med Rayleigh demping med 7 Hz som første frekvens og 20, 50, 70 eller 80 Hz som andre frekvens. Resultatene for disse analysene viser deformasjon i toppen av veggen fra henholdsvis 0,2 mm til 6,2 mm.



Figur 6.6: (a) Maks dynamisk momentbidrag for veggen som funksjon av tid for ristebordforsøket og de numeriske analysetilfellene, etter sinuslast på 0,15g og (b) permanent slutforskyvning.

Diskusjon og konklusjon

I PLAXIS-analysen er parametre som friksjonsvinkel, demping, ruhet mellom vegg og sand, skjærmodul og poretrykk tolket ut i fra oppgitte data. Både tolkningen og de oppgitte dataene vil være en feilkilde for de oppnådde resultatene. Penna (2012) beregnet moment i veggen ved hjelp av resultater fra 32 tøyingsmålere plassert på begge sidene av veggen og sålen. I de numeriske analysene er momentet beregnet fra 10 spenningspunkter i jorden inntil veggen, dette vil utgjøre en feilkilde for å kunne oppnå sammenfallende momentverdier. En annen årsak til avvik i resultatene kan være at det er benyttet en enkel materialmodell som Mohr-Coulomb. Videre kan det være at det ikke er oppnådd samme randbetingelser i den numeriske modellen som i ristebordforsøket.

For å anta fornuftig Rayleigh demping er egenfrekvensen til hvert lag og kombinasjon av disse studert. Modellen er liten i forhold til en fullskala modell og systemet har dermed høy egenfrekvens (47 Hz til 77 Hz). For Rayleigh dempingen er det valgt å bruke 5 % dempingsforhold, eksitasjonsfrekvensen på 7 Hz som førstefrekvens og gjennomsnittlig egenfrekvens på 60 Hz som andrefrekvens. Dette vil si at frekvenser som er under 7 Hz og over 60 Hz vil dempes ut, i mellom vil systemet ha litt lavere demping enn 5 %, mens frekvenser i systemet på 7 Hz og 60 Hz vil dempes med 5 %.

Siden systemet blir utsatt for eksitasjon på 7 Hz, men har egenfrekvens på omtrent 60 Hz er det forventet at systemet vil oppføre seg mer pseudo-dynamisk enn dynamisk. Derfor skal ikke selve dempingen og variasjon av dempingsparametre ha betydelig innvirkning på resultatene.

For å studere effekten av variasjoner av Rayleigh dempingen er det utført analyser med 5 % dempingsforhold der 7 Hz er førstefrekvens og 20, 50, 70 eller 80 Hz er andrefrekvens. Resultatene viser at forskyvningen i toppen av veggen varierer fra 0,2 mm til 6,2 mm ved å endre andrefrekvensen for Rayleigh dempingen fra 20 Hz til 80 Hz.

Det er ikke klart hvorfor endring av dempingen gir stort utslag for et system som antagelig er tilnærmet pseudo-dynamisk. En forklaring kan være at dempingen ikke håndteres tilfredsstillende i PLAXIS når situasjonen nærmer seg pseudo-dynamisk. For å studere dette er det utført analyse med lav demping (0,1 %), uten at dette ga bedre resultat.

Videre følger analysetilfellene med Rayleigh demping på 7 Hz og 60 Hz. Tilfelle 1 gir lite forskyvning i forhold til ristebordforsøket, men momentbidraget er i riktig størrelsesorden. Siden det er usikkert hvilke verdier skjærmodulen har i de ulike lagene er det i Tilfelle 2 forsøkt å redusere skjærmodul i bakfyllingen. Resultatene viser mer korrekt forskyvning, men momentbidraget er for lavt i forhold til ristebordforsøket.

Ruheten mellom aluminiumsveggen og sanden kommer fra erfaringsparametre i PLAXIS. Dette er en parameter som angir hvor lett sanden vil skli langs veggen og vil gi utslag på deformasjonskurven og momentbidraget. Ved å redusere ruheten, som gjort i Tilfelle 3, oppstår det større forskyvning. Noe som sammenfaller bedre med forsøksresultatene, men

6.4. VERIFIKASJON AV MODELL

veggen roterer for mye og momentet er for lavt i forhold til resultat fra ristebordforsøket. Resultatene fra ristebordforsøket har større svingning i toppen, enn i bunnen av veggen, denne tendensen er også i Tilfelle 3.

Ved å studere bruddflaten estimert fra deformasjoner i ristebordforsøket og skjærtøyninger i PLAXIS viser det seg at de ikke stemmer overens. For å synliggjøre deformasjonen i ristebordforsøket er det benyttet en jordskjelveysitasjon, mens det i den numeriske modellen er deformasjonen skalert med en faktor på 50. Dette kan gi en feilkilde i antagelsen om friksjonsvinkelen i Figur 6.4(b). I ristebordforsøket er det antatt bruddsone i fra deformasjoner som vises på overflaten av sanden, siden boksen ikke har gjennomsiktige vegger. Skjærtøyninger fra PLAXIS-analyser indikerer en lavere friksjonsvinkel, derfor utføres det i Tilfelle 4 et forsøk med redusert friksjonsvinkel for å se om dette gir bedre resultat. Det viser seg at dette tilfelle får samme forskyvning som Tilfelle 3 med redusert ruhet, men mer sammenfallende momentbidrag som forsøksresultatene.

Resultatene viser at selv om moment er sammenfallende, stemmer ikke nødvendigvis forskyvningen overens og det er dermed viktig å vurdere disse sammen. En og en parameter har blitt endret for å studere hvilke utslag dette gir, og Tilfelle 4 med redusert friksjonsvinkel i forhold til oppgitte parametre gir resultat som stemmer best overens med forsøksresultatene.

7 Numerisk modell av spunt

Dette kapittelet omhandler numeriske analyser utført med PLAXIS for spunt i kohesjonsmateriale. Først beskrives hvilke materialparametre som benyttet for leiren, spunten og avstivningen. Deretter beskrives analysemetoder og til slutt geometri i de ulike analysetilfellene.

7.1 Materialparametre

Tabell 7.1 viser materialparametre som brukes i analysene. Udrenert skjærstyrke er forenklet antatt konstant de øverste 12,5 meterne, og deretter økende med dybden etter ligning 7.1 (Nordal 2012). Som forenkling er det ikke tatt hensyn til “rate -effect”, at S_u øker med 40 % ved jordskjelv (Lunne & Andersen 2007). Det er antatt Rayleigh demping med 5 % demping for frekvensene 0,5 og 10 Hz, dette gir Rayleigh koeffisientene $a_0=0,299199$ og $a_1=0,00158401$. Det brukes Mohr-Coulomb materialmodell og dreneringstype udrenert(B) i PLAXIS.

$$S_u = 0,2\sigma'_y \quad (7.1)$$

Tabell 7.1: Materialparametre som brukes i analysene.

Materialparametre	Leire
Tyngdetetthet [kN/m^3]	18
G-modul [MPa]	18000
Poissons forhold [-]	0,34
R-interface [-]	0,5
S_u [kN/m^3]	20+1,6z etter dybde -12,5
Hviletrykk koeffisient [-]	0,8

7.2. ANALYSEMETODER

I analysene blir det benyttet spuntprofilene PU 8 S og AZ 12-770 (Mittal 2013), i tillegg til innvendig røravstiver. I Vedlegg C vises bakgrunn for valg av spunt og avstivning. Se Tabell 7.2 og Tabell 7.3 for materialparametre for henholdsvis spunt og stiver. Avstivningen er modellert elastisk. Forenklingsvis er tyngden av spunten satt til null.

Tabell 7.2: Materialparametre for spunt (Mittal 2013).

Materialparametre	PU 8 S	AZ 12-770
Motstandsmoment [cm^3]	845	1300
EA [kN/m]	2,35E6	2,65E6
EI [$kN/m^2/m$]	2,51E4	4,7E4

Tabell 7.3: Materialparametre for innvendig stiver (e-post, Sigbjørn Rønning, 14. mai 2013).

Materialparametre	Stiver
EA [kN]	3,3E3
Lengdespacing [m]	4
Lengdeekvivalent [m]	8
Diameter [mm]	500
Godstykkelse [mm]	10
Oppspenningskraft pr. stiver [kN]	300

For leire kan det ved installasjon av spunt og utgraving oppstå kompliserte grunnvannsendringer. Det er valgt å ikke fokusere på dette i analysen, så grunnvannet er forenklet antatt i bunn av modellen. Det blir benyttet standard jordskjelv-randbetingelser, dette innebærer absorberende render som forhindrer kunstig refleksjon. "Tension cut-off" er ikke aktivert i PLAXIS for leirmaterialet. Det vil si at leiren vil følge spunten ved deformasjoner, noe som kan gi strekkrefter for jordtrykket i toppen av spunten.

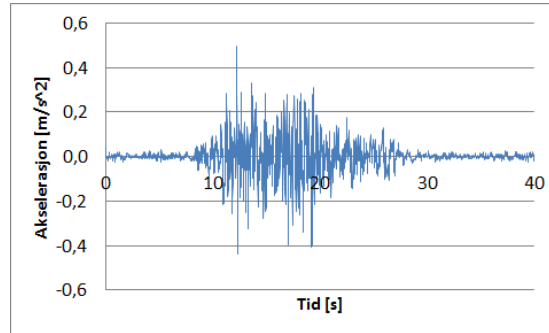
7.2 Analysemetoder

Tidshistorieanalyse

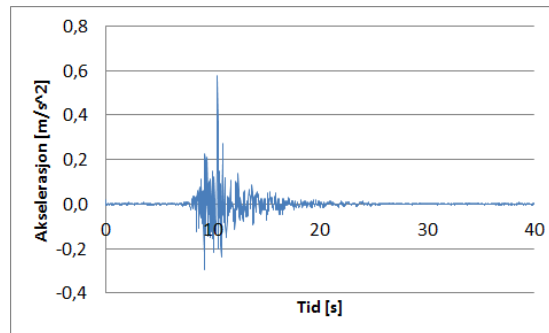
I tidshistorieanalysen blir det benyttet tre jordskjelveksitasjoner, EQ1, EQ2 og EQ3, se Tabell 7.4 og Figur 7.1. Tidshistoriene for disse eksitasjonene tilsvarer grunntype A i EC 8-1, PGA=0,05g og de har tilnærmet samme frekvensinnhold. For å ta hensyn til variasjoner i tidshistoriene vil det i senere kapitler bli utført analyser med EQ1, EQ2 og EQ3, og deretter vil gjennomsnittet av resultatene de gir bli brukt videre, dette er i henhold til EC 8-1.

Tabell 7.4: Tidshistoriene brukt i analysene.

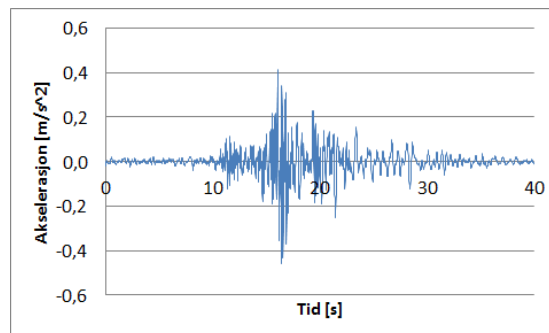
Tidshistorie	Jordskjelv	Sted	År
EQ1	Nahani	Canada	1985
EQ2	Friuli	St. Tarcento, Italia	1976
EQ3	Imperial Valley	St. Superstition, USA	1979



(a) Tidshistorie for eksitasjon EQ1.



(b) Tidshistorie for eksitasjon EQ2.



(c) Tidshistorie for eksitasjon EQ3.

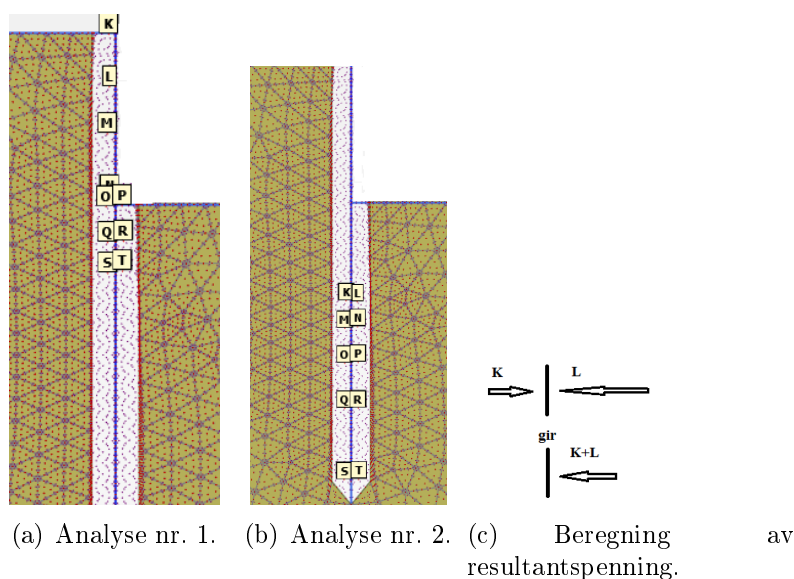
Figur 7.1: Eksitasjonene som påføres analysetilfellene.

Tidshistorieanalysen utføres i PLAXIS med 2048 “additional steps” og 1 “substep”. Ved å velge “save max time steps” som 2048 kan informasjon som jordtrykk og moment hentes ut ved hvert beregningssteg. Deformasjonen blir satt til null mellom hver beregningsfase.

Tidsvariasjonen av moment og skjærkraft i ulike punkt langs spunten

Ved beregning av moment og skjærkraft som funksjon av tid langs spunten hentes det fra PLAXIS-analysene spenninger i 20 punkt i leirmaterialet langs spunten. Spenningene beregnes så om til 20 horisontale resultantkrefter som virker på spunten. Ved hjelp av likevektsbetraktning blir moment og skjærkraft beregnet i punktene langs spunten fra de horisontale resultantkreftene. Siden spenningene som hentes fra PLAXIS varierer med tiden, så varierer også beregnet moment og skjærkraft med tiden.

I PLAXIS kan det kun beregnes spenninger i ti punkt i en analyse. Derfor utføres det to analyser med ti spenningspunkt i hver, se Figur 7.2(a) for spenningspunkt i den første analysen og Figur 7.2(b) for spenningspunkt i den andre analysen. Som forenkling er spenningspunktene under traubunn (bunn av utgraving) i Figur 7.2(a) og 7.2(b) slått sammen til åtte punkt med resultantspenninger, se Figur 7.2(c) og Tabell 7.5.



Figur 7.2: Spenningspunkt for beregninger i PLAXIS.

Tabell 7.5: Nummerering av spenningspunkt.

Punkt	Nummer
K (1. analyse)	1
L (1. analyse)	2
M (1. analyse)	3
N (1. analyse)	4
O+P (1. analyse)	5
Q+R (1. analyse)	6
S+T (1. analyse)	7
K+L (2. analyse)	8
M+N (2. analyse)	9
O+P (2. analyse)	10
Q+R (2. analyse)	11
S+T (2. analyse)	12

Beregningsmetoden blir benyttet til å studere moment og skjærkraft langs spunten som funksjon av tid i punkt 1-12, og resultatene vises i Kapittel 8.1.

Studie av maksimalt moment i spunten og tilhørende jordtrykk

Maksimalt moment som opptrer i spunten i løpet av tidshistorien finnes direkte i fra PLAXIS. Videre velges “create chart” for å få graf over hvordan det maksimale momentet varierer med beregningsstegene. Fra grafen finnes det beregningssteget for når maksimalt moment i spunten inntreffer. Jordtrykket mot spunten ved dette tidspunktet hentes så fra normalspenningene fra interfacen, siden denne ligger helt inntil spunten, og gir dermed mest nøyaktige resultater. Videre kan også momentfordelingen langs spunten hentes ut for tidspunktet når maksimalt moment inntreffer.

Beregningsmetoden brukes til å studere jordtrykk og moment ved tidspunktet for maksimalt moment i spunten, og resultatene vises i Kapittel 8.2.

Pseudo-statisk analyse

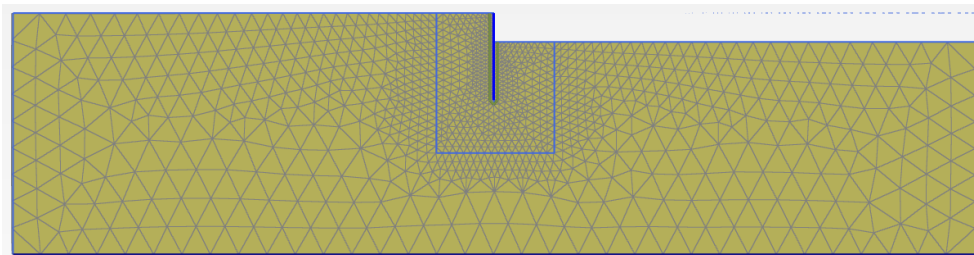
For pseudo-statisk analyse blir en konstant akselerasjon påført systemet i PLAXIS. Denne akselerasjonen beregnes som forklart i Kapittel 4.6. Det tas utgangspunkt i $PGA=0,05g$ for å kunne sammenligne resultatene med tidshistorieanalysene som har $PGA=0,05g$. Det antas seismisk klasse nr. 2 Faktoren for beregning av horisontal seismisk koeffisient (r) har verdien 1,0 for spunt og materialparametrene tilsvarer grunntype E. Dette gir horisontal akselerasjonskoeffisient (k_h) på 0,085 som input i PLAXIS. Denne akselerasjonen påføres med retning mot høyre i modellen, altså ut mot utgravingen.

7.3 Geometri og analysetilfeller

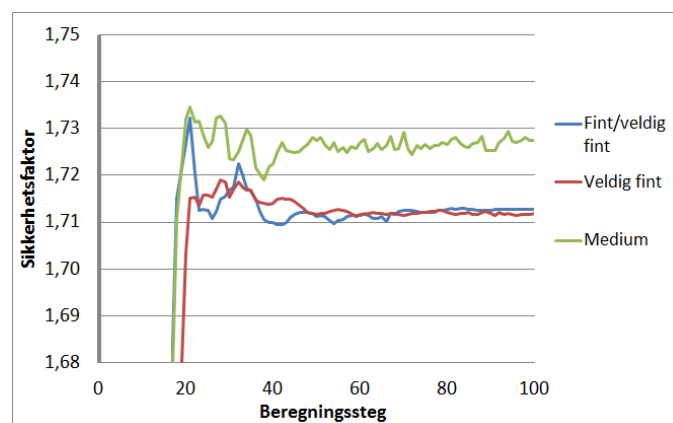
I analysene er det valgt bruke elementnett av graden “fint” i ytterkanten av modellen, og “veldig fint” nær spunten. Se Figur 7.3 for elementnettet for Tilfelle 1, der det er totalt 2389 15-noders elemter. For å ikke få for grovt elementnett bør elementhøyden for et 15-noders element være mindre enn en fjerdedel av bølgelengden i materialet (Kramer 1996), hvor

$$\lambda_{min} = \frac{V_{s,min}}{f_{max}} \quad (7.2)$$

I dette tilfellet er $V_{s,min} = 98$ m/s og $f_{max} = 10$ s⁻¹, som gir $\lambda_{min} = 9,8$ m. Elementhøyde skal være mindre enn en fjerdedel av bølgelengde, dette gir $\Delta h_{min} = 2,45$ m. Modellen har en gjennomsnittlig elementstørrelse på 1,023 m. Elementnettet er dermed ikke for grovt ut i fra denne beregningen. Det er også utført analyser med finere elementnett, noe som kun ga neglisjerbare endringer i resultatene ved å evaluere sikkerhetsfaktoren, se Figur 7.4. I tillegg til de dynamiske analysene utføres det også statiske analyser for å kontrollere at det er tilstrekkelig sikkerhet før jordskjelveysitasjonen påføres, se Vedlegg C. Spunten antas med uendelig utstrekning inn i planet. Resultatene er gitt for 1 m laststripe på 1 m spunt.



Figur 7.3: Elementnett for Tilfelle 1 med 2389 15-noders element.

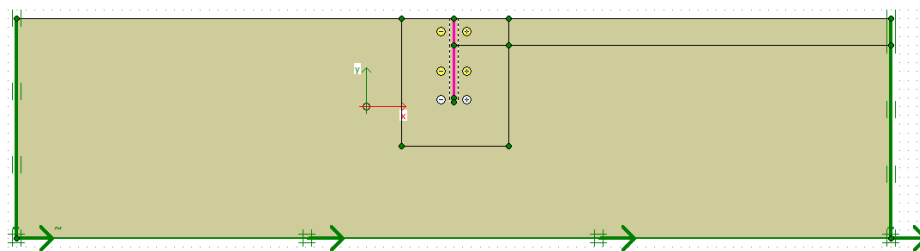


Figur 7.4: Variasjon av sikkerhetsfaktor for ulike finhetsgrader av elementnettet.

For utgraving på 3 og 4 m er det tilstrekkelig med spunt med motstandsmoment på henholdsvis 900 cm^3 og 1300 cm^3 , i tillegg til avstivning for utgravingsdybde på 4 m (e-post, Sigbjørn Rønning, 14. mai 2013). For å kunne sammenligne effekten av dypere utgraving og bruk av stiver, er det valgt å benytte samme spuntprofil for begge utgravingsdybdene. Spuntprofilen AZ 12-770 velges fra Mittal (2013) da den har motstandsmoment på 1300 cm^3 . I tillegg vil det bli utført analyser med spuntprofil med motstandsmoment på 845 cm^3 for utgravingen på 3 meter. Dette for å sammenligne responsen i en spunt som har mindre motstandsmoment enn anbefalt i forhold til en med høyere motstandsmoment, og som dermed er stivere.

Tilfelle 1

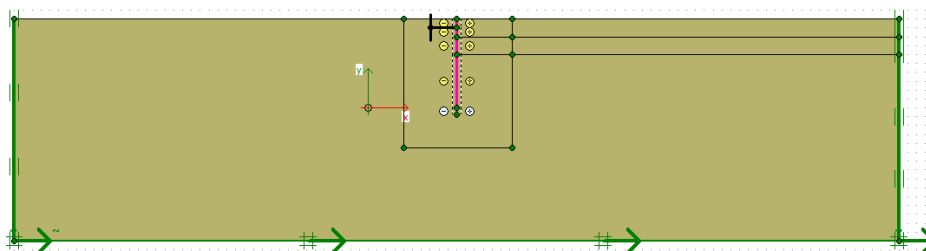
Figur 7.5 viser modellen i PLAXIS. Modellen er 100 m lang og 25 m høy. Utgravingsdybden er 3 m og det graves ut til høyre for spunten. Terrengoverflaten er i kote 10 m, så det blir gravd ut til kote 7 m. Spunten er totalt 9 m lang og sikkerhetsfaktoren er 1,7. Figuren viser geometrilinjene som skiller mellom veldig fint elementnett i nærheten av spunten og fint elementnett i ytterkantene.



Figur 7.5: Modell i PLAXIS for Tilfelle 1.

Tilfelle 2

Tilfelle 2 har 4 m utgravingsdybde ned til kote 6 m, da terrengoverflaten er i kote 10 m, se Figur 7.6. Spunten er totalt 10 m lang og det er plassert avstivning 1 m under terrengnivå. Avstivningen har parametere som tilsier byggegrop som er 16 m bred, men i den numeriske modellen er det som forenkling valgt å grave ut helt til enden av modellen.



Figur 7.6: Modell i PLAXIS for Tilfelle 2.

I PLAXIS graves det først ned 1,5 m før avstivningen plasseres 1 m under terreng, og strammes opp med en forspenning på 75 kN/m. Deretter graves det ut til en totalt dybde på 4 m før jordskjelveksitasjonen påføres. Sikkerhetsfaktoren er 2,6 etter første utgraving og 1,5 etter andre utgraving.

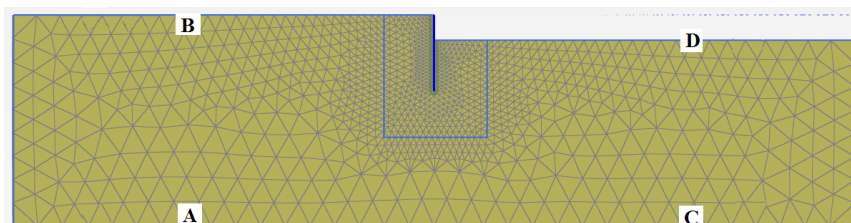
Parameterstudie

For alle tilfellene utføres det parameterstudie der akselerasjon i tidshistorieanalyse og akselerasjonskoeffisient (k_h) i pseudo-statisk analyse multipliseres med 1,5, 2 og 3. Dette tilsvarer PGA på henholdsvis 0,075g, 0,1g og 0,15g. I henhold til EC 8-5, 4.2.3 (3) reduseres skjærmodulen når $a_g S$ er større enn 0,1g. Dette gir 28 % reduksjon av skjærmodul for $PGA=0,075g$, 41 % for $PGA=0,1g$ og 56 % for $PGA=0,15g$.

I tillegg til materialparameterene i Kapittel 7.1 der $S_u=20$ kPa ved nivå med spunten, utføres det også analyser med $S_u=16$ til kote 1 m og deretter økende med en faktor på 2,5. Og det utføres analyser med $S_u=30$ kPa til kote 1 m og deretter økende med en faktor på 3,5. For Tilfelle 1 med $S_u=16$ blir sikkerheten 1,4. Tilfelle 2 har sikkerhet 2,1 for første utgraving og 1,3 for andre utgraving. Dette er mindre enn kravet på 1,4 (Statens vegvesen 2010), men vil bli brukt videre siden det antas å ikke påvirke analyseresultatene. $S_u=30$ kPa benyttes for Tilfelle 1 og sikkerheten er 2,3.

Forsterkningsfaktor

For Tilfelle 1 med $S_u=20$ kPa studeres det hvor mye akselerasjonen forsterkes gjennom leirlaget ved tidshistorieanalyse. Akselerasjonen påføres modellen i bunnen. Ved å ta ut akselerasjonen i bunnen og toppen av modellen og dividere maksimalverdien i topp med maksimalverdi i bunn finnes den faktoren leirlaget forsterker akselerasjonen med. Forsterkningsfaktoren blir vurdert for begge sidene av spunten, se Figur 7.7. Forsterkningsfaktoren fra tidshistorieanalyse sammenlignes med hvilken forsterkningsfaktor som benyttes for pseudo-statisk analyse, der denne inkluderes i eksitasjonen som påføres hele modellen. Verdi for hvilke forsterkningsfaktor som skal benyttes i pseudo-statisk analyse finnes fra Tabell 3.1 og Tabell NA.3.3 i EC 8-1 (gjengitt i Tabell A.1 og A.2 i Vedlegg A). Konservativt tilsvarer leirlaget for dette analysetilfellet Grunntype E og Tabell NA.3.3 i EC 8-1 foreslår en forsterkningsfaktor på 1,7.



Figur 7.7: Punkt for uttak av akselerasjon til beregning av sikkerhetsfaktor.

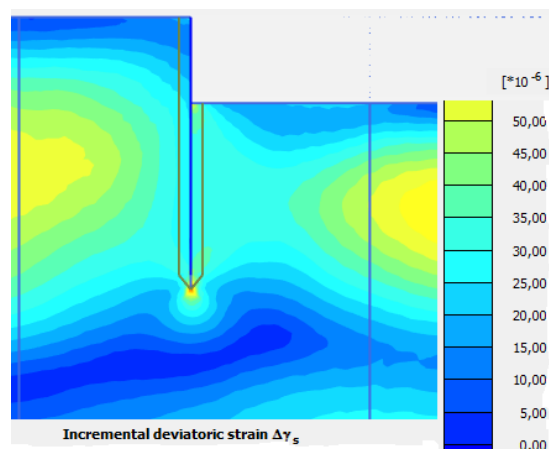
8 Resultat for Tilfelle 1

Dette kapitlet omhandler resultat fra Tilfelle 1 beskrevet i Kapittel 7. Tilfellet består av en 9 m lang spunt i kohesjonsmateriale som støtter opp en utgraving på 3 m. Terrengoverflaten er på kote 10 m, utgravingen er dermed ned til kote 7 m. For leirmaterialet er $S_u=20$ kPa og eksitasjonen har $PGA=0,05g$.

Først presenteres resultat for hvordan spenning, moment og skjærkraft varierer langs spunten som funksjon av tid ved tidshistorieanalyse. Disse resultatene beregnes med utgangspunkt i spenninger fra 20 punkt langs spunten. Deretter følger resultat fra jordtrykk og moment langs spunten for tidspunktet når maksimalt moment opptrer. Resultatene hentes direkte fra PLAXIS, og det vil senere legges vekt på disse resultatene på grunn av deres nøyaktighet. Resultatene fra tidshistorieanalyse sammenlignes så med resultat fra pseudo-statisk analyse. Det vil bli lagt vekt på responsen når maksimalt moment opptrer siden dette antas dimensjonerende for spunten. Siste del av kapitlet omhandler studie av hvor mye akselerasjonen forsterkes gjennom leirlaget ved tidshistorieanalyse.

8.1 Tidsvariasjon av spuntrespons

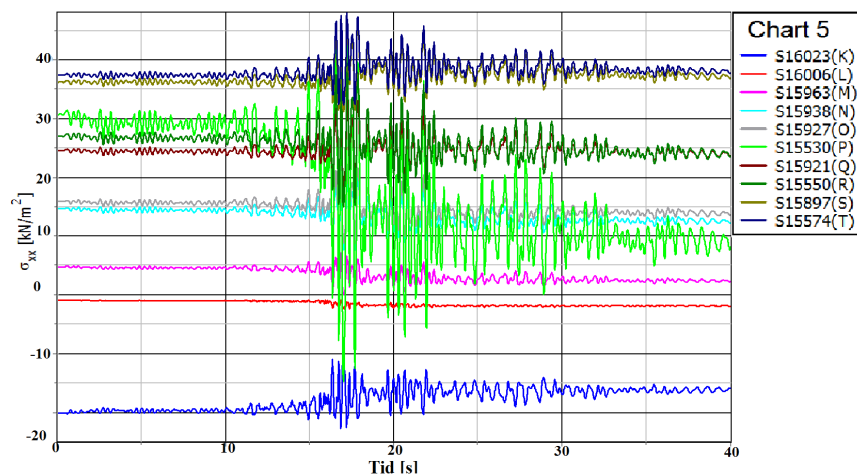
Figur 8.1 viser skjærtøyninger i leirmaterialet ved tidshistorieanalyse EQ3.



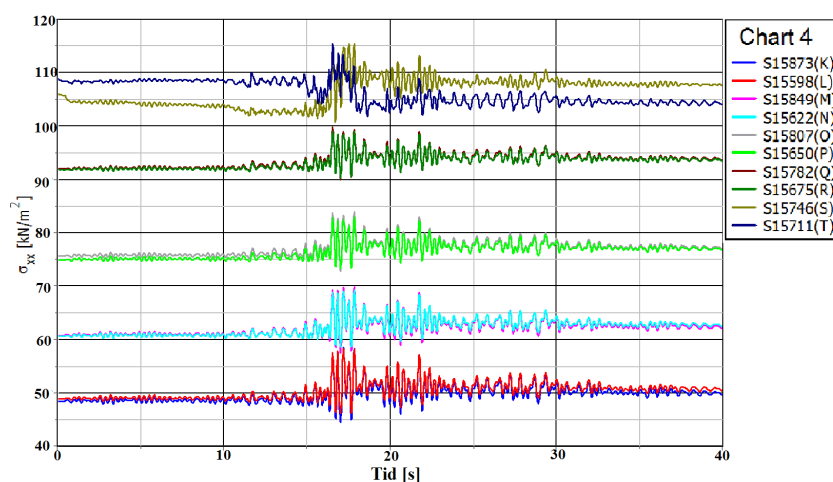
Figur 8.1: Skjærtøyning i leirmaterialet ved EQ3.

Totalspenning for EQ3

Figur 8.2 viser variasjon av totalspenning fra EQ3 for analyse nr. 1, for punktene i Figur 7.2(a). Figur 8.3 viser variasjon av totalspenning fra EQ3 for analyse nr. 2, for punktene i Figur 7.2(b). Positiv spenning er trykk.



Figur 8.2: Totalspenning som funksjon av tid for analyse nr. 1.



Figur 8.3: Totalspenning som funksjon av tid for analyse nr. 2.

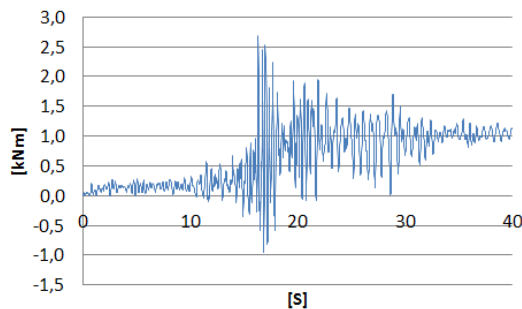
Figurene viser at alle punktene opplever spenningsendringer under jordskjelveksitasjonen, men av ulik størrelse. Punkt P rett under utgravingen opplever størst spenningsvariasjoner, omtrent 40 kPa. Spenningsene i punkt P blir mindre etter eksitasjonen enn de var før. De to øverste punktene på spunten (K og L i Figur 7.2(a)) har strekk, mens det er trykk i de resterende punktene. Under traubunn er spenningsvariasjonen i løpet av tidshistorien omtrent 10 kPa og den permanente økningen er gjennomsnittlig 2 kPa.

Dynamisk moment for EQ3

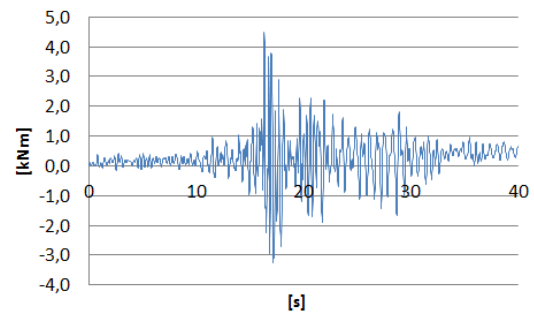
Figur 8.4 og 8.5 viser dynamisk moment i punkt langs spunten som funksjon av tid for EQ3. Dynamisk moment beregnes fra dynamisk spenning i hvert punkt angitt i Tabell 7.5, og viser dermed momentetbidraget fra jordskjelveksitasjonen. Figurene viser ikke moment fra punkt 1 og 12 da disse er henholdsvis helt i toppen og bunnen av spunten og momentet er null der. Positivt moment gir strekk på utgravningssiden av spunten. Dynamisk spenning finnes ved å subtrahere spenningen i punktene før jordskjelveksitasjon fra spenningene etter:

$$\sigma_{dynamisk} = \sigma_{total} - \sigma_{statisk} \quad (8.1)$$

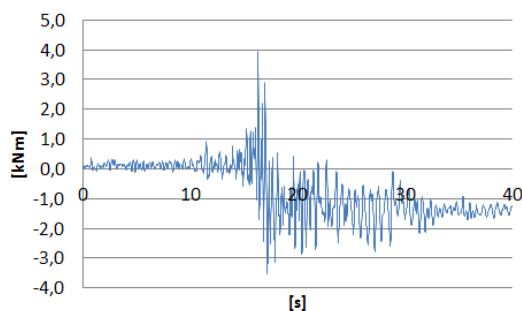
Tilsvarende vises dynamisk skjærkraft i Figur 8.6 og Figur 8.7.



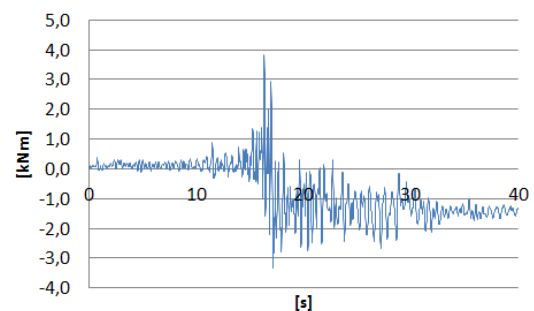
(a) Dynamisk moment i punkt 2.



(b) Dynamisk moment i punkt 3.



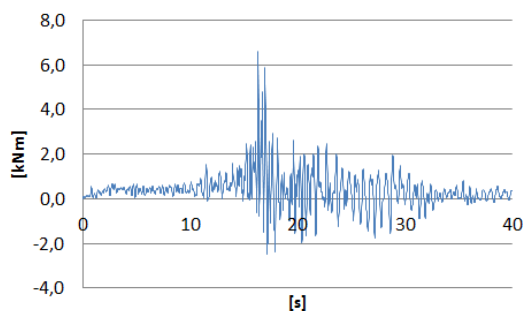
(c) Dynamisk moment i punkt 4.



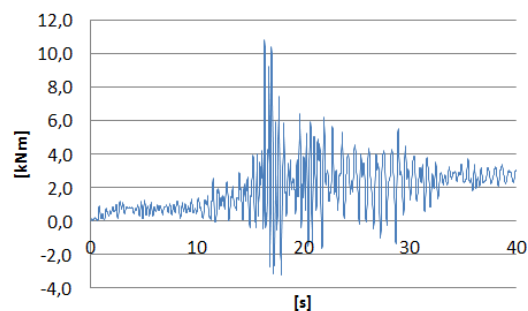
(d) Dynamisk moment i punkt 5.

Figur 8.4: Dynamisk moment som funksjon av tid i punkt 2-5 langs spunten. Resultatene er fra tidshistorie EQ1 med PGA=0,05g for Tilfelle 1.

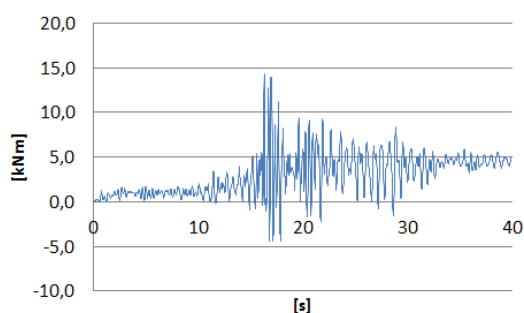
8.1. TIDSVARIASJON AV SPUNTRRESPONS



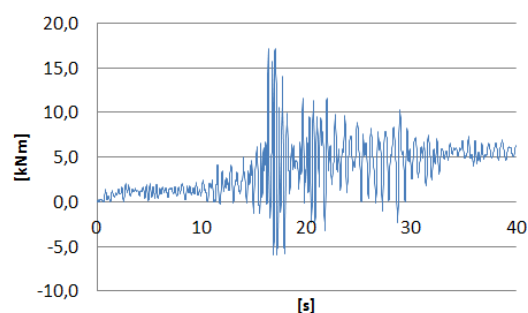
(a) Dynamisk moment i punkt 6.



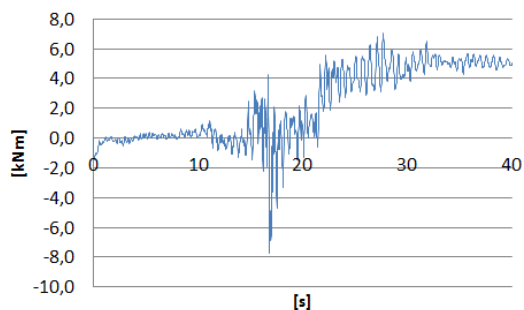
(b) Dynamisk moment i punkt 7.



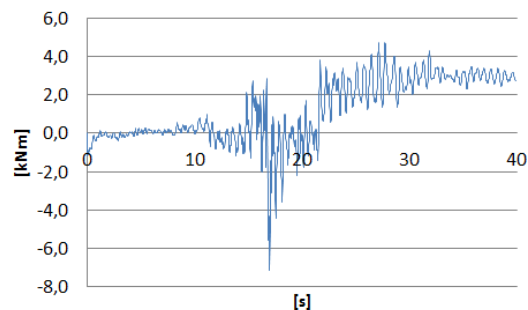
(c) Dynamisk moment i punkt 8.



(d) Dynamisk moment i punkt 9.



(e) Dynamisk moment i punkt 10.

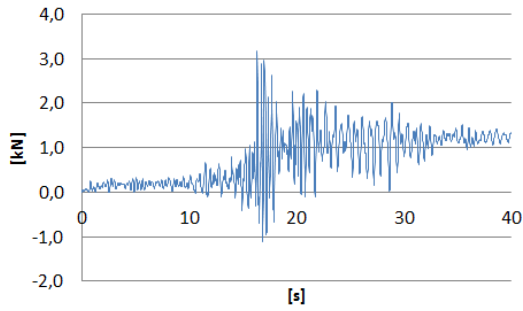


(f) Dynamisk moment i punkt 11.

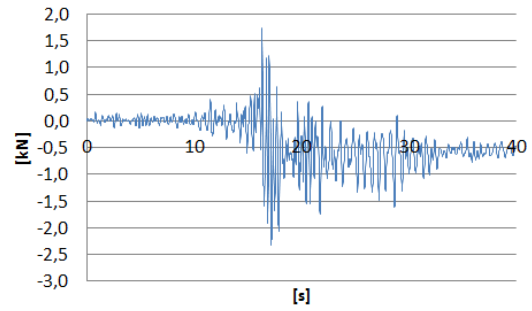
Figur 8.5: Dynamisk moment som funksjon av tid i punkt 6-11 langs spunten. Resultatene er fra tidshistorie EQ1 med $PGA=0,05g$ for Tilfelle 1.

Figurene viser at momentet i spunten varierer hurtig og i løpet av tidshistorien er det også trykk på utgravingssiden av spunten. Punkt 9 har den største momentendringen på omtrent 20 kNm. Ved slutten av tidshistorien er det strekk langs utgravingssiden av spunten, dette defineres av positivt moment. Forenklinger ved beregningsmetoden vil gi resultatene noen unøyaktigheter.

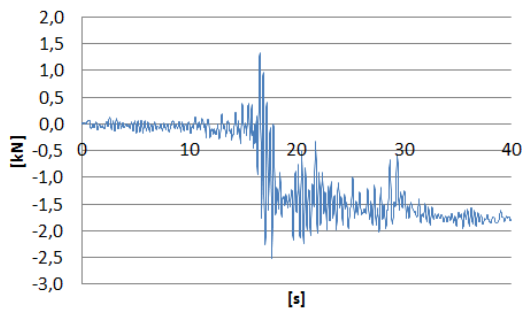
Dynamisk skjærkraft for EQ3



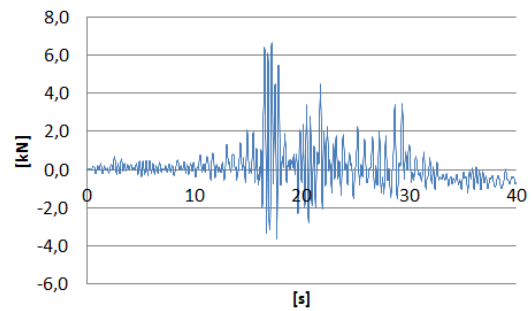
(a) Dynamisk skjærkraft i punkt 1.



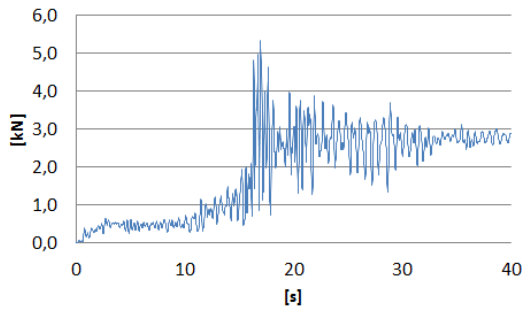
(b) Dynamisk skjærkraft i punkt 2.



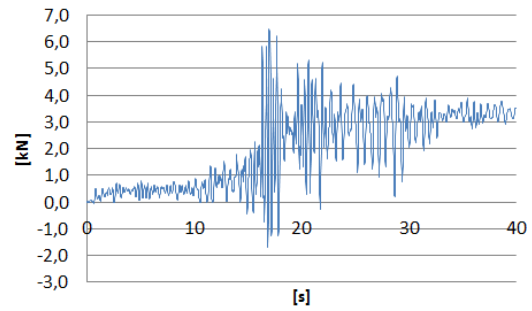
(c) Dynamisk skjærkraft i punkt 3.



(d) Dynamisk skjærkraft i punkt 4.



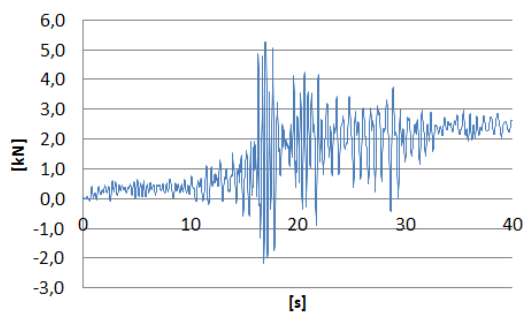
(e) Dynamisk skjærkraft i punkt 5.



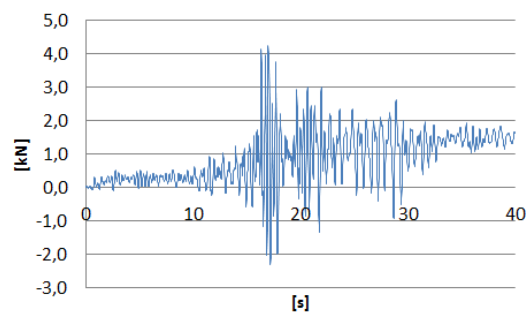
(f) Dynamisk skjærkraft i punkt 6.

Figur 8.6: Dynamisk skjærkraft som funksjon av tid i punkt 1-6 langs spunten. Resultatene er fra tidshistorie EQ1 med PGA=0,05g for Tilfelle 1.

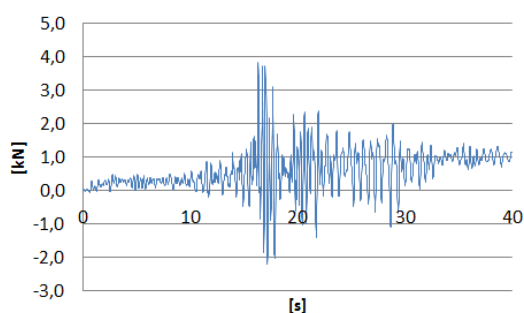
8.1. TIDSVARIASJON AV SPUNTRESPONS



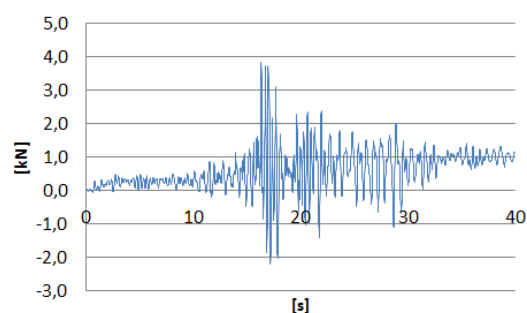
(a) Dynamisk skjærkraft i punkt 7.



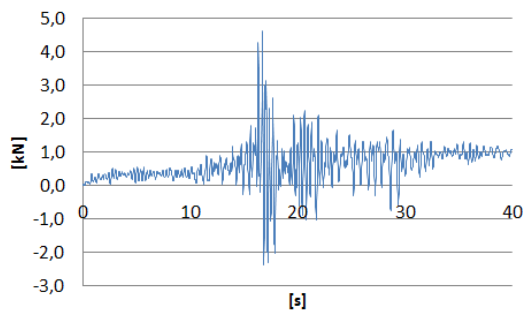
(b) Dynamisk skjærkraft i punkt 8.



(c) Dynamisk skjærkraft i punkt 9.



(d) Dynamisk skjærkraft i punkt 10.



(e) Dynamisk skjærkraft i punkt 11.

Figur 8.7: Dynamisk skjærkraft som funksjon av tid i punkt 7-11 langs spunten. Resultatene er fra tidshistorie EQ1 med $PGA=0,05g$ for Tilfelle 1.

Figurene viser at skjærkreftene variere hurtig i løpet av tidshistorien, og at også fortegnet på skjærkraften varierer. De største skjærkraftendringene er på omtrent 6 kN i løpet av tidshistorien. Forenklinger ved beregningsmetoden vil gi resultatene noen unøyaktigheter.

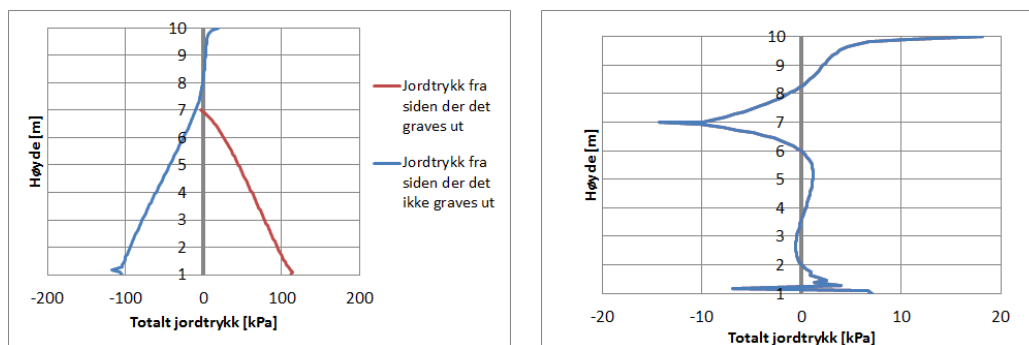
8.2 Respons ved maksimalt moment i spunt

Dette delkapittelet presenterer respons i spunten for Tilfelle 1 ved tidspunktet for maksimalt moment etter tidshistorieanalyse. I analysene brukes det leirmaterial med $S_u=20$ kPa og eksitasjon med $PGA=0,05g$. Både tidspunktet for maksimalt moment og responsen finnes direkte fra PLAXIS. Først presenteres resultat fra tidshistorie EQ3, deretter fra EQ1 og EQ2. I figurene tilsvarende vertikale akse høyden av spunten og det graves ut til høyre for spunten til kote 7 m.

Jordtrykk for EQ3

For EQ3 er maksimalt moment etter skjelvet $13,25$ kNm etter $16,75$ s i høyde $6,906$ m. Ved dette tidspunktet er bevegelsen av spunten mot vestre, slik at spunten presses mot leiren som ikke er gravd ut. PLAXIS gir verdier for jordtrykk, moment og skjærkraft for spunten ved dette tidspunktet.

Figur 8.8(a) viser totalt jordtrykk ved tidspunkt for maksimalt moment. I figuren vises jorden på siden av spunten der det ikke graves ut (blå linje), og jordtrykk fra jorden nedenfor utgravingen (rød linje). Figur 8.8(b) viser resultantjordtrykk ved å legge sammen jordtrykk fra begge sider av spunten i Figur 8.8(a).



(a) Jordtrykk for tidspunkt ved maksimalt moment. (b) Resultantjordtrykk for tidspunkt ved maksimalt moment.

Figur 8.8: Jordtrykk langs spunten for tidspunktet ved maksimalt moment. Resultatene er fra EQ3 med $PGA=0,05g$.

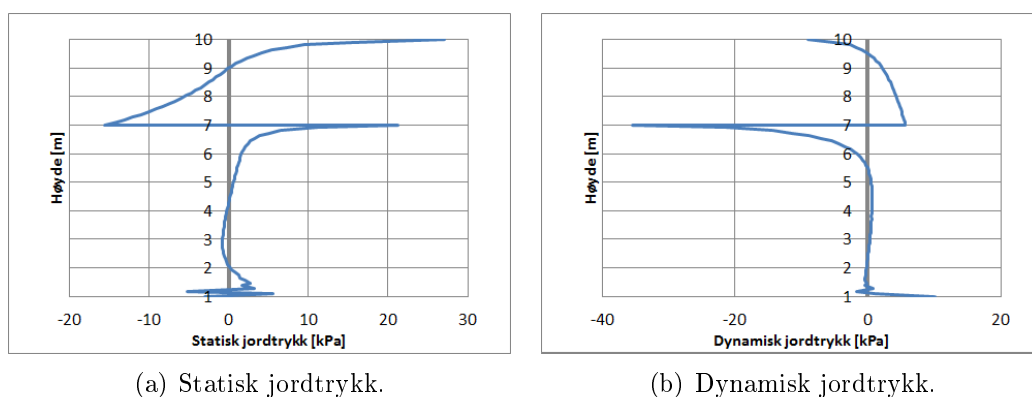
Figurene viser at ved tidspunktet for maksimalt moment er det sug mellom leiren og spunten de to øverste meterne av spunten.

8.2. RESPONS VED MAKSIMALT MOMENT I SPUNT

Statisk jordtrykk, det vil si jordtrykk før tidshistorieanalysen, vises i Figur 8.9(a). Figur 8.9(b) viser dynamisk jordtrykk, se ligning 8.2.

$$Jordtrykk_{dynamisk} = Jordtrykk_{total} - Jordtrykk_{statisk} \quad (8.2)$$

Det dynamiske jordtrykket viser dermed hvor stort jordtrykkbidrag tidshistorieanalyse gir ved tidspunktet for maksimalt moment i spunten.



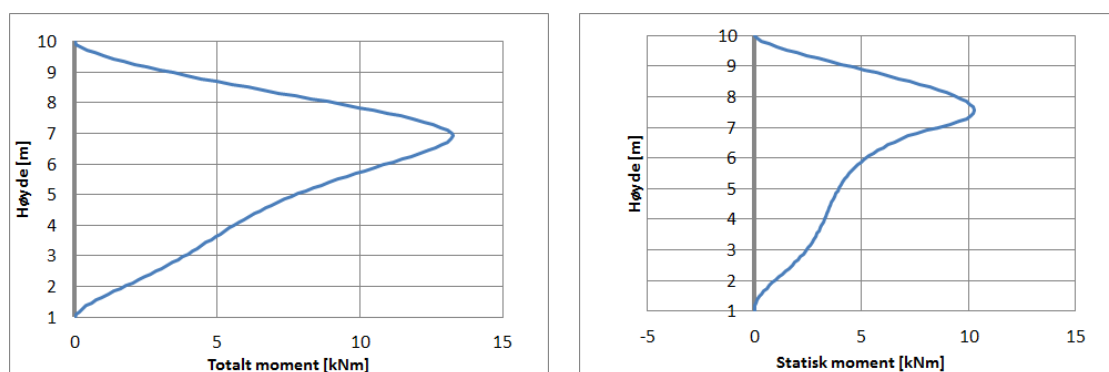
Figur 8.9: Statisk jordtrykk før tidshistorieanalyse og dynamisk jordtrykkbidrag fra tidshistorieanalyse. Resultatene er fra EQ3 med PGA=0,05g.

Figurene viser at det dynamiske jordtrykkbidraget er størst mot utgravingsiden i kote 7 m, i bunn av utgravingen. Rett over traubunn er resultantjordtrykket ved tidspunktet for maksimalt moment mindre enn det statiske jordtrykket, derfor vises dynamisk jordtrykk fra utgravingsiden i Figur 8.9(b).

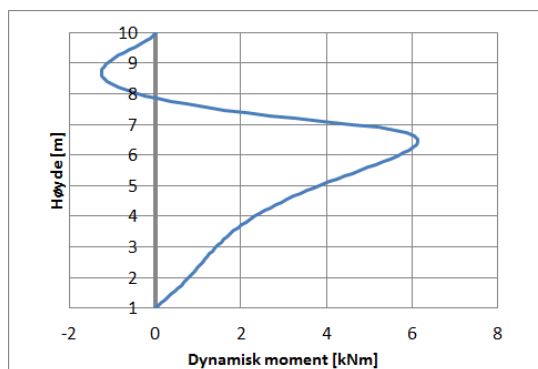
Moment for EQ3

Figur 8.10(a) viser total momentfordelingen over spunten ved tidspunktet for maksimalt moment etter tidshistorie EQ3. Positivt moment gir strekk på utgravings siden, det vil si til høyre for spunten. Figur 8.10(b) viser momentet før tidshistorieanalyse, statisk moment. Figur 8.10(c) viser dynamisk moment:

$$Moment_{dynamisk} = Moment_{total} - Moment_{statisk} \quad (8.3)$$



(a) Momentdiagram for tidspunkt ved maksimalt moment. (b) Statisk momentdiagram før tidshistorieanalyse.



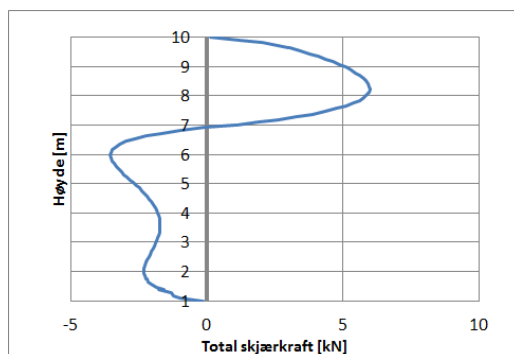
(c) Dynamisk momentbidrag.

Figur 8.10: Momentfordeling langs spunten for maksimalt totalt moment, statisk moment og dynamisk moment. Resultatene er fra EQ3 med PGA=0,05g.

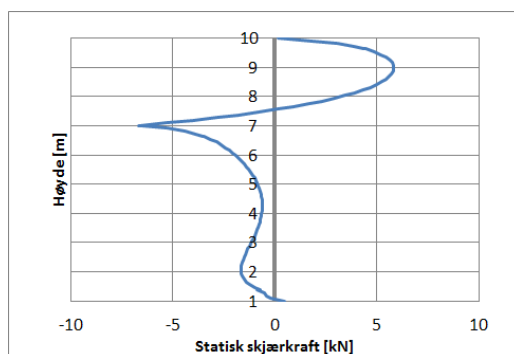
Figurene viser at ved tidspunktet for maksimalt moment i spunten er momentbidraget størst rett nedenfor traubunn, kote 7 m. I topp av spunt er det mindre moment ved dette tidspunktet enn før tidshistorieanalysen.

Skjærkraft for EQ3

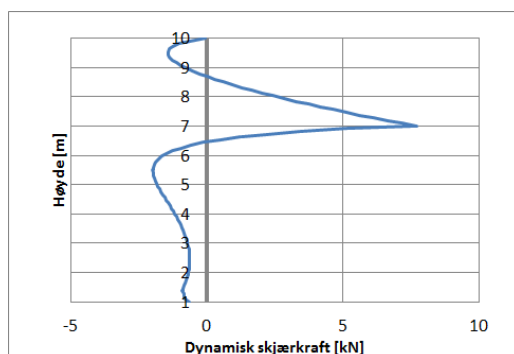
Figur 8.11 viser skjærkraft langs spuntet ved tidspunktet for maksimalt moment. Figur 8.12 viser statisk skjærkraft og Figur 8.13 viser dynamisk skjærkraft. Figurene viser at tidshistorien gir størst skjærkraftbidrag ved traubunn.



Figur 8.11: Skjærkraftdiagram for tidspunkt ved maksimalt moment.



Figur 8.12: Statisk skjærkraftdiagram før tidshistorieanalyse.



Figur 8.13: Dynamisk skjærkraftbidrag.

Jordtrykk for EQ1, EQ2 og EQ3

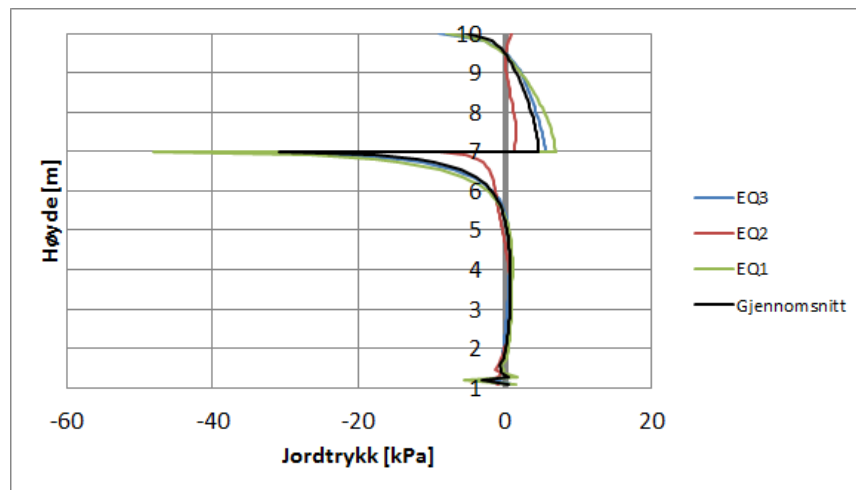
Tilsvarende analyser som beskrevet for tidshistorie EQ3, utføres også for tidshistoriene EQ1 og EQ2. Tabell 8.1 viser maksimalt dynamisk moment med tilhørende tidspunkt.

Tabell 8.1: Maksimalt dynamisk moment i de ulike tidshistorieanalysene.

Tidshistorie [-]	Moment[kNm]			Tidspunkt [s]
	Maksimalt	Statisk	Dynamisk	
EQ1	15,35	10,24	5,11	17,71
EQ2	11,70	10,24	1,46	10,74
EQ3	13,25	10,24	3,01	16,75

Merk at Tabell 8.1 viser hvor mye det maksimale momentet i spunten øker etter tidshistorieanalyse. For EQ3 er økningen på 3,01 kNm, mens Figur 8.10(c) viser at en del av spunten opplever en økning på 6,1 kNm. Siden maksimalt moment i spunten ikke er i samme høyde ved statisk belastning og jordskjelvbeklastningen kan det ikke leses direkte av Figur 8.10(c) hvor mye det maksimale momentet øker.

Figur 8.14 viser jordtrykket for de tre tidshistoriene ved det tidspunktet de opplever størst moment. I tillegg er det vist et gjennomsnittlig jordtrykk av de tre.



Figur 8.14: Dynamisk jordtrykk ved tidspunktet for maksimal moment fra EQ1, EQ2 og EQ3 og et gjennomsnitt av disse.

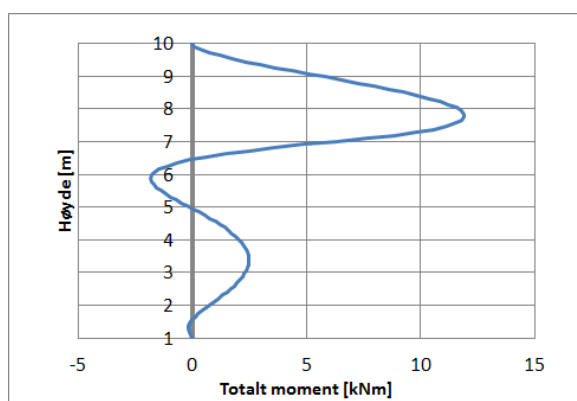
Figuren viser at dynamisk jordtrykk fra tidshistoriene har samme form ved tidspunktet for maksimalt moment. Men verdien på jordtrykket varierer, der EQ1 har størst verdi med 48 kPa og EQ2 har minst verdi med 7 kPa.

8.3 Pseudo-statisk analyse

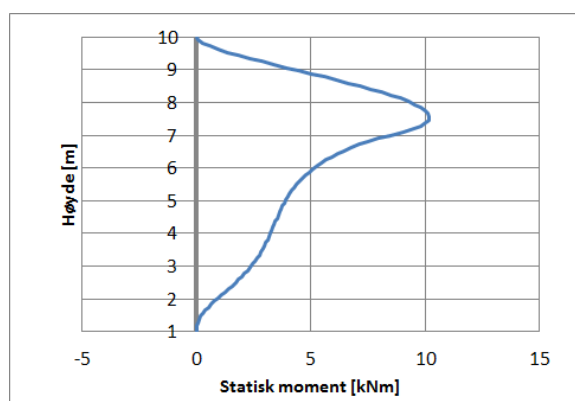
Delkapittelet inneholder resultat fra pseudo-statistiske analyser for Tilfelle 1.

Moment

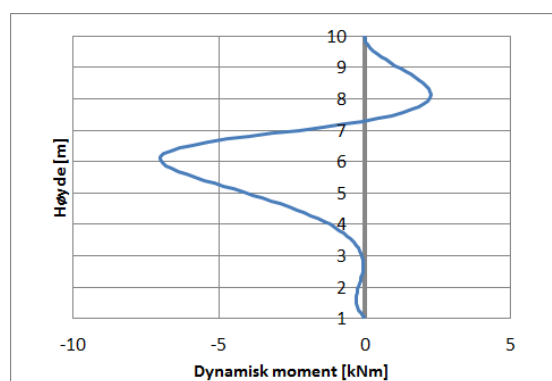
Figur 8.15(a) viser total momentfordeling over spunten ved pseudo-statisk analyse. Figur 8.15(b) viser det statiske momentet før den pseudo-statistiske akselerasjonen påføres og Figur 8.15(c) viser det dynamiske momentbidraget fra pseudo-statisk akselerasjon ved å subtrahere statisk moment fra totalt moment.



(a) Totalt moment ved pseudo-statisk analyse.



(b) Statisk moment.



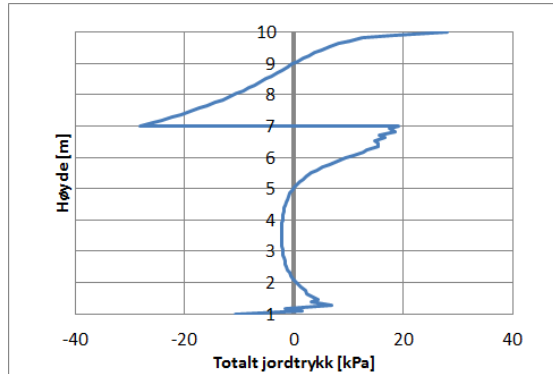
(c) Dynamisk momentbidrag.

Figur 8.15: Momentfordeling langs spunten for pseudo-statisk analyse for Tilfelle 1.

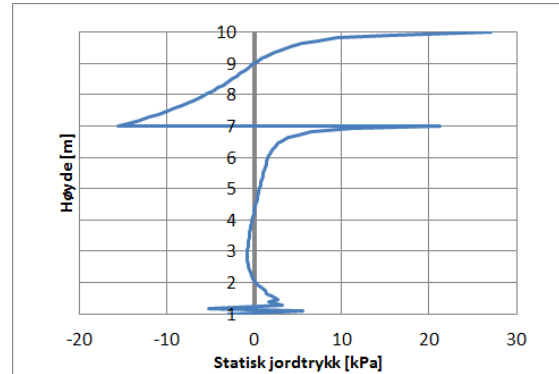
Over traubunn gir pseudo-statisk analyse større moment enn statisk analyse, mens det under traubunn er statisk analyse som gir størst moment.

Jordtrykk

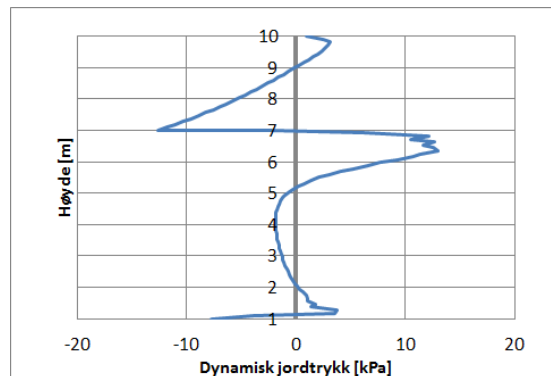
Figur 8.16(a) viser totalt jordtrykk ved pseudo-statisk analyse. Figur 8.16(b) viser statisk jordtrykk før analysen og Figur 8.16(c) viser det dynamiske jordtrykkbidraget.



(a) Totalt jordtrykk ved pseudo-statisk analyse.



(b) Statisk jordtrykk.



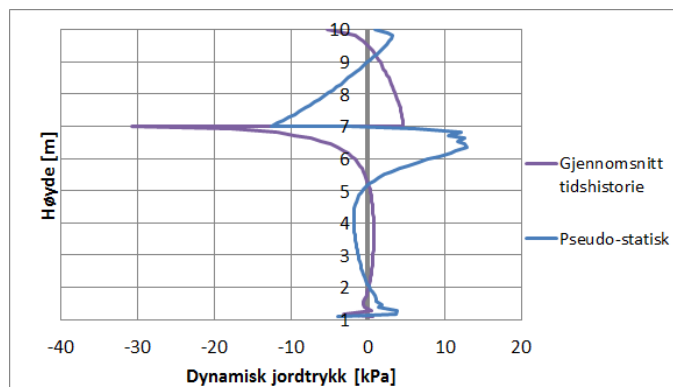
(c) Dynamisk jordtrykkbidrag.

Figur 8.16: Jordtrykk langs spunten for pseudo-statisk analyse for Tilfelle 1.

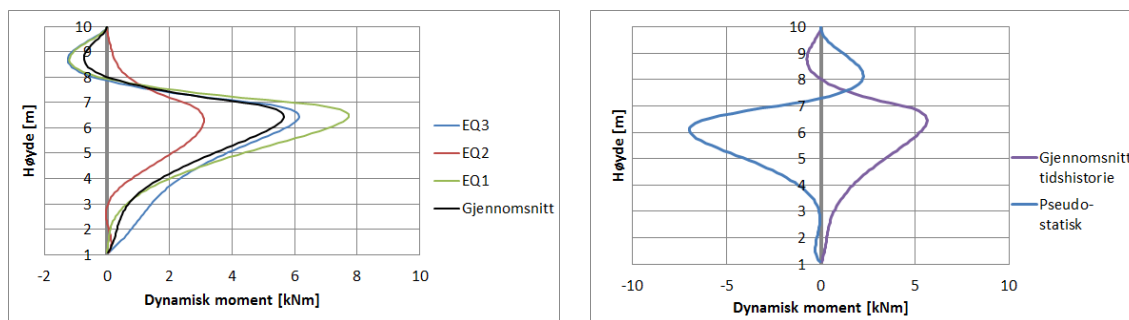
Figurene viser at pseudo-statisk jordskjelvbeklastning gir hovedsaklig økt jordtrykk mot utgravingsiden over traubunn og økt jordtrykk fra utgravingsiden rett nedenfor traubunn.

Tidshistorieanalyse og pseudo-statisk analyse

Figur 8.17 viser jordtrykket for gjennomsnittet av de tre tidshistorieanalysene og pseudo-statisk analyse. Figur 8.18 viser dynamisk moment for EQ1, EQ2 og EQ3 og et gjennomsnitt som blir sammenlignet med pseudo-statisk analyse.



Figur 8.17: Dynamisk jordtrykk for pseudo-statisk analyse og tidshistorieanalyse.



(a) Tidshistorieanalyse.

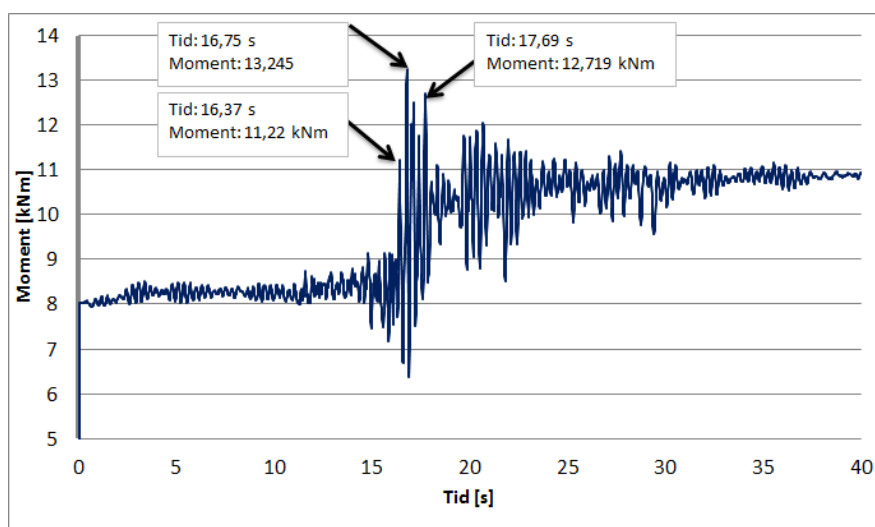
(b) Tidshistorie- og pseudo-statisk analyse.

Figur 8.18: Momentdiagram av dynamisk moment.

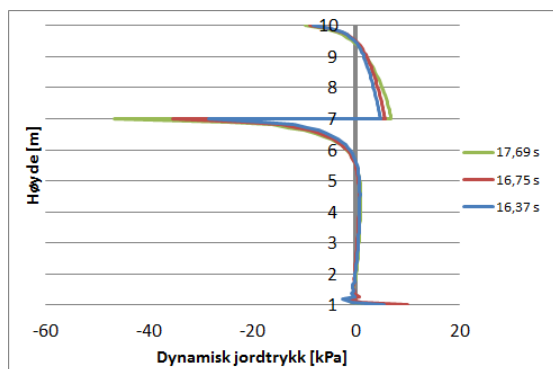
Figur 8.18(b) viser hvordan momentet etter jordskjelvbelastning avviker fra momentet før. Siden maksimalt moment i spunten ikke er i samme høyde før og etter jordskjelvbelastningen kan det ikke leses direkte av grafen hvor mye det maksimale momentet øker. For gjennomsnittet av tidshistorieanalysen øker maksimalt momentet etter jordskjelvbelastning med 3,19 kNm og for pseudo-statisk analyse øker maksimalt momentet med 1,68 kNm. Figurene viser at tidshistorieanalyse ved tidspunktet for maksimalt moment og pseudo-statisk analyse gir dynamisk bidrag i samme størrelsesorden, men i forskjellig retning. Ved dette tidspunktet for tidshistorieanalysen er bevegelsen av spunten mot venstre, slik at spunten presses mot leiren som ikke er gravd ut. Pseudo-statisk belastning påføres motsatt veg og gir dermed bevegelse i motsatt retning.

Dynamisk jordtrykk og moment ved tre momenttopper

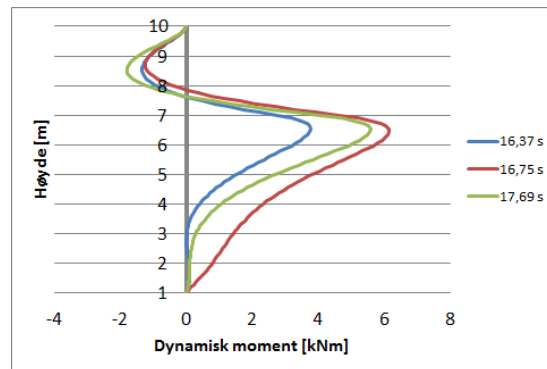
Figur 8.19(a) viser momentvariasjon i høyde 6,906 m fra bunn av spunt. Det er i dette punktet maksimalt moment fra tidshistorie EQ3 opptrer. Fra Figur 8.19(a) tas det også ut jordtrykk og moment fra to andre momenttopper, etter 16,37 s og 17,69 s. Dynamisk jordtrykk og moment fra de tre momenttoppene er vist i Figur 8.19(b) og 8.19(c). Figurene viser at de tre toppene har samme form for dynamisk jordtrykk og dynamisk moment. Tidspunktet 17,69 s gir større dynamisk jordtrykk selv om størst moment opptrer etter 16,75 s.



(a) Variasjon av moment i høyde 6,906 m.



(b) Dynamisk jordtrykk.



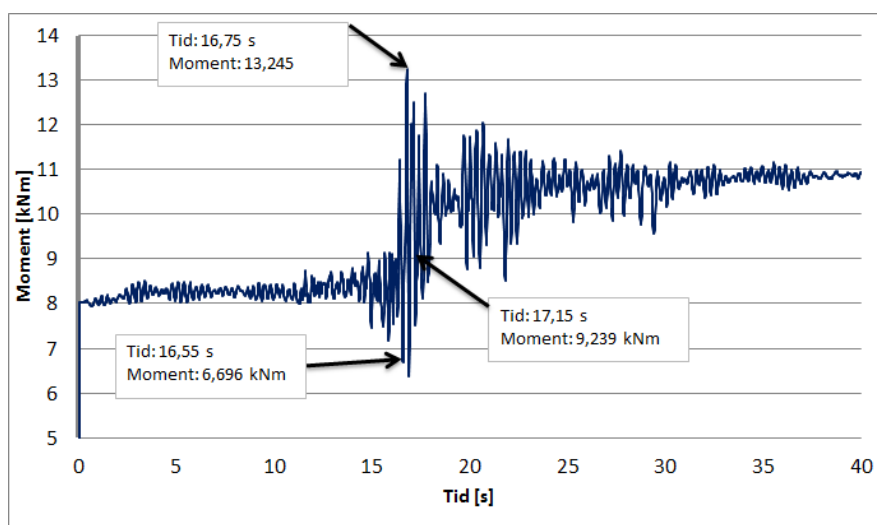
(c) Dynamisk moment.

Figur 8.19: Variasjon i moment i høyde 6,906 m og studie av tre momenttopper.

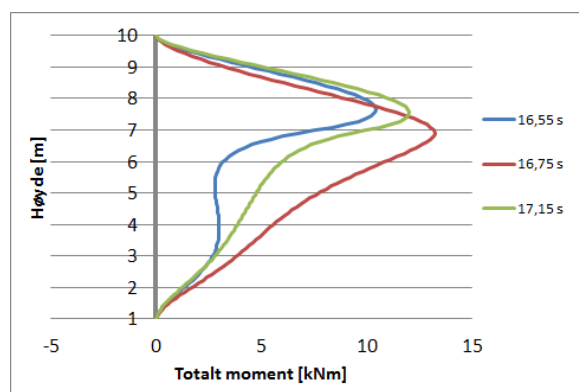
Høyde 6,906 m er den høyden maksimalt moment opptrer i løpet av tidshistorien. Maksimalt statisk moment opptrer i høyde 7,563 m og er på 10,24 kNm. I høyde 6,906 m er det statiske momentet 8,1 kNm, det vil si at at dette punktet opplever en momentøkning på 64 % i løpet av tidshistorien.

Dynamisk jordtrykk og moment ved tidspunkt nær maksimalt moment

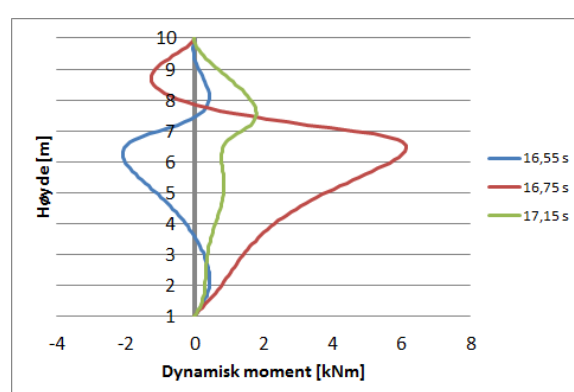
Tidligere resultat fokuserer på moment og jordtrykk ved tidspunktet for momenttopper. For å studere variasjon med tiden i nærheten av maksimalt moment i høyde 6,906 m blir det tatt ut respons ved tidspunkt rett før og etter det maksimale momentet, se Figur 8.20(a). Etter 16,55 s er momentet nesten på det laveste med 6,696 kNm, og etter 17,15 s er momentet 9,239 kNm. Figurene viser at etter 17,15 og 16,55 s er maksimalt moment ved 7,5 m, og at det dynamiske momentbidraget er maksimalt 1,7 kNm mot 6,6 kNm for tidspunktet 16,75 s.



(a) Variasjon av moment i høyde 6,906 m.



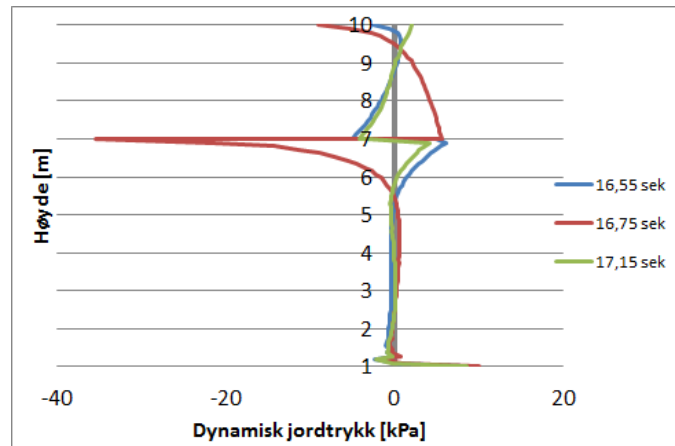
(b) Totalt moment.



(c) Dynamisk moment.

Figur 8.20: Variasjon av moment i høyde 6,906 m og studie av moment langs spunten for tre tidspunkt.

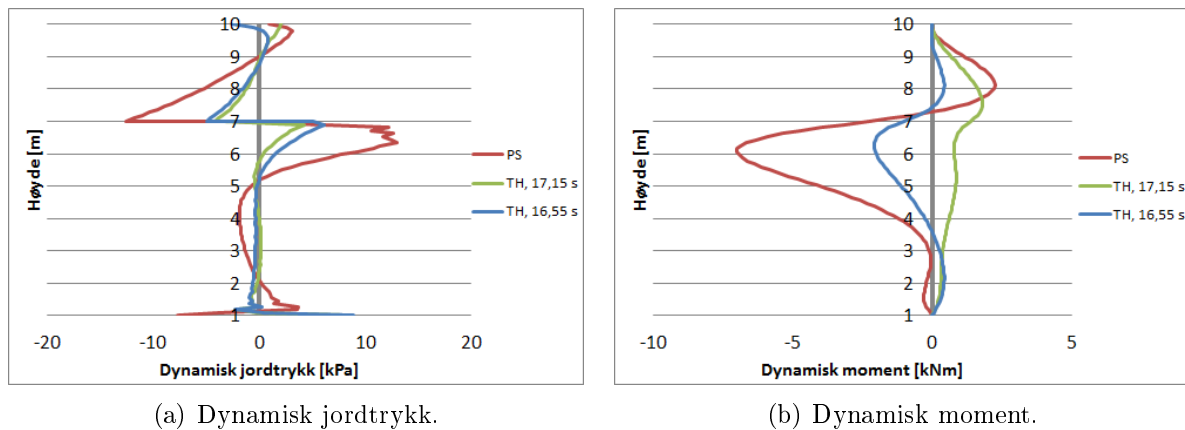
Figur 8.21 viser dynamisk jordtrykk fra tidspunktene 16,75, 17,15 og 16,55 s. Figuren viser at jordtrykket ved 16,75 s, er mye større enn ved de to andre tidspunktene og har motsatt form.



Figur 8.21: Dynamisk jordtrykk etter 16,35, 16,75 og 17,15 s.

Tidshistorie- og pseudo-statisk analyse etter tidspunktene 17,15 s og 16,55 s

Jordtrykk og moment fra tidspunktene 17,15 s og 16,55 s sammenlignes med pseudo-statisk analyse, se Figur 8.22. Figurene viser at det er samme form for jordtrykk og tilnærmet samme form for moment, og at det er størst respons for pseudo-statiske analyse.



(a) Dynamisk jordtrykk.

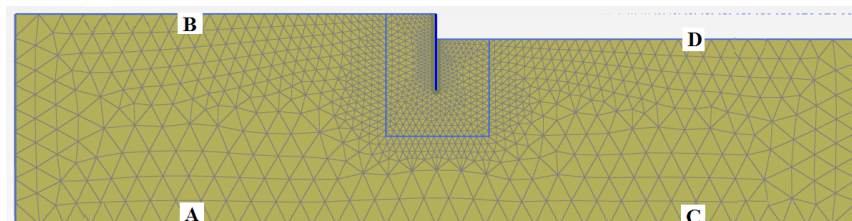
(b) Dynamisk moment.

Figur 8.22: Tidshistorie- og pseudo-statisk analyse etter tidspunktene 17,15 s og 16,55 s.

Siden maksimalt moment for tidshistorieanalyse inntreffer når spuntens bevegelse er til venstre, er det utført en analyse med pseudo-statisk belastning til venstre. Dette gir samme form på jordtrykkdiagrammet som tidshistorieanalyse, men momentet blir mindre enn om belastningen er til høyre.

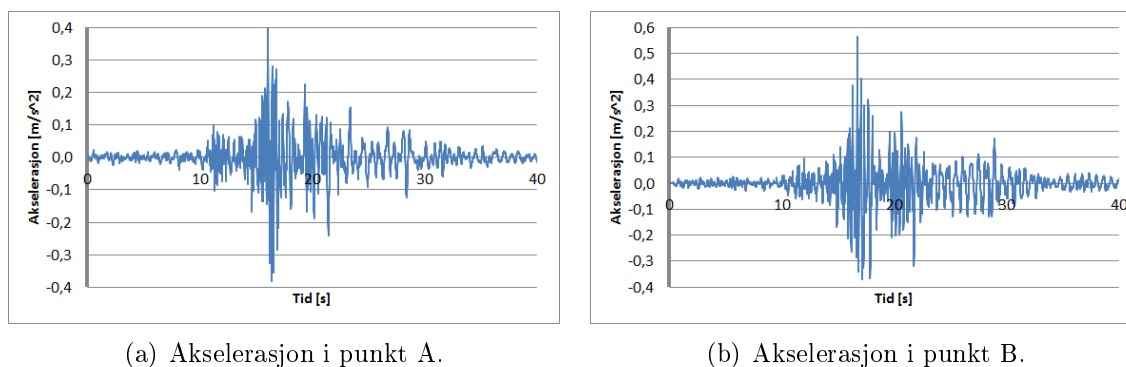
8.4 Forsterkningsfaktor

For å vurdere hvor mye akselerasjonen forsterkes gjennom leiren ved tidshistorieanalyse, utføres det analyser der akselerasjonen blir registrert i fire punkter i leiren, se Figur 8.23.



Figur 8.23: Punkt for uttak av akselerasjon.

Figur 8.24(a) og Figur 8.24(b) viser akselerasjonen etter tidshistorie EQ3 i henholdsvis punkt A og B. Ved å ta ut maksimal akselerasjon for begge punktene og dividere de på hverandre finnes forsterkningsfaktoren. Dette gjøres også for tidshistoriene EQ1 og EQ2, Tabell 8.2 viser beregnet forsterkningsfaktor for de tre tidshistoriene og et gjennomsnitt av disse.



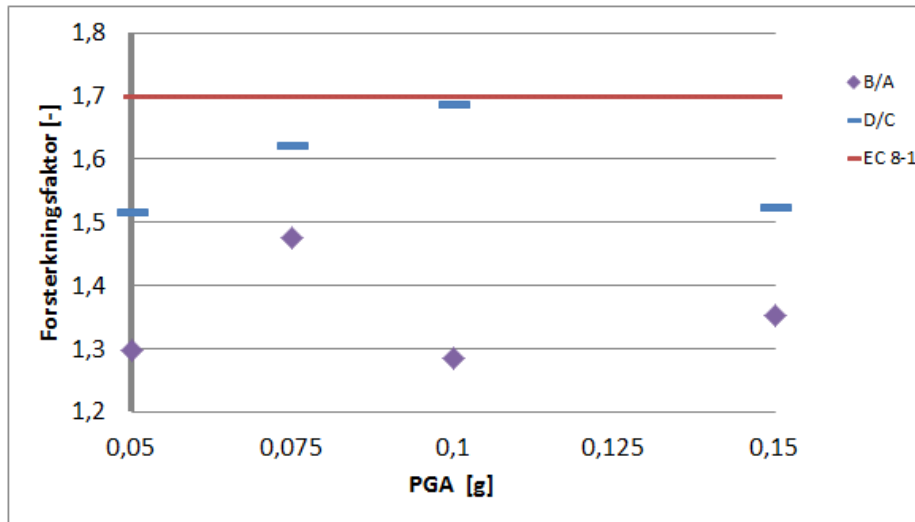
Figur 8.24: Akselerasjon i bunnen og toppen av modellen.

Tabell 8.2: Forsterkningsfaktor etter tidshistorieanalyse for $PGA = 0,05g$.

Tidshistorie	B/A	D/C
EQ1	1,32	1,38
EQ2	1,18	1,55
EQ3	1,39	1,61
Gjennomsnitt	1,30	1,51

Tabellen viser at i dette tilfellet er det større forsterkning ved utgravingsiden, enn for siden der det ikke graves ut.

Tilsvarende analyser utføres også for EQ1, EQ2 og EQ3 med PGA-verdier på 0,075g, 0,1g og 0,15g for hver av tidshistoriene. Forsterkningsfaktoren for gjennomsnittet av EQ1, EQ2 og EQ3 for ulike PGA vises i Figur 8.25 sammen med EC 8-1 sin verdi for tilsvarende materialparametre. Figuren viser at forsterkningsfaktoren varierer mellom 1,29 og 1,69, noe som gir et gjennomsnitt på 1,49. Dette er dermed lavere enn 1,7 som blir benyttet i pseudo-statisk analyse.



Figur 8.25: Forsterkningsfaktor for fire ulike PGA.

9 Parameterstudie

Dette kapittelet starter med resultat fra tidshistorieanalyse for Tilfelle 1 med S_u på 16, 20 og 30 kPa og PGA-verdiene 0,05g, 0,075g, 0,1g og 0,15g. Deretter følger sammenligning mellom pseudo-statisk analyse og tidshistorieanalyse. Til slutt følger resultat fra tidshistorieanalyse og pseudo-statisk analyse for Tilfelle 2, som har 4 m utgraving og avstivning.

9.1 Tilfelle 1

Det er utført tidshistorieanalyser med PGA-verdier på 0,075g, 0,1g og 0,15g og for S_u på 30, 20 og 16 kPa, se Tabell 9.1 for maksimalt dynamisk moment.

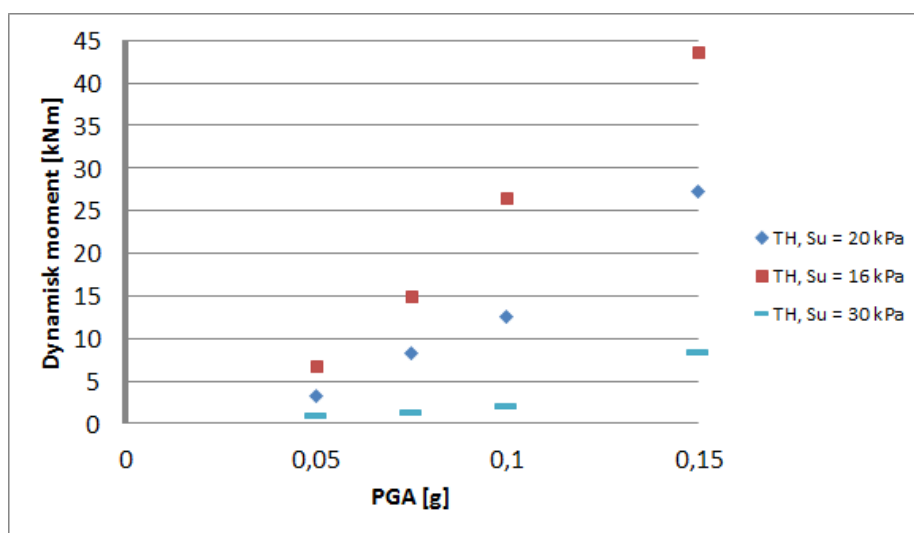
Tabell 9.1: Maksimalt dynamisk moment for Tilfelle 1.

		Dynamisk moment [kNm]		
PGA	Tidshistorie	Su [kPa]	Su [kPa]	Su [kPa]
		30	20	16
0,050g	EQ1	0,8	5,1	8,5
	EQ2	1,1	1,5	6,6
	EQ3	1,0	3,0	5,6
0,075g	EQ1	1,8	11,0	15,7
	EQ2	1,0	4,4	13,0
	EQ3	1,5	9,4	16,3
0,100g	EQ1	2,8	17,9	35,4
	EQ2	1,4	6,9	17,0
	EQ3	2,2	12,9	27,4
0,150g	EQ1	9,1	31,5	51,2
	EQ2	9,1	17,2	28,6
	EQ3	7,2	32,9	51,5

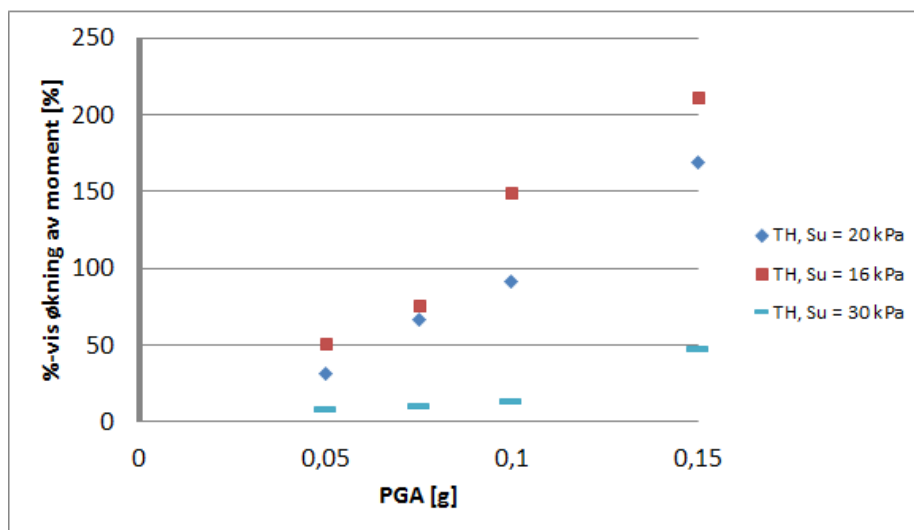
Tabellen viser at EQ2 gir mindre dynamisk moment enn EQ1 og EQ3 for de fleste analysene. Redusert S_u og økende PGA gir økende dynamisk moment for samtlige analysetilfeller.

9.1. TILFELLE 1

Gjennomsnitt av dynamisk moment for EQ1, EQ2 og EQ3 i Tabell 9.1 vises i Figur 9.1. Tilsvarende vises prosentvis økning av maksimalt moment fra statisk moment i Figur 9.2. Figuren viser en lineær økning av dynamisk moment ved økende PGA for Su på 16 og 20 kPa, og da med størst økning for Su på 16 kPa. For Su på 30 kPa øker momentet mindre enn for de to andre Su-verdiene.



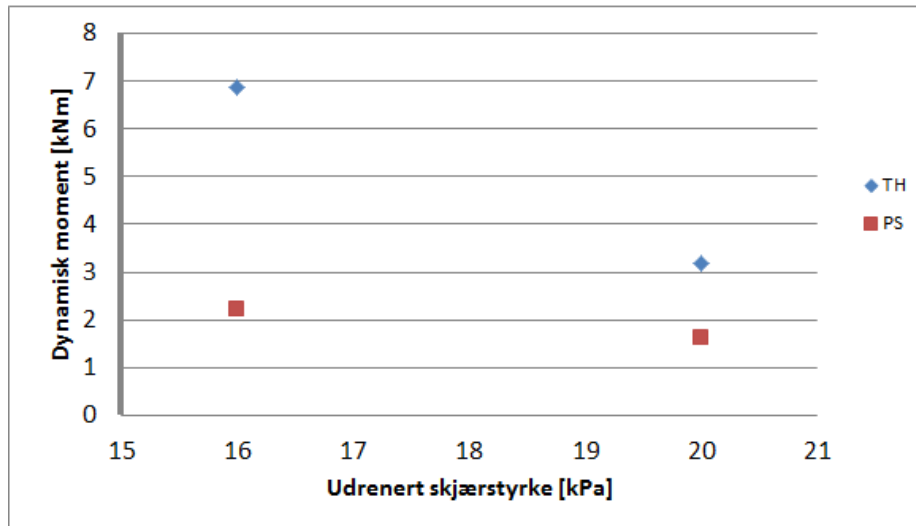
Figur 9.1: Dynamisk moment for ulike PGA- og Su-verdier for Tilfelle 1.



Figur 9.2: Prosentvis økning av totalt maksimalt moment i spuntene ved tidshistorieanalyse. Resultatene er fra Tilfelle 1 med ulike PGA- og Su-verdier.

Tidshistorieanalyse og pseudo-statisk analyse

Figur 9.3 viser dynamisk moment for tidshistorieanalyse og pseudo-statisk analyse for $PGA=0,05g$ og S_u på 16 kPa og 20 kPa. Figuren viser at tidshistorieanalyse gir dynamisk moment som er 4,7 kNm og 1,6 kNm større enn pseudo-statisk analyse for S_u på henholdsvis 16 kPa og 20 kPa.

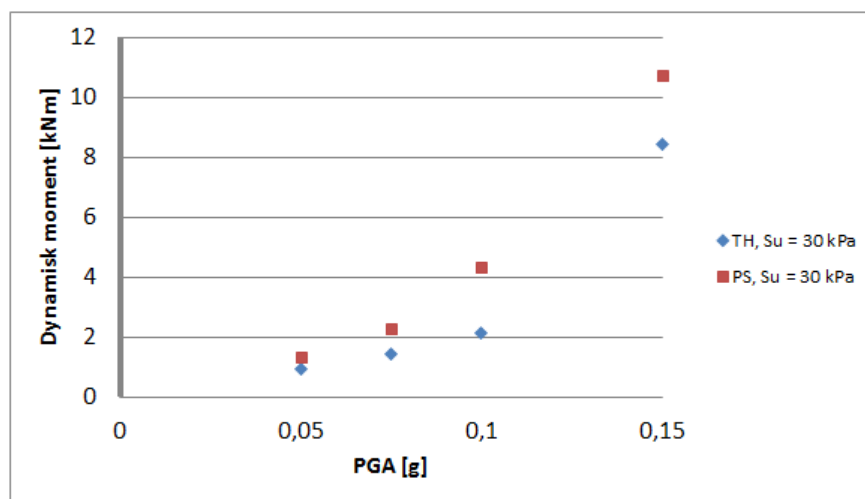


Figur 9.3: Pseudo-statisk analyse og tidshistorieanalyse for $PGA=0,05g$ og S_u på 16 kPa og 20 kPa.

For PGA -verdier på 0,075g, 0,1g og 0,15g når den pseudo-statisk analysen brudd. Tidshistorieanalyse viser at for Tilfelle 1, $S_u=20$ kNm og $PGA=0,075g$ får spunten en permanent forskyvning på 3,2 cm etter jordskjelvbelastningen. Og det maksimale momentet i spunten i løpet av jordskjelvbelastningen er 21,7 kNm. Ved å bruke en lastfaktor på 1,4 blir dimensjonerende moment 30,4 kNm, noe som er mye mindre enn dimensjonerende momentkapasitet på 420 kNm.

9.1. TILFELLE 1

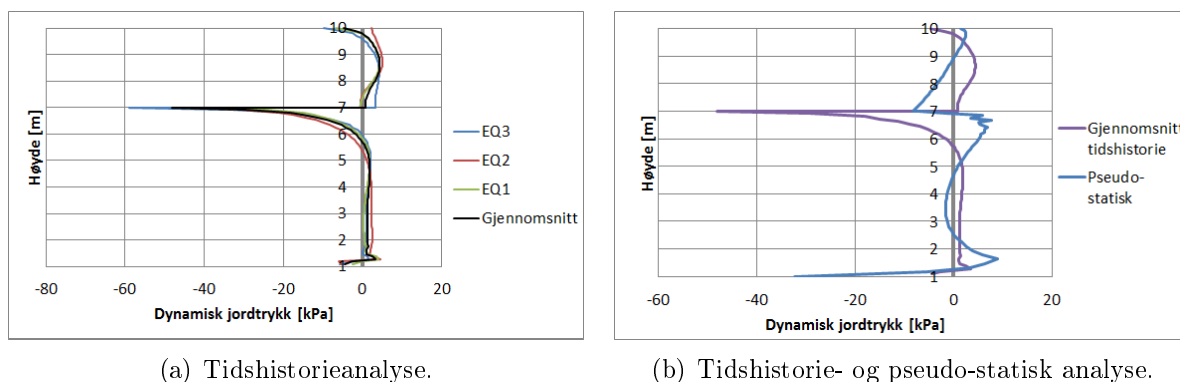
For $S_u=30$ kPa går ikke den pseudo-statistiske analysen til brudd for PGA-verdier over 0,05g. Se Figur 9.4 for tidshistorieanalyse og pseudo-statisk analyse for økende PGA. Figuren viser at pseudo-statisk analyse gir størst dynamisk moment for samtlige PGA-verdier, og for $PGA=0,15g$ er differansen 2,27 kNm. Dette er motsatt av for S_u på 16 kPa og 20 kPa og $PGA=0,05g$ der tidshistorieanalyse gir størst respons.



Figur 9.4: Tidshistorieanalyse og pseudo-statisk analyse for $S_u=30$ kPa og ulike PGA.

Tidshistorieanalyse og pseudo-statisk analyse, $S_u=16$ kPa

Figur 9.5(a) viser dynamisk jordtrykk for tidshistorie EQ1, EQ2 og EQ3 med $PGA=0,05g$ i tillegg til et gjennomsnitt av de. Videre er gjennomsnittet av tidshistoriene sammenlignet med jordtrykket fra pseudo-statisk analyse i Figur 9.5(b). Figurene viser at dynamisk jordtrykkbidrag fra de tre tidshistoriene sammenfaller bra. De har derimot motsatt form og mye større maksimalverdi enn dynamisk jordtrykk fra pseudo-statisk analyse.

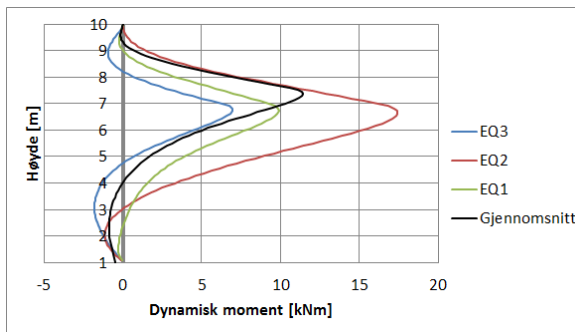


(a) Tidshistorieanalyse.

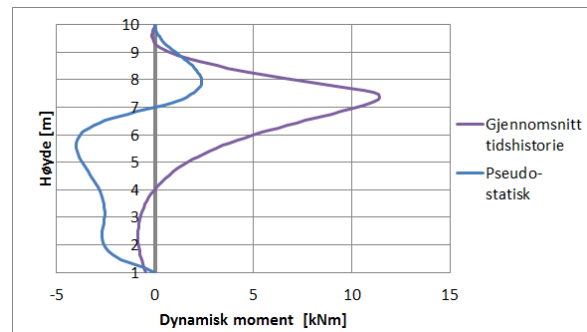
(b) Tidshistorie- og pseudo-statisk analyse.

Figur 9.5: Jordtrykk ved tidspunktet for maksimalt moment for Tilfelle 1 og $S_u=16$ kPa.

Figur 9.6(a) viser dynamisk moment for tidshistorie EQ1, EQ2 og EQ3 med $PGA=0,05g$ i tillegg til et gjennomsnitt av de. Videre er gjennomsnittet av momentet sammenlignet med momentet fra pseudo-statisk analyse i Figur 9.6(b). Figurene viser at det dynamiske momentbidraget fra tidshistorieanalyse avviker fra pseudo-statisk analyse ved at maksimalverdien er større og at den gir bidrag langs hele spunten. For pseudo-statisk analyse øker momentet kun i toppen av spunten, derav de negative verdiene i bunnen. Ved tidspunktet for maksimalt moment i spunten for tidshistorieanalysen er bevegelsen av spunten mot venstre, slik at spunten presses mot leiren som ikke er gravd ut. Pseudo-statisk belastning påføres motsatt veg og gir dermed bevegelse i motsatt retning.



(a) Tidshistorieanalyse.



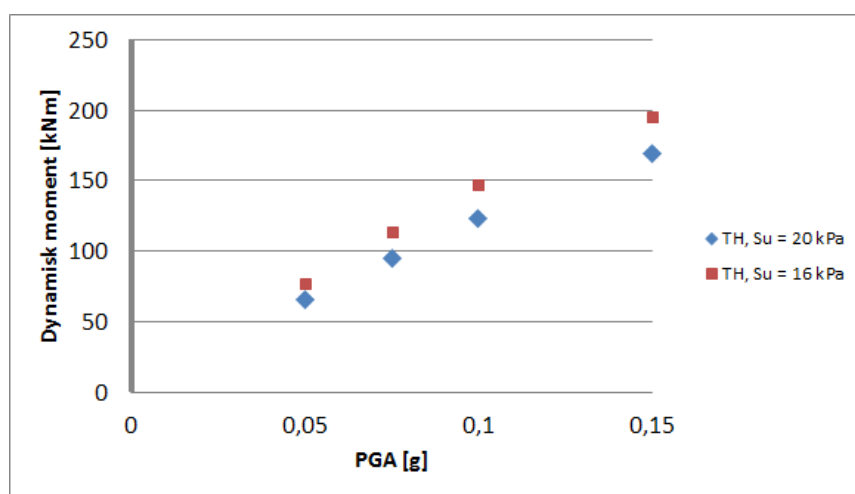
(b) Tidshistorie- og pseudo-statisk analyse.

Figur 9.6: Maksimalt dynamisk moment for Tilfelle 1 og $S_u=16$ kPa.

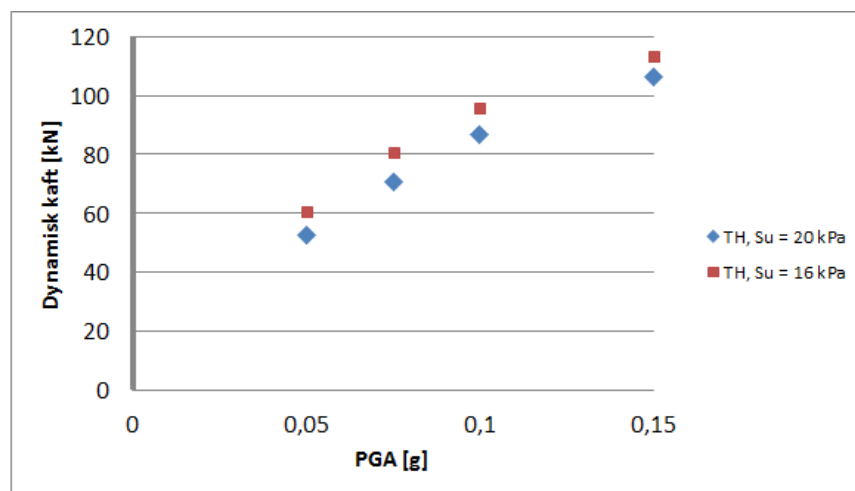
9.2 Tilfelle 2

Tilfelle 2 består av utgraving på 4 m, AZ 13-770 spunt og innvending røravstivning. Total lengde av spunten er 10 m.

Det utføres analyser for EQ1, EQ2 og EQ3 med PGA på 0,075g, 0,1g og 0,15g for Su på 20 kPa og 16 kPa. Figur 9.7 og Figur 9.8 viser henholdsvis dynamisk moment i spunten og dynamisk kraft i avstivning for gjennomsnittet av EQ1, EQ2 og EQ3. Figurene viser at ved økende PGA øker moment i spunt og kraft i stiver lineært og at Su=16 kPa gir størst respons.



Figur 9.7: Dynamisk moment for ulike PGA-verdier og Su på 16 kPa og 20 kPa.



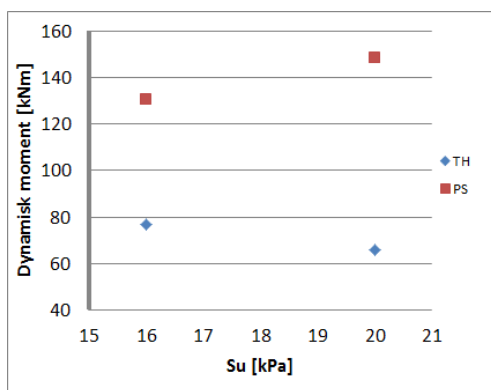
Figur 9.8: Dynamisk kraft i stiver for ulike PGA-verdier og Su på 16 kPa og 20 kPa.

Pseudo-statisk analyse og tidshistorieanalyse

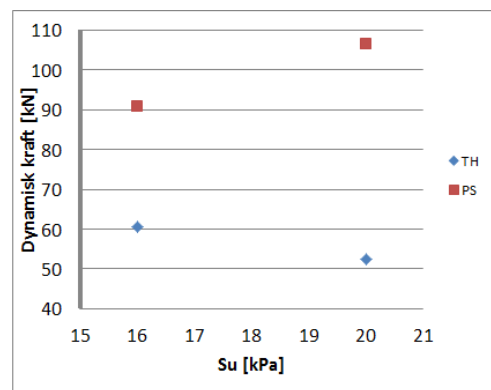
For PGA-verdier på 0,075g, 0,1g og 0,15g når den pseudo-statistiske analysen brudd. Tabell 9.2 viser dynamisk moment i spunten og dynamisk kraft i stiver ved tidshistorieanalyse og pseudo-statisk analyse for PGA=0,05g og Su på 16 og 20 kPa. Merk at verdiene for EQ1 avviker urealistisk mye for Su=20 kPa. EQ2 og EQ3 gir mindre verdier enn pseudo-statisk analyse, men i samme størrelsesorden. Figur 9.9 viser gjennomsnittet av tidshistorieanalysene sammen med pseudo-statisk analyse for verdiene i Tabell 9.2. For pseudo-statisk analyse er responsen for Su=20 kPa større enn for Su=16 kPa, dette er ikke tilfellet for tidshistorieanalyse.

Tabell 9.2: Dynamisk moment i spunt og dynamisk kraft i stiver fra pseudo-statisk analyse og tidshistorieanalyse for PGA=0,05g og Su på 16 kPa og 20 kPa.

Analyse [-]	Su=20 kPa	
	Dynamisk moment [kNm]	Dynamisk kraft [kN]
EQ1	4,3	0,8
EQ2	80,5	70,0
EQ3	112,4	86,4
PS	148,6	106,4
Analyse [-]	Su=16 kPa	
	Dynamisk moment [kNm]	Dynamisk kraft [kN]
EQ1	27,3	27,6
EQ2	87,6	71,4
EQ3	115,0	83,4
PS	130,5	90,9



(a) Dynamisk moment.

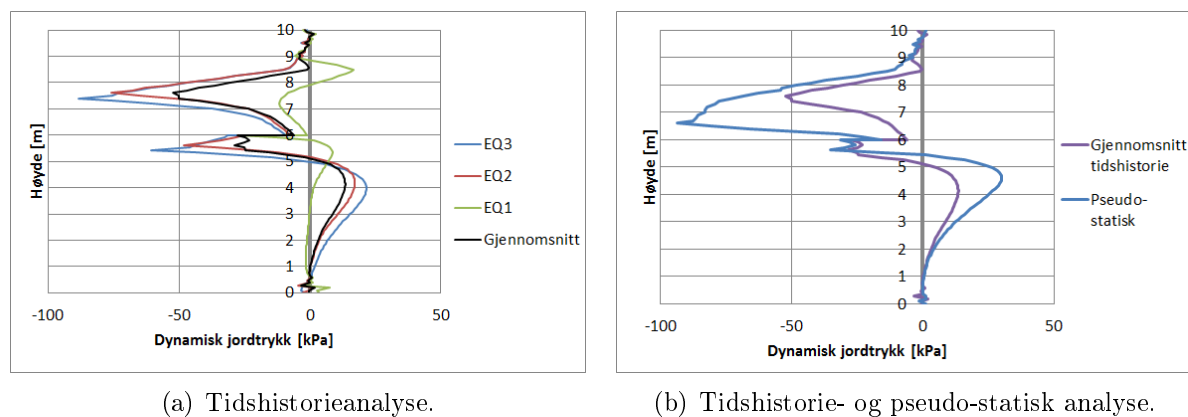


(b) Dynamisk kraft.

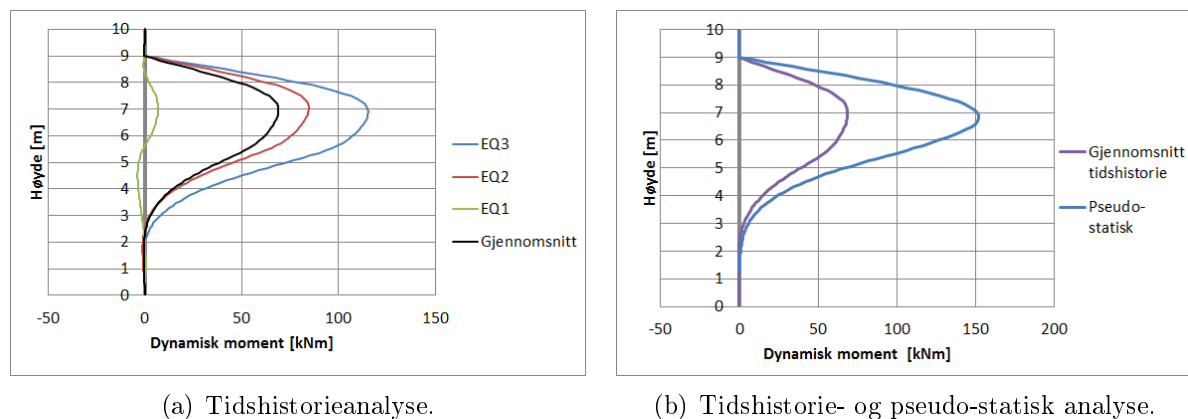
Figur 9.9: Dynamisk moment i spunt og dynamisk kraft i stiver fra pseudo-statisk analyse og gjennomsnitt av tidshistorieanalyse for PGA=0,05g og Su på 16 kPa og 20 kPa.

Tidshistorieanalyse og pseudo-statisk analyse, $S_u=20$ kPa

For $PGA=0,05g$ og $S_u=20$ kPa er tidshistorieanalyse og pseudo-statisk analyse sammenlignet for maksimalt moment og tilhørende jordtrykk. Figur 9.10(a) viser jordtrykk for tidshistorie EQ1, EQ2 og EQ3 i tillegg til et gjennomsnitt av de. Videre er gjennomsnittet av tidshistoriene sammenlignet med jordtrykket fra pseudo-statisk analyse i Figur 9.10(b). Tilsvarende er det maksimale dynamiske momentet vist i Figur 9.11



Figur 9.10: Dynamisk jordtrykk ved tidspunktet for maksimalt moment for Tilfelle 2 og $S_u=20$ kPa.



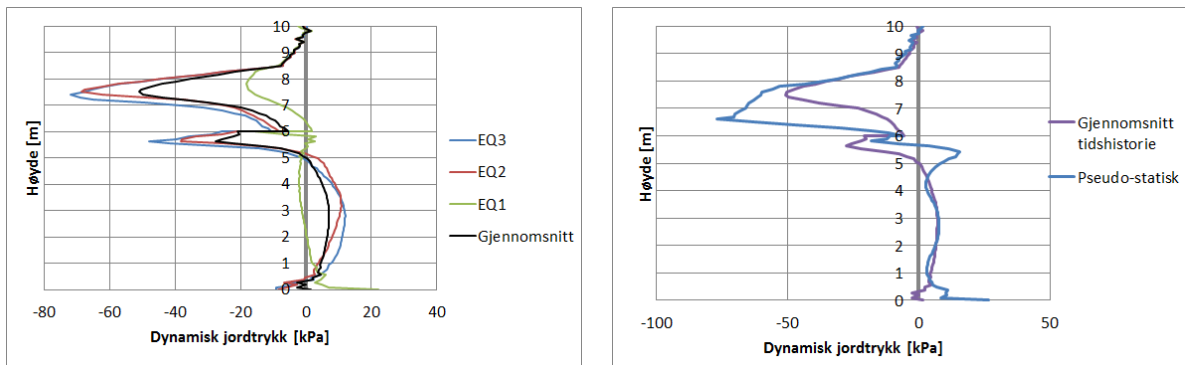
Figur 9.11: Momentdiagram ved maksimalt dynamisk moment for Tilfelle 2 og $S_u=20$ kPa.

Figurene viser at EQ1 gir mye mindre respons enn EQ2 og EQ3. Gjennomsnittet av tidshistorieanalysene gir tilnærmet samme form for dynamisk jordtrykk og dynamisk moment som pseudo-statisk analyse, men har mindre verdier. Bevegelsen til spuntet ved tidspunktet for maksimalt moment i tidshistorieanalysen er mot høyre. Pseudo-statisk belastning påføres mot høyre og gir dermed bevegelse i samme retning.

Tidshistorieanalyse og pseudo-statisk analyse, $S_u=16$ kPa

Også for $S_u=16$ kPa sammenlignes tidshistorieanalyse og pseudo-statisk analyse.

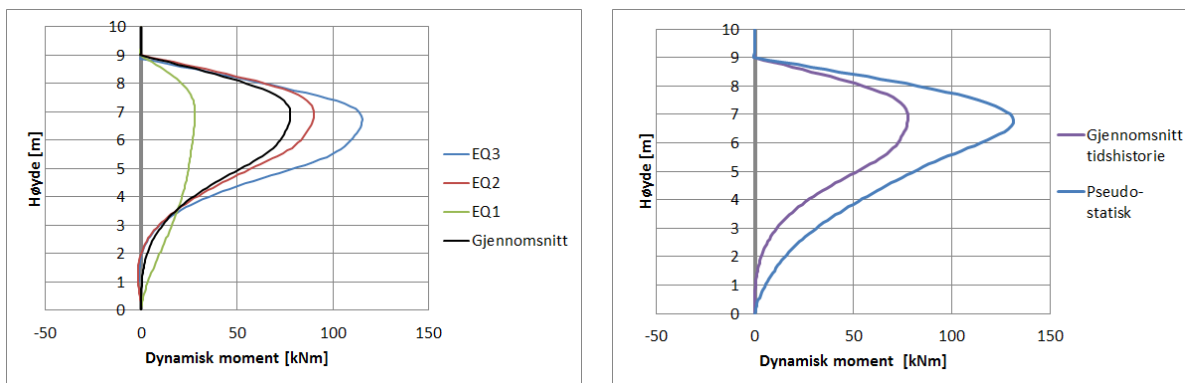
Figur 9.12(a) viser jordtrykk for tidshistorie EQ1, EQ2 og EQ3 i tillegg til et gjennomsnitt av de. Videre er gjennomsnittet av tidshistoriene sammenlignet med jordtrykket fra pseudo-statisk analyse i Figur 9.12(b). Tilsvarende er det maksimale dynamiske momentet sammenlignet i Figur 9.13.



(a) Tidshistorieanalyse.

(b) Tidshistorie- og pseudo-statisk analyse.

Figur 9.12: Dynamisk jordtrykk ved tidspunktet for maksimalt moment for Tilfelle 2 og $S_u=16$ kPa.



(a) Tidshistorieanalyse.

(b) Tidshistorie- og pseudo-statisk analyse.

Figur 9.13: Momentdiagram ved maksimalt dynamisk moment for Tilfelle 2 og $S_u=16$ kPa.

Figurene viser at som for $S_u=20$ kPa, så gir EQ1 mye mindre respons enn EQ2 og EQ3. Gjennomsnittet av tidshistoriene gir tilnærmet samme form for dynamisk jordtrykk og dynamisk moment som pseudo-statisk analyse, men har mindre verdier. Bevegelsen til spunten ved tidspunktet for maksimalt moment i tidshistorieanalysen er til høyre. Pseudo-statisk belastning påføres mot høyre og gir dermed bevegelse i samme retning.

Variasjon av moment for ulik spunt og avstivning

For å studere hvor stor påvirkning avstivning og stivhet av spunt har for momentet som opptrer i spunten, er det utført analyser med samme utgravingsdybde, men med ulik kombinasjon av spunt og avstivning. AC 13-770 har motstandsmoment på 1300 cm^3 og PU 8 S har motstandsmoment på 845 cm^3 .

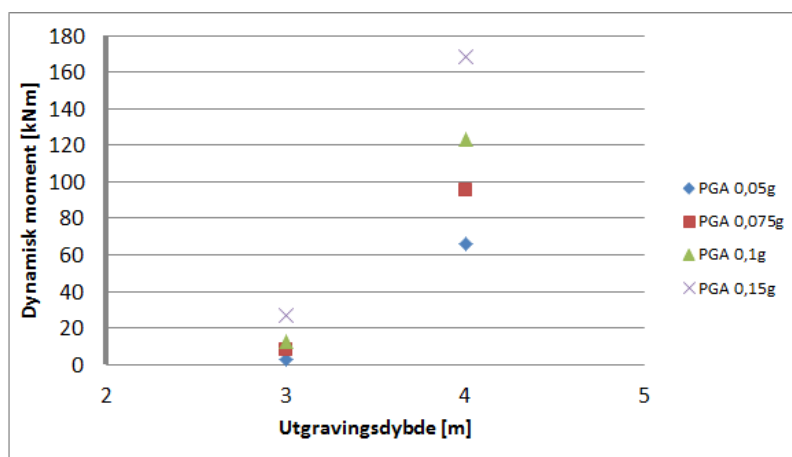
Tabell 9.3: Ulik spunt- og stiverkombinasjoner for 3 m utgraving og $S_u=20 \text{ kPa}$. Det er brukt tidshistorie EQ1 med $PGA=0,05g$.

Spunt [-]	Stiver [-]	Totalt moment[kNm]	Statisk moment[kNm]	Dynamisk moment[kNm]	Økning [%]
AC 13-770	nei	13,2	10,2	3,0	29
PU 8 S	nei	8,6	7,0	1,6	22
AC 13-770	ja	135,1	23,5	111,6	475

Tabellen viser at ved bruk av avstivning blir økningen av dynamisk moment 475 % i motsetning til 29 % for samme spunt, men uten avstivning. Tabellen viser også at stiver spunt gir større moment.

Sammenligning av Tilfelle 1 og Tilfelle 2

Figur 9.14 viser dynamisk moment for ulike utgravingsdybder og ulike verdier av PGA. Merk at det brukes samme spunt for utgraving på 3 og 4 m, men at 4 m har avstivning. Hvert punkt i figuren representerer gjennomsnittet av analysene for EQ1, EQ2 og EQ3, og $S_u=20 \text{ kPa}$. Figuren viser at Tilfelle 2 med avstivning oppnår mye større dynamisk moment i spunt enn Tilfelle 1 uten avstivning.



Figur 9.14: Dynamisk moment for ulike PGA og utgraving på 3 m (uten avstivning) og 4 m (med avstivning).

10 Diskusjon

Randbetingelsene til modellen kan utgjøre en feilkilde ved numerisk analyse. Modellen er kunstig avgrenset til sidene, dette kan føre til refleksjon av jordskjelveksitasjon hvis det ikke er tilfredsstillende randbetingelser eller hvis modellen har for liten utstrekning. Modellen strekker seg 50 m ut til hver side for å unngå refleksjon fra rendene og det er brukt standard dynamiske randbetingelser med absorberende render.

En annen mulig feilkilde vil være finhetsgraden av elementnettet. I analysene er det brukt veldig fint elementnett langs spunten og fint i ytterkantene av modellen, da dette ble funnet tilfredsstillende. Enda finere elementnett vil likevel kunne gi mer nøyaktige resultat. Det er benyttet Mohr-Coulomb materialmodell. Dette er en enkel materialmodell som kan føre til resultater med en viss unøyaktige, men modellen antas å ha tilfredsstillende nøyaktighet for de analysene som er utført.

Moment og skjærkraft langs spunten som funksjon av tid

I Kapittel 8.1 vises grafer med tidsvariasjon av moment og skjærkraft i ulike punkt langs spunten. Grafene viser at moment og skjærkraft har store variasjoner i løpet av jordskjelveksitasjonen. Siden kun spenninger i enkelte punkt langs spunten beregnes for å finne tilhørende horisontalkrefter på spunten vil dette utgjøre en feilkilde. Grafene vil dermed ikke kunne gi eksakt verdi for de momenter og skjærkrefter som opptrer i spunten, men de vil vise tendensen for hvordan variasjonen er i løpet av tidshistorien.

Tidshistorieanalyse for Tilfelle 1

I Kapittel 8.2 og 9.1 studeres responsen i spunten for Tilfelle 1 med ulike PGA- og Su-verdier. Tilfelle 1 har 3 m utgraving og ingen avstivning. Resultatene fra tidshistorieanalyse viser at momentet i spunten øker tilnærmet lineært med økende PGA-verdier og minkende Su-verdier. Økende PGA-verdier betyr høyere belastning, så det er dermed naturlig at responsen i spunten øker. Minkende Su-verdier vil si et svakere leirmateriale og spunten må dermed ta opp mer av belastningen.

Momentbidrag fra EQ1, EQ2 og EQ3

Tidshistoriene for EQ1, EQ2 og EQ3 har alle samme PGA og omtrent det samme frekvensinnholdet, men ulik variasjon av akselerasjon. Siden frekvensinnholdet er tilnærmet det samme vil ikke egenfrekvensen til systemet ha særlig betydning for hvilken av tidshistoriene som gir størst respons.

For Tilfelle 1 i Kapittel 9.1 gir EQ2 mindre momentbidrag enn EQ1 og EQ3 for nær samtlige PGA-verdier og Su på 20 kPa og 16 kPa. Tidshistorien til EQ2 har en markant akselerasjonstopp på $0,6 \text{ m/s}^2$, mens akselerasjonen ellers er maksimalt $0,2 \text{ m/s}^2$. Hvilken bevegelse systemet har når denne akselerasjonstoppen inntreffer vil kunne påvirke hvor stor responsen blir. For Tilfelle 1 kan det være at systemet har vært i bevegelse i motsatt retning av hvilken retning akselerasjonstoppen virker, og responsen har dermed ikke blitt så stor som den kunne ha blitt.

Siden de tre tidshistoriene gir ulik respons for ulike tilfeller er det viktig at ved bruk av tidshistorieanalyse utføres analyser for tre eksitasjoner og gjennomsnittet av responsen brukes ved dimensjonering, som fremgår av EC 8-1.

Tidshistorieanalyse for Tilfelle 2

I Tilfelle 2 er utgravingsdybden 4 m og det er avstivning i tillegg til spunten. Kapittel 9.2 viser at tidshistorie EQ1 gir mye mindre respons enn de to andre tidshistoriene; 4,3 kNm i forhold 80,5 kNm og 114,4 kNm. Tidshistoriene skal gi tilnærmet samme respons siden de inneholder den samme frekvensfordelingen. For Tilfelle 1 ga EQ1 respons i samme størrelsesorden som EQ2 og EQ3, det er derfor ikke klart hvorfor EQ1 gir så mye mindre respons for dette tilfellet. For videre evaluering av resultat fra Tilfelle 2 vil det dermed fokuseres mest på resultat fra EQ2 og EQ3.

For økende PGA-verdier og minkende Su-verdier viser resultat fra tidshistorieanalyse tilnærmet lineært økende moment i spunten og kraft i stiver. Som for Tilfelle 1 skyldes dette at økende PGA-verdier betyr høyere belastning. Minkende Su-verdier vil si et svakere leirmateriale og spunten må dermed ta opp mer av belastningen.

Pseudo-statisk analyse og tidshistorieanalyse

Pseudo-statisk analyse er ikke tidsavhengig og gir dermed kun resultat for ett tidspunkt. For tidshistorieanalyse benyttes det 2048 beregningssteg i PLAXIS for tidshistoriene som har en total varighet på 40,94 s. Dette betyr at det ved tidshistorieanalyse beregnes og registreres respons for 2048 tidspunkt.

I Kapittel 8.2 er det sammenlignet dynamisk jordtrykk- og momentdiagram for pseudo-statisk analyse og tidshistorieanalyse for Tilfelle 1. Resultatene viser at diagrammene har tilnærmet samme verdier, men i motsatt retning.

Ved tidspunktet for maksimalt moment i spunten for tidshistorieanalysen er bevegelsen av spunten mot venstre, slik at spunten presses mot leiren som ikke er gravd ut. Pseudo-statisk belastning påføres motsatt veg og gir dermed bevegelse i motsatt retning. Dette kan være forklaringen på hvorfor tidshistorieanalyse og pseudo-statisk analyse gir ulike dynamiske jordtrykk- og momentdiagram.

Pseudo-statisk belastning skal påføres mot høyre fordi den skal evaluere sikkerheten for utgravingen. Men det er interessant at tidshistorieanalyse gir størst moment i spunten når bevegelsen er mot venstre. Ved å påføre pseudo-statisk belastning mot venstre oppnås samme form for dynamisk jordtrykkdiagram som for tidshistorieanalyse. Men momentet blir mindre enn for pseudo-statisk belastning til høyre, og det understrekes at det er standard prosedyre med belastning ut mot utgravingen som er dimensjonerende for pseudo-statisk metode. Det er likevel verdt å merke seg at å påføre en konstant kraft i en retning er en forenkling som ikke gjenspeiler lastmekanismen for et jordskjelv der lastretningen varierer hurtig.

For Tilfelle 2 er det i Kapittel 9.2 vist at pseudo-statisk analyse stemmer bra overens med tidshistorieanalyse ved å legge vekt på EQ2 og EQ3. Dette gjelder både for dynamisk jordtrykk og for dynamisk momentet. Forklaringen kan være at bevegelsen til systemet for disse tidspunktene er mot høyre, og dette er samme retning som bevegelsen ved pseudo-statisk analyse. Det kan også tenkes at oppspenningen av stiveren vil bidra til at det dynamiske jordtrykket og momentet blir mer fastsatt og ikke varierer like mye for ulik belastning som for tilfellet uten avstivning. Det er ikke utført tilstrekkelig antall analyser for å si dette sikkert.

Pseudo-statisk analyse gir mindre maksimalt moment enn tidshistorieanalyse for Tilfelle 1 med S_u på 16 kPa og 20 kPa. For $S_u=30$ kPa gir pseudo-statisk analyse størst maksimalt moment. Også for tilfelle 2 med S_u på 16 og 20 kPa gir pseudo-statisk analyse større moment og kraft i stiver enn fra tidshistorieanalyse. Ut i fra analysene som er utført kan det dermed ikke sies om pseudo-statisk analyse er konservativ eller ikke, da dette endres med geometri og S_u -verdier. For Tilfelle 2 gir pseudo-statisk analyse økende moment i spunten og kraft i stiver ved økende S_u . Dette samsvarer ikke med tidshistorieanalyse for samme tilfellet, eller med analysene for Tilfelle 1. Ved minkende S_u tenkes det at spunt og stiver må ta opp større krefter, så det er ikke klart hvorfor pseudo-statisk analyse viser motsatt tendens.

For $PGA=0,075g$ oppnår pseudo-statisk analyse brudd i leiren. Pseudo-statisk metode er en forenkling ved at hurtig varierende belastning blir påført som en konstant belastning. I virkeligheten kan det være at for tilsvarende jordskjelvbelastning oppnår en del av materialet brudd i kun et lite tidsrom. Men at dette ikke trenger å tilsi at materialet faktisk går til brudd og at sikkerhetsfaktoren blir mindre en 1,0 for systemet. I en tilsvarende situasjon for skråningstabilitet gir EC 8-5 mulighet for å utføre analyser med tre tidshistorier og deretter evaluere om deformasjoner er akseptable. Også for støttekonstruksjoner kan det i EC 8-5 tolkes som at situasjonen kan evalueres fra tidshistorieanalyser hvis pseudo-statisk analyse ikke gir tilstrekkelig sikkerhet.

I Kapittel 9 gir tidshistorieanalyser EQ1 med $PGA=0,075g$ og $S_u=20$ kPa permanente deformasjoner på 3,1 cm. Dimensjonerende moment er 30,4 kNm, noe som er mye lavere enn dimensjonerende kapasitet på 420 kNm. Hvis deformasjoner på maksimalt 3 cm kan godtas har tilfellet tilstrekkelig kapasitet ved tidshistorieanalyse, i motsetning til pseudo-statisk analyse. Merk at det for tidshistorieanalyse er brukt S_u som ikke er redusert, tilstrekkelig kapasitet vil dermed si at sikkerhetsfaktoren er over 1,0. For å vurdere om sikkerhetsfaktoren er over for eksempel 1,4 må S_u divideres på 1,4 før den benyttes som input i PLAXIS, og deretter kan deformasjoner og krefter i spunt evalueres om de er akseptable.

Analysene viser dermed at pseudo-statisk metode kan gi som resultat at kapasiteten ikke er tilstrekkelig, til tross for at dette ikke er tilfellet fra den mer nøyaktige tidshistorieanalysen. Bruk av pseudo-statisk metode kan dermed føre til kraftigere dimensjonering enn hva som er nødvendig for å tilfredsstille krav til sikkerhetsfaktor. På den annen side tar det betydelig kortere tid å utføre en pseudo-statisk analyse enn tidshistorieanalyse. I tillegg må det benyttes tre tidshistorier og deretter evaluere gjennomsnittresponsen fra disse.

Spunt med og uten stiver

For å kunne direkte sammenligne effekten av avstivning er det utført en analyse med utgraving på 3 m med stiver i Kapittel 9. Momentet øker med 475 % etter jordskjelvsitasjon for tilfellet med stiver, i motsetning til kun 29 % økning for tilfellet med samme utgravingsdybde og spunt, men uten stiver. Dette er en meget høy økning og viser at en svevespunt vil i større grad forskyves ved belastning enn å ta opp belastningen i form av økende moment. En avstivet spunt derimot forskyves mindre og vil heller bidra til å ta opp en større del av belastningen.

Det er også utført analyser for spunt med ulik stivhet for 3 m utgraving. Resultatene viser at totalt maksimalt moment etter jordskjelv er 13,2 kNm og 8,6 kNm for spunt med motstandsmoment på henholdsvis 1300 cm^3 og 900 cm^3 . Dette kommer av at stivere konstruksjonselement pådrar seg større krefter.

Forsterkningsfaktor

I Kapittel 8.4 blir akselerasjonen registrert både i topp og bunn av modellen, når det benyttes leirmaterial med $S_u=20$ kPa. Forholdet mellom den største målte akselerasjonen i bunnen og i toppen beregnes for å se hvor mye akselerasjonen forsterkes oppover gjennom leirlaget. Analyser for PGA på 0,05g, 0,075g, 0,1g og 0,15g viser en sporadisk variasjon mellom 1,28 og 1,69. Verdiene er lavere enn anbefalingen fra EC 8-1 som er 1,7 for gjeldene materialparametere, noe som ut i fra denne analysen er til konservativ side. Med økende PGA reduseres skjærmodulen og skjærbølghestigheten i materialet. Forslag til grunntype og forsterkningsfaktor i EC 8-1 gir økende forsterkningsfaktor ved reduksjon i skjærbølghestighet, denne tendensen er ikke synlig i resultatene.

I de pseudo-statistiske analysene er det brukt forsterkningsfaktor på 1,7 som anbefalt fra

EC 8-1. Siden beregnet forsterkning fra tidshistorieanalysen er gjennomsnittlig 1,49 vil det si at spunten blir utsatt for lavere eksitasjon ved tidshistorieanalyse enn pseudo-statisk analyse. Etter denne studien av forsterkningsfaktoren kan det dermed forventes lavere respons ved tidshistorieanalyse enn pseudo-statisk analyse.

Sammenligninger som er utført i Kapittel 9.1 viser at tidshistorieanalyse gir størst respons for Tilfelle 1. Ved å ta hensyn til ulik forsterkningsfaktor vil forskjellen bli enda større. Siden pseudo-statisk analyse gir størst respons for Tilfelle 2, vil det for dette tilfellet bli mindre forskjell på de to analysemetode ved å ta hensyn til forskjellen for forsterkningsfaktoren.

11 Konklusjon og videre arbeid

11.1 Konklusjon

Resultatene viser at responsen etter tidshistorieanalyse øker ved økende PGA-verdier og minkende S_u -verdier. Dynamisk jordtrykk- og momentdiagram etter tidshistorieanalyse og pseudo-statisk analyse for tilfellet uten avstivning har tilnærmet samme verdier, men i motsatt retning. Grunnen kan være at for tidspunktet maksimalt moment i spunt opptrer for tidshistorieanalysen er bevegelsen av spunt mot venstre, mens pseudo-statisk belastning påføres motsatt veg og gir dermed bevegelse i motsatt retning.

For analysene med avstivning er bevegelsen i samme retning, og resultatene fra pseudo-statisk analyse og tidshistorieanalyse sammenfaller bedre. For analysene med spunt uten avstivning og S_u -verdier på 16 kPa og 20 kPa gir tidshistorieanalyse større moment enn pseudo-statisk analyse, mens pseudo-statisk analyse gir størst respons når $S_u=30$ kPa. Også for spunt med avstivning gir pseudo-statisk analyse størst respons. Om pseudo-statisk metode er konservativ eller ikke er dermed avhengig av geometrien av analysetilfellene og S_u -verdier. Pseudo-statisk metode er mer tidseffektiv enn tidshistorieanalyse, men den har den ulempen at brudd kan nås selv om sikkerheten er tilstrekkelig.

11.2 Videre arbeid

Oppgaven tar for seg et begrenset antall analyser, og det vil være nødvendig med flere analyser for å kunne gi en mer nøyaktig evaluering av pseudo-statisk metode i forhold til tidshistorieanalyse

I nye analyser vil det være interessant å studere hvordan pseudo-statisk analyse samsvarer med tidshistorieanalyse for dypere utgraving, bruk av løsmassestag, stag til fjell, ulik lengde for spunt, ulik stivhet for spunt og ulike materialparametre for leiren.

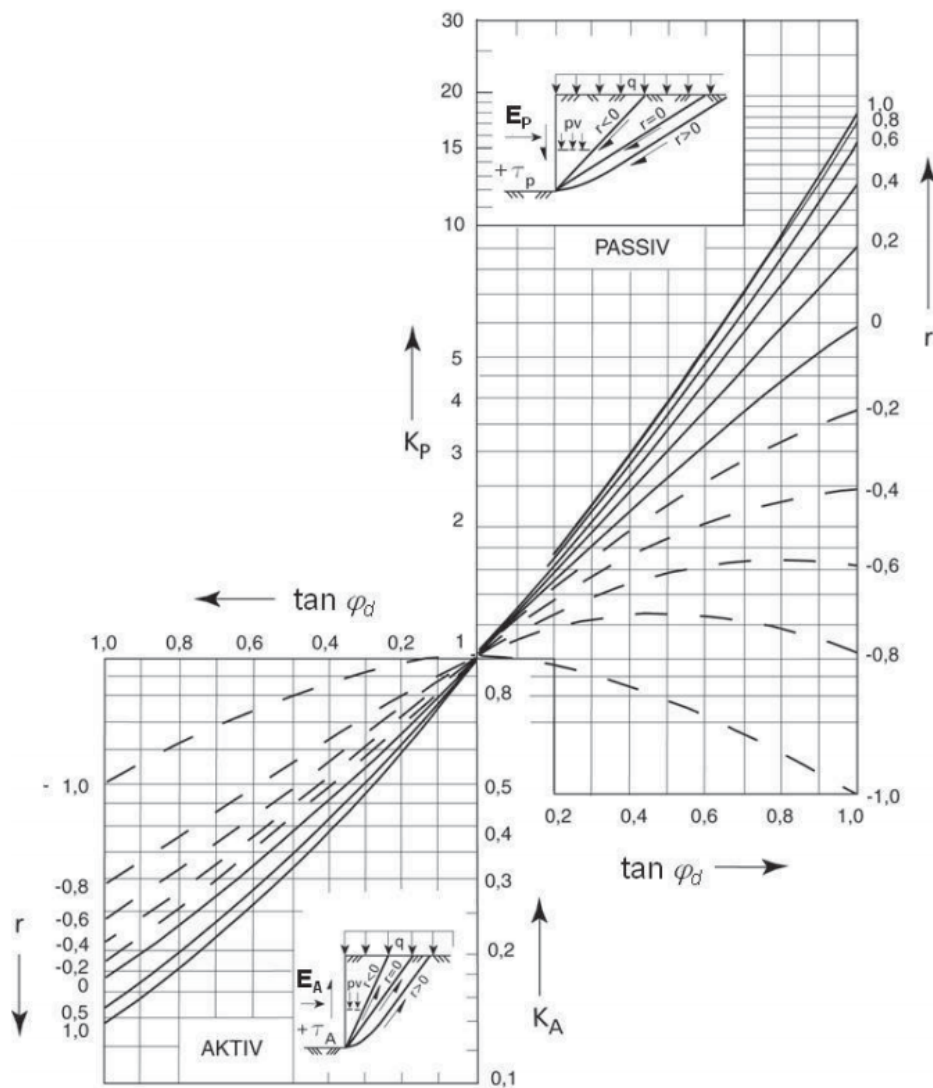
Bibliografi

- Aarhaug, O. R. (1984), *Geoteknikk og fundamentering 2, kap 5*, NKI-forlaget.
- Azad, A., Yasrobi, S. & Pak, A. (2008), 'Seismic active pressure distribution history behind rigid retaining walls', *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **28**(5), 365–375.
- Bhavikatti, S. (2007), *Finite element analysis*, New Age International.
- Brinkgreve, R., Swolfs, W. & Engin, E. (2011), *Plaxis brukermanual*.
- Cai, Z. & Bathurst, R. (1997), 'Seismic-induced permanent displacement of geosynthetic-reinforced segmental retaining walls', *Canadian geotechnical journal* **33**(6), 937–955.
- Chopra, A. (2001), *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering*, Vol. 2, Prentice Hall Saddle River^ eNY NY.
- Clough, R. W. & Penzien, J. (1993), *Dynamics of Structures, second edition*, McGraw-Hill, Inc.
- Cook, R. D., Malkus, D. S., Plesha, M. & Witt, R. J. (2001), *Concepts and applications of finite element analysis*, WILEY.
- Emdal, A., Grande, L. & Nordal, S. (n.d.), *Geoteknikk Beregningsmetoder*, NTNU, Fakultet for ingenioervitenskap og teknologi, Faggruppe for geoteknikk.
- Kramer, S. (1996), *Geotechnical earthquake engineering*, Vol. 1.
- Li, X., Wu, Y. & He, S. (2010), 'Seismic stability analysis of gravity retaining walls', *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **30**(10), 875–878.
- Lunne, T. & Andersen, K. H. (2007), 'Soft clay shear strength parameters for deepwater geotechnical design', *Offshore site investigation and geotechnics, Confronting New Challenges and Sharing Knowledge* .
- Melo, C. & Sharma, S. (2004), Seismic coefficients for pseudostatic slope analysis, in '13 WCEE: 13 th World Conference on Earthquake Engineering Conference Proceedings'.
- Mittal, A. (2013), 'Spuntprofler'.
URL: www.arcelormittal.com

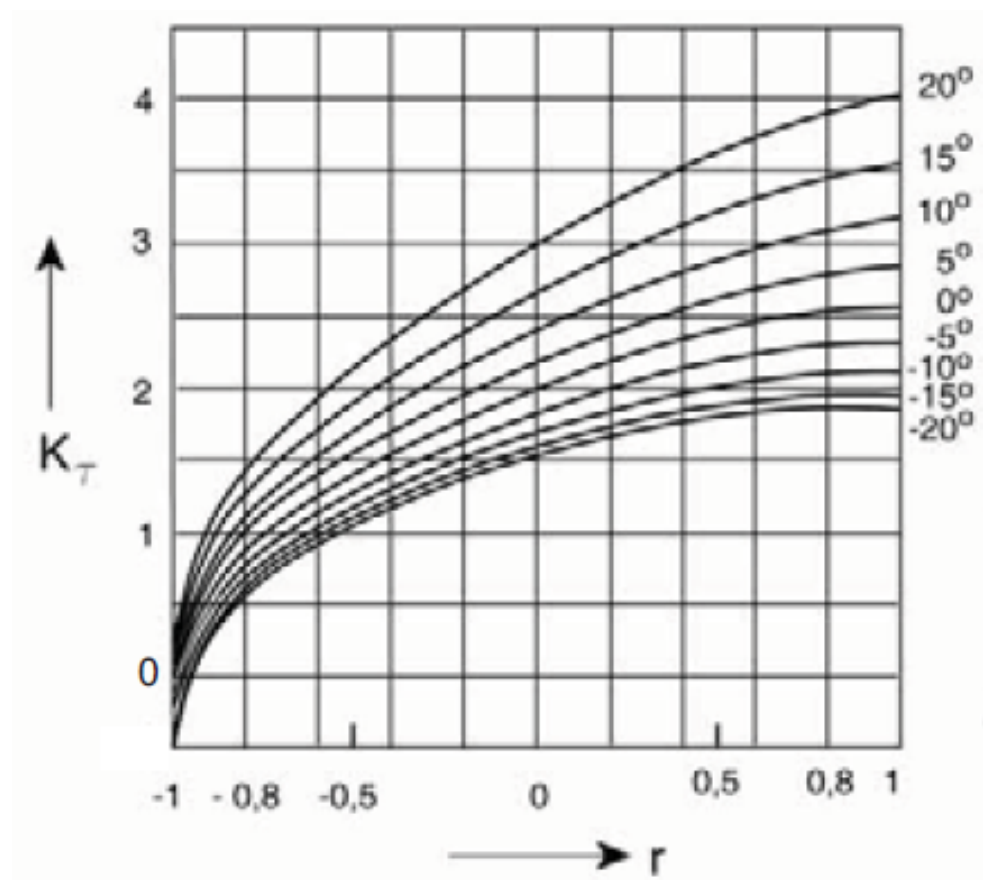
- Nair, D., Valdivieso, J. & Johnson, C. (1980), Comparison of spectrum and time history techniques in seismic design of platforms, *in* 'Offshore Technology Conference'.
- Newcomb, D., Birgisson, B., Program, N. C. H. R. & (U.S.), N. R. C. (1999), *Measuring in Situ Mechanical Properties of Pavement Subgrade Soils*, National Academy Press.
- Nordal, S. (2012), *Geotechnical engineering advanced course*, NTNU.
- Penna, A. (2012), Dyncrew project (ta-1) meeting, data analysis results, Personlig kommunikasjon.
- Sadrekarimi, A. (2010), 'Pseudo-static lateral earth pressures on broken-back retaining walls', *Canadian Geotechnical Journal* **47**(11), 1247–1258.
- Schofield, A. N. & Wroth, P. (1968), 'Critical state soil mechanics'.
- Scotto di Santolo, A., Penna, A. & Evangelista, A. (2012), 'Experimental investigation of dynamic behaviour of cantilever retaining walls', *15 WCEE* .
- Statens vegvesen, V. (2010), 'Handbok 016 - geoteknikk i vegbygging, kapittel 5 jordtrykk'.
- Witasse, R. (2012), Workshop on the use of plaxis 2d for earthquake geotechnical analysis.
- Yu, M.-h. (2002), 'Advances in strength theories for materials under complex stress state in the 20th century', *Applied Mechanics Reviews* **55**, 169.

Vedlegg

A Parametre



Figur A.1: Effektivspenningsanalyse - jordtrykkskoeffisienter ved horisontalt terreng (Statens vegvesen 2010).



Figur A.2: Totalspenningsanalyse - jordtrykkskoeffisienter (Statens vegvesen 2010).

For horisontalt terreng leses det av for $\beta = 0^\circ$.

Tabell A.1: Grunntype (Tabell NA.3.1 i EC 8-1).

Grunntype	Beskrivelse av stratigrafisk profil	Parametere		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (slag/30cm)	c_u (kPa)
A	Fjell eller fjell-liknende geologisk formasjon, medregnet høyst 5 m svakere materiale på overflaten.	> 800	–	–
B	Avleiringer av svært fast sand eller grus eller svært stiv leire, med en tykkelse på flere titalls meter, kjennetegnet ved en gradvis økning av mekaniske egenskaper med dybden.	360 – 800	> 50	> 250
C	Dype avleiringer av fast eller middels fast sand eller grus eller stiv leire med en tykkelse fra et titalls meter til flere hundre meter.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Avleiringer av løs til middels fast kohesjonsløs jord (med eller uten enkelte myke kohesjonslag) eller av hovedsakelig myk til fast kohesjonsjord.	130 – 180	10 – 15	40 – 70
E	Et grunnprofil som består av et alluviumlag i overflaten med v_s -verdier av type C eller D og en tykkelse som varierer mellom ca. 5 m og 20 m, over et stivere materiale med $v_s > 800$ m/s.			
S_1	Avleiringer som består av eller inneholder et lag med en tykkelse på minst 10 m av bløt leire/silt med høy plastisitetsindeks ($PI > 40$) og høyt vanninnhold.	< 100 (antydnet)	–	10 - 20
S_2	Avleiringer av jord som kan gå over i flytefase (liquefaction), sensitive leirer eller annen grunnprofil som ikke er med i typene A – E eller S_1 .			

Tabell A.2: Verdier for forsterkningsfaktor S (Tabell NA.3.3 i EC 8-1).

Grunntype	S
A	1,0
B	1,25
C	1,4
D	1,6
E	1,7

Tabell A.3: Veiledende tabell ved valg av seismisk klasse (Tabell NA.4(902) i EC 8-1).

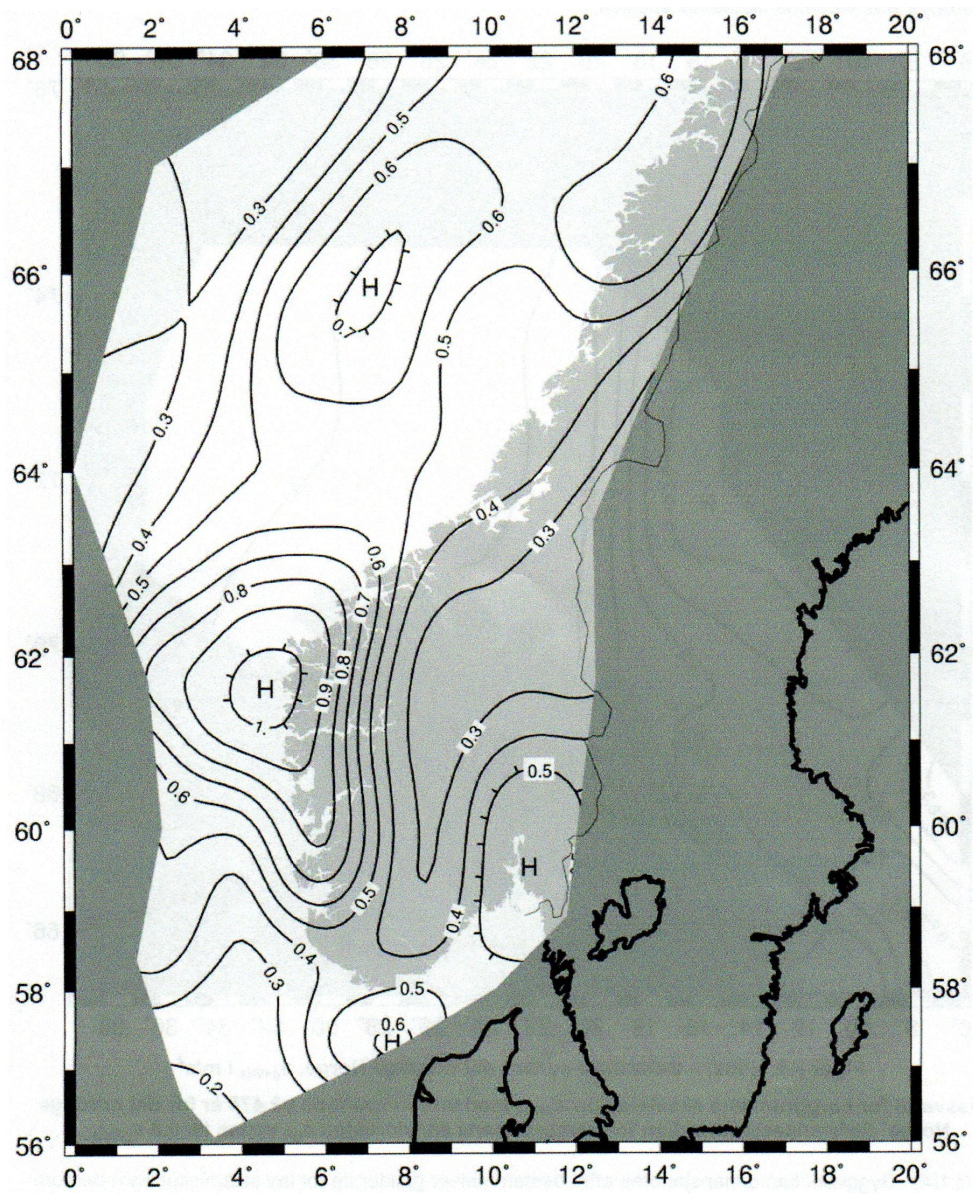
Byggverk	I	II	III	IV
Byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store				X ¹⁾
Viktig infrastruktur: sykehus, brannstasjoner, redningssentraler, kraftforsyning og lignende			(X)	X
Høye bygninger, mer enn 15 etasjer		(X)	X	
Jernbanebruer ²⁾			X	(X)
Veg- og gangbruer ²⁾		(X)	X	(X)
Byggverk med store ansamlinger av mennesker (tribuner, kinosaler, sportshaller, kjøpesentre, forsamlingslokaler osv.)		(X)	X	
Kaier og havneanlegg		X	(X)	
Tårn, master, skorsteiner, siloer	(X)	X	(X)	
Industrianlegg		X	(X)	
Skoler og institusjonsbygg		(X)	X	
Kontorer, forretningsbygg og boligbygg		X	(X)	
Småhus, rekkehus, bygg i én etasje, mindre lagerhus osv.	X	(X)		
Landbruksbygg	(X)			
Fiskerihavner	(X)			
Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid	(X)			
¹⁾ For byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store, for eksempel ved atomreaktorer og lagringsanlegg for radioaktivt avfall, store dammer og marine konstruksjoner bør jordskjelvriskoen vurderes spesielt, eventuelt basert på en risikoanalyse. Lagertanker for flytende gass og store hydrokarbonførende rørledninger over land er behandlet i NA til NS-EN 1998-4.				
²⁾ Se veiledende tabell for valg av seismisk klasse for bruer i NA til NS-EN 1998-2.				

Tabell A.4: Verdier for seismisk faktor γ_l (Tabell NA.4(901) i EC 8-1).

Seismisk klasse	γ_l
I	0,7
II	1,0
III	1,4
IV	2,0

B Seismiske soner (EC 8-1 NA.3.2.1)





h

C Statisk analyse

Vedlegget inneholder hvilke punkter som vurderes ved statistisk analyse for analysetilfellene i Kapittel 7. Analysene utføres i PLAXIS og de kontrolleres under utgraving etter kravene i Håndbok 016. Det antas konsekvensklasse CC2 for alle analysetilfellene og bruddmekanisme “nøytralt brudd” brukes siden det er leire.

Bruddgrensetilstand

Totalstabilitet

Det brukes karakteristiske materialparametere i PLAXIS og deretter finnes sikkerhetsfaktor ved brukt av c-phi-reduksjon. Dette gjøres etter hver utgraving. Som forenkling tas det ikke tatt hensyn til permanenttilstand der leiren kan få en drenert oppførsel. Håndbok 016 side 0-8 krever sikkerhetsfaktor på 1,4 for nøytralt brudd og konsekvensklasse CC2. For Tilfelle 1 er sikkerhetsfaktoren 1,7 og 1,4 for henholdsvis S_u på 20 kPa og 16 kPa. For Tilfelle 2 er det for $S_u=20$ kPa sikkerhetsfaktor på 2,6 for første utgraving før avstivning og 1,6 for andre utgraving etter avstivning. For $S_u=16$ kPa er sikkerhetsfaktoren 2,1 for første utgraving før avstivning og 1,3 for andre utgraving etter avstivning. 1,3 er lavere enn kravet, men det velges likevel å gå videre med dette tilfellet da det antas å ikke påvirke analysene som skal utføres for dette tilfellet. $S_u=30$ kPa benyttes for Tilfelle 1 og sikkerheten er 2,3.

Konstruksjonselement

For utgraving på 3 og 4 m er det tilstrekkelig med spunt med motstandsmoment på henholdsvis 900 cm^3 og 1300 cm^3 , i tillegg til avstivning for utgravingsdybde på 4 m (e-post, Sigbjørn Rønning, 14. mai 2013). For å kunne sammenligne effekten av dypere utgraving og bruk av stiver, er det valgt å benytte samme spuntprofil for begge utgravingsdybdene. Spuntprofilen AZ 12-770 velges fra Mittal (2013) da den har motstandsmoment på 1300 cm^3 .

Det brukes karakteristiske materialparametere i PLAXIS. Kreftene i konstruksjonselement multipliseres med lastfaktor for å finne dimensjonerende krefter. Håndbok 016 gir $\gamma_f = 1,4$ for midlertidig konstruksjoner. NS-EN 1993-1-1:2005+NA2008 gir partialfaktor for stål, $\gamma_s = 1,1$ for beregning av dimensjonerende kapasitet. Antar at vertikallikevekt er tilfredsstillt, siden det kun er benyttet horisontal avstivning. Ved bruk av u-profil skal motstandsmomentet reduseres med 20 % på grunn av at spuntlåsen er

plassert der skjærkraften er størst, og dette kan derfor begrense kraftoverføringen (e-post, Alf Kristian Lund, 20.mai 2013). Dette er det forenklingsvis ikke tatt hensyn til.

Som forenkling kan lengden av spunt beregnes med utgangspunkt i (e-post, Sigbjørn Rønning, 14. mai 2013):

- Spunt uten avstivning: Lengde under utgravingsdybde = 2 x lengde over utgravingsdybde.
- Spunt med avstivning: Lengde under utgravingsdybde = 1,5 x lengde over utgravingsdybde.

Dimensjonerende momentkapasitet for AZ 13-770 er 420 kNm, dette er tilfredsstillende for de statiske analysene siden dimensjonerende moment variere mellom 14 kNm til 138 kNm. Rørvastivningen vil oppføre seg elastisk opptil trykkraft på 250-375 kN/m, større last kan utvikle knekningsdeformasjon (e-post, Sigbjørn Rønning, 14. mai 2013). Dimensjonerende trykkrefter i avstivningen er 194-210 kN/m, og kapasiteten er dermed tilfredsstillende.

Bruksgrensetilstand

Bruksgrensetilstand beregnes uten materialfaktorer for å finne karakteristiske laster. Deformasjoner er antatt å ikke være dimensjonerende og er dermed ikke vurdert.

Jordtrykk, mobiliseringsgrad

Håndbok 016 side 0-10 gir 0,75 som grense for mobiliseringsgrad for permanent normal stiv konstruksjon i myk grunn. Mobiliseringsgraden er vurdert som gjennomsnitt over forventet bruddmekanisme. Fra PLAXIS finnes mobiliseringsgraden fra relativ skjærspenning. Mobiliseringsgraden som gjennomsnitt langs bruddflaten er tilfredsstillende.