

Jordskjelvberegning i henhold til Eurokode 8 og PLAXIS 2D

Kunal Chadha

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2015

Hovedveileder: Gudmund Reidar Eiksund, BAT

Medveileder: Steinar Nordal, BAT

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



Oppgavens tittel: Jordskjelvberegning i henhold til Eurokode 8 og PLAXIS 2D	Dato: 08.06.2015		
	Antall sider (inkl. bilag): 138		
	Masteroppgave	x	Prosjektoppgave
Navn: Kunal Chadha			
Faglærer/veileder: Gudmund Reidar Eiksund			
Eventuelle eksterne faglige kontakter/veiledere: -			

Denne oppgaven tar for seg bruk av numeriske analyser med elementprogrammet PLAXIS 2D som er brukt til jordskjelvberegninger for tre ulike modeller. Hensikten er å undersøke hvordan dette korresponderer med Eurokode 8, NS-EN 1998-1.

Det er utført numeriske analyser for tre modeller med ulike typer jordprofiler, hvor alle de tilhørende simuleringene er utført ved hjelp av PLAXIS 2D og EERA. For å vurdere samvirket mellom konstruksjon og jord blir det senere innsatt en stålkonstruksjon i samtlige modeller. Modellene skal bli utsatt for to tidshistorier som er generert og modellert av SIMQKE. Hensikten er å vurdere forsterkningseffekten, utføre en egenfrekvensanalyse av konstruksjonen og sammenligne resultater for skjærkreftene som oppstår i konstruksjonen fra PLAXIS 2D med beregninger produsert fra Eurokode 8.

Forsterkningsanalysen gjort av PLAXIS 2D og EERA viste seg å stemme godt overens. Ettersom EERA er et 1D program som forutsetter horisontal jorddeling, ble et begrenset antall analyser utført. Egenfrekvensen til konstruksjonen ble, etter sammenligning med PLAXIS 2D, Eurokoden og det logaritmiske dekrement, konkludert til å være 2,4 Hz. Som forventet var verdiene for skjærkraftanalysen fra PLAXIS 2D lavere i verdi enn de beregningene utført av Eurokode 8. Dette er i hovedsak på grunn av at PLAXIS 2D er et FEM-program utviklet for to-dimensjonal analyse av deformasjon og stabilitet, mens Eurokoden, i forhold, benytter en relativt enkel fremgangsmåte. I det ene tilfellet hvor geometrien og lagdelingen ikke ble beskrevet av Eurokoden, ble det gjort egne antagelser, som viste seg å ikke være tilstrekkelige da standarden krever spesielle grunnundersøkelser for å kunne definere den seismiske påvirkningen.

Stikkord:

1. Jordskjelv
2. Eurokode 8
3. PLAXIS 2D
4. EERA

Kunal Chadha

(sign.)

MASTEROPPGAVE

(TBA4900 Geoteknikk, masteroppgave)

VÅREN 2015
For
Kunal Chadha

Jordskjelvberegning i henhold til Eurokode 8 og PLAXIS 2D

BAKGRUNN

Før innføring av Eurokode 8 har det i lite utstrekning blitt gjennomført dimensjonering for jordskjelvlaster i Norge siden laster fra vinsvind og snø ofte er dimensjonerende for ett bygg. I Norge er Vestlandet og Nordsjøen mest utsatt for jordskjelvaktivitet. Innføring av Eurokode 8 har ført til at alle bygg må dimensjoneres for ulike jordskjelvlaster. Eurokode 8 definerer nå det offisielle regelverket innen prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Den består av seks deler hvor hver av delene tar for seg forskjellige typer konstruksjoner.

Eurokode 8 beskriver en prosedyre for å beregne akselerasjoner i bygg som er fundamentert for ett sett med grunntyper (idealisererte grunnforhold). Dersom grunnforholdene avviker vesentlig fra de som er beskrevet sider Eurokode 8 at mer omfattende analyser bør gjennomføres.

Denne avhandlingen fokuserer på å bli komfortabel med Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning, Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger. For å vurdere om beregningene fra Eurokoden stemmer overens med de krefter som oppstår i virkeligheten skal disse sammenlignes med verdier generert av FEM-programmet PLAXIS 2D. Det er totalt tre modeller som skal bli analysert av både PLAXIS 2D og Eurokoden. Videre skal modellene fra PLAXIS 2D verifiseres ved å benytte EERA, et EXCEL-integrert dataprogram utviklet for beregning av en-dimensjonal jordskjelv respons for lagdelt jord.

OPPGAVE

Hovedmålet ved oppgaven er å studere design metodikken for jordskjelvlaster i henhold til Eurokode 8. Videre bør oppgaven inneholde forslag til en metodikk for å beregne jord struktur interaksjon for tilfeller som ikke er dekt jordtypene i Eurokoden. Metodikken kan gjerne verifiseres ved bruk av programvare for 1D «site response» analyser og 2D FEM analyse for jord struktur samvirke.

Beskrivelse av oppgaven

Gjennomføre litteratur studium med gjennomgang av metoder for jordskjelvdesign, aktuell programvare og jordmodeller.

Videre bør oppgaven inneholde en gjennomgang av teori for forplantning av seismiske bølger og demping.

Som et grunnlag for å foreslå en metodikk for generelle grunnforhold kan resultat fra FEM analyser gjerne sammenlignes med standardprosedyren gitt Eurokode 8. Videre denne metodikken demonstreres på et tilfelle som ikke er dekt i Eurokoden.

Målsetting og hensikt

Målet med oppgaven er å demonstrere bruk av avanserte beregningsverktøy (FEM) for gjennomføring av jordskjelvdessign ved grunnforhold som ikke er dekt av standard eksemplene i Eurokode 8.

Deloppgaver og forskningsspørsmål

Litteraturstudie som bør inneholde gjennomgang av metoder for jordskjelvdessign. Gjennomgang av standardprosedyren spesifisert i Eurokode 8 med fokus på, allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger.

Faglærer ved instituttet: Gudmund Eiksund

Institutt for bygg, anlegg og transport, NTNU
Dato: 05.06.2015

Underskrift

Faglærer

Forord

Denne rapporten er skrevet som en masteroppgave utarbeidet ved Institutt for bygg, anlegg og transport under Fakultet for ingeniørvitenskap og teknologi ved Norges teknisk-naturvitenskaplige universitet. Oppgaven er skrevet over en periode på 20 uker i løpet av vårsemesteret 2015, og representerer et fullført femårig masterprogram innen Bygg- og miljøteknikk med fordypning innen geoteknikk.

Som erstatning for mitt syvende og åttende semester valgte jeg å ta et utvekslingsår i USA ved University of California, San Diego. Her valgte jeg å fokusere på geotekniske fag, spesielt innen jordskjelv og geodynamikk, da det ikke tilbys i like stor grad i Norge. Etter endt utvekslingsopphold var det derfor med stor interesse at jeg valgte å fokusere på jordskjelvberegninger og dynamiske analyser i PLAXIS 2D som tema for både prosjekt- og masteroppgave.

Jeg vil gjerne takke min veilder, **Gudmund Reidar Eiksund**, for god oppfølging og for å alltid ta seg tid til å svare på spørsmål. Han har alltid hatt en åpen dør og vært meget behjelpelig og tålmodig med å få meg til å forstå dynamiske analyser innen FEM-programmet PLAXIS 2D. Videre vil jeg takke **Steinar Nordal** for å ha fått meg interessert i fagfeltet geoteknikk og for å ha motivert meg gjennom hele semesteret.

Trondheim, 8. juni, 2015



Kunal Chadha

Sammendrag

Denne oppgaven tar for seg bruk av numeriske analyser med elementprogrammet PLAXIS 2D som er brukt til jordskjelvberegninger for tre ulike modeller. Hensikten er å undersøke hvordan dette korresponderer med Eurokode 8, NS-EN 1998-1.

Det er utført numeriske analyser for tre modeller med ulike typer jordprofil, hvor alle de tilhørende simuleringene er utført ved hjelp av PLAXIS 2D og EERA. For å vurdere samvirket mellom konstruksjon og jord blir det senere innsatt en stålkonstruksjon i samtlige modeller. Modellene skal bli utsatt for to tidshistorier som er generert og modellert av SIMQKE. Hensikten er å vurdere forsterkningseffekten, utføre en egenfrekvensanalyse av konstruksjonen og sammenligne resultater for skjærkreftene som oppstår i konstruksjonen fra PLAXIS 2D med beregninger produsert fra Eurokode 8.

Forsterkningsanalysen gjort av PLAXIS 2D og EERA viste seg å stemme godt overens. Ettersom EERA er et 1D program som forutsetter horisontal jorddeling, ble et begrenset antall analyser utført. Egenfrekvensen til konstruksjonen ble, etter sammenligning med PLAXIS 2D, Eurokoden og det logaritmiske dekrement, konkludert til å være 2,4 Hz. Som forventet var verdiene for skjærkraftanalysen fra PLAXIS 2D lavere i verdi enn de beregningene utført av Eurokode 8. Dette er i hovedsak på grunn av at PLAXIS 2D er et FEM-program utviklet for to-dimensjonal analyse av deformasjon og stabilitet, mens Eurokoden, i forhold, benytter en relativt enkel fremgangsmåte. I det ene tilfellet hvor geometrien og lagdelingen ikke ble beskrevet av Eurokoden, ble det gjort egne antagelser, som viste seg å ikke være tilstrekkelige da standarden krever spesielle grunnundersøkelser for å kunne definere den seismiske påvirkningen.

Abstract

This paper examines the use of numerical analyzes in earthquake calculations, by using the finite element program PLAXIS 2D. The purpose is to examine how this corresponds with Eurocode 8, NS-EN 1998-1.

The numerical analyzes considers three models with different soil profiles, where all of the related assays are performed by using PLAXIS 2D and EERA. To evaluate the soil-structure interaction, there will later be inserted a steel structure in all the models. The different models will be subjected to two ground motions generated by SIMQKE. The purpose is to evaluate the amplification of the shear waves, perform a frequency analysis of the structure and compare the results for the shear force that occur at the top of the rigid basement in PLAXIS 2D with the estimates done by the use of Eurocode 8.

The amplification analysis done by PLAXIS 2D and EERA proved to be consistent. As EERA is a 1D program that requires horizontal soil-layering, a limited amount of analysis were performed. By comparing the results obtained from PLAXIS 2D, Eurocode 8 and the logarithmic decrement, the natural frequency of the structure was calculated to be 2,4 Hz. As expected, the values for the shear force obtained from PLAXIS 2D were lower in value compared with the calculations performed by Eurocode 8. This is mainly because PLAXIS 2D is a FEM-program designed for two-dimensional analysis of deformation and stability, while the Eurocode, in comparison, uses a relative simple method. In the one case where the geometry and soil-layering differed from that which is explained in the Eurocode, own assumptions were made. These assumptions turned out to insufficient when considering that the Eurocode requires special soil surveys in order to determine the seismic impact.

Innhold

Forord	I
Sammendrag	III
Abstract	V
1 Innledning	1
1.1 Problemstilling	1
1.2 Oppbygging av rapporten	2
2 Analysemetoder	3
2.1 Mohr-Coulomb	3
2.2 Elementmetoden	4
2.3 PLAXIS 2D	7
2.4 EERA - Equivalent-linear Earthquake Response Analysis	12
2.5 SIMQKE - A Program for Artificial Motion Generation	16
3 Geodynamikk	21
3.1 Seismiske bølger	21
3.2 Demping	23
3.3 Jordskjelveksitasjon	25
3.4 Elastisk responspektrum	25
3.5 Elastisk design spektrum	27
3.6 Eurokode 8 - Responspektrum	28
3.7 Skjærmodul	38
3.8 Forsterkningsfaktor for et dempet jordlag	40
4 Fremgangsmetode	43
4.1 Modeller	43
4.2 Randbetingelser	46

4.3	Parametre	47
4.4	Jordskjelv	52
4.5	Eurokode 8	56
5	Resultater	57
5.1	Forsterkningsanalyse-EERA	58
5.1.1	Modell 1	58
5.1.2	Modell 2	59
5.2	PLAXIS 2D	60
5.2.1	Modell 1	62
5.2.2	Modell 2	64
5.2.3	Modell 1 med konstruksjon	66
5.2.4	Modell 2 med konstruksjon	69
5.3	Skjærkraft ved toppen av stiv kjeller	74
5.3.1	PLAXIS 2D	74
5.3.2	Eurokode 8	75
6	Diskusjon og konklusjon	87
6.1	Forsterkningsanalyse	87
6.2	Egenfrekvensanalyse	89
6.3	Skjærkraftanalyse	91
7	Videre arbeid	97
	Bibliografi	98
	Vedlegg	102

Figurer

2.1	Bruddkriterie, Coulomb (Illustrert av Kunal Chadha)	4
2.2	Element med 15 noder som er vanlig å bruke i Plaxis 2D (Lysark fra TBA 4116, NTNU)	5
2.3	Et grovt nett med elementer for en lagdelt jordmodell. Triangulært element og frihetsgrader er forstørret	5
2.4	Tidsdiskretisering (PLAXIS 2D)	7
2.5	Spenning-tøynings relasjon for et drenert triaksforsøk (PLAXIS 2D Manual 2015)	9
2.6	Definisjon av E_{50}^{ref} og E_{ur}^{ref} for et drenert triaksforsøk (PLAXIS 2D Manual 2015)	9
2.7	Reduksjonskurve for sekant- og tangent-skjærmodul (PLAXIS Manual 2015)	11
2.8	Iterasjonsprosedyre implementert i EERA (EERA Manual)	13
2.9	Terminologi for jordskjelvsrespons for lagdelt jord (EERA Manual)	14
2.10	Kommandovindu for EERA (Hentet fra EXCEL)	15
2.11	Eksempel på et horisontalt elastisk responsspektrum generert av SIMQKE	17
2.12	Input parametere i SIMQKE for generering av et kunstig jordskjelv	18
2.13	Eksempel på en tidshistorie for et jordskjelv generert av SIMQKE	19
3.1	Bølgeforplantning for: (a) p-bølge; (b) SV-bølge (Kramer 1996)	22
3.2	Bølgeforplantning for: (a) Rayleigh-bølge; (b) Love-bølge (Kramer 1996)	22
3.3	Kelvin-Voigt-materiale utsatt for horisontal skjærkraft (Illustrert av Kunal Chadha)	23
3.4	Sammenheng mellom demping, ξ og dissipert energi, ΔW (Illustrert av Kunal Chadha)	24
3.5	Form på et horisontalt elastisk responsspektrum (NS-EN 1998-1, figur 3.1)	32

3.6	Anbefalte elastiske responsspektre for grunntype $A - E$. (NS-EN 1998-1, figur NA.3(903))	33
3.7	Elastisk responspektrum for forskyvning (NS-EN 1998-1, figur A.1)	35
3.8	Dimensjonerende spektrum for ulike konstruksjonsfaktorer, q	37
3.9	Tangent-skjærmodul, G_{tan} og sekant-skjærmodul, G_{sec} (Illustrert av Kunal Chadha)	38
3.10	Backbone-curve som viser hvordan G_{sec} varierer med skjærtøyning (Kramer 1996)	39
3.11	Lineært elastisk jordlag som hviler på en uendelig stiv fjellgrunn (Illustrert av Kunal Chadha)	40
3.12	Forsterkningsfaktor ved ulike dempingskoeffisienter, hvor $kH = \omega/v_s$ (Kramer 1996)	41
3.13	Bølgeform ved de tre første egenfrekvensene ($n=1, 2$ og 3) (Illustrert av Kunal Chadha)	42
4.1	Geometri for Modell 1	44
4.2	Geometri for Modell 1 med konstruksjon	44
4.3	Geometri for Modell 2	45
4.4	Geometri for Modell 2 med konstruksjon	45
4.5	Geometri for Modell 3	46
4.6	Randbetingelser	47
4.7	Reduksjonskurve for det øvre stive leirlaget	49
4.8	Reduksjonskurve for det nedre bløte leirlaget	50
4.9	Dempingskurve for det nedre bløte leirlaget	50
4.10	Dempingskurve for det nedre bløte leirlaget	51
4.11	Frekvens mot demping for fjell-laget	52
4.12	Tidshistorie 1, EQ_1	53
4.13	Tidshistorie 2, EQ_2	54
4.14	Elastisk responspektrum for Tidshistorie 1 og 2	55
4.15	Dimensjonerende spektrum for Tidshistorie 1 og 2	55
5.1	Forsterkningsfaktor fra EERA for Modell 1 utsatt for EQ_1	58
5.2	Forsterkningsfaktor fra EERA for Modell 1 utsatt for EQ_2	59
5.3	Forsterkningsfaktor fra EERA for Modell 2 utsatt for EQ_1	59
5.4	Forsterkningsfaktor fra EERA for Modell 2 utsatt for EQ_2	60
5.5	Modell 1 generert av PLAXIS 2D	62
5.6	Svingemønster for Modell 1 utsatt for EQ_1	62
5.7	Svingemønster for Modell 1 utsatt for EQ_2	62
5.8	Dynamisk tid mot a_x for Modell 1 utsatt for EQ_1	63
5.9	Dynamisk tid mot a_x for Modell 1 utsatt for EQ_2	63
5.10	Modell 2 generert av PLAXIS 2D	64

5.11	Svingemønster for Modell 2 utsatt for EQ_1	64
5.12	Svingemønster for Modell 2 utsatt for EQ_2	64
5.13	Dynamisk tid mot a_x for Modell 2 utsatt for EQ_1	65
5.14	Dynamisk tid mot a_x for Modell 2 utsatt for EQ_2	65
5.15	Modell 1 med konstruksjon generert av PLAXIS 2D	66
5.16	Svingemønster for Modell 1 med konstruksjon utsatt for EQ_1 .	66
5.17	Svingemønster for Modell 1 med konstruksjon utsatt for EQ_2 .	66
5.18	Dynamisk tid mot a_x for Modell 1 med konstruksjon utsatt for EQ_1	67
5.19	Dynamisk tid mot a_x for Modell 1 med konstruksjon utsatt for EQ_2	67
5.20	Eigenfrekvensanalyse for stålkonstruksjon	68
5.21	Eigenfrekvensanalyse for stålkonstruksjon	68
5.22	Eigenfrekvensanalyse for stålkonstruksjon	69
5.23	Modell 2 med stålkonstruksjon generert av PLAXIS 2D	69
5.24	Svingemønster for Modell 2 med stålkonstruksjon utsatt for EQ_1	70
5.25	Svingemønster for Modell 2 med stålkonstruksjon utsatt for EQ_2	70
5.26	Dynamisk tid mot a_x for Modell 2 med stålkonstruksjon utsatt for EQ_1	70
5.27	Dynamisk tid mot a_x for Modell 2 med stålkonstruksjon utsatt for EQ_2	71
5.28	Modell 3 generert av PLAXIS 2D	71
5.29	Svingemønster for Modell 3 utsatt for EQ_1	72
5.30	Svingemønster for Modell 3 utsatt for EQ_2	72
5.31	Dynamisk tid mot a_x for Modell 3 utsatt for EQ_1	73
5.32	Dynamisk tid mot a_x for Modell 3 utsatt for EQ_2	73
5.33	Skjærkraft-diagram fra PLAXIS 2D	74
5.34	Elastisk responspektrum for Modell 2 med konstruksjon . . .	81
5.35	Dimensjonerende spektrum for Modell 2 med konstruksjon . .	81
5.36	Elastisk responspektrum for Modell 3	83
5.37	Dimensjonerende spektrum for Modell 3	84
6.1	Logaritmisk dekrement	90

Tabeller

2.1	Parametere ved bruk av Hardening soil model (PLAXIS Manual 2015)	10
2.2	Parametere ved bruk av Hardening soil model with small-strain stiffness (PLAXIS Manual 2015)	11
3.1	Verdier for seismisk faktor, γ_1 , avhengig av seismisk klasse (NS-EN 1998-1, NA.4(901))	31
3.2	Verdier for parametere som beskriver de anbefalte elastiske responspekterene i Norge (NS-EN 1998-1, Tabell NA.3.3)	32
3.3	Verdier for parametere som beskriver det vertikale elastiske responspektret (NS-EN 1998-1, tabell NA.3.4)	34
3.4	Verdier for parametere som beskriver det elastiske responspektret for forskyvning i Norge (NS-EN 1998-1, tabell A.1)	35
4.1	Parametere-verdier for det stive- og bløte jordlaget	47
4.2	Materialegenskaper for fjell-lignende lag	48
4.3	Materialegenskaper for elastisk anker	48
4.4	Materialegenskaper for konstruksjon (PLAXIS Manual 2015)	48
4.5	Klassifikasjon og informasjon for EQ_1 og EQ_2	52
4.6	Klassifikasjon og verdier for EQ_1 og EQ_2	53
5.1	Forsterkningsfaktor For Modell 1 og 2 fra EERA	60
5.2	Antall elementer og noder for modellene	60
5.3	<i>Staged Construction</i> for Modell 1 og 2	61
5.4	<i>Staged Construction</i> for Modell 1 og 2 med konstruksjon og Modell 3	61
5.5	Analysetid	61
5.6	Skjærkraft, F_b , for Modell 1 med konstruksjon . Fra PLAXIS 2D	74
5.7	Skjærkraft, F_b , for Modell 2 med konstruksjon . Fra PLAXIS 2D	75

5.8	Skjærkraft, F_b , for Modell 3 . Fra PLAXIS 2D	75
5.9	Fordeling av de horisontale kreftene, F_x , for Modell 1 med konstruksjon	79
5.10	Normalisering av EQ_1 , EQ_2 og EQ_3	80
5.11	Parameterverdier for $S_d(t)$. Beregnet fra PLAXIS 2D og EXCEL	82
5.12	Fordeling av de horisontale kreftene, F_x , for Modell 2 med konstruksjon	82
5.13	Parameterverdier for $S_d(t)$. Beregnet fra PLAXIS 2D og EXCEL	84
5.14	Fordeling av de horisontale kreftene, F_x , for Modell 3	85
6.1	Forsterkningsfaktor for Modell 1	88
6.2	Forsterkningsfaktor for Modell 2	89
6.3	Egenfrekvens for stålkonstruksjon	91
6.4	Skjærkraft, F_b , for Modell 1 med konstruksjon	91
6.5	Skjærkraft, F_b , for Modell 2 med konstruksjon	92
6.6	Skjærkraft, F_b , for Modell 3	92
6.7	Forhold mellom resultatene fra PLAXIS 2D og Eurokoden	92
6.8	Fordeling av horisontale krefter, F_x	94

Nomenclature

α	Rayleigh koeffisient
β	Nedre grenseverdien for det horisonttale dimensjonerende spekteret
β	Rayleigh koeffisient - Kapittel 4
$\ddot{u}(t)$	Akselerasjon
δ	Logaritmisk dekkrement
δ_t	Tidsdiskretisering
$\dot{u}(t)$	Hastighet
η	Modifikasjonsfaktor
γ	Skjærtøyning, Kapittel 3:Geodynamikk
γ	Tyndetetthet
γ_1	Seismisk klasse
ν	Poisson's ratio
ω	Vinkelfrekvens
ω_n	Den n'te vinkelfrekvensen
ϕ	Friksjonsvinkel
ψ	Dilatansvinkel
σ'_1	Største effektive hovedspenning
σ'_3	Minste effektive hovedspenning

τ_c	Skjærspenning, kritisk
C	Dempingsmatrise
K	Stivhetsmatrise
k	Stivhetsmatrise-element
M	Massematrise
N	Formfunksjon
R	Kraftvektor
r	Systemets forskyvningsvektor
S	Nodal kraft
u	Forskyvning mellom noder
v	Nodal forskyvning
ξ	Dempingskoeffisient
a	Attraksjon
a_{gR}	Referansespissverdien for berggrunnens akselerasjon
a_g	Berggrunnens akselerasjon
a_{vg}	Vertikal komponent av berggrunnens akselerasjon
c	Kohesjon
d_g	Dimensjonerende forskyvning av byggegrunnen
E_{50}	Triaksstivhet for primær pålastning
E_N	Bølgeamplitude i positiv z -retning
E_{oed}	Ødometerstivhet
E_{ur}	Triaksstivhet for pålastning/avlastning
EA	Aksialstivhet
EI	Bøyestivhet
f	Frekvens

F_b	Skjærkraft ved toppen av stiv kjeller eller fundamentnivå
F_N	Bølgeamplitude i negativ z -retning
f_n	Eigenfrekvens
f_s	Elastisk kraft
G	Skjærmodul
g	Gravitasjon
G_S	Sekantskjærmodul
k	Stivhet-element
$L_{element}$	Elementstørrelse
m	Masse
q	Konstruksjonsfaktor
r	Ruhet
R_{inter}	Interface, ruhet
S	Forsterkningsfaktor
S_A	Pseudo-akselerasjon
$S_{De}(T)$	Elastisk responsspektrum for forskyvning
S_D	Maksimal forskyvning
$S_d(T)$	Dimensjonerende responsspektrum
$S_e(T)$	Elastisk responsspektrum
$S_{ve}(T)$	Vertikalt elastisk responsspektrum
S_V	Pseudo-hastighet
T	Svingeperiode
T_1	Første egensvingeperiode
T_B	Svingeperioden for et lineært-elastisk system med én frihetsgrad
T_C	Øvre grenseverdien av området med konstant spektralakselerasjon

T_D	Verdien som definerer begynnelsen på spekterets område for konstant forskyvning
T_d	Dempet egensvingeperiode
T_e	Udempet egensvingeperiode
T_n	Den n'te svingeperioden
$u(t)$	Forskyvning
u_0	Maksimal elastisk forskyvning
$u_g(t)$	Forskyvning, grunn
$u_t(t)$	Forskyvning, total
V	Grunnhastighet
$v_{s,30}$	Gjennomsnittlig skjærbølgehastighet
v_s	Skjærbølgehastighet
W	Vekt
z	Dybde

Forkortelser

PGA

Pseudo-statisk akselerasjon

DOF

Frihetsgrad

SDOF

En-frihetsgradssystem

LE

Lineær elastisk

MC

Mohr-Coulomb

HS

Hardening soil model

HSsmall

Hardening soil small strain model

DCL

Duktilitetsklasse lav

DCM

Duktilitetsklasse medium

DCH

Duktilitetsklasse høy

EC8

Eurokode 8, NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014

1 | Innledning

Jordskjelv i Norge har tidligere vært et tema som ikke har blitt vurdert i like stor grad under dimensjonering av bygg, da det ikke er en reell fare. I Norge regnes Vestlandet og Nordsjøen som de mest aktive jordskjelvområdene. Det største registrerte skjelvet fant sted syd for Oslo i 1904, og var målt til å ha en styrke på 5,4 på Richters skala. I nyere tid har det blitt innført Eurokoder som gjør at alle bygg må dimensjoneres for ulike typer laster og jordskjelv. Eurokode 8 er det første offisielle regelverket innen prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Den består av seks deler hvor hver av delene tar for seg forskjellige typer konstruksjoner. Denne avhandlingen fokuserer på å bli bedre kjent med Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning, Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger. For å vurdere om beregningene fra Eurokoden stemmer overens med de krefter som oppstår i *virkeligheten*, skal disse sammenlignes med verdier generert av FEM-programmet PLAXIS 2D.

Det er totalt tre hovedmodeller som skal bli analysert av både PLAXIS 2D og Eurokoden. Videre skal modellene fra PLAXIS 2D verifiseres ved å benytte EERA, et EXCEL-integrert dataprogram utviklet for beregning av endimensjonal jordskjelv respons for lagdelt jord.

1.1 Problemstilling

I grundig samarbeid med veileder, Gudmund Eiksund, har problemstillingen for denne avhandlingen blitt satt til å bli kjent med Del 1 av Eurokode 8; Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger. Ved å benytte denne muligheten til å bli bedre kjent og studere Eurokoden, kan dette åpne nye muligheter i fremtidig jobb.

Avhandlingen skal ta for seg tre typer modeller modellert i PLAXIS 2D, hvor hver av modellene skal bli utsatt for to tidshistorier generert av SIMQKE; et pro-

gram som konstruerer syntetiske jordskjelv ved beskrivelse av et responspekter. Modellene skal vurdere ulike typer jordprofiler hvor geometrien varierer. Hensikten er å analysere bølgeforplantningen og den forsterkede effekten som oppstår ved å sammenligne beregninger fra PLAXIS 2D og EERA. Deretter skal det, for samtlige modeller, bli modellert inn et tre-etasjers bygg av stål med kjeller, hvor det skal utføres en egenfrekvensanalyse av konstruksjonen. Videre skal skjærkraften, F_b , som oppstår ved toppen av den stive kjelleren, vurderes opp mot Eurokode 8. Hensikten er å sammenligne resultater fra PLAXIS 2D med beregninger utført ved benyttelse av Eurokoden, og dessuten vurdere om det lønner seg med FEM-kalkulasjoner i tillegg til Eurokode-beregninger.

Analysene som skal utføres i denne rapporten kan beskrives av tre punkter:

- Forsterkningsanalyse
- Egenfrekvensanalyse av konstruksjon
- Skjærkraftanalyse

1.2 Oppbygging av rapporten

Masteroppgaven kan deles inn i to hoveddeler, hvor den første delen består av et litteraturstudium som beskriver nødvendig teori innen emnet. Teoridelen kan videre deles inn i to underdeler, hvor første del beskriver ulike analysemetoder innen geoteknikk (Kapittel 2), mens andre del kort tar for seg grunnleggende geodynamikk med fokus på seismiske bølger, bølgeforplantning og responspektere beskrevet av NS-EN 1998-1 (Kapittel 3). Videre tar den andre hoveddelen for seg fremgangsmetode og resultater fra de numeriske analysene utført av PLAXIS 2D, EERA og SIMQKE, samt resultater fra håndberegninger utført ved bruk av Eurokode 8 (Kapittel 4, 5 og 6). Mot slutten av avhandlingen finnes bibliografi og vedlegg.

- Kapittel 2: Analysemetoder
- Kapittel 3: Geodynamikk
- Kapittel 4: Fremgangsmetode
- Kapittel 5: Resultater
- Kapittel 6: Diskusjon og konklusjon
- Kapittel 7: Videre arbeid

2 | Analysemetoder

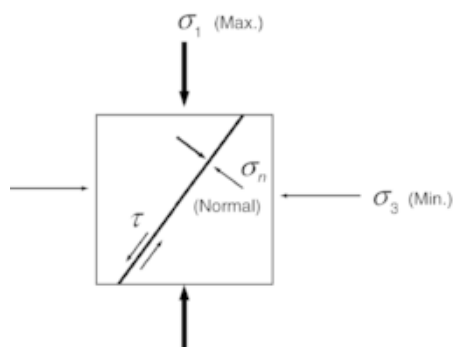
Dette kapitlet tar for seg ulike analysemetoder innen jordskjelvdimensjonering. Først gis det en innføring i Mohr-Coulomb materialmodell, deretter en innføring av teorien bak beregninger innen Elementmetoden og avslutningsvis vil det være en beskrivelse av elementmetodeprogrammet PLAXIS 2D, jordskjelv-responsanalyse programmet EERA og SIMQKE.

2.1 Mohr-Coulomb

Coulomb (1736-1806) regnes som den første som studerte oppførselen til jord ved maksimal tillatt spenning, altså ved brudd. Coulomb antok at jord kunne sees på som et fast og homogent materiale som kunne deles opp i mindre blokker ved dannelse av sprekker. Disse blokkene ville begynne og skli i forhold til hverandre og brudd ville oppstå dersom kreftene langs bruddplanet er større enn kohesjonskreftene som virker langs det samme bruddplanet (Schofield & Wroth 1968). For å få sin teori til å stemme bedre overens med resultater fra forskjellige forsøk og eksperimenter, foreslo Coulomb at friksjonen grunnet normalkraften langs bruddplanet også skulle taes med i tillegg til motstanden fra kohesjonen (Yu 2002). Skjærkraften, τ , langs bruddflaten er gitt ved:

$$\tau \leq c + \sigma' \cdot \tan \phi \quad (2.1)$$

hvor c er kohesjonen, σ' er effektivspenningen som virker normalt på bruddflaten og ϕ er friksjonsvinkelen. Se Figur 1.1.

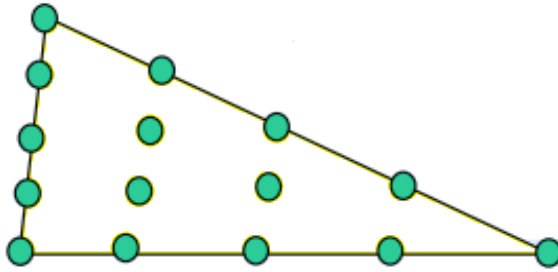


Figur 2.1: Bruddkriterie, Coulomb (Illustrert av Kunal Chadha)

Otto Mohr (1835-1918) er kjent for å ha kommet med et mer bredere og komplett studie av styrken til materialer. Antagelsen om at maksimal skjærspenning er eneste mål på kommende svikt er sentral i Mohrs bruddkriterium, som bygger videre på Coulomb sitt arbeid fra 1700-tallet - derav navnet Mohr-Coulomb. Siden Mohr-Coulomb materialmodell oppfører seg elastisk under bruddgrensen og får en plastisk oppførsel ved overskridelse av denne grensen, blir modellen kalt for lineær elastisk perfekt-plastisk.

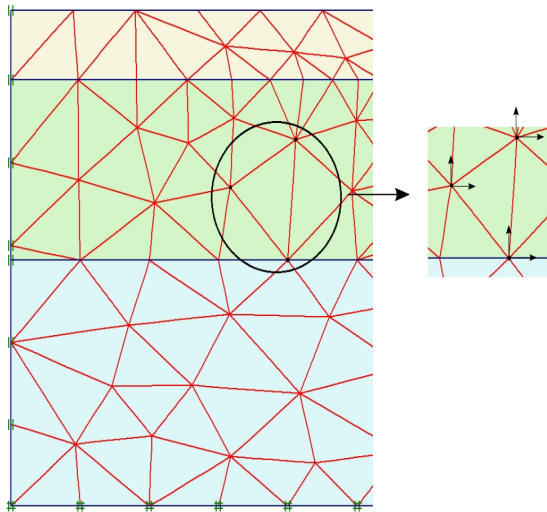
2.2 Elementmetoden

Elementmetoden (Finite Element Method-FEM) er en numerisk metode utviklet på 1950-tallet. Metoden benytter prinsippet om *virtuelt arbeid* som kan løse ulike problemer så lenge de lar seg beskrive av partielle differensialligninger eller integralligninger (Store Norske Leksikon). FEM deler en struktur inn i flere elementer som kobles sammen ved nodene, se Figur 1.6.



Figur 2.2: Element med 15 noder som er vanlig å bruke i Plaxis 2D (Lysark fra TBA 4116, NTNU)

Hver av nodene har et endelig antall frihetsgrader (DOFs-*degree of freedom*), hvor antallet er, blant annet, avhengig av størrelsen på problemet. En frihetsgrad er en ukjent verdi, ofte en nodal forskyvning.



Figur 2.3: Et grovt nett med elementer for en lagdelt jordmodell. Triangulært element og frihetsgrader er forstørret

For å kunne koble sammen elementer i et system, må det være en sammenheng mellom nodal kraft og forskyvning. Sammenhengen er vist i ligning 2.2.

$$\mathbf{S} = \mathbf{k} \cdot \mathbf{v}^* \quad (2.2)$$

*Matriseform

Hvor \mathbf{S} er gitt som nodal kraft, \mathbf{v} er nodal forskyvning og \mathbf{k} er *stivhetsmatrisen*. Denne matrisen inneholder informasjon om elementets bidrag til systemets totale stivhet, som beskriver strukturens eller konstruksjonens motstand til bevegelse eller forflytning (Zienkiewicz and Taylor). Eksterne krefter som virker på systemet er samlet sammen i en kraftvektor, \mathbf{R} , som er relatert til den nodale kraft, \mathbf{S} , ved følgende uttrykk:

$$\mathbf{R} = \sum_{i=1}^m \mathbf{g}^i \mathbf{S}^i = \sum_{i=1}^m \mathbf{g}^i \mathbf{k}^i \mathbf{v}^i = \left(\sum_{i=1}^m \mathbf{g}^i \mathbf{k}^i \mathbf{a}^i \right) \mathbf{r} = \mathbf{K} \cdot \mathbf{r} \quad (2.3)$$

Hvor i betegner elementnummeret mens m er totalt antall elementer. Matrisen \mathbf{g} beskriver hvor stor del av den totale eksterne kraften, \mathbf{R} , som går inn i hver nodale kraft, \mathbf{S} . \mathbf{K} er systemets stivhetsmatrise og \mathbf{r} ($\mathbf{v} \cdot \mathbf{a}$) er forskyvningsvektoren til systemet. Ligning 2.4 viser at formen på forskyvningen mellom nodene, \mathbf{u} , er en funksjon av formfunksjonen, \mathbf{N} , og den nodale forskyvningen, \mathbf{v} .

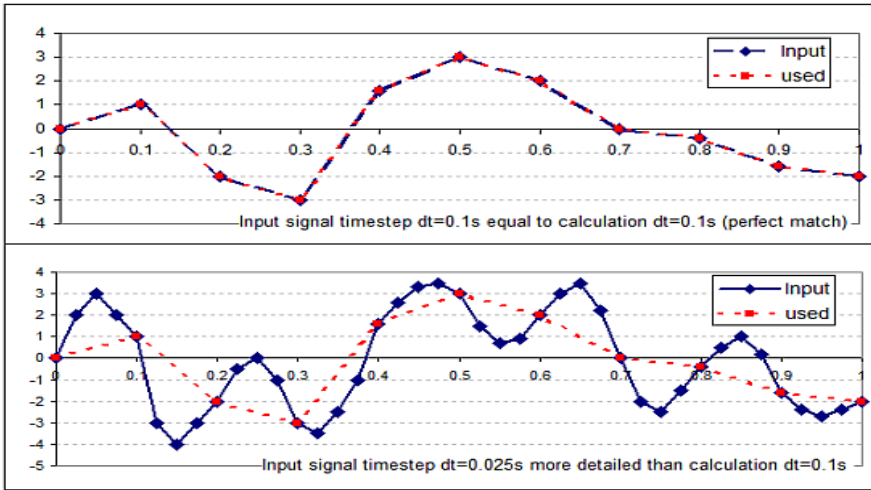
$$\mathbf{u} = \mathbf{N} \cdot \mathbf{v} \quad (2.4)$$

Forskyvningen mellom nodene blir beregnet ved interpolasjon og graden av nøyaktighet har en direkte sammenheng med hvor mange elementer som benyttes.

For å oppnå korrekt tilnærming av en dynamisk analyse, er det viktig å vurdere tidsdiskretisering. Et tilstrekkelig antall tidssteg er nødvendig for å sørge for at et dynamisk signal blir håndtert på riktig måte. En situasjon hvor antall tidssteg er optimalt blir kalt for kritisk tidssteg (*critical time step*). I følge S.K. Haigh, B. Ghosh og S.P.G. Madabhushi er dette tidssteget avhengig av grovheten til valgt nett med elementer og frekvensen til det dynamiske signalet. Ligning 2.5 viser en generell regel for hvordan et slikt tidssteg kan beregnes.

$$\delta t \leq \frac{L_{element}}{v_s} \quad (2.5)$$

Hvor $L_{element}$ er elementstørrelsen til det minste elementet og v_s er skjærbølgehastighet. Hvis en tidshistorie vurderes som et dynamisk signal, som består av flere frekvenser, er det den høyeste frekvensen som er av interesse når det skal bestemmes riktig tidsdiskretisering. Figur 2.4 viser to eksempler på tidsdiskretisering gjort i PLAXIS 2D. Den øverste viser en perfekt tilnærming mens den nederste viser en litt for grov tilnærming.



Figur 2.4: Tidsdiskretisering (PLAXIS 2D)

2.3 PLAXIS 2D

PLAXIS 2D er et FEM program utviklet for to-dimensjonal analyse av deformasjon og stabilitet innen geoteknikk. I likhet med andre FEM programmer er ikke metoden eksakt, men ved å benytte et finere nett med elementer kan feilen reduseres.

Den mekaniske oppførselen til ulike jordtyper kan modelleres ved forskjellige grader av nøyaktighet. Integrert i PLAXIS 2D finnes det totalt åtte typer modeller. *Linear Elastic Model* eller Lineær Elastisk modell (LE), som er basert på Hookes lov, blir ansett som den enkleste modellen da den kun er definert av to parametere; Youngs modul, E , og Poisson-tallet, ν . LE er ikke egnet til å modellere jord, da den blir litt for grov, men benyttes ofte til å modellere stive konstruksjoner som for eksempel betongvegger. Videre kan en benytte seg av en lineær-elastisk perfekt-plastisk Mohr-Coulomb modell (MC) som består av ytterligere tre parametere enn den lineær elastiske modellen; friksjonsvinkel, ϕ , kohesjon, c , og dilatansvinkel, ψ . Da Mohr-Coulomb er en relativt enkel og rask modell (kort simuleringstid), benyttes den ofte for å først undersøke om problemet er modellert riktig, og for å få et inntrykk av størrelsen på forventet setning.

De to modellene diskutert over er klassifisert som relativt forenklede modeller da de krever beskrivelse av få parametere, og nøyaktigheten av simuleringene

kan diskuteres. *Hardening Soil model* (HS) og *Hardening Soil model with small strain stiffness* (HSsmall) er to mer avanserte modeller som brukes for å simulere jordens oppførsel, og som vil bli presentert i de neste avsnittene.

Hardening Soil model (HS)

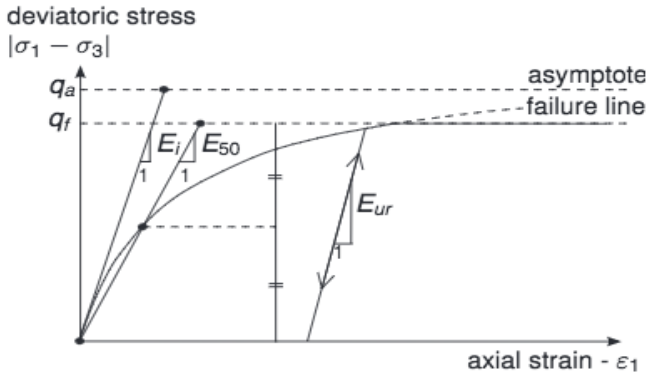
Hardening Soil modellen er en avansert modell som benyttes for å simulere oppførselen til forskjellig jordtyper, både bløte og faste. I likhet med Mohr-Coulomb er ulike spenningstilstander beskrevet av friksjonsvinkelen, ϕ , kohesjonen, c , og dilatansvinkelen, ψ . Stivheten til jorden er derimot vurdert mer presist ved at PLAXIS 2D definerer stivheten ved tre uavhengige stivhetsparametere; triaksstivhet for primær pålastning, E_{50} , triaksstivhet for pålastning/avlastning, E_{ur} , og ødometerstivheten, E_{oed} . Figur 2.5 og 2.6 viser hvordan stivhetsparameterene kan utledes fra spenning-tøynings relasjonen, gitt fra en triaxial test. Ligningene 2.6-2.8 viser sammenhengen mellom de ulike stivhetene og en gitt spenningstilstand, samt relasjonen til en referansespenning, normalt satt til 100 kPa .

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma'_3 + a}{p_{ref} + a} \right)^m \quad (2.6)$$

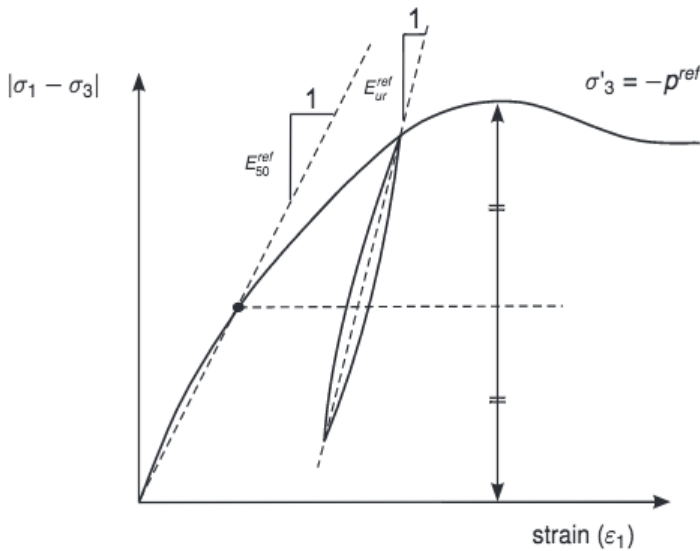
$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma'_3 + a}{p_{ref} + a} \right)^m \quad (2.7)$$

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma'_1 + a}{p_{ref} + a} \right)^m \quad (2.8)$$

Hvor indeksen m er normalt satt lik 1 for leire og 0,5 for sand, p_{ref} er lik 100 kPa og a er attraksjonen. E_{50} og E_{ur} er en funksjon av σ'_3 , mens E_{oed} er avhengig av σ'_1 , som kan sees av ligningene over.



Figur 2.5: Spenning-tøynings relasjon for et drenert triaksforsøk (PLAXIS 2D Manual 2015)



Figur 2.6: Definisjon av E_{50}^{ref} og E_{ur}^{ref} for et drenert triaksforsøk (PLAXIS 2D Manual 2015)

Ulikt Mohr-Coulomb, tar HS også hensyn til at stivheten øker ved økende spenning. I tillegg til parameterne beskrevet over, er in-situ spenningstilstanden til jorden essensiell for bestemmelsen av materialoppførselen. Parameterene som

krever beskrivelse for å kunne bruke HS i PLAXIS 2D er gitt av Tabell 2.1.

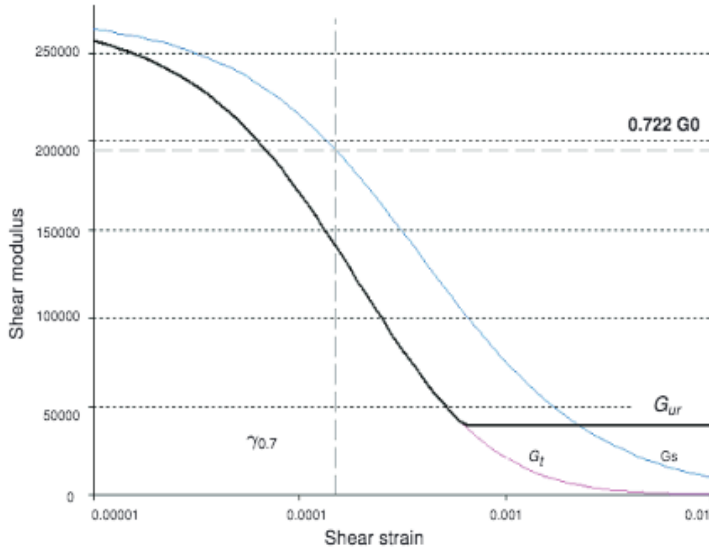
Parameter	Beskrivelse
c	Kohesjon
ϕ	Friskjonsvinkel
ψ	Dilatansvinkel
E_{50}^{ref}	Sekantstivhet for et drenert triaksforsøk
E_{oed}^{ref}	Tangentstivhet for et ødometerforsøk
E_{ur}^{ref}	Avlastning-/pålastningsstivhet
m	SpenningsekspONENT
ν_{ur}	Poisson-tallet for avlastning/pålastning (standard: $\nu_{ur}=0,2$)
p_{ref}	Referansespenning for stivhet (standard: $p_{ref} = 100$ kPa)
K_0^{nc}	Hviletrykkskoeffisient (standard: $K_0^{nc}=1-\sin \phi$)

Tabell 2.1: Parametere ved bruk av *Hardening soil model* (PLAXIS Manual 2015)

Hardening Soil model with small-strain stiffness (HSsmall)

Hardening Soil model with small - strain stiffness (HSsmall) er en videreføring av den overnevnte *Hardening soil* modellen, ved at det tas hensyn til økt materialstivhet ved små tøyninger. Stivheten varierer ikke-lineært med tøyningen og ved lave tøyningsnivåer opplever de fleste materialer en økning i stivhet enn ved tilsvarende høyere tøyning.

I tillegg til parameterne gitt av Tabell 2.1, defineres HSsmall av ytterligere to stivehetsparametere; G_0^{ref} og $\gamma_{0.7} \cdot G_0^{ref}$ blir definert som skjærmodulen ved veldig lav tøyning, altså ved $\varepsilon < 10^{-6}$, mens $\gamma_{0.7}$ er gitt som tøyingsnivået hvor sekant skjærmodulen, G_S , har blitt redusert til $0,772G_0$, se Figur 2.7. En annen viktig egenskap er at HSsmall innfører hysteressedemping for materialet. Tabell 2.2 viser hvilke parametere som kreves av PLAXIS 2D ved bruk av HSsmall materialmodell.



Figur 2.7: Reduksjonskurve for sekant- og tangent-skjærmodul (PLAXIS Manual 2015)

Parameter	Beskrivelse
c	Kohesjon
ϕ	Friskjonsvinkel
ψ	Dilatansvinkel
E_{50}^{ref}	Sekantstivhet for et drenert triaksforsøk
E_{oed}^{ref}	Tangentstivhet for et ødometerforsøk
E_{ur}^{ref}	Avlastning-/pålastningsstivhet
m	Spenningssekspont
G_0^{ref}	Skjærmodulen ved $\varepsilon < 10^{-6}$
$\gamma_{0.7}$	Tøyingsnivået hvor $G_S = 0,772G_0$
ν_{ur}	Poisson-tallet for avlastning-pålastning (standard: $\nu_{ur}=0,2$)
p_{ref}	Referansespenning for stivhet (standard: $p_{ref} = 100$ kPa)
K_0^{nc}	Hviletrykkskoeffisient (standard: $K_0^{nc}=1-\sin \phi$)

Tabell 2.2: Parametere ved bruk av Hardening soil model with small-strain stiffness (PLAXIS Manual 2015)

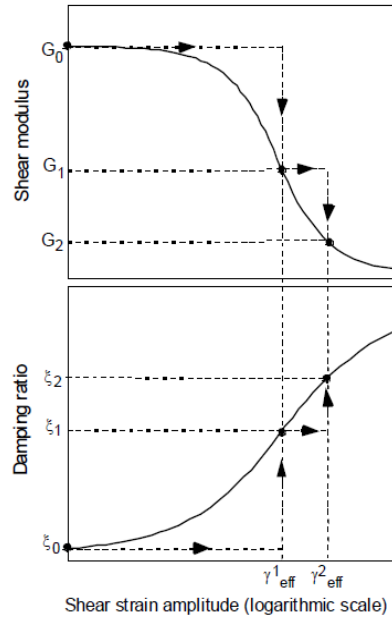
2.4 EERA - Equivalent-linear Earthquake Response Analysis

EERA er et dataprogram som ble utviklet i 1998 for beregning av en-dimensjonal, lineær-equivalent jordskjelvrespons for lagdelt jord. EERA er integrert i Microsoft Excel som et regneark, og er basert på samme grunnleggende konsepter som programmet SHAKE.

EERA benytter seg av iterasjon for å bestemme verdier for skjærmodulen, G , og dempingen, ξ , for hvert lag. Fra de initielle verdiene for skjærmodulen og dempingen, beregnes responsen for bakken samt en tidshistorieanalyse for skjærtøyningene i hvert lag. Fra den utregnede responsen kan den effektive skjærtøyningen, γ_{eff} , bestemmes. γ_{eff} er funnet til å variere mellom 50 og 70% av den maksimale skjærtøyningen, og kan utledes ved ligning 2.9 (Kramer 1996).

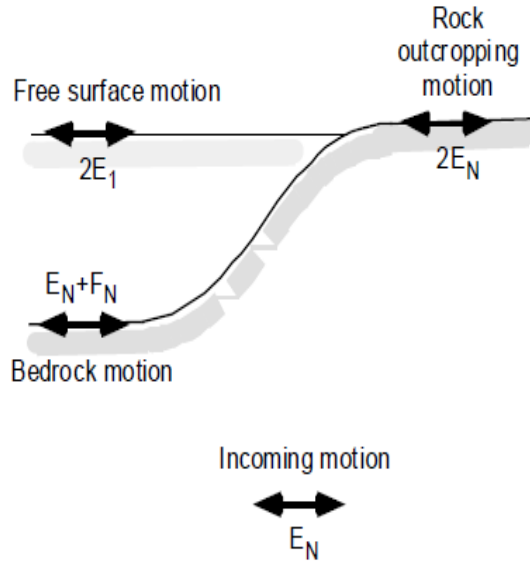
$$\gamma_{eff} = R_{\gamma}\gamma_{max} \quad (2.9)$$

Hvor R_{γ} er en faktor som er avhengig av størrelsen på jordskjelvet. Fra den effektive skjærtøyningen blir nye verdier for G og ξ bestemt for den neste iterasjonen. Denne iterasjonsprosedyren blir gjentatt helt til differansen mellom skjærmodulen og dempingen er innenfor en forhåndsbestemt grense, se Figur 2.8.



Figur 2.8: Iterasjonsprosedyre implementert i EERA (EERA Manual)

Figur 2.9 definerer fire terminologier innen beregning av jordskjelvrespons for lagdelt jord. *Incoming motion*, eller innkommende bevegelse, er betegnelsen for de innkommende skjærbølgene forårsaket av et jordskjelv. Bevegelsen som bunnen av et jordlag opplever blir betegnet som *Bedrock motion*, mens *Free surface motion* er bevegelsen ved fri overflate. *Rock outcropping motion* gjelder tilfellet hvor fjellgrunnen er eksponert ved fri overflate.



Figur 2.9: Terminologi for jordskjelvrespons for lagdelt jord (EERA Manual)

Som vist av Figur 2.9, har en innkommende skjærbølge (vertikalt oppadrettet partikkelbevegelse) en amplitude på E_N gjennom fast fjell. Ved *Bedrock motion* er den totale amplituden gitt som summen av amplitudene for bølgene som beveger seg i positiv (E_N) og negativ (F_N) z -retning; $E_N + F_N$. Siden det ikke er noe skjærspenning ved fri overflate vil $E_N = F_N$, som tilsier at amplituden for en bølge ved eksponert fjellgrunn vil være $E_N + E_N = 2E_N$. Transferfunksjonen (forsterkningen) mellom bevegelsen ved *Bedrock motion* og *Bedrock outcropping* er gitt i ligning 2.10.

$$A_{NN}(\omega) = \frac{2E_N}{E_N + F_N} \quad (2.10)$$

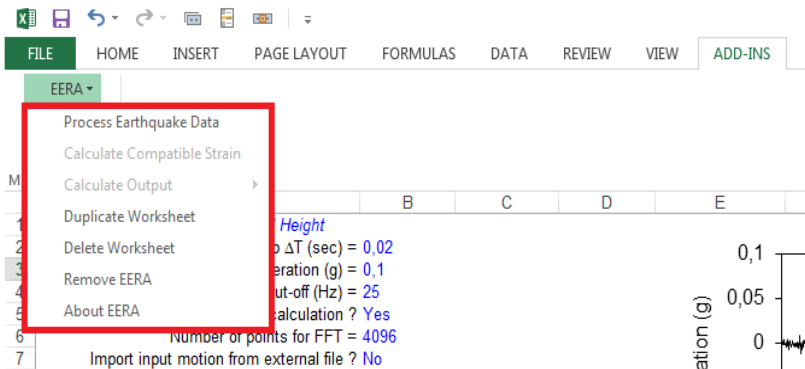
Ved å benytte seg av antagelsen at $E_1 = F_1 = 1$ ved fri overflate, blir transferfunksjonen mellom *Free surface motion* og *Rock outcropping motion* som vist i ligning 2.11.

$$A'_{1N}(\omega) = \frac{1}{E_N} \quad (2.11)$$

Program kommandoer

Som vist av Figur 2.10 finnes det i EERA en nedtrekksmeny med syv forskjellige kommandoer. De fire første kommandoene gjennomgås i det følgende.

1. *Process Earthquake Data* - Prosesserer data fra en tidshistorie for et jordskjelv (Ark *Earthquake*).
2. *Calculate Compatible Strain* - Leser jordprofiler, materialkurver og utfører de iterative kalkulasjonene (Ark *Iteration*).
3. *Calculate Output*
 - *Acceleration/Velocity/Displacement* - Kalkulere tidshistorie for akselerasjon, hastighet og forskyvning ved toppen av ulike jordlag (Ark *Acceleration*).
 - *Stress/Strain* - Kalkulere spenning og tøyning i mellom ulike jordlag (Ark *Strain*).
 - *Amplification* - Kalkulerer forsterkningsfaktor mellom to ulike jordlag (Ark *Ampli*).
 - *Fourier Spectrum* - Kalkulere Fourierspektrum av akselerasjonen ved toppen av et jordlag (Ark *Fourier*).
 - *Response Spectrum* - Kalkulerer alle de forskjellige respossspekterene ved toppen av et jordlag (Ark *Spectra*).
 - *All of the above* - Kalkulerer alt beskrevet ovenfor.
4. *Duplicate Worksheet* - Duplisere de selekterte arkene for å kunne definere nye materialkurver, profiler osv.



Figur 2.10: Kommandovindu for EERA (Hentet fra EXCEL)

2.5 SIMQKE - A Program for Artificial Motion Generation

SIMQKE er et programvare som ble programmert i 1976 av Dario Gasparini og Erik Vanmarke, ved MIT (Massachusetts Institute of Technology). SIMQKE har spesielt fire egenskaper som gjør det nyttig innen dimensjonering mot jordskjelv:

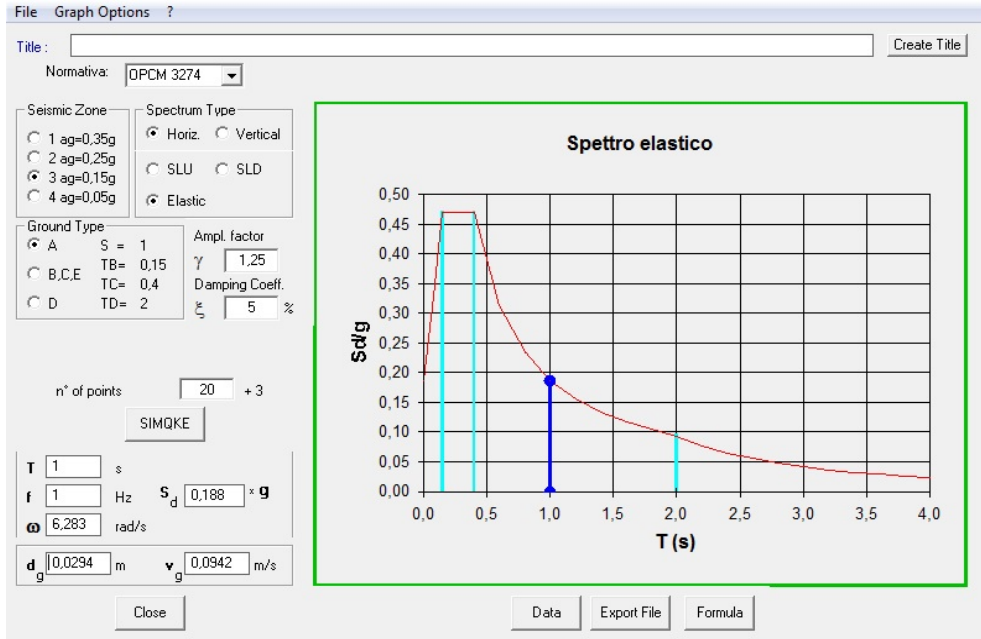
- Det konstruerer syntetiske jordskjelv ved å kopiere inn sinusformede datapunkter og komponenter ved tilfeldige fasevinkler, og deretter multiplisere dette med en fastsatt funksjon som representerer intensiteten av grunnakselerasjonen mot tid.
- Programmet beregner et effekttetthetsspektrum (power spectral density function) ved at det genereres statistisk uavhengige kunstige tidshistorier for et spesifisert kontinuerlig responspektrum.
- Grunnakselerasjonen skaleres automatisk for å sikre en endelig grunnhastighet, V , lik null.
- Med en gitt tidshistorie, kan programmet konstruere et responspektrum.

Parametere

Da den engelske versjonen krever lisens, stammer versjonen brukt i denne avhandlingen fra University of Brescia i Italia. For å kunne generere et jordskjelv behøver SIMQKE følgende verdier;

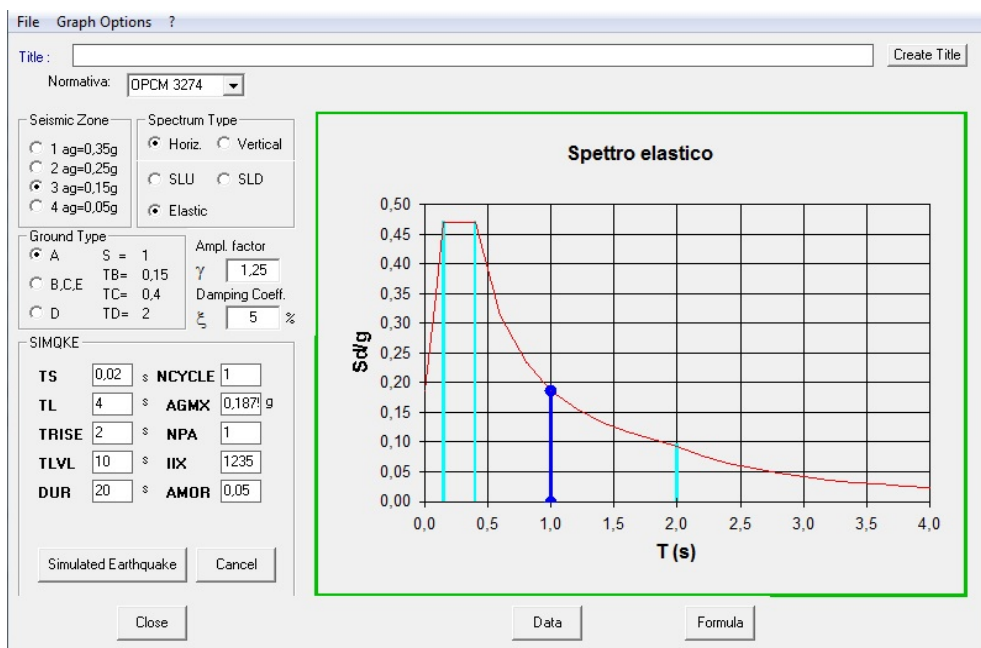
- *Seismic Zone* (Seismisk Sone) velges ut i fra hvor høy grunnakselerasjon, a_g , som skal betraktes i det aktuelle området. I følge SIMQKE kan det velges mellom fire forskjellige seismiske soner (1-4), hvor sone 1 tilsvarer en grunnakselerasjon på $a_g = 0,35g$, mens for sone 4 har grunnakselerasjonen en verdi på $a_g = 0,05g$. I Norge velges grunnakselerasjonen ut i fra sonekartene oppgitt i det nasjonale tillegget av NS-EN 1998-1.
- *Spectrum Type* (Spektrum Type) viser tre typer spektre; SLU (Ultimate Limit State design spectrum), SLD (Damage Limit State design spectrum) eller Elastisk. Disse spekterene kan enten basere seg på den horisontale (Horizontal) eller vertikale (Vertical) pseudo-akselerasjonen til systemet.
- Under *Ground Type* (Grunntype) kan det velges mellom grunntype *A-E*, alt ettersom hvilke type grunnforhold som er i fokus. Se avsnitt 3.6 – Horisontalt responspektrum.
- γ og ξ er henholdsvis forsterkningsfaktor og dempingsforhold.

- Videre kan det plottes inn verdier for enten frekvensen, f , perioden, T , eller vinkelfrekvensen, ω .



Figur 2.11: Eksempel på et horisontalt elastisk responsspektrum generert av SIMQKE

Med utgangspunkt i parameterne beskrevet ovenfor og ved å trykke på *SIMQKE*, som vist av Figur 2.11, åpnes det et nytt vindu med valg for nye parametere for selve tidshistorien til det kunstige skjelvet, se Figur 2.12.



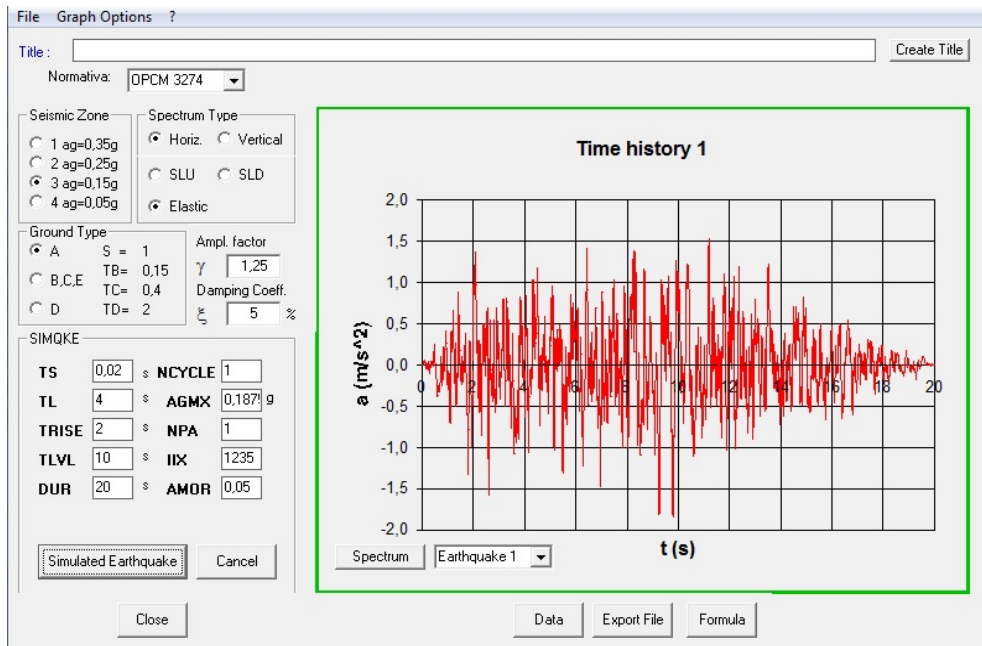
Figur 2.12: Input parametere i SIMQKE for generering av et kunstig jordskjelv

Hvor

- TS er den minste perioden til det ønskede responspekteret.
- TL er den største perioden til det ønskede repsonsspekteret.
- $TRISE$ er starten på den stasjonære delen av seismografen.
- $TLVL$ er varigheten på den stasjonære delen, minimum 10 sek.
- DUR er den totale varigheten for tidshistorien.
- $AGMX$ er den maksimale grunnakselerasjonen.
- NPA er antall kunstige jordskjelv som skal genereres.
- $AMOR$ er dempingsforholdet.

Ved å trykke på *Simulated Earthquake* (Figur 2.12) genereres responspekteret og tidshistorien for det kunstige skjelvet. Tilhørende data kan da enkelt

eksporteres til for eksempel EERA eller PLAXIS 2D (*Export File*). Figur 2.13 viser et eksempel på en tidshistorie generert av SIMQKE.



Figur 2.13: Eksempel på en tidshistorie for et jordskjelv generert av SIMQKE

3 | Geodynamikk

Dette kapittelet tar for seg samspillet mellom dynamikk og jord på en enkel og selektert måte. Først følger en introduksjon til seismisk bølgeforplantning og demping, etterfulgt av jordskjelveysitasjon og elastisk- og dimensjonerende responspektrum beskrevet i henhold til NS-EN 1998-1. Deretter følger en introduksjon av skjærmodul og forsterkningsfaktor.

3.1 Seismiske bølger

Når et jordskjelv inntreffer utvikles det forskjellige typer seismiske bølger. Det skilles mellom to typer bølger: rom- og overflate bølger (Kramer 1996).

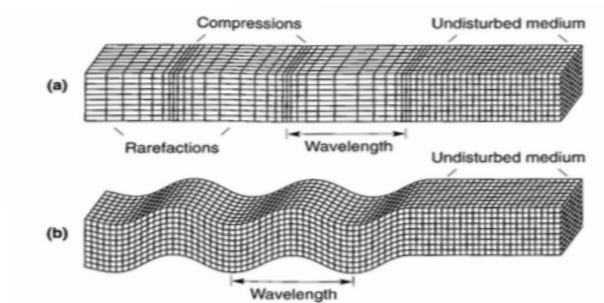
Rombølger

Rombølger, som er tredimensjonale bølger som kan bevege seg gjennom jordens indre, består av to typer: p-bølger og s-bølger. P-bølger, også kjent som trykkbølger eller primærbølger, forplanter seg i alle retninger ved at jordmaterialet avvekslende trykkes sammen og utvider seg i bølgeretningen, se Figur 3.1 (a) (Store norske leksikon). Primærbølgen er raskest av de seismiske bølgene.

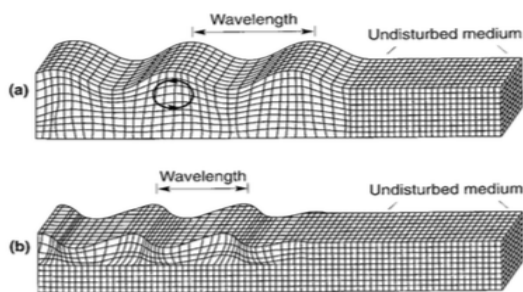
S-bølger eller sekundærbølger er bølger hvor det oppstår svingninger i jordmaterialet normalt på bølgeretningern (skjærkrefter), både vertikalt og horisontalt, se Figur 3.1 (b). Siden en væske ikke har skjærkrefter, vil en s-bølge kun eksistere i faste stoffer. Retningen på partikkelbevegelsen deler en s-bølge i to komponenter; SV-bølge for vertikal partikkelbevegelse og SH-bølge for horisontal bevegelse (Kramer 1996).

Overflatebølger

Overflatebølger er et resultat av samspillet mellom rombølger og jordoverflaten. Disse bølgene forplanter seg langs overflaten med en amplitude som minker eksponensielt med dybden. De mest relevante overflatebølgene er Rayleigh- og Love-bølger. Rayleigh-bølger, som er en kombinasjon av p- og SV-bølger, vil skape en partikkelbevegelse som både er vertikal og horisontal, se Figur 3.2 (a). Love-bølger, se Figur 3.2 (b), bidrar kun til en horisontal partikkelbevegelse. Denne type bevegelse oppstår under en kombinasjon av en SH-bølge og et lite stivt overflate-materiale (Kramer 1996).



Figur 3.1: Bølgefórlantning for: (a) p-bølge; (b) SV-bølge (Kramer 1996)



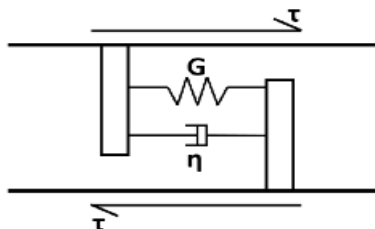
Figur 3.2: Bølgefórlantning for: (a) Rayleigh-bølge; (b) Love-bølge (Kramer 1996)

3.2 Damping

En bølge som forplanter seg gjennom et jordmateriale vil dempes mer og mer med økende avstand fra kilden. Dette skyldes materialdamping og strålingsdamping (Kramer 1996), som vil bli forklart videre i dette avsnittet.

Materialdamping

Deler av den elastiske energien som oppstår i en bølge som forplanter seg gjennom et jordmateriale blir alltid konvertert til varme. Denne varmen skyldes dissipering av energi fra indre friksjon i jordmaterialet. Dette fenomenet kalles for materialdamping. For å gjøre rede for materialdamping, blir ofte et jordmateriale modellert som et Kelvin-Voigt materiale, det vil si som et lineært, viskoelastisk materiale, se Figur 3.3.



Figur 3.3: Kelvin-Voigt-materiale utsatt for horisontal skjærkraft (Illustrert av Kunal Chadha)

Spennings-tøynings forholdet for et Kelvin-Voigt materiale er gitt som:

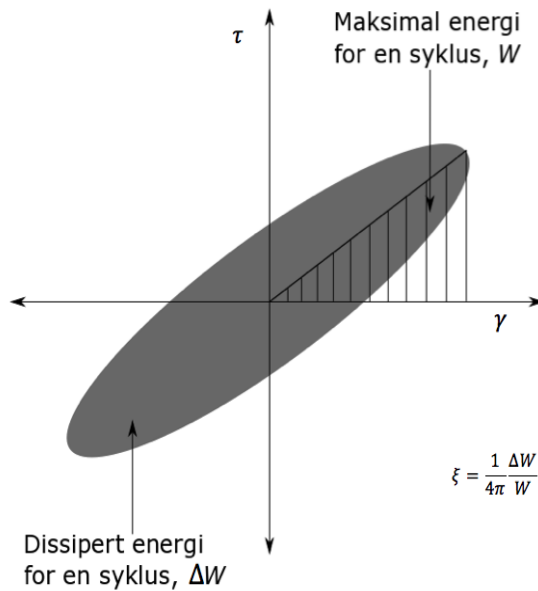
$$\tau = G\gamma + \eta \frac{\partial \gamma}{\partial t} \quad (3.1)$$

Hvor τ er skjærspenningen, γ er skjærtøyningen, η er viskositeten for materialet og G er skjærmodulen. Energien som blir dissipert i en syklus får en elliptisk form og er gitt som:

$$\Delta W = \int_{t_0}^{t_0+2\pi/\omega} \tau \frac{\partial \gamma}{\partial t} = \pi \eta \omega \gamma_0^2 \quad (3.2)$$

Figur 3.4 viser sammenhengen mellom dempingen, ξ , og den dissiperte energien, hvor W er gitt som:

$$W = \frac{1}{2} G \gamma_0^2 \quad (3.3)$$



Figur 3.4: Sammenheng mellom demping, ξ og dissipert energi, ΔW (Illustrert av Kunal Chadha)

Strålingsdemping

Strålingsdemping er direkte knyttet til geometrien til en bølge som forplanter seg gjennom et jordmateriale. Denne typen demping blir forårsaket av at bølgene brer seg over et større område med økende avstand fra kilden. Selv om den elastiske energien er konserverv, vil reduksjonen av amplituden, som følge av økende avstand, skape en form for demping i systemet (Kramer 1996).

3.3 Jordskjelveksitasjon

Bevegelsesligningen for et MDOFs system er gitt som (Chopra 1995):

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{k}\mathbf{u} = \mathbf{q}(t)* \quad (3.4)$$

*Matriseform

Hvor \mathbf{m} er massen, \mathbf{c} er dempingen, \mathbf{k} er stivheten og $\mathbf{q}(t)$ er en eventuell ekstern kraft som er påført systemet. \mathbf{u} , $\dot{\mathbf{u}}$ og $\ddot{\mathbf{u}}$ er den respektive forskyvnings-, farts- og akselerasjons vektoren.

Ved inntreffelse av et jordskjelv vil den totale forskyvningen, $\mathbf{u}_t(t)$, bestå av to ledd; grunnforskyvningen, $\mathbf{u}_g(t)$, og forskyvningen av systemet, $\mathbf{u}(t)$. Responseren er gitt ved:

$$\mathbf{u}_t(t) = \mathbf{u}(t) + \mathbf{u}_g(t) \quad (3.5)$$

De tilsvarende akselerasjonene vil da kunne uttrykkes ved:

$$\ddot{\mathbf{u}}_t(t) = \ddot{\mathbf{u}}(t) + \ddot{\mathbf{u}}_g(t) \quad (3.6)$$

Hvor $\ddot{\mathbf{u}}_g(t)$ er grunnakselerasjonen og $\ddot{\mathbf{u}}(t)$ er akselerasjonen som konstruksjonen opplever.

Ved å innføre denne sammenhengen kan bevegelsesligningen ved jordskjelvestitasjon uttrykkes ved:

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{k}\mathbf{u} = -\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}}_g \quad (3.7)$$

3.4 Elastisk responspektrum

Et reponspektrum er et sentralt verktøy innen geodynamikk og prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Ved dimensjonering av bygg er som regel den største responsen som systemet blir utsatt for av mest interesse. Når et SDOF (single degree of freedom) system blir utsatt for et jordskjelv kan den maksimale responsen til systemet uttrykkes som vist i ligning 3.8 (Chopra 2001).

$$u_0 \equiv \max|u(t)| \quad (3.8)$$

Ved å benytte den maksimale forskyvningen for systemet, kan de elastiske kreftene bestemmes ved ligning 3.9.

$$f_s = ku_0 \quad (3.9)$$

Hvor k er stivheten til systemet. Ved å uttrykke k med massen, m , kan de elastiske kreftene som oppstår uttrykkes som vist i ligning 3.10.

$$f_s(t) = m\omega^2 u(t) = mS_A(t, T, \xi) \quad (3.10)$$

Hvor S_A er pseudo-akselerasjonen som er avhengig av tiden, t , dempingsforholdet, ξ , og svingeperioden, T (Chopra 2001).

Et plot som viser en maksimalverdi av en type respons for en gitt grunnakselerasjon som enten er en funksjon av den naturlige perioden, T_n , vinkelfrekvensen, ω_n , eller frekvensen, f_n , kalles et responsspektrum. Fordelen med å utvikle et responsspektrum er at bestemte verdier for oppførselen til systemet kan fastsettes og at den dynamiske analysen, som må utføres for å bestemme den maksimale responsen for systemet, allerede er utført når spekteret er dannet.

Det kan dannes responsspektere for alle lineær-elastiske konstruksjoner utsett for en gitt grunnakselerasjon, hvorav tre typer spektere er av spesiell nytte; deformasjon responsspektrum, $S_D(t, T, \xi)$, pseudo-hastighet responsspektrum, $S_V(t, T, \xi)$ og pseudo-akselerasjons responsspektrum, $S_A(t, T, \xi)$. Disse tre spekterene skal nå videre utdypes.

Deformasjon responsspektrum

Et deformasjon responsspektrum, $S_D(T, \xi)$, er et plot av den maksimale responsen $u_0 = S_D(T, \xi) = \max|S_D(t, T, \xi)|$ til et SDOF system. Deformasjon responspekteret for en gitt grunnakselerasjon, \ddot{u}_g , for et SDOF system, vil kun være avhengig av den naturlige perioden, T_n , til systemet og dessuten dempingsforholdet, ξ . Responsspekteret for et gitt dempingsforhold finnes ved å notere ned maksimal forskyvning, u_0 , ved ulike perioder. Et totalt og mer forståelig bilde dannes ved å utføre samme prosedyre for forskjellige dempingskoeffisienter. En trend som fort kan observeres er at responsen til et system minker med et økende dempingsforhold.

Pseudo-hastighet responsspektrum

En graf av den maksimale tøyingsenergien, E_{S0} , som er lagret i det lineær-elastiske systemet, kalles for pseudo-hastighet, $S_V(T, \xi)$. Pseudo-hastighet responspekteret dannes ved bruk av ligning 3.11, som også viser forholdet mellom deformasjons responsspektere og pseudo-hastighet responspektere.

$$S_V(T, \xi) = \frac{2\pi}{T} S_D(T, \xi) = \omega S_D(T, \xi) \quad (3.11)$$

Sammenhengen mellom den maksimale tøyingsenergien, E_{S0} , og pseudo-hastigheten, $S_V(T, \xi)$, er vist under i ligning 3.12. Det er viktig å merke seg at prefiksen *pseudo* blir brukt fordi den ikke har tilknytning til den maksimale hastigheten til systemet, \dot{u}_0 .

$$E_{S0} = \frac{ku_0^2}{2} = \frac{k(S_D(T, \xi))^2}{2} = \frac{1}{2}k \left(\frac{T}{2\pi} S_V(T, \xi) \right)^2 = \frac{m(S_V(T, \xi))^2}{2} \quad (3.12)$$

Pseudo-akselerasjon responsspektrum

I likhet med pseudo-hastigheten, $S_V(T, \xi)$, kan også pseudo-akselerasjonen, $S_A(T, \xi)$, utledes fra den maksimale deformasjonen, $S_D(T, \xi)$, for et system. Sammenhengen er vist under i ligning 3.13. Pseudo-akselerasjonen kan relateres til kreftene i det lineær-elastiske systemet. Tilsvarende for pseudo-hastigheten, benyttes prefiksen *pseudo* også her for å bemerke at den ikke skal forveksles med akselerasjonen til systemet, \ddot{u}_0 .

$$S_A(T, \xi) = \omega S_V(T, \xi) = \omega^2 S_D(T, \xi) \quad (3.13)$$

Siden det er en klar sammenheng mellom $S_A(T, \xi)$, $S_V(T, \xi)$ og $S_D(T, \xi)$ kan det konstrueres et spektrum som viser alle tre responsspektrene i samme graf, også kalt for et *Tripartite plot*. Et slikt spektrum vil ikke bli diskutert videre i denne avhandlingen, da det ikke har noe relevans for videre resultater.

3.5 Elastisk design spektrum

Slik som beskrevet over kan den maksimale forskyvningen, pseudo-hastigheten og pseudo-akselerasjonen, for en gitt grunnakselerasjon, enkelt bestemmes for alle SDOF system ved hjelp av elastiske responsspektre. Grunnakselerasjonen som er tatt i betraktning ved etableringen av slike spektre er bestemt fra registrerte målinger ved et tidligere inntruffet jordskjelv. Dette vil si at de elastiske responspektrene viser responsen for alle SDOF systemer grunnet den ene jordskjelvsitasjonen.

Ved dimensjonering av nye bygg eller ved vedlikeholdelse av eksisterende bygg, er det viktig for en ingeniør å kunne beregne den eventuelle belastningen som kan forekomme eller om de eksisterende byggene har nok kapasitet til å motstå

den gitte belastningen. Nøyaktigheten i kalkulasjonene om belastningens størrelse er spesielt kritisk i en slik situasjon. I tillegg til de elastiske responspektrere beskrevet tidligere, finnes det såkalte design spektre. Ulikt elastiske responspektre, som er basert på tidligere inntrufne jordskjelv, baserer et elastisk design spektrum seg på et plott av responsen til SDOF systemer utsatt for en statistisk beregnet grunnakselerasjon. Med andre ord er et design spektrum basert på den grunnakselerasjon som har størst forventningsverdi at skal inntreffe i det området hvor konstruksjonen er plassert.

En vanlig fremgangsmåte for å lage et design spektrum er å benytte seg av data fra tidligere registrerte jordskjelv for det aktuelle området. Da det ofte er visse begrensninger på hva en kan finne tilgjengelig av data kan det være fordelaktig å benytte seg av tidligere grunnakselerasjonsmålinger fra områder med tilsvarende oppførsel og forhold som i det aktuelle området. Faktorene som skal sammenlignes, og som er av mest betydning når målingene fra det aktuelle området ikke er tilstrekkelige eller tilgjengelige, er som følger (Chopra 2001):

- Størrelse på jordskjelvet
- Lokale grunnforhold
- Bruddmekanisme
- Reiseveien for de seismiske bølgene fra kilden

Et design spektrum er basert på en statistisk analyse av de elastiske responspektrene for en samling av grunnakselerasjoner. Når en samling, K , av grunnakselerasjoner fra tidligere jordskjelv er tilgjengelig ($\ddot{u}_{g1}, \ddot{u}_{g2}, \ddot{u}_{g3}, \dots, \ddot{u}_{gK}$), skaleres dataen slik at hver av grunnakselerasjonene har lik maksimal grunnakselerasjon, for eksempel \ddot{u}_{g0} . Fra de K normaliserte grunnakselerasjonene kan det konstrueres K responspektre som igjen inneholder K verdier for deformasjonen, $S_D(T, \xi)$, pseudo-hastigheten, $S_V(T, \xi)$, og pseudo-akselerasjonen, $S_A(T, \xi)$. Ved å utføre en statistisk analyse av disse verdien kan det dannes et design spektrum.

3.6 Eurokode 8 - Responspektrum

Eurokode 8 (NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014) er en sentral og essensiell del innen prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. I Del 1 av standardsamlingen blir fire typer responspektre beskrevet; horisontalt elastisk responspektrum, vertikalt elastisk responspektrum, elastisk responspektrum for forskyvning og dimensjonerende spektrum for elastisk analyse, hvor alle er avhengig av de lokale grunnforholdene.

For formålet med NS-EN 1998 skal de nasjonale myndighetene underinndele nasjonale territorier i seismiske soner, avhengig av den lokale faren. Faren innenfor hver sone er per definisjon antatt å være konstant. — *NS-EN 1998-1, 3.2.1 (1)P*

For å enkelt kunne beregne responsen fra et responspektrum, for et SDOF system lokalisert innenfor et gitt område, benyttes et såkalt sonekart som er konstruert for det enkelte land og fremstilt i det nasjonale tillegget. *Faren*, som er betegnet i sitatet ovenfor, er beskrevet ved hjelp av berggrunnenes akselerasjon, a_g . I følge NS-EN 1998-1 er a_g beskrevet som den akselerasjonen som enten har en returperiode på 475 år eller har en sannsynlighet for overskridelse på 10% i løpet av 50 år.

Det horisontale elastiske responspekteret, $S_e(T)$, er normalisert over a_g og baserer seg på den horisontale pseudo-akselerasjonen til systemet. Ved å benytte $S_{ve}(T)$, det vertikale elastiske responspekteret, kan belastningen av den seismiske påvirkningen i vertikal retning bestemmes. For konstruksjoner med lang egensvingeperiode kan den seismiske påvirkningen representeres i form av et elastisk responspektrum for forskyvning, $S_{De}(T)$. Ved å redusere det elastiske spektrumet, $S_e(T)$, med en konstruksjonsfaktor, q , kan det dimensjonerende spekteret, $S_d(T)$, etableres. Definisjonen og fremgangsmåten for å bestemme de ulike spekterene samt konstruksjonsfaktoren, q , blir gjennomgått i de neste avsnittene.

Horisontalt elastisk responspektrum

Det elastiske responspekteret, $S_e(T)$, som beskriver de horisontale komponentene av den seismiske påvirkningen, er gitt av ligningene 3.14-3.17.

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g S \left[1 + \frac{T}{T_B} (2,5\eta - 1) \right] \quad (3.14)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g S 2,5\eta \quad (3.15)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g S 2,5\eta \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.16)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g S 2,5\eta \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (3.17)$$

Hvor

- $S_e(T)$ er det elastiske responsspekteret.
- a_g er den dimensjonerende grunnakselerasjonen for grunntype A. Grunnakselerasjonen er gitt av ligning 3.18.

$$a_g = \gamma_1 a_{gR} \quad (3.18)$$

For å ta hensyn til innflytelsen av lokale grunnforhold på den seismiske påvirkningen, har NS-EN 1998-1 klassifisert syv ulike grunntyper; $A-E$, S_1 og S_2 . Grunntype A tilsvarer fjell eller fjell-lignende geologisk formasjon, mens grunntype $B-S_2$ er geologiske forhold som gir en økende seismisk virkning på konstruksjonen. Verdien på den seismiske faktoren, γ_1 , blir bestemt ut i fra hvilken seismisk klasse konstruksjonen tilhører, se Tabell 3.1. Det etterstrebtes at denne faktoren fastsettes slik at den tilsvarer en høyere eller lavere verdi av returperioden for den seismiske hendelsen tilpasset den aktuelle konstruksjonskategorien (NS-EN 1998-1). $\gamma_1 = 1$ er tildelt en seismisk påvirkning med en returperiode på 475 år. Som nevnt tidligere, benyttes det sonekart for å beregne responsen for et SDOF system. Sonekartet angir berggrunnens akselerasjon, a_{g40Hz} , som er normalisert til $1 \times g$ ved en frekvens $f = 40Hz$. Akselerasjonen, a_{gR} , fra ligning 3.18 blir betegnet som referansespissverdien for berggrunnens akselerasjon. Denne akselerasjonen tilsvarer grunntype A og er normalisert ved $1 \times g$ ved en frekvens $f \rightarrow \infty$. Forholdet mellom de to akselerasjonene er gitt i ligning 3.19.

$$a_{gR} = 0,8 a_{g40Hz} \quad (3.19)$$

Ved å innføre denne sammenhengen kan grunnakselerasjonen, a_g , uttrykkes ved:

$$a_g = \gamma_1 a_{gR} = \gamma_1 0,8 a_{g40Hz} \quad (3.20)$$

- T er svingeperioden for et lineært-elastisk system med én frihetsgrad.
- T_B er den nedre grenseverdien av området med konstant spektralakselerasjon.
- T_C er den øvre grenseverdien av området med konstant spektralakselerasjon.
- T_D er verdien som definerer begynnelsen på spekterets område for konstant forskyvning.

- S er en forsterkningsfaktor som er avhengig av grunnforholdene. Tabell 3.2 viser faktoren S for grunntypene $A - E$.
- η er en modifikasjonsfaktor for dempingsforholdet med en referanseverdi på $\eta = 1$ for 5% viskøs demping. Verdien av faktoren kan bestemmes ut i fra ligning 3.21.

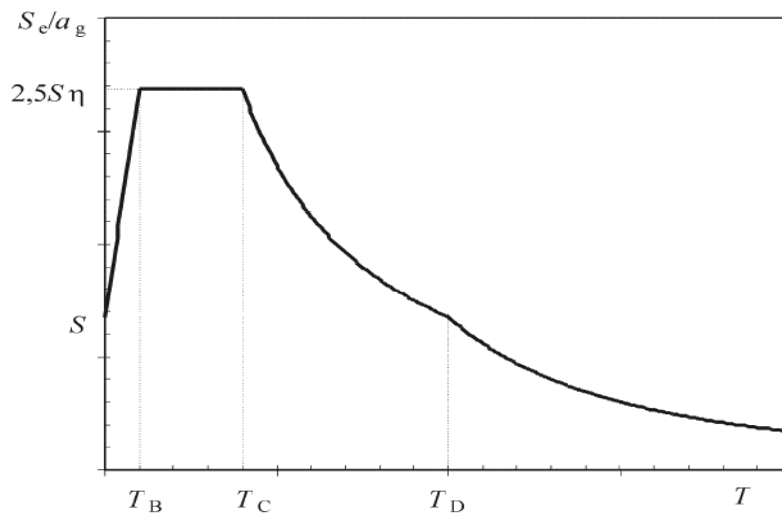
$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55 \quad (3.21)$$

Hvor ξ er dempingsforholdet uttrykt i prosent.

Seismisk klasse	γ_1
I	0,7
II	1,0
III	1,4
IV	2,0

Tabell 3.1: Verdier for seismisk faktor, γ_1 , avhengig av seismisk klasse (NS-EN 1998-1, NA.4(901))

Figur 3.5 er hentet fra NS-EN 1998-1 og viser formen på et horisontalt elastisk responspektrum.

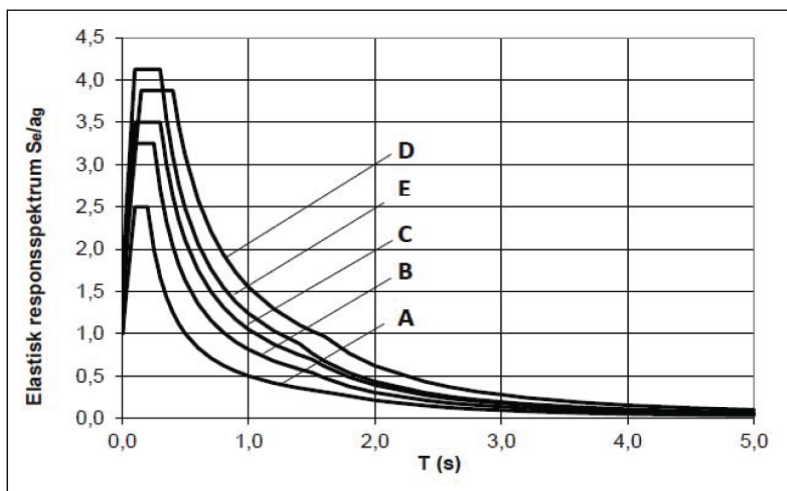


Figur 3.5: Form på et horisontalt elastisk responspektrum (NS-EN 1998-1, figur 3.1)

Grunntype	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1,00	0,10	0,20	1,70
B	1,30	0,10	0,25	1,50
C	1,40	0,10	0,30	1,50
D	1,55	0,15	0,40	1,60
E	1,65	0,10	0,30	1,40

Tabell 3.2: Verdier for parametre som beskriver de anbefalte elastiske responspekterene i Norge (NS-EN 1998-1, Tabell NA.3.3)

Med utgangspunkt i parameterne og verdiene fra tabell 3.2, viser figur 3.6 de anbefalte elastiske responspekterene for grunntypene A – E i Norge, med et dempingsforhold, ξ , på 5%.



Figur 3.6: Anbefalte elastiske responspektre for grunntype A – E. (NS-EN 1998-1, figur NA.3(903))

Vertikalt elastisk responspektrum

Den vertikale komponenten av den seismiske påvirkningen, $S_{ve}(T)$, representeres av et elastisk responspektrum som er bestemt av uttrykkene gitt i ligning 3.22-3.25.

$$0 \leq T \leq T_B : S_{ve}(T) = a_{vg} \left[1 + \frac{T}{T_B} (3,0\eta - 1) \right] \quad (3.22)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_{ve}(T) = a_{vg} 3,0\eta \quad (3.23)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_{ve}(T) = a_{vg} 3,0\eta \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.24)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_{ve}(T) = a_{vg} 3,0\eta \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (3.25)$$

Hvor a_{vg} er den vertikale komponenten av berggrunnens akselerasjon, a_g . Verdiene for T_B , T_C , T_D og a_{vg} er unike for hvert land og er gitt i det nasjonale tillegget av NS-EN 1998-1, se tabell 3.3.

	a_{vg}/a_g	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
Vertikalt responspektrum	0,6	0,05	0,20	1,20

Tabell 3.3: Verdier for parametere som beskriver det vertikale elastiske responspekteret (NS-EN 1998-1, tabell NA.3.4)

Elastisk responspektrum for forskyvning

Som nevnt tidligere, så benyttes et responspektrum for forskyvning, $S_{De}(T)$, for konstruksjoner med lang egensvingeperiode. Den seismiske påvirkningen bestemmes fra det elastiske responspekteret for akselerasjon, $S_e(T)$, ved å benytte seg av følgende ligning:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 \quad (3.26)$$

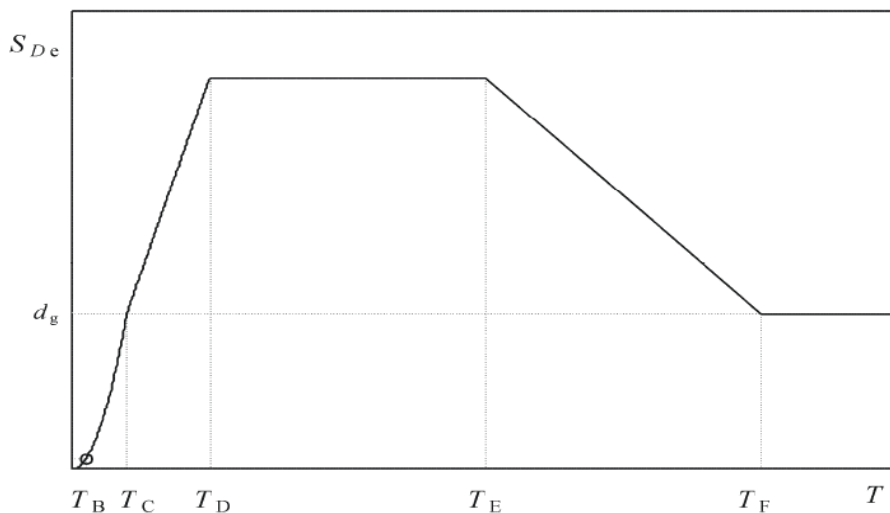
Siden ligning 3.26 kun gjelder for egenperioder som ikke overskrider 4,0s, kan ligning 3.27 og 3.28 brukes for egensvingeperioder ut over T_E , se Figur 3.7.

$$T_E \leq T \leq T_F : S_{De}(T) = 0,0025a_g S T_C T_D \left[2,5\eta + \frac{T - T_E}{T_F - T_E} (1 - 2,5\eta) \right] \quad (3.27)$$

$$T \leq T_F : S_{De}(T) = d_g \quad (3.28)$$

Hvor d_g , som er den dimensjonerende forskyvningen av byggegrunnen, er gitt av følgende uttrykk:

$$d_g = 0,0025a_g S T_C T_D \quad (3.29)$$



Figur 3.7: Elastisk responspektrum for forskyvning (NS-EN 1998-1, figur A.1)

Kontrollperiodene for de ulike grunntypene, A – E, for T_E og T_F er gitt av Tabell 3.4.

Grunntype	$T_E(s)$	$T_F(s)$
A	4,50	10,00
B	5,00	10,00
C	6,00	10,00
D	6,00	10,00
E	6,00	10,00

Tabell 3.4: Verdier for parametere som beskriver det elastiske responspekteret for forskyvning i Norge (NS-EN 1998-1, tabell A.1)

Dimensjonerende spektrum for elastisk analyse

Bæresystemer som deformeres utover det elastiske området, vil kunne ha en større evne til å absorbere energi enn elastiske systemer utsatt for en tilsvarende seismisk last. Absorpsjonen av energi skyldes hovedsaklig duktil oppførsel som har en tendens til å gi en høyere dimensjonering av seismiske krefter (NS-EN 1998-1). For å unngå vanskelige ikke-lineære analyser, tas det hensyn til denne duktile oppførselen ved å redusere eller skalere ned det elastiske spektrumet med en konstruksjonsfaktor, q .

Faktoren, q , innføres for å kunne oppnå en tilnærming av forholdet mellom de krefter en konstruksjon ville erfart dersom responsen var fullstendig elastisk og de seismiske kreftene som kan brukes til dimensjonering. Konstruksjonsfaktoren er avhengig av størrelsen på berggrunnsakselerasjonen og tilhørende seismisk klasse. Videre er q definert for tre duktilitetsklasser (lav, middels og høy) som er presentert i de ulike delene av NS-EN 1998-1.

- Konstruksjoner i seimisk klasse I krever, etter NS-EN 1998-1, ikke påvisning av tilstrekkelig sikkerhet dersom $a_g S < 0,05g = 0,49 m/s^2$ eller $S_d < 0,05g = 0,49 m/s^2$ beregnet med en konstruksjonsfaktor, $q \leq 1,5$.
- Betongkonstruksjoner med lav seismisitet, $a_g S < 0,1g = 0,98 m/s^2$, skal dimensjoneres for duktilitetsklasse lav, også kalt DCL (ductility class low). Konstruksjonsfaktoren får da en verdi på $q \leq 1,5$. Dersom skjærkraften er høyere ved fundamentnivå på grunn av en lastvirkning annet enn den seismiske lasten forårsaket av jordskjelv, kreves det ingen ytterligere påvisning av kapasiteten. Det samme gjelder for byggverk utsatt for lav seismisitet.
- Byggverk i betong eller stål og for samvirkekonstruksjoner der $a_g S < 0,25g = 2,45 m/s^2$ kan dimensjoneres etter DCL, dersom konstruksjonen kontrolleres for ulike lastvirkninger. Dette gjelder også ved tilfellet der skjærkraften er lavere ved fundamentnivå enn de øvrige lastkombinasjonene.
- Byggverk i betong eller stål og for samvirkekonstruksjoner der $a_g S > 0,25g = 2,45 m/s^2$, kan dimensjoneres etter duktilitetsklasse medium, også kalt DCM (ductility class medium). Konstruksjonsfaktoren får en verdi $1,5 < q \leq 4,0$.
- Duktilitetsklasse høy, DCH (ductility class high), burde benyttes for konstruksjoner lokalisert i et område med høy berggrunnsakselerasjon. Denne klassen gir en konstruksjonsfaktor, $q > 4,0$, men i følge det nasjonale tillegget benyttes ikke denne klassen i Norge da det ikke er behov for så duktile konstruksjoner. Dette medfører at den høyeste verdien for konstruksjonsfaktoren i Norge er $q = 4,0$.

Det dimensjonerende spekteret, $S_d(T)$, defineres under av ligningene 3.30-3.33. Grunnet systemets avhengighet av svingeperioden, skaleres ikke responspekteret likt jevnt over. Spekteret er i tillegg ikke tilstrekkelig for dimensjonering av konstruksjoner med vibrasjonsisolering eller energiabsorberende systemer (NS-EN 1998-1).

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.30)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g S \frac{2,5}{q} \quad (3.31)$$

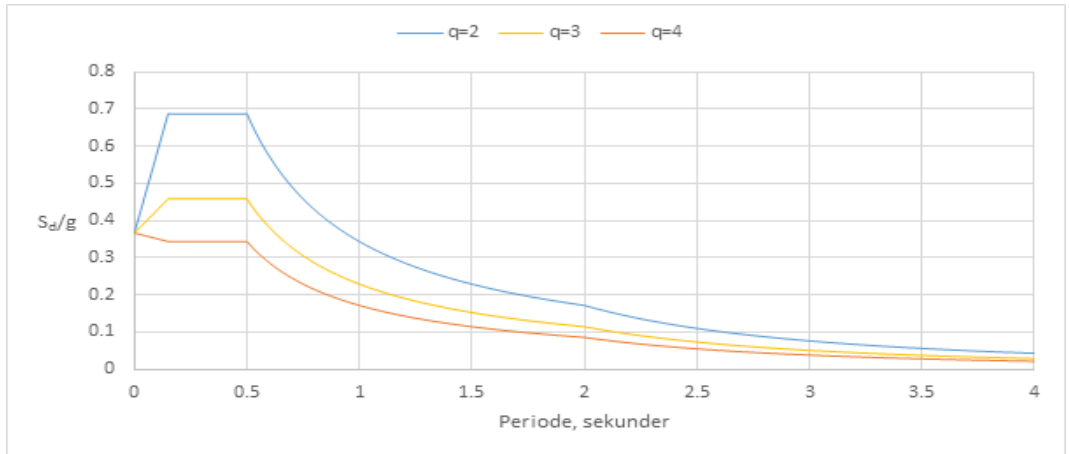
$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \left\{ \begin{array}{l} = a_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta a_g \end{array} \right\} \quad (3.32)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \left\{ \begin{array}{l} = a_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta a_g \end{array} \right\} \quad (3.33)$$

Hvor

- $S_d(T)$ er det dimensjonerende spektrum for elastisk analyse
- q er konstruksjonsfaktoren.
- β er faktoren for den nedre grenseverdien for det horisontale dimensjonerende spekteret. I følge NS-EN 1998-1, NA.3.2.2.5 anbefales $\beta = 0,2$.

Figur 3.8 viser et eksempel på et dimensjonerende spektrum beregnet ut i fra ligningene beskrevet over. Figuren viser hvordan det dimensjonerende spekteret varierer med ulike konstruksjonsfaktorer. Tidshistorien brukt i eksempelet er simulert fra programmet SIMQKE.

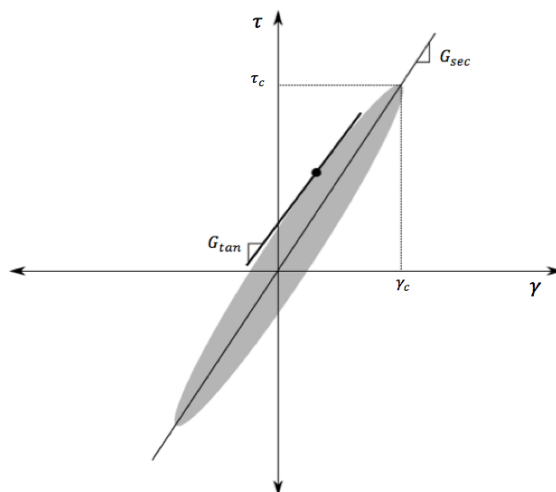


Figur 3.8: Dimensjonerende spektrum for ulike konstruksjonsfaktorer, q

3.7 Skjærmodul

Skjærmodulen, G , beskriver hvor resistent et jordmateriale er mot skjærdeformasjoner. Skjærmodulen for et materiale ved små tøyninger er avhengig av den vertikale spenningen, overkonsolideringsforholdet, volumet av porer og plastisitetindeksen (Kramer 1996).

Som nevnt i avsnitt 3.2, vil jorden utsettes for syklisk last ved inntreffelse av et jordskjelv. Denne lasten kan oppleve en hystereseeffekt som vist i Figur 3.9. Generelt sett så er stigningen og bredden av denne løkken av betydning. Stigningen av løkken er avhengig av stivheten til jorden som kan beskrives som tangent-skjærmodulen, G_{tan} . Ettersom denne varierer under påføringen av lasten, benyttes sekant-skjærmodulen, G_{sec} , som en verdi for gjennomsnittlig skjærmodul under hele syklusen, se ligning 3.34.



Figur 3.9: Tangent-skjærmodul, G_{tan} og sekant-skjærmodul, G_{sec} (Illustrert av Kunal Chadha)

Sekant-skjærmodulen er gitt som:

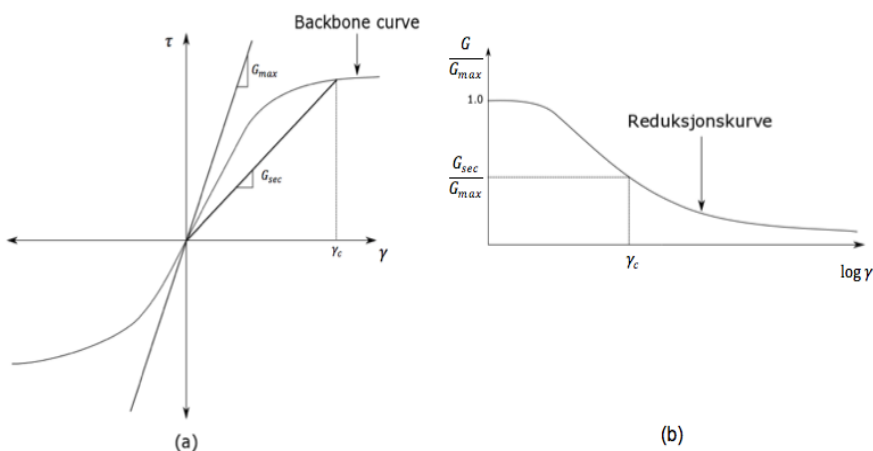
$$G_{sec} = \frac{\tau_c}{\gamma_c} \quad (3.34)$$

Hvor τ_c er skjærspenningen og γ_c er skjærtøyningen. Arealet av løkken kan, som et mål på dissipert energi, beskrive dempingsforholdet:

$$\xi = \frac{W_D}{4\pi W_S} = \frac{1}{2\pi} \frac{A_{loop}}{G_{sec} \gamma_c^2} \quad (3.35)$$

Hvor W_D er den dissiperte energien, W_S er den maksimale tøyingsenergi- en og A_{loop} er arealet av hystereseløkken. G_{sec} og ξ blir ofte referert til som ekvivalent-lineære materialparametre og for noen typer responsanalyser blir disse parameterne direkte brukt (Kramer 1996).

Sekant-skjærmodulen for et jordelement varierer med den sykliske skjærtøy- ningsamplituden. Ved en lav skjærtøyingsamplitude vil sekant-skjærmodulen være høy, mens den vil minke i verdi ved økende skjærtøyingsamplitude. Punk- tene som tilsvarer tuppen av hystereseløkken ved forskjellige tøyninger danner en såkalt *backbone-curve*, se Figur 3.10 (a).



Figur 3.10: Backbone-curve som viser hvordan G_{sec} varierer med skjærtøyning (Kramer 1996)

Av Figur 3.10 (a) ser en at G_{max} (ligning 3.36), oppstår ved null skjærtøyning. Figur 3.10 (b), som brukes til å beskrive materialoppførselen til et ekvivalent- lineært materiale, viser hvordan skjærmodulen varierer med skjærtøyning.

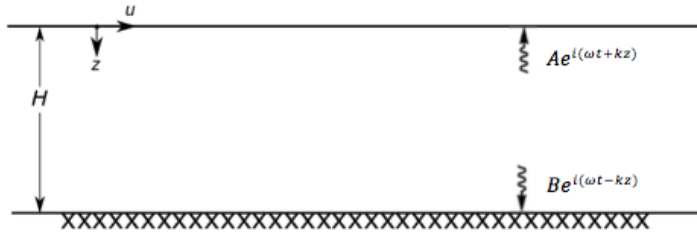
Den maksimale skjærmodulen, G_{max} , er gitt som:

$$G_{max} = \rho v_s^2 \quad (3.36)$$

Hvor v_s er skjærbølgehastigheten.

3.8 Forsterkningsfaktor for et dempet jordlag

Forholdet mellom forskyvningen på under- og oversiden av et jordlag kalles for forsterkningsfaktor. Dette avsnittet tar for seg et isotropisk lineært elastisk jordlag som hviler på en uendelig stiv fjellgrunn. Jordlaget blir utsatt for jordskjelvet-sitasjon som forplanter vertikalt som skjærbølger, se Figur 3.11. Ved å anta at jordlaget kan betraktes som et Kelvin-Voigt materiale representeres skjærbølgeforplantningen, for et dempet jordlag, med differensialligningen vist i ligning 3.37.



Figur 3.11: Lineært elastisk jordlag som hviler på en uendelig stiv fjellgrunn (Illustrert av Kunal Chadha)

Differensialligningen for et dempet jordlag er gitt som (Kramer 1996):

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \quad (3.37)$$

Hvor η er viskositeten. Løsningen på ligning 3.37 er gitt som:

$$u(z, t) = Ae^{i(\omega t + \omega/v_s^*)z} + Be^{i(\omega t - \omega/v_s^*)z} \quad (3.38)$$

Hvor v_s^* er den komplekse skjærbølgehastigheten. Ved å videre benytte seg av den komplekse skjærmødulen, $G^* = G(1 + i2\xi)$, blir det komplekse uttrykket for skjærbølgehastigheten:

$$v_s^* = \sqrt{\frac{G^*}{\rho}} = \sqrt{\frac{G(1 + i2\xi)}{\rho}} \approx \sqrt{\frac{G}{\rho}}(1 + i\xi) = v_s(1 + i\xi) \quad (3.39)$$

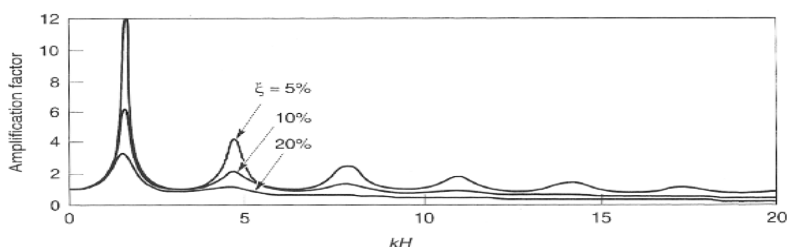
Dette medfører at forsterkningsfaktoren for jordlaget blir:

$$F_2(\omega) = \frac{u_{max}(0, t)}{u_{max}(H, t)} = \frac{1}{\cos[\omega H/v_s(1 + i\xi)]} \quad (3.40)$$

Ved å anvende den trigonometriske sammenhengen, $|\cos(x+iy)| = \sqrt{\cos^2 x + \sinh^2 y}$ og det faktum at $\sinh^2 y \approx y^2$ for små verdier av y , blir forsterkningsfaktoren forenklet til:

$$|F_2(\omega)| \approx \frac{1}{\sqrt{\cos^2(\omega H/v_s) + [\xi(\omega H/v_s)]^2}} \quad (3.41)$$

For små dempingskoeffisienter indikerer ligning 3.41 at forsterkningen for et dempet jordlag varierer med frekvensen, ω . Frekvensene som tilsvarer et lokalt maksimum er egenfrekvensene for jordlaget. Figur 3.12 viser hvordan forsterkningsfaktoren varierer med frekvensen for ulike dempingskoeffisienter.



Figur 3.12: Forsterkningsfaktor ved ulike dempingskoeffisienter, hvor $kH = \omega/v_s$ (Kramer 1996)

I følge Kramer er den n 'te egenfrekvensen til et jordlag gitt ved:

$$\omega_n \approx \frac{v_s}{H} \left(\frac{\pi}{2} + n\pi \right), n = 0, 1, 2, \dots, \infty \quad (3.42)$$

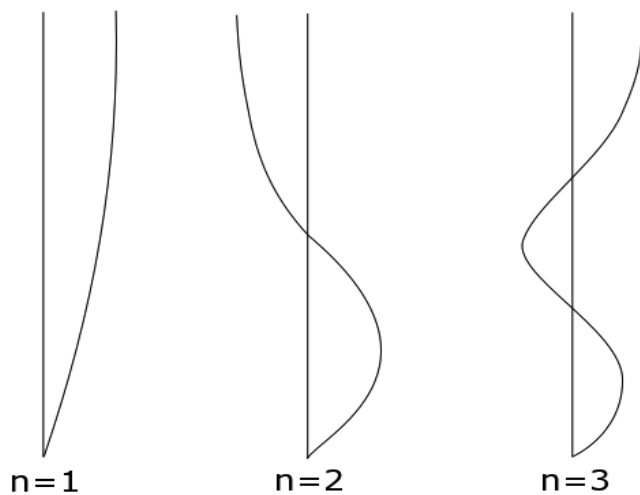
Forsterkningen vil være størst ved den laveste egenfrekvensen, også kjent som den fundamentale frekvensen:

$$\omega_0 = \frac{\pi v_s}{2H} \quad (3.43)$$

Med tilhørende periode:

$$T_s = \frac{2\pi}{\omega_0} = \frac{4H}{v_s} \quad (3.44)$$

Når et jordlag blir utsatt for en av sine egenfrekvenser oppstår det en spesiell bølgeform gjennom laget. Disse bølgeformene kalles for moder og formene for de tre første modene er vist i Figur 3.13.



Figur 3.13: Bølgeform ved de tre første egenfrekvensene ($n=1, 2$ og 3) (Illustrert av Kunal Chadha)

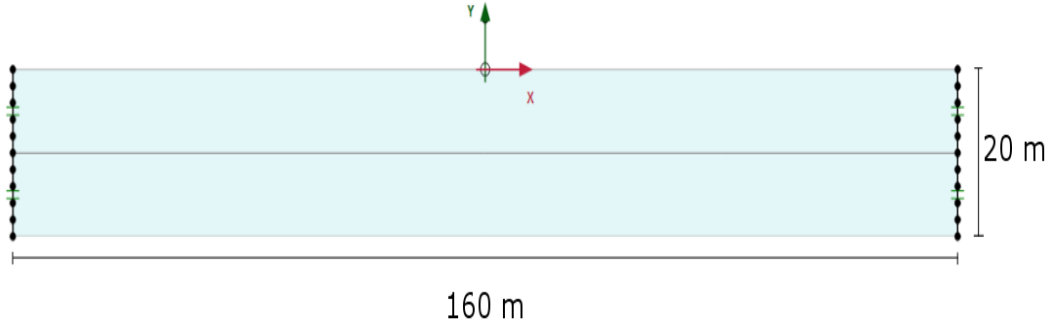
4 | Fremgangsmetode

Dette kapittelet vil betrakte tre ulike modeller hvor hver av de tilhørende analysene vil bli utført av FEM-programmet PLAXIS 2D og EERA. Modellene vil bli utsatt for to forskjellige tidshistorier langs den nederste horisontale randen i y -retning. Tidshistoriene er generert av programmet SIMQKE, som er omtalt i Kapittel 2.5.

4.1 Modeller

Modell 1

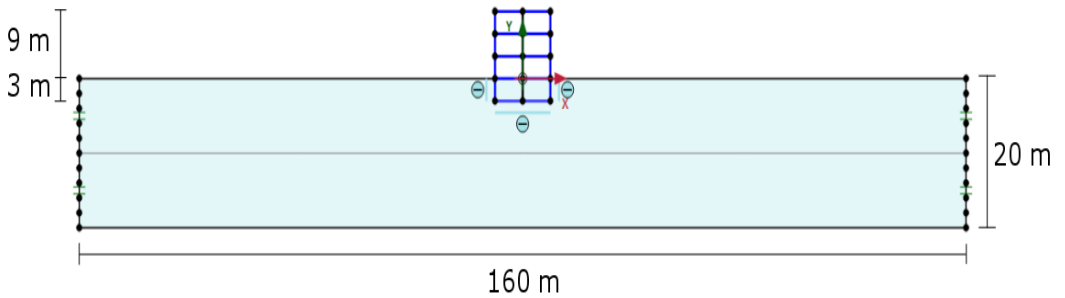
Den første modellen, Modell 1, tar for seg 2 ulike analyser av bølgeforplantning i et homogent jordlag. Modellen betrakter et rektangulært jordlag av stiv leire ($160m \times 20m$) med stivhetsparametere gitt av Tabell 4.1. Geometrien og parameterene tilsvarer Grunntype E i Eurokode 8. Fokuset her vil være å se på bevegelsen av jordlaget og forsterkningsfaktoren, samt hvordan dette korresponderer med EERA og teorien diskutert i kapittel 2 og 3. Se Figur 4.1 for geometri.



Figur 4.1: Geometri for Modell 1

Modell 1 med konstruksjon

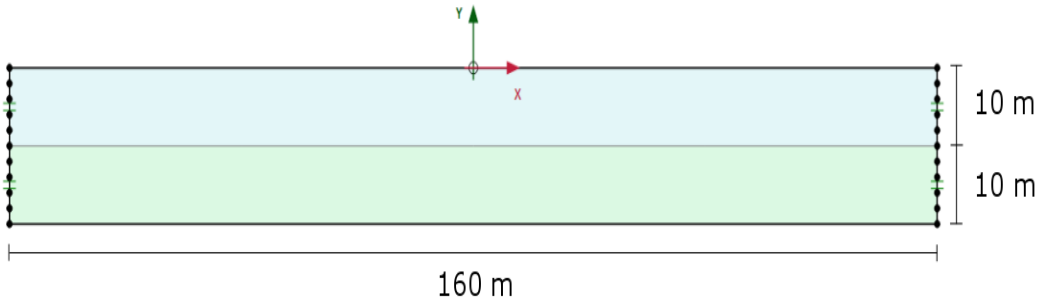
Denne modellen tar utgangspunkt i Modell 1 ved at det samme jordlaget betraktes, men det har i tillegg blitt modellert inn et bygg av stål samt ekskavert ned til en dybde på $z = -3m$. Stålkonstruksjonen skal fundamenteres direkte i det øverste laget, da dette er stivt nok til å bære et bygg av denne typen og dimensjon. Bygget skal etterligne et forretningsbygg bestående av tre etasjer og en kjeller. Konstruksjonen er $10m$ bred og $12m$ høy (en etasjehøyde på $3m$), se Tabell 4.3 og 4.4 for materialegenskaper. For å oppnå korrekt avstivning av konstruksjonen er det blitt satt inn et vertikalt elastisk anker med aksialstivhet $EA = 2,5 \cdot 10^6 kN$, se Figur 4.2. Hensikten med denne modellen er å se på den naturlige frekvensen av bygget når konstruksjonen blir utsatt for fri svingning og jordskjelveksitasjon, samt hvilke krefter som oppstår og hvordan dette samsvarer med Eurokode 8.



Figur 4.2: Geometri for Modell 1 med konstruksjon

Modell 2

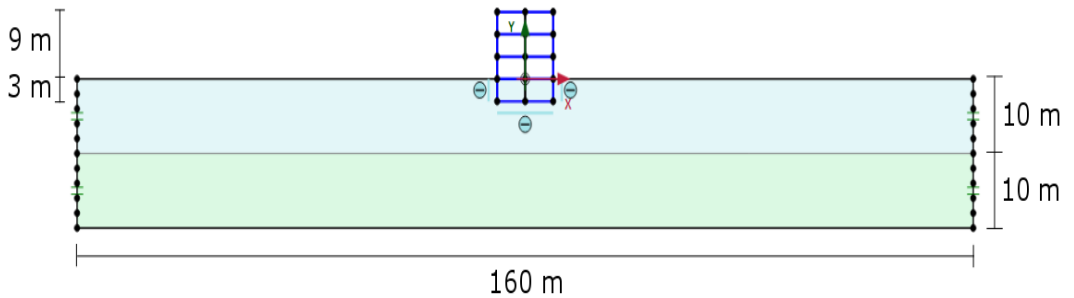
Figur 4.3 viser Modell 2, som består av et rektangulært inhomogent jordprofil med samme geometri som Modell 1. Stivhetsparameterene til de to forskjellige jordlagene er gitt i Tabell 4.1. Det øverste laget går fra $z = 0m$ til en dybde på $z = -10m$ og blir ansett som stiv leire. Fra $z = -10m$ til $z = -20m$ består jordlaget av en bløtere leire. For Modell 2 er hensikten å evaluere bevegelsen i jordlagene og forsterkningsfaktoren, samt hvordan dette korresponderer med EERA og teorien diskutert i kapittel 2 og 3.



Figur 4.3: Geometri for Modell 2

Modell 2 med konstruksjon

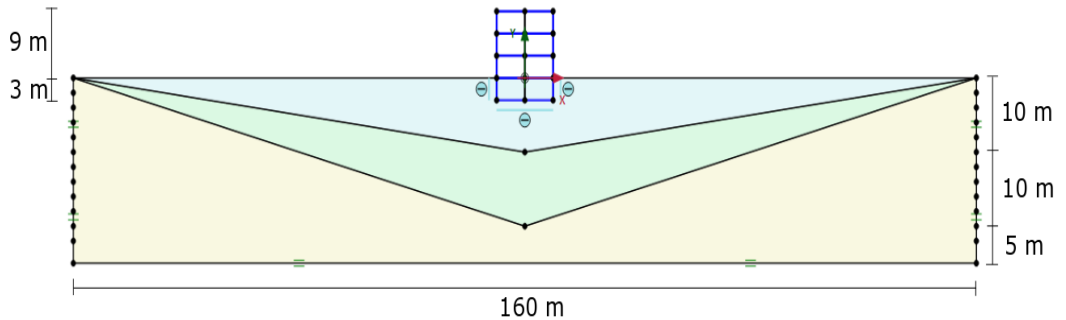
Denne modellen har samme inhomogene jordprofil som Modell 2, og det har i tillegg blitt modellert inn en stålkonstruksjon. Bygget har samme dimensjoner som omtalt tidligere. Se Figur 4.4 for geometri.



Figur 4.4: Geometri for Modell 2 med konstruksjon

Modell 3

Modell 3 betrakter et jordprofil med noe mer komplisert geometri enn de øvrige modellene, se Figur 4.5. Et nytt jordlag introduseres i tillegg til det stive og bløte leirlaget. Det nye jordlaget er modellert som lineær-elastisk og skal etterligne fjell. Jordparametere er beskrevet i Tabell 4.2. I tillegg er ikke lenger det stive og bløte leirlaget horisontale, men skrå. Det øverste laget er fortsatt ansett som det stive leirlaget mens det bløte er like under. Helningen er på $\frac{1}{8}$ for det stive leirlaget og $\frac{1}{4}$ for det bløte. Modellen skal fremstille en uendelig lang dal, med en stålkonstruksjon direkte fundamentert i det øverste laget. Konstruksjonen har samme materialeegenskaper som tidligere, se Tabell 4.3 og 4.4. Ulikt de tidligere modellene er denne modellen litt større med mål: $160m \times 25m$

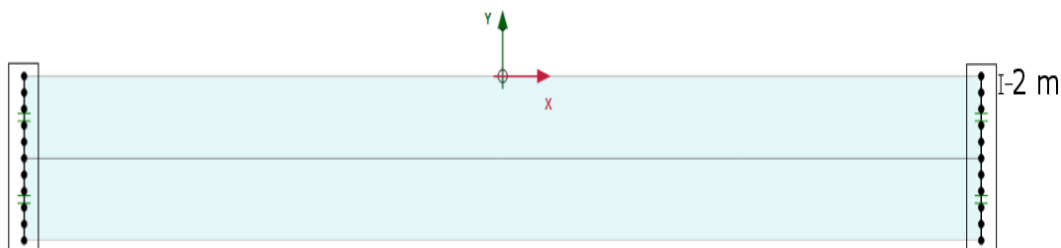


Figur 4.5: Geometri for Modell 3

4.2 Randbetingelser

Standard randbetingelser i PLAXIS 2D ved dynamiske analyser er bruk av viskøse dempere ved de vertikale rendene. I tillegg finnes det en randbetingelse som heter *tied degrees of freedom* som kun kan benyttes for de vertikale rendene, x_{min} og x_{max} . Denne funksjonen binder nodene på den høyre og venstre side av rendene sammen, slik at de vil bli utsatt for lik forskyvning når svingningen inntreffer. Siden alle modellene er symmetriske, tilsier dette at denne funksjonen skal fungere optimalt. Likevel, ved generering av symmetriske modeller, kan det oppstå et usymmetrisk nett av elementer vurdert ut i fra midten av modellen. For å unngå nettopp dette, har det, for hver andre meter, blitt satt inn ekstra punkter langs de vertikale rendene, se Figur 4.6. På den måten sikrer man seg muligheten til å benytte randbetingelsen *tied degrees of freedom*. Dette gjelder

for alle modellene og utgjør totalt 11 punkter langs høyre og venstre rand for **Modell 1** og **2** og 13 for **Modell 3**.



Figur 4.6: Randbetingelser

4.3 Parametre

Hardening soil small - strain stiffness model ble valgt for å utføre de numeriske analysene ved hjelp av PLAXIS 2D. Parameterene for denne jordmodellen er vist i Tabell 4.1 og er vurdert i samarbeid med veileder. Parameterverdier for det fjell-lignende laget er vist i Tabell 4.2, mens data for ankeret og konstruksjonen er gitt i Tabell 4.3 og 4.4.

Parameter	Øvre lag - Stiv leire	Nedre lag - Bløt leire
Materialtype	Undrained(A)	Undrained(A)
γ_{unsat}	17 kN/m ³	20 kN/m ³
γ_{sat}	20 kN/m ³	20 kN/m ³
c	10 kPa	5 kPa
ϕ	25°	25°
ψ	0°	0°
E_{50}^{ref}	20 000 kN/m ²	2000 kN/m ²
E_{oed}^{ref}	25 000 kN/m ²	1000 kN/m ²
E_{ur}^{ref}	95 000 kN/m ²	10 000 kN/m ²
m	0,5	1,0
G_0^{ref}	60 000 kN/m ²	12 000 kN/m ²
$\gamma_{0.7}$	$1,5 \cdot 10^{-4}$	$0,2 \cdot 10^{-3}$
ν_{ur}	0,2	0,2
p^{ref}	100 kPa	100 kPa
K_0^{nc}	0,58	0,58

Tabell 4.1: Parametere-verdier for det stive- og bløte jordlaget

Parameter	Fjell
Materialtype	Lineær elastisk
γ_{unsat}	26 kN/m ³
γ_{sat}	26 kN/m ³
E	6,36·10 ⁶ kN/m ²
ν	0,2
G	2,65·10 ⁶ kN/m ²
E_{oed}	7,07·10 ⁶ kN/m ²
v_s	1000 m/s
Rayleigh damping, α	2,00
Rayleigh damping, β	0,20·10 ⁻³

Tabell 4.2: Materialegenskaper for fjell-lignende lag

Parameter	Anker
Materialtype	Elastisk
Aksialstivhet, EA	2,5 · 10 ⁶ kN
Distanse ut av planet, $L_{Distanse}$	3,0 m

Tabell 4.3: Materialegenskaper for elastisk anker

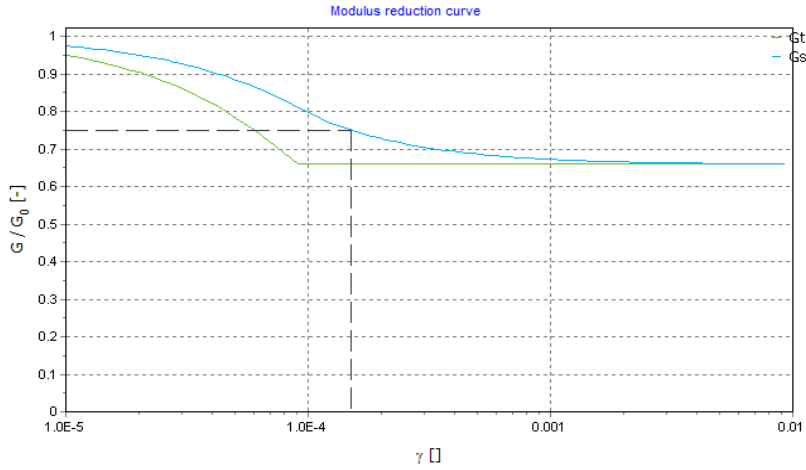
Parameter	Kjeller	Resten av konstruksjonen
Materialtype	Elastisk, isotropisk	Elastisk, isotropisk
Aksialstivhet, EA	1,20·10 ⁷ kN/m	9,00·10 ⁶ kN/m
Bøystivhet, EI	1,60·10 ⁵ kNm	6,75·10 ⁴ kNm
Vekt, w	15 kN/m/m	10 kN/m/m
Poisson-tall, ν	0,00	0,00
Rayleigh damping, α	0,23	0,23
Rayleigh damping, β	8,00·10 ⁻³	8,00·10 ⁻³
Ruhet, R_{inter}	0,70	0,70

Tabell 4.4: Materialegenskaper for konstruksjon (PLAXIS Manual 2015)

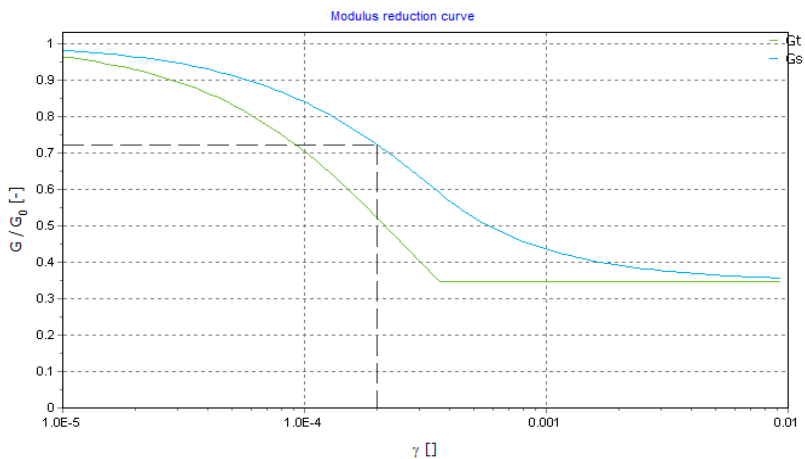
For å kunne modellere samvirket mellom jord og konstruksjon, finnes det i PLAXIS 2D noe som heter *interface*, betegnet som R_{inter} . Denne funksjonen gjør at jorden og konstruksjonen beveger seg uavhengig av hverandre og gir en mer realistisk verdi for jordens stivhet og skjærstyrke. R_{inter} er antatt, i dette tilfellet, å ha en verdi på 0,7.

Skjærmodul

Figur 4.7 og 4.8 viser reduksjonskurvene for skjærmodulen, G , for det stive og bløte leirlaget. G_t og G_s er henholdsvis tangent- og sekant-skjærmodulen. Kurvene vist under genereres automatisk av PLAXIS 2D ved valgte verdier av G_0^{ref} og $\gamma_{0.7}$.



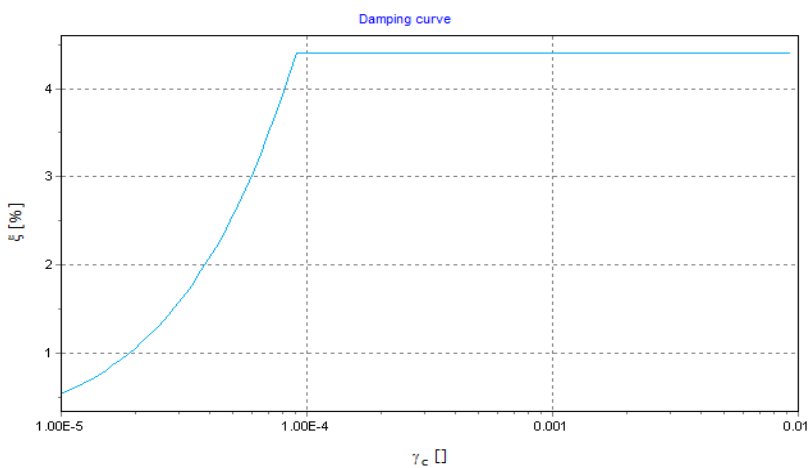
Figur 4.7: Reduksjonskurve for det øvre stive leirlaget



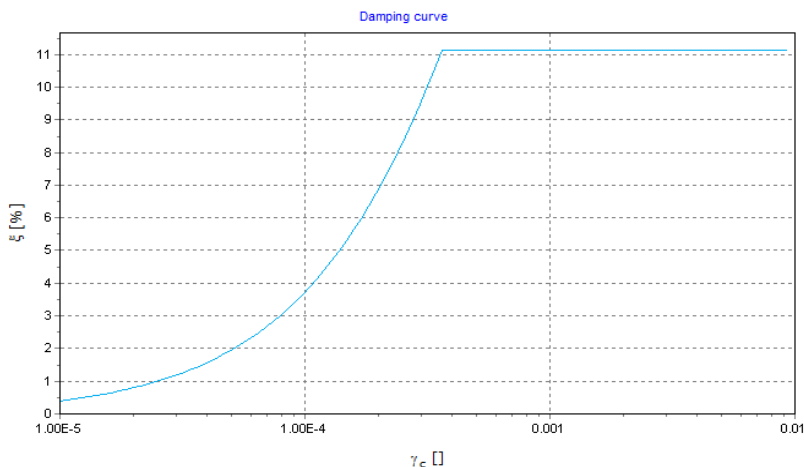
Figur 4.8: Reduksjonskurve for det nedre bløte leirlaget

Damping

Figur 4.9 og 4.10 viser dempingskurven, ξ , for det stive og bløte leirlaget. Kurvene vist under genereres automatisk av PLAXIS 2D ved valgte verdier av G_0^{ref} og $\gamma_{0.7}$.



Figur 4.9: Dempingskurve for det nedre bløte leirlaget



Figur 4.10: Dempingskurve for det nedre bløte leirlaget

For det fjell-lignende laget krever PLAXIS 2D to verdier for dempingen, ξ , for å kunne regne ut Rayleigh koeffisientene, α og β . Koeffisientene er beskrevet av ligning 4.1 og 4.2.

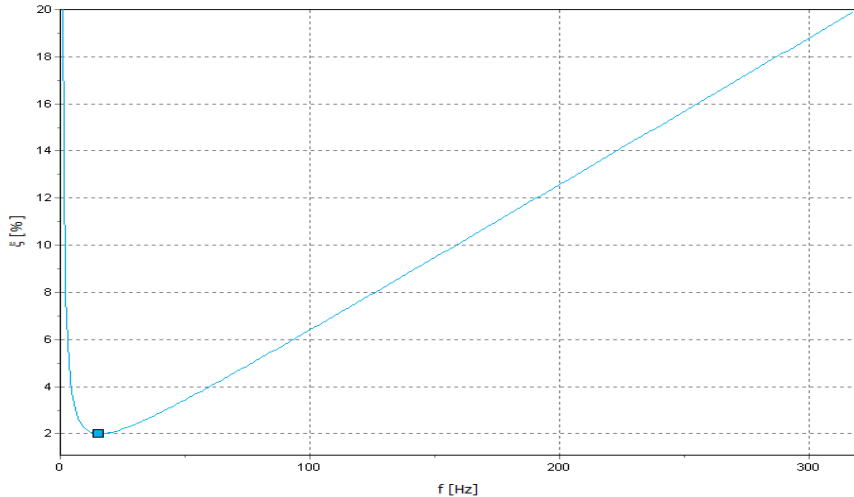
$$\alpha = \xi \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad (4.1)$$

$$\beta = \xi \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (4.2)$$

Frekvensen som tilsvarende første svingeform (mode) er den første egenfrekvensen, se Avsnitt 3.8. Egenfrekvensen er gitt av ligning (3.44), hvor perioden, $T = \frac{1}{f}$. Skjærbølgehastigheten, v_s , finnes fra PLAXIS 2D og er gitt som 1000m/s . Ved å anta at gjennomsnittlig høyde på fjell-laget er på: $H \approx 15\text{m}$ blir egenfrekvensen som følger:

$$T = \frac{1}{f} = \frac{4H}{v_s} \Rightarrow f = \frac{v_s}{4H} = \frac{1000\text{m/s}}{4 \cdot 15\text{m}} = 16,67\text{Hz} \quad (4.3)$$

Med en egenfrekvens på $16,67\text{ Hz}$ og med en konstant demping på $\xi = 2\%$ (Kramer 1996), blir frekvensene for Target 1 og 2 satt til 15 og 17 Hz , se Figur 4.11.



Figur 4.11: Frekvens mot demping for fjell-laget

4.4 Jordskjelv

Som nevnt innledningsvis skal hver av modellene utsettes for to forskjellige jordskjelv; EQ_1 og EQ_2 . Tidshistoriene sammen med designspekterene er alle generert av programmet SIMQKE. For å definere det dimensjonerende spekteret, S_d , i SIMQKE, må det velges verdier for seismisk sone, spektrumtype og grunntype, som omtalt i Kapittel 2.5. Verdiene for S , T_B , T_C og T_D korresponderer ikke med verdiene gitt i det nasjonale tillegget av NS-EN 1998-1, da den italienske versjonen av SIMQKE beregner disse på en annen måte. Verdiene er videre benyttet, da hensikten er å kunne bruke Eurokoden som et verktøy, fremfor å beregne nøyaktige dimensjonerende spektere i SIMQKE. Tabell 4.5 og 4.6 viser nødvendige parametere og informasjon for hver av jordskjelvene.

	Grunntype	Seismisk sone	Varighet
EQ_1	B, C, E	1	30 sek
EQ_2	B, C, E	2	30 sek

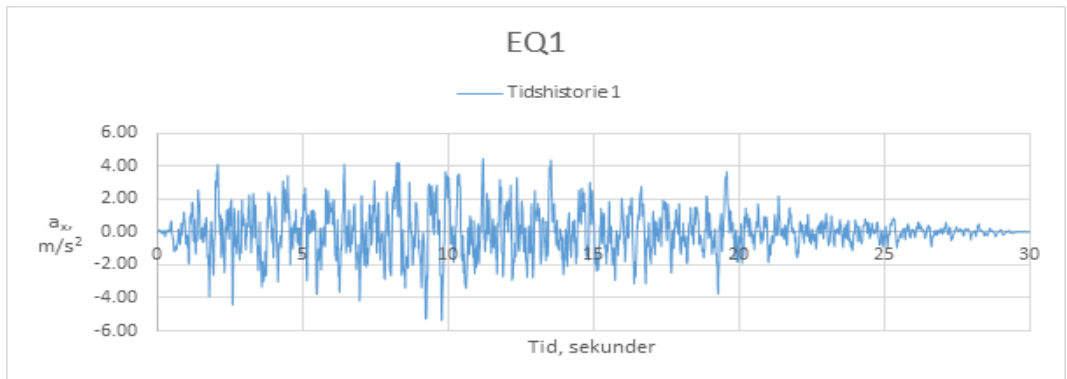
Tabell 4.5: Klassifikasjon og informasjon for EQ_1 og EQ_2

	EQ_1, EQ_2
Design spektrum	Horisontalt, elastisk
Forsterkningsfaktor-grunnforhold, S	1,25
Nedre grenseverdi, T_B	0,15 sek
Øvre grenseverdi, T_C	0,5 sek
Begynnelse på konstant forskyvning, T_D	2,0 sek
Forsterkningsfaktor, γ	1,25
Dempingsforhold, ξ	5%
Periode, T	2,0 sek
Frekvens, f	0,5 Hz
Vinkelfrekvens, ω	3,142 rad/sek

Tabell 4.6: Klassifikasjon og verdier for EQ_1 og EQ_2

Tidshistorie 1

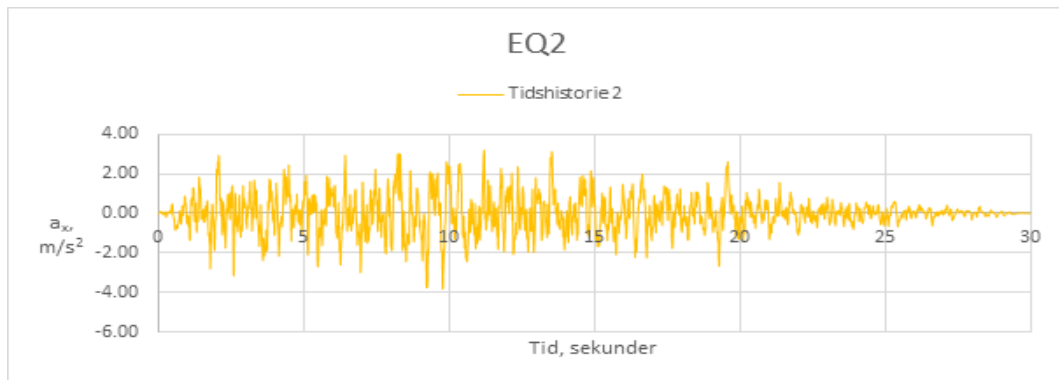
Data for Tidshistorie 1 er importert fra SIMQKE til EXCEL. Figur 4.10 viser hvordan akselerasjonen, a_x , varierer med tiden.



Figur 4.12: Tidshistorie 1, EQ_1

Tidshistorie 2

Data for Tidshistorie 2 er importert fra SIMQKE til EXCEL. Figur 4.10 viser hvordan akselerasjonen, a_x , varierer med tiden.

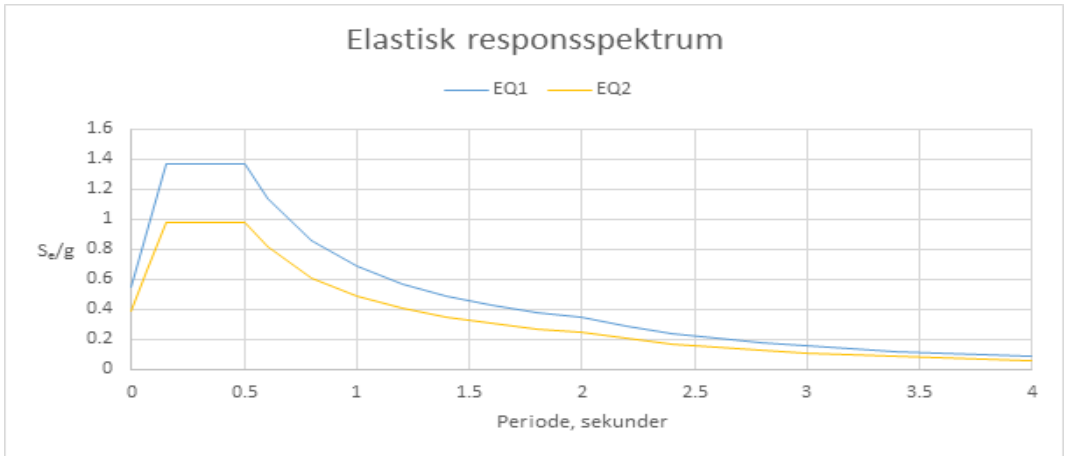


Figur 4.13: Tidshistorie 2, EQ₂

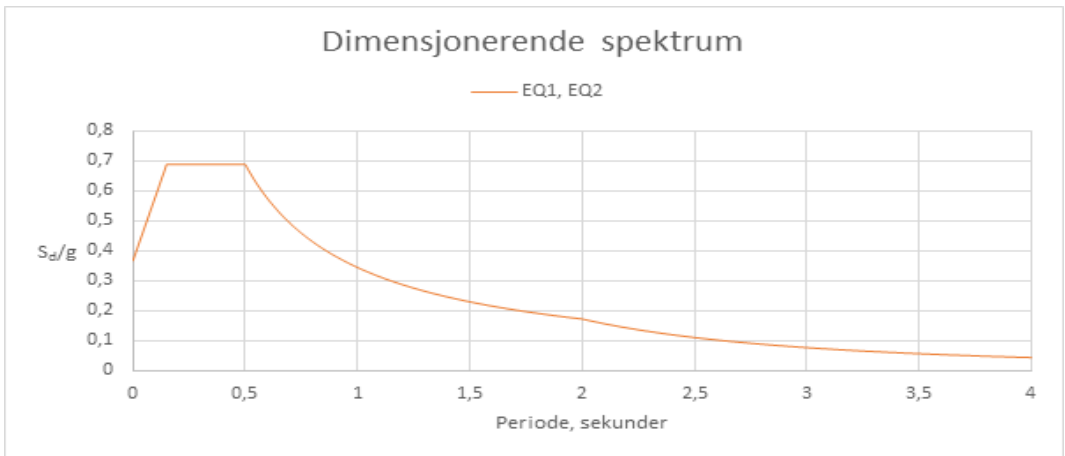
Elastisk responspektrum og designspektrum

De elastiske responspekterene for Tidshistorie 1 og 2 er hentet fra SIMQKE og er vist av Figur 4.14. Ved å benytte formelverket beskrevet i Kapittel 3.6 (Ligning 3.30-3.33) og en konstruksjonsfaktor på $q = 2,0$, kan det dimensjonerende spekteret beregnes, se Figur 4.15. Designspekteret for **Modell 1 med konstruksjon** ble beregnet med parameterverdier beskrevet i Eurokode 8. For **Modell 2 med konstruksjon** og **Modell 3** må tidshistoriene normaliseres slik at designspekteret kan fremstilles fra PLAXIS 2D og ved å videre benytte ligningene 3.30-3.33.

Et design spekter er essensielt for de beregninger som må foretas innen dimensjonering av konstruksjoner. Som omtalt tidligere, tilhører stålkonstruksjonen brukt i modelleringen seismisk klasse II, altså $\gamma_1 = 1,0$.



Figur 4.14: Elastisk responspektrum for Tidshistorie 1 og 2



Figur 4.15: Dimensjonerende spektrum for Tidshistorie 1 og 2

4.5 Eurokode 8

I NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014 finnes det fremgangsmetoder for å kunne dimensjonere konstruksjoner i seismiske aktive områder, hvor formålet er å sikre beskyttelsen av menneskeliv, begrense skadeomfanget og sørge for at livsviktige byggverk forblir operative. I denne avhandlingen er det spesielt fokus på Kapittel 3 - *Grunnforhold og seismiske pvirkninger*, Kapittel 4 - *Prosjektering av bygninger* og Kapittel 6 - *Spesifikke bestemmelser for stålbygninger* og dessuten det nasjonale tillegget bakerst i Eurokoden.

5 | Resultater

Dette kapittelet fremstiller resultatene fra dynamiske analyser i PLAXIS 2D og EERA med beregninger utført ved bruk av Eurokode 8.

Først vil resultatene fra forsterkningsfaktoranalysen fra EERA bli fremstilt. For de dynamiske analysene i PLAXIS 2D ble den dynamiske tiden satt til 5 *sekunder* for egenfrekvensanalysen og 30 *sekunder* for tidshistoriene generert av SIMQKE. For å redusere analysetiden ble det brukt et middels fint nett med elementer for alle analysene.

Egenfrekvensen av konstruksjonen ble funnet ved å sette på en kraft på 10 kN/m øverst til venstre av konstruksjonen for så å la bygget svinge fritt i 5 dynamiske sekunder.

For alle modellene var utgangspunktet til randbetingelsene satt til å være en linært økende last langs de vertikale rendene med verdi 0 i toppen og $\gamma \cdot z$ ved bunnen. Dette var i hovedsak for å forsikre seg om at modellene skulle holde seg på plass, slik at riktig svingemønster ble oppnådd. I tillegg skulle de vertikale rendene og bunnen være fri for bevegelse i x -retning og låst i y -retning.

Etter å ha kjørt noen analyser med Modell 1 viste det seg at resultatene ikke helt ble slik som planlagt. Selvom det ble presisert at det kun skulle være forskyvning i x -retning virket det som om jordelementet beveget seg fritt i alle retninger. Etter å ha lest gjennom forskjellige PLAXIS 2D-manualer og etter nøye vurderinger, ble randbetingelsen *tied degrees of freedom* benyttet med ekstra punkter langs de vertikale rendene.

Selv om randbetingelsene var riktig definert, ble resultatene fortsatt ikke helt tilfredsstillende. Svingeformen på de forskjellige modellene ga inntrykk for numerisk feil ved at jordelementene begynte å *skvulpe* etter endt analyse. Ved å endre toleransen for feil i PLAXIS 2D fra 0,01 til 0,001, samt øke *coarsness*-faktoren

for Modell 2, både med og uten konstruksjon, og for Modell 3 (hvor grovt nettet med elementer skal være) mellom de to lagene og ved toppen, ble modellene mer mottakelig for akselerasjonshistoriene.

Beregningene utført ved bruk av Eurokode 8 fokuserer på hvor stor skjærkraft fundamentet, eller toppen av en stiv kjeller, en konstruksjon må dimensjoneres for. Dette er videre sammenlignet med de krefter som oppstår ved kjellernivå i analysene utført av PLAXIS 2D.

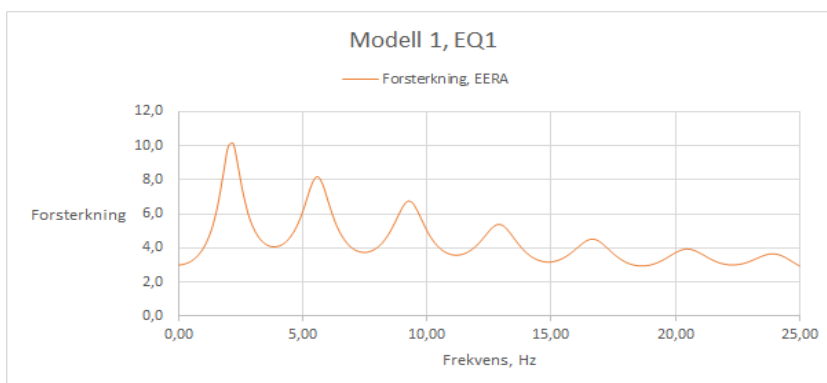
Resultatene som ble oppnådd er vist i form av:

- Graf av frekvens mot forsterkning fra EERA.
- Deformert modell fra PLAXIS 2D.
- Graf av dynamisk tid mot akselerasjon i x-retning, a_x .
- Graf av dynamisk tid mot forskyvning i x-retning, u_x (Vedlegg).
- Graf av frekvens mot Power(a_x) (Vedlegg).

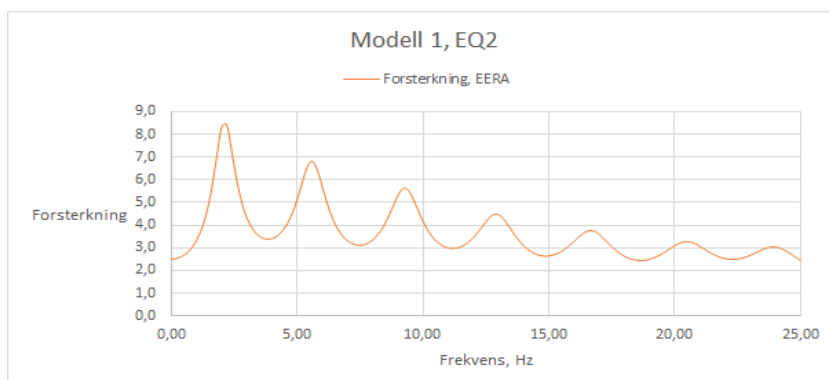
5.1 Forsterkningsanalyse-EERA

Forsterkningsfaktoren for **Modell 1** og **2** beregnet fra EERA er vist under av Figur 5.1-5.4.

5.1.1 Modell 1

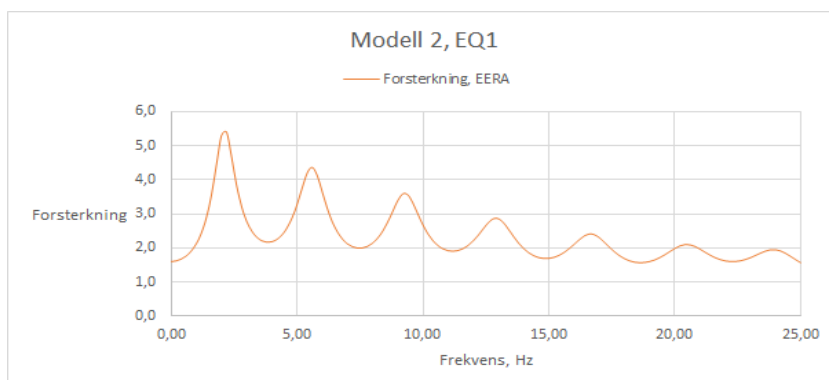


Figur 5.1: Forsterkningsfaktor fra EERA for **Modell 1** utsatt for EQ₁

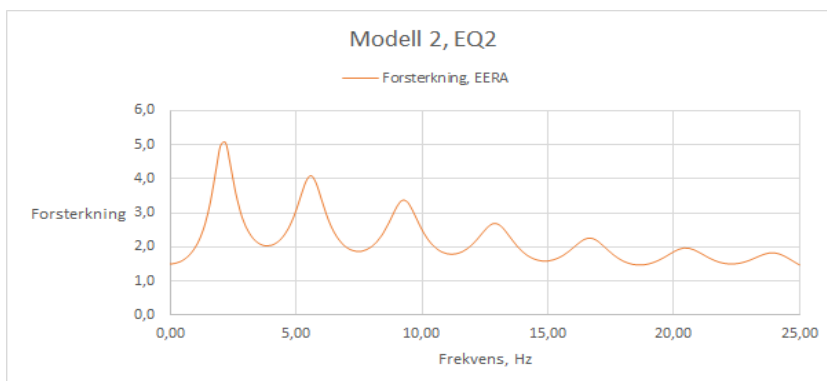


Figur 5.2: Forsterkningsfaktor fra EERA for Modell 1 utsatt for EQ₂

5.1.2 Modell 2



Figur 5.3: Forsterkningsfaktor fra EERA for Modell 2 utsatt for EQ₁



Figur 5.4: Forsterkningsfaktor fra EERA for **Modell 2** utsatt for EQ_2

	EQ_1	EQ_2
Modell 1	10,15	8,46
Modell 2	5,07	5,01

Tabell 5.1: Forsterkningsfaktor For **Modell 1** og **2** fra EERA

5.2 PLAXIS 2D

Tabell 5.2 viser antall elementer og noder for hver modell benyttet for de numeriske analysene.

	Elementer	Noder
Modell 1	434	3721
Modell 2	441	3873
Modell 1 med konstruksjon	565	4893
Modell 2 med konstruksjon	574	4971
Modell 3	837	7265

Tabell 5.2: Antall elementer og noder for modellene

Som en del av forarbeidet til en analyse i PLAXIS 2D finnes det noe som heter *Staged Construction*. Denne fanen styrer hvordan lastforløpet, ekskavering, fylling etc. skal forekomme. Tabell 5.3 viser de ulike fasene for **Modell 1** og **2**, mens Tabell 5.4 viser fasene for **Modell 1** og **2 med konstruksjon** og for **Modell 3**. Tabell 5.5 viser analysetiden for alle modellene.

	Beskrivelse	Merknad
Fase I	K_0 -konsolidering	Initiell fase
Fase II	Jordskjelveysitasjon	Dynamisk analyse, 30 sek

Tabell 5.3: Staged Construction for Modell 1 og 2

	Beskrivelse	Merknad
Fase I	K_0 -konsolidering	Initiell fase
Fase II	Konstruksjonen aktiveres	Ekskavering til $z = -3m$
Fase III	Kraft aktiveres	Underfase til Fase II
Fase IV	Egenfrekvensanalyse	Dynamisk analyse, 5 sek
Fase V	Jordskjelveysitasjon	Dynamisk analyse, 30 sek, forgrening til Fase II

Tabell 5.4: Staged Construction for Modell 1 og 2 med konstruksjon og Modell 3

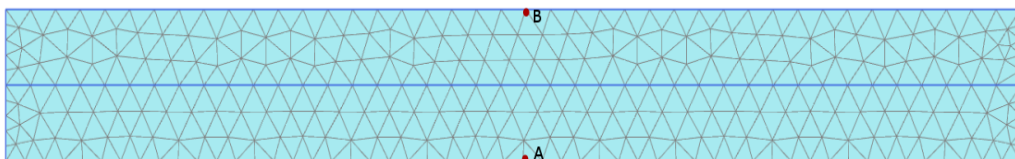
	Tid, sekunder
Modell 1	1571
Modell 2	1434
Modell 1 med konstruksjon	2957
Modell 2 med konstruksjon	2873
Modell 3	14400

Tabell 5.5: Analysetid

I de følgende avsnittene vil det, for alle modellene omtalt tidligere, være en figur som viser den genererte elementinndelingen (elementer og noder) og en figur som viser deformert modell. I tillegg vil det være en graf av dynamisk tid mot akselerasjon, a_x . Figurene er hentet fra PLAXIS 2D og er forstørret tjue ganger for å få et synlig resultat og svingemønster.

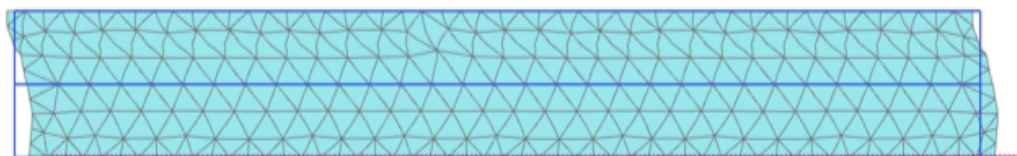
5.2.1 Modell 1

Modell 1 generert av PLAXIS 2D er vist under i Figur 5.5.

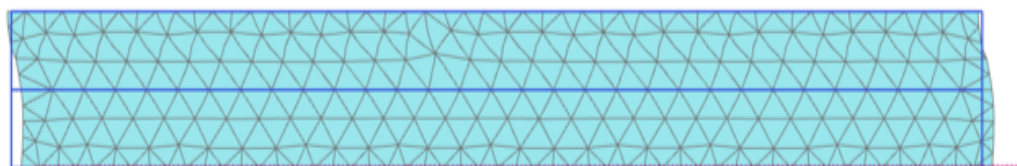


Figur 5.5: Modell 1 generert av PLAXIS 2D

Svingemønsteret for **Modell 1** utsatt for EQ_1 og EQ_2 er vist under i Figur 5.6 og 5.7.

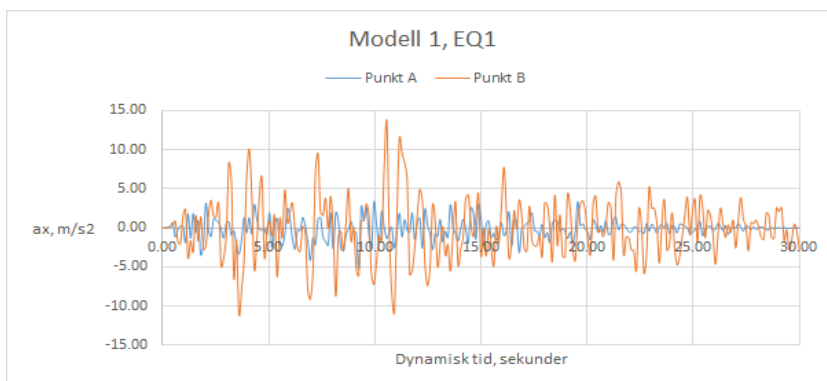


Figur 5.6: Svingemønster for Modell 1 utsatt for EQ_1

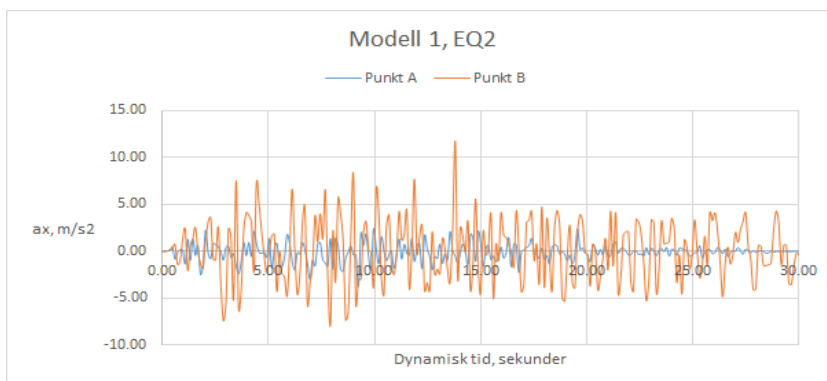


Figur 5.7: Svingemønster for Modell 1 utsatt for EQ_2

Graf av dynamisk tid mot akselerasjon, a_x , er vist under i Figur 5.8 og 5.9.



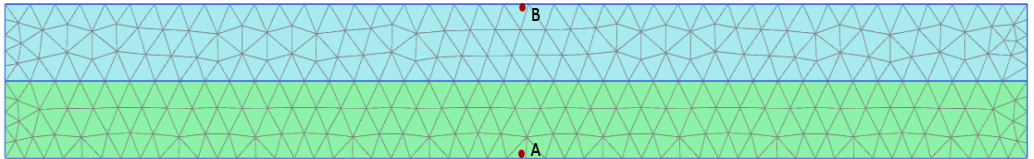
Figur 5.8: Dynamisk tid mot a_x for Modell 1 utsatt for EQ₁



Figur 5.9: Dynamisk tid mot a_x for Modell 1 utsatt for EQ₂

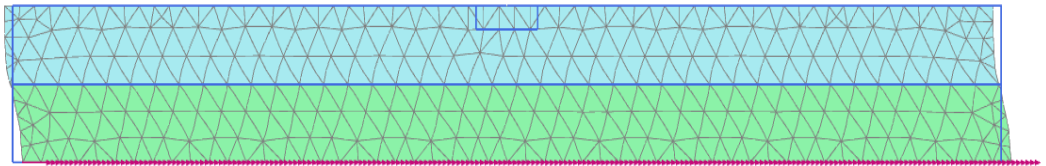
5.2.2 Modell 2

Modell 2 generert av PLAXIS 2D er vist under i Figur 5.10.

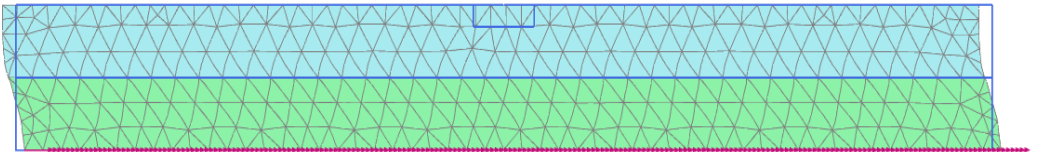


Figur 5.10: Modell 2 generert av PLAXIS 2D

Svingemønsteret for **Modell 2** utsatt for EQ_1 og EQ_2 er vist under i Figur 5.11 og 5.12.

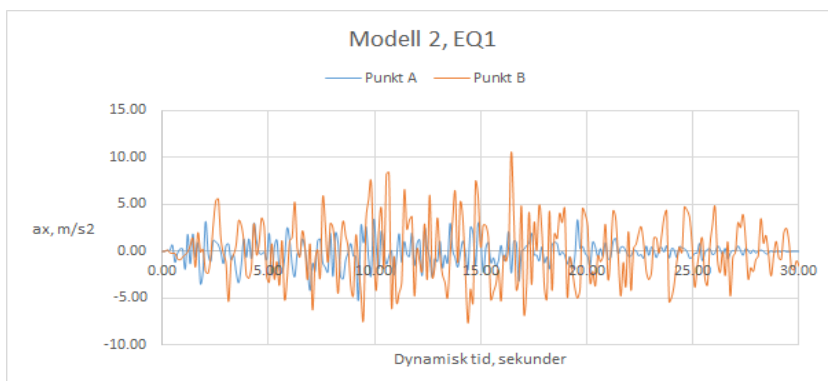


Figur 5.11: Svingemønster for Modell 2 utsatt for EQ_1

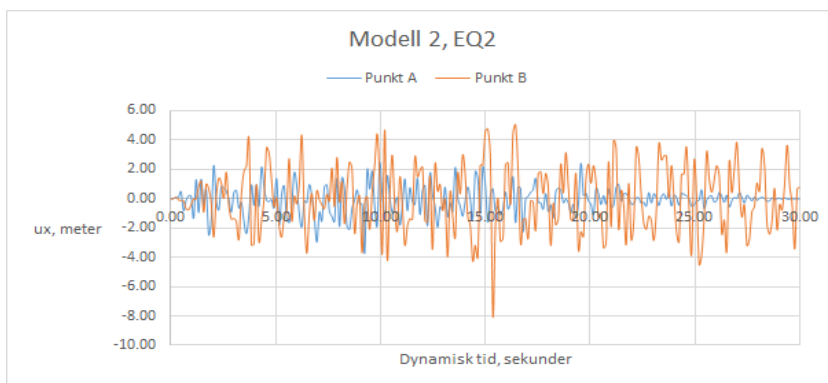


Figur 5.12: Svingemønster for Modell 2 utsatt for EQ_2

Graf av dynamisk tid mot akselerasjon, a_x , er vist under i Figur 5.13 og 5.14.



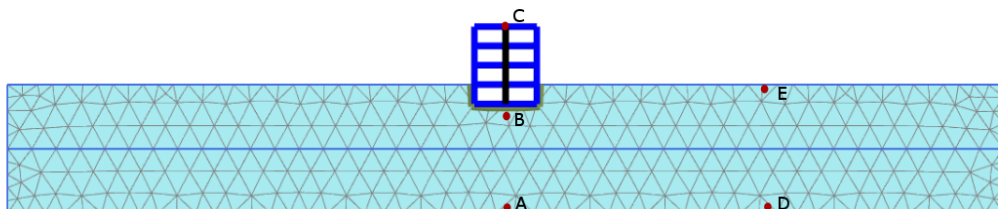
Figur 5.13: Dynamisk tid mot a_x for Modell 2 utsatt for EQ₁



Figur 5.14: Dynamisk tid mot a_x for Modell 2 utsatt for EQ₂

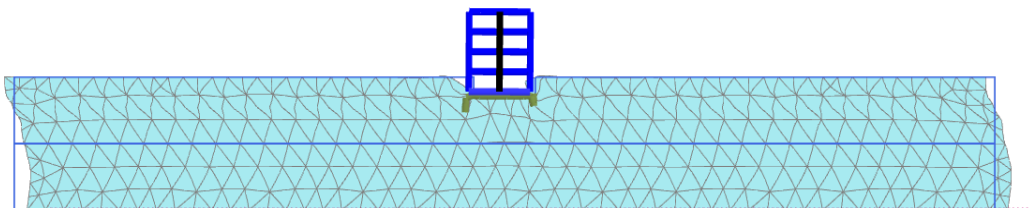
5.2.3 Modell 1 med konstruksjon

Modell 1 med stålkonstruksjon generert av PLAXIS 2D er vist under i Figur 5.15.

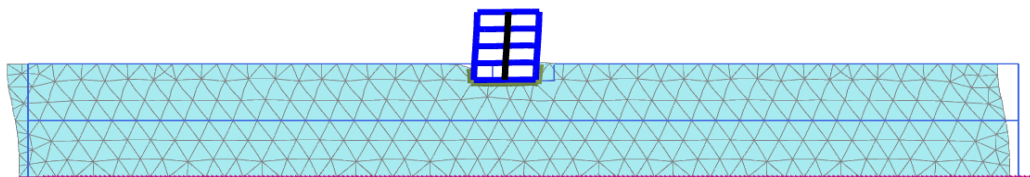


Figur 5.15: Modell 1 med konstruksjon generert av PLAXIS 2D

Svingemønsteret for **Modell 1 med konstruksjon** utsatt for EQ_1 og EQ_2 er vist under i Figur 5.16 og 5.17.

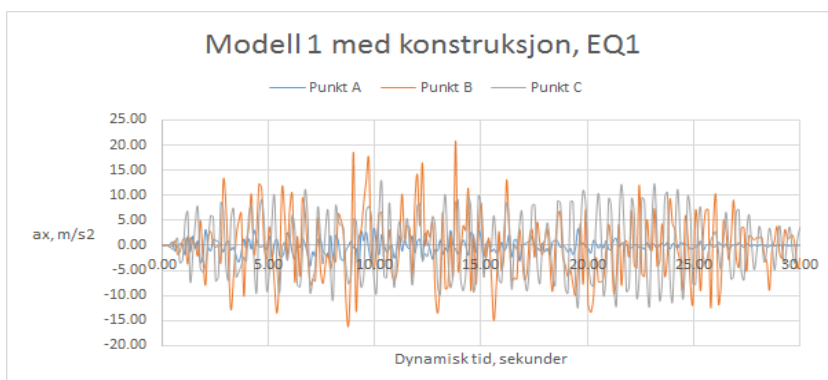


Figur 5.16: Svingemønster for Modell 1 med konstruksjon utsatt for EQ_1

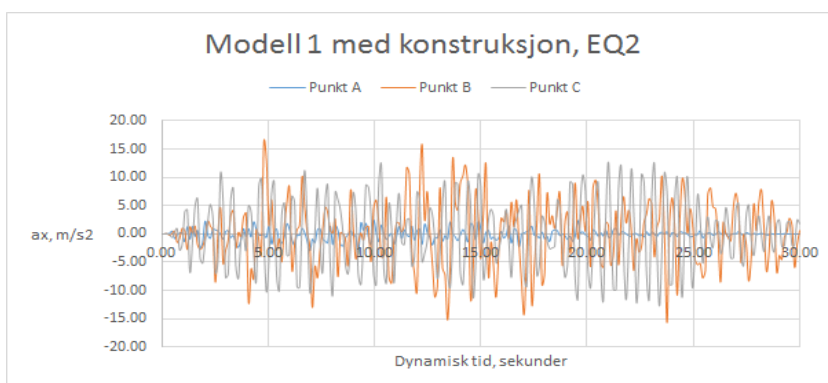


Figur 5.17: Svingemønster for Modell 1 med konstruksjon utsatt for EQ_2

Graf av dynamisk tid mot akselerasjon, a_x , for punkt A , B og C utsatt for EQ_1 og EQ_2 vises av Figur 5.18 og 5.19. Grafene for punkt D og E samt dynamisk tid mot forskyvning, u_x , finnes bakerst i avhandlingen som vedlegg. Se Figur A.6-A.11.



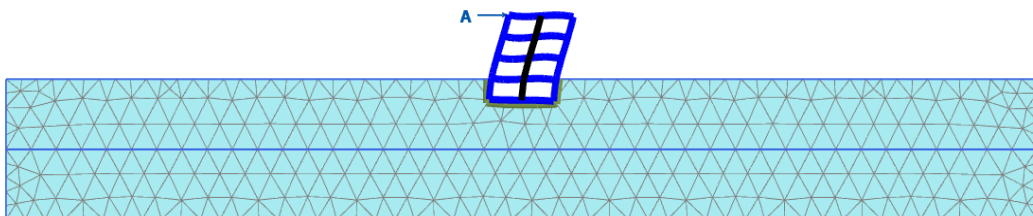
Figur 5.18: Dynamisk tid mot a_x for Modell 1 med konstruksjon utsatt for EQ₁



Figur 5.19: Dynamisk tid mot a_x for Modell 1 med konstruksjon utsatt for EQ₂

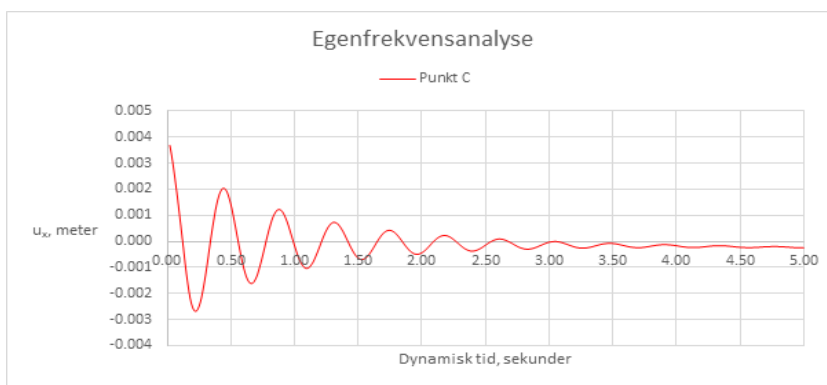
Eigenfrekvensanalyse

Ved å påføre en kraft på 10 kN/m på konstruksjonen i øvre, ventre hjørne, for så å la bygget svinge fritt i 5 dynamiske sekunder, kan egenfrekvensen til bygget bestemmes. Figur 5.20 viser bygget momentant etter påført kraft. Figuren er oppskalert 800 ganger for å få frem en synlig virkningen av kraften. Eigenfrekvensen til bygget er funnet til å være lik for begge modellene, da det hovedsaklig er det øverste laget som påvirker denne beregningen.

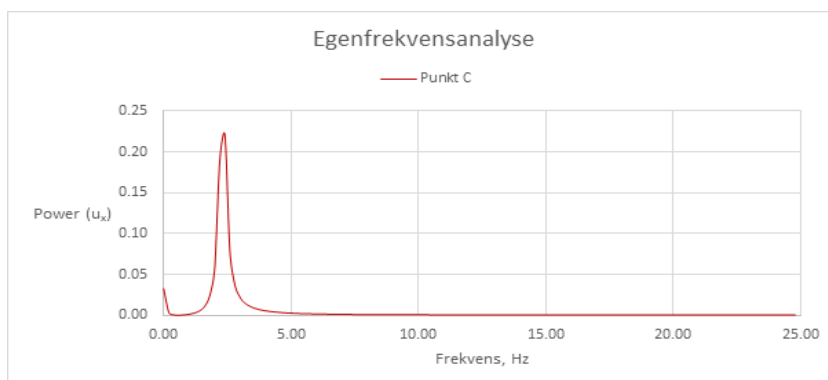


Figur 5.20: Egenfrekvensanalyse for stålkonstruksjon

Figur 5.21 viser en graf av dynamisk tid mot forskyvning, u_x , mens Figur 5.22 viser en graf av frekvens, f , mot $\text{Power}(u_x)$.



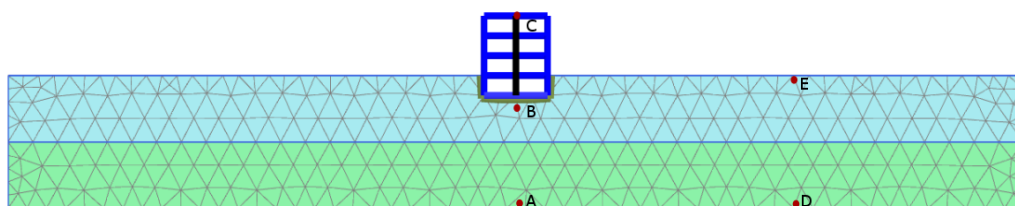
Figur 5.21: Egenfrekvensanalyse for stålkonstruksjon



Figur 5.22: Eigenfrekvensanalyse for stålkonstruksjon

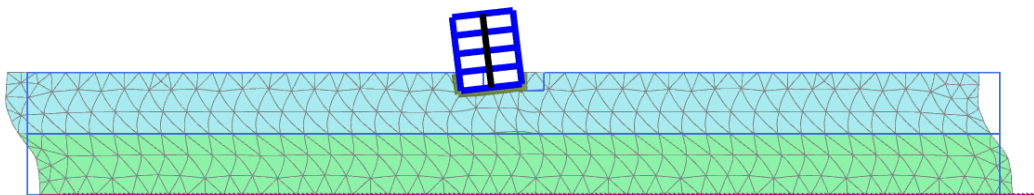
5.2.4 Modell 2 med konstruksjon

Modell 2 med stålkonstruksjon generert av PLAXIS 2D er vist under i Figur 5.23.

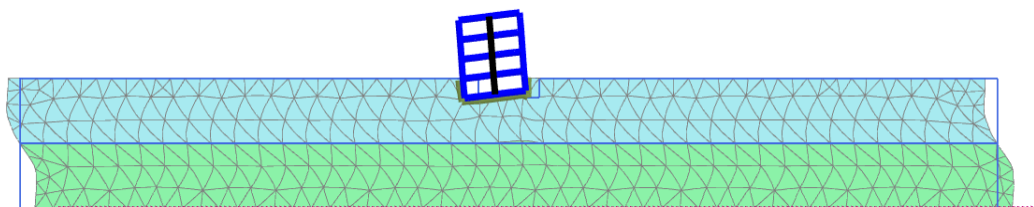


Figur 5.23: Modell 2 med stålkonstruksjon generert av PLAXIS 2D

Svingemønsteret for Modell 2 med stålkonstruksjon utsatt for EQ_1 og EQ_2 er vist under i Figur 5.24 og 5.25.

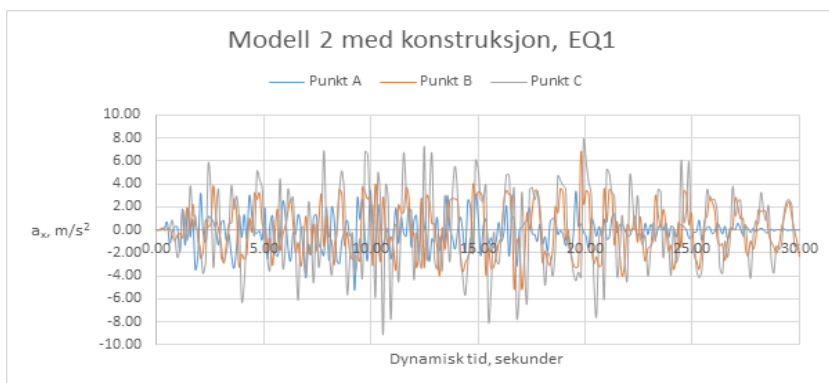


Figur 5.24: Svingemønster for Modell 2 med stålkonstruksjon utsatt for EQ₁

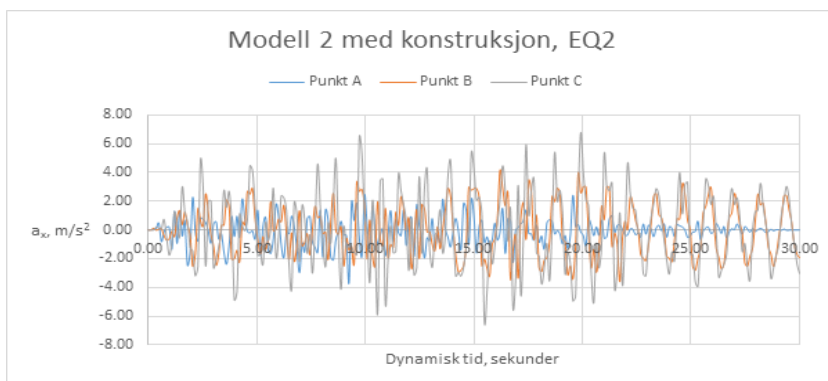


Figur 5.25: Svingemønster for Modell 2 med stålkonstruksjon utsatt for EQ₂

En graf av dynamisk tid mot akselerasjon, a_x , er vist under i Figur 5.26 og 5.27. De resterende grafene finnes som vedlegg, se Figur A.16-A.21.



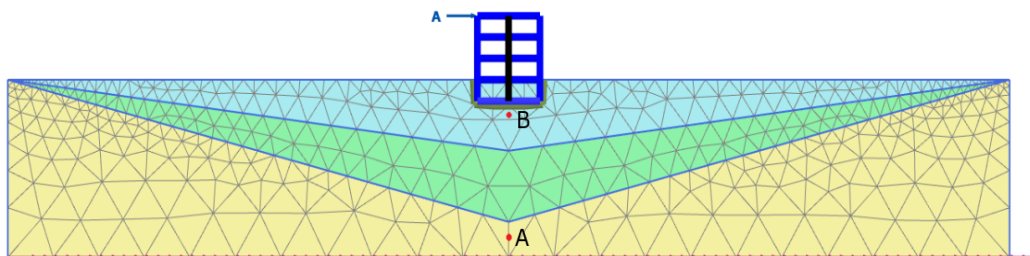
Figur 5.26: Dynamisk tid mot a_x for Modell 2 med stålkonstruksjon utsatt for EQ₁



Figur 5.27: Dynamisk tid mot a_x for Modell 2 med stålkonstruksjon utsatt for EQ₂

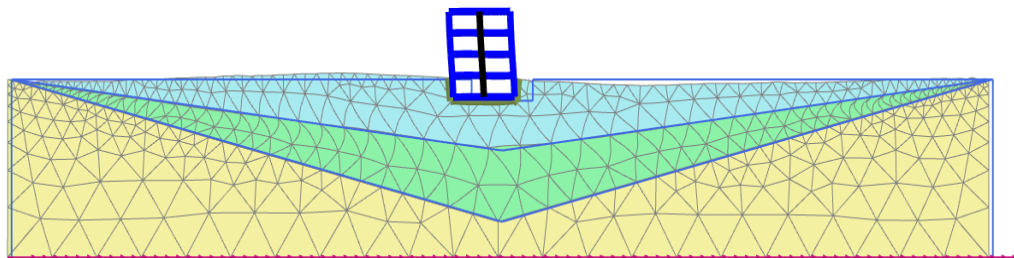
Modell 3

Modell 3 generert av PLAXIS 2D er vist under i Figur 5.28.

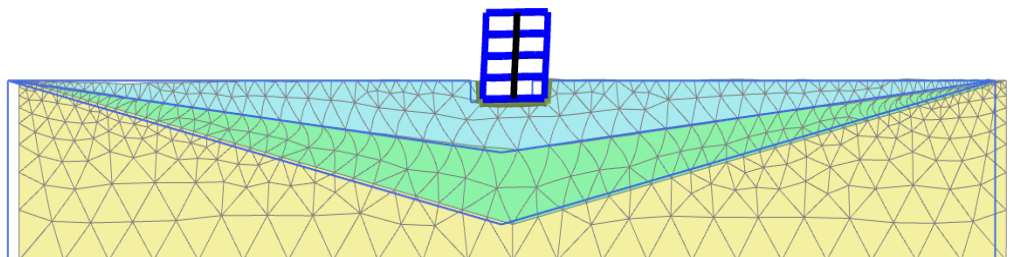


Figur 5.28: Modell 3 generert av PLAXIS 2D

Svingemønsteret for **Modell 3** utsatt for EQ_1 og EQ_2 er vist under i Figur 5.29 og 5.30.

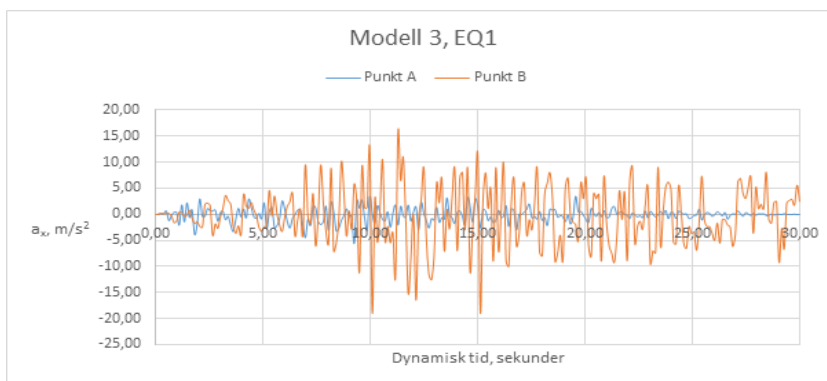


Figur 5.29: Svingemønster for Modell 3 utsatt for EQ_1

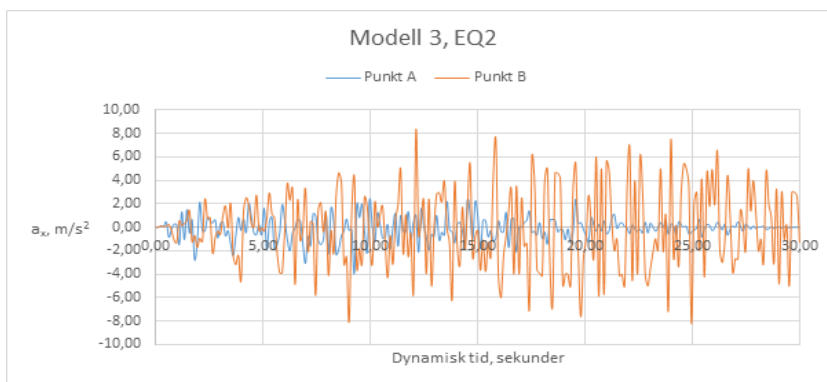


Figur 5.30: Svingemønster for Modell 3 utsatt for EQ_2

En graf som viser dynamisk tid mot akselerasjon, a_x , er vist under i Figur 5.31 og 5.32. De resterende grafene finnes som vedlegg, se Figur A.22 og A.23.



Figur 5.31: Dynamisk tid mot a_x for Modell 3 utsatt for EQ1

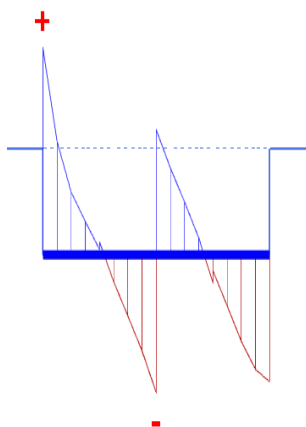


Figur 5.32: Dynamisk tid mot a_x for Modell 3 utsatt for EQ2

5.3 Skjærkraft ved toppen av stiv kjeller

5.3.1 PLAXIS 2D

For å finne maksimal skjærkraft, F_b , ved toppen av den stive kjelleren i PLAXIS 2D, kan det enten velges punkter eller noder langs første etasje av konstruksjonen eller så kan flere deler av konstruksjonen selekteres ved å dobbeltklikke på ønskelig konstruksjonsdel. For å unngå en meget tidskrevende analyse ble verdiene for F_b hentet ut ved å markere platen av stålbygget som utgjorde toppen av kjelleren. Videre er skjærkreftene fremstilt som et skjærkraft-diagram, se Figur 5.33. Dette ble gjort for alle analysene og Tabell 5.6, 5.7 og 5.8 viser maksimal skjærkraft for **Modell 1** og **2** med innsatt stålkonstruksjon og for **Modell 3**.



Figur 5.33: Skjærkraft-diagram fra PLAXIS 2D

	$F_b, kN/m$
EQ_1	493,34
EQ_2	408,21

Tabell 5.6: Skjærkraft, F_b , for Modell 1 med konstruksjon. Fra PLAXIS 2D

	$F_b, kN/m$
EQ_1	192,30
EQ_2	170,90

Tabell 5.7: Skjærkraft, F_b , for **Modell 2 med konstruksjon**. Fra PLAXIS 2D

	$F_b, kN/m$
EQ_1	212,60
EQ_2	187,51

Tabell 5.8: Skjærkraft, F_b , for **Modell 3**. Fra PLAXIS 2D

5.3.2 Eurokode 8

Modell 1 med konstruksjon

Som nevnt i Kapittel 4 betraktes det, etter *Tabell 3.1 – Grunntyper* fra NS-EN 1998:1, et jordlag som kan klassifiseres som *Grunntype E*. Beskrivelse av *Grunntype E* i den omtalte tabellen er gitt som følger:

En grunnprofil som består av et alluviumlag i overflaten med v_s -verdier av type C (180-360 m/s) eller D (<180 m/s) og en tykkelse som varierer mellom ca. 5m og 20m, over et stivere materiale $v_s > 800$ m/s. — *NS-EN 1998-1, Tabell 3.1-Grunntyper*

Hvor v_s er beregnet med ligning 5.1 (*NS-EN 1998 : 1, 3.1.2(3)*)

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad (5.1)$$

Hvor $v_{s,30}$ er gitt som gjennomsnittlig skjærbølgehastighet, h_i angir tykkelse i meter og v_i er skjærbølgehastigheten for det betraktete jordlaget. Ved å benytte ligning 3.36 kan skjærbølgehastigheten, v_s , uttrykkes som:

$$G_{max} = \rho v_s^2 \rightarrow v_s = \sqrt{\frac{G_{max}}{\rho}} \quad (5.2)$$

Videre kan v_s beregnes ved å benytte det faktum at $\rho = \gamma_{unsat} = 17 \text{ kN/m}^3$ og $G_{max} \approx \frac{G_0^{ref}}{0,7} = \frac{60000}{0,7} = 85714,29 \text{ kN/m}^2$.

$$v_s = \sqrt{\frac{85714,29}{17}} = 71 \text{ m/s} \quad (5.3)$$

Da det er et homogent lag med stiv leire som betraktes blir verdien av $v_{s,30}$ gitt av ligning 5.4.

$$v_{s,30} = \frac{30}{\frac{20}{71}} = 106,5m/s \quad (5.4)$$

Som det sees av ligning 5.4 stemmer verdien av den gjennomsnittlige skjærbølgehastigheten for valgte parametere i PLAXIS 2D overens med *Grunntype E* omtalt i Eurokode 8.

For å kunne beregne de skjærkrefter som oppstår ved fundamentnivå for stålkonstruksjonen er punkt 4.3.3.2.2 i Eurokoden essensiell. For å kunne bruke ligning 5.6 er det to krav som må oppfylles som er gitt av punkt 4.3.3.2.1(2a og b) i standarden. Punkt 4.3.2.1.1(2a) er som følger:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0 \end{cases} \quad (5.5)$$

Hvor T_1 er bygningens første egensvingeperiode for sidebevegelse i retningen som vurderes og T_C er gitt som øvre grenseverdi av området med konstant spektralakselerasjon.

Punkt 4.3.2.1.1(2b) krever at konstruksjonen oppfyller de kriteriene for regularitet i oppriss i punkt 4.2.3.3:

- Alle avstivningssystemer, som motstår lastene som virker i det horisontale planet, skal fortsette uavbrudd fra fundamentet til toppen av bygget.
- Både sidestivheten og massen av de enkelte etasjene skal forbli konstant eller reduseres gradvis uten brå endringer fra bunnen til toppen av konstruksjonen.

Da konstruksjonen betraktet i Modell 1, 2 og 3 er en enkel stålramme med lik stivhet og masse for hver etasje, er begge underpunktene i punkt 4.3.2.1.1(2b) oppfylt. Om kravene gitt i ligning 5.5 er oppfylt, vil bli kontrollert i det følgende.

Den samlede seimiske kraften, F_b , som bygningen skal analyseres i blir bestemt av følgende uttrykk (*NS-EN 1998 : 1, 4.3.3.2.2(1)*):

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (5.6)$$

Hvor

- $S_d(T_1)$ er ordinaten av det dimensjonerende spekteret for periode T_1 .

- q er konstruksjonsfaktor.
- T_1 er som definert i ligning 5.5.
- m er bygningens totale masse over fundamentet eller over en stiv kjelleretasje.
- λ er korreksjonsfaktor der verdien er lik: $\lambda = 0,85$ hvis $T_1 \leq 2 T_C$ og bygningen har flere enn to etasjer, ellers $\lambda = 1,0$

Ved å benytte seg av materialegenskapene for stålkonstruksjonen gitt av Tabell 4.3, blir den totale massen til konstruksjonen over den stive kjelleren:

$$m = (10 \cdot 6 + 10 \cdot 4)kN/m/m = 100kN/m/m \quad (5.7)$$

Bygningens første egensvingeperiode kan enten beregnes ved å bruke Rayleigh-metoden (uttrykk basert på metoder for dynamisk analyse av konstruksjoner) eller, for bygninger med en høyde opptil $40m$, kan verdien tilnærmes med følgende uttrykk (*NS-EN 1998 : 1, 4.3.3.2.2(3)*):

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad (5.8)$$

Hvor

- C_t er 0,085 for momentstive romlige stålrammer, 0,075 for momentstive romlige betongrammer og eksentrisk avstivede stålrammer og 0,050 for alle andre konstruksjoner.
- H er høyden på bygningen fra fundamentet eller fra overkanten av en stiv kjeller, i meter.

Høyden fra overkanten av kjelleren er på $9m$, og siden det betraktes momentstive stålrammer i konstruksjonen, blir bygningens første egensvingeperiode:

$$T_1 = 0,085 \cdot 9^{3/4} = 0,44 \text{ sekunder} \quad (5.9)$$

Korreksjonsfaktoren, λ , tar hensyn til at den effektive modale massen av den første egensvingeformen i gjennomsnitt er 15% mindre enn bygningen samlede masse, for bygninger med minst tre etasjer. Korreksjonsfaktoren kan regnes ut ved hjelp Tabell 4.6 og av kriteriene beskrevet over.

$$T_C = 0,5 \text{ sekunder}, T_1 = 0,44 \text{ sekunder} \rightarrow 0,44 \leq 2 \cdot 0,5 \rightarrow \lambda = 0,85 \quad (5.10)$$

Av ligning 5.10 kan det bekreftes at kravene gitt i ligning 5.5 er oppfylt og dermed kan det konkluderes at ligning 5.6 kan benyttes for å beregne den samlede

seismiske kraften, F_b .

For å kunne benytte spekteret gitt av Figur 4.13 må konstruksjonsfaktoren, q , beregnes. For å oppnå riktig valg av faktor, må grunnakselerasjonen betraktes. Kapittel 3.6 uttrykker grunnakselerasjonen som følger:

$$a_g = \gamma_1 a_{gR} = \gamma_1 0,8 a_{g40Hz} \quad (5.11)$$

Hvor

- γ_1 er seimisk faktor for konstruksjonen
- a_{g40Hz} finnes fra sonekart gitt i det nasjonale tillegget

Som nevnt i Kapittel 4.1 skal stålkonstruksjonen etterligne et forretningsbygg og ut i fra Tabell NA.4(902) i standarden (*NS-EN 1998 : 1, Tabell NA.4(902)*) tilhører bygget en seismisk klasse II som tilsvarer en $\gamma_1 = 1,0$. Figur A.1 viser et sonekart over den sørlige delen av Norge. Ved å anta at konstruksjonen skal bygges i Oslo-området finnes den normaliserte berggrunnsakselerasjonen: $a_{g40Hz} = 0,55 \text{ m/s}^2$. Grunnakselerasjonen blir da:

$$a_g = \gamma_1 0,8 a_{g40Hz} = 1,0 \cdot 0,8 \cdot 0,55 \text{ m/s}^2 = 0,44 \text{ m/s}^2 \quad (5.12)$$

I Kapittel 3.6 defineres q for tre duktilitetsklasser (lav, middels og høy) alt ettersom hvor høy seismisk aktivitet konstruksjonen skal dimensjoneres for. Ved å betrakte punkt 3 står det at byggverk i stål der $a_g S < 0,25g = 2,45 \text{ m/s}^2$ kan dimensjoneres etter DCL, altså $q \leq 1,5$. Forsterkningsfaktoren, S , er gitt av Tabell 4.6 som 1,25.

$$a_g S = 0,44 \cdot 1,25 = 0,55 \text{ m/s}^2 \rightarrow DCL = OK \quad (5.13)$$

Videre står det i Eurokoden (*NS-EN 1998 : 1, 6.3.2(1), Tabell 6.2*) at momentstive rammer skal dimensjoneres etter duktilitetsklasse medium (DCM) altså en konstruksjonsfaktor på $1,5 < q \leq 4,0$. En konstruksjonsfaktor på $q = 2,0$ er valgt videre i denne avhandlingen.

For å beregne ordinaten av det dimensjonerende spekteret som tilsvarer periode T_1 , $S_d(T_1)$, må designspekteret gitt av Figur 4.13 benyttes. Dette lar seg gjøre siden $q = 2$ er valgt. Følgende verdi leses av kurven:

$$S_d(T_1) = S_d(0,44) = 0,68 \cdot g = 6,67 \text{ m/s}^2 \quad (5.14)$$

Stålkonstruksjonen skal da analyseres for en skjærkraft, F_b :

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda = 6,67 \cdot 100 \cdot 0,85 = 566,95 \approx 567 \text{ kN/m} \quad (5.15)$$

Fordelingene av de horisontale seismiske kreftene kan finnes ved å betrakte punkt *NS-EN* 1998 : 1, 4.3.3.2.3(3) dersom det antas at de horisontale forskyvningene øker lineært langs høyden. Uttrykket gitt i Eurokode er som følger:

$$F_i = F_b \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_i \cdot m_i} \quad (5.16)$$

Tabell 5.9 viser fordelingen av de horisontale seismiske kreftene for første til tredje etasje.

	$F_x, \text{ kN/m}$
F_1	221,11
F_2	249,46
F_3	90,68

Tabell 5.9: Fordeling av de horisontale kreftene, F_x , for **Modell 1 med konstruksjon**

Modell 2 med konstruksjon

Modell 2 med innsatt stålkonstruksjon betrakter en lagdelt jordmodell. De øverste 10 m av laget består av et stivt leirlag mens de nederste 10 m er satt som en bløtere type leire. Ved å benytte ligning 5.2 kan skjærbølgehastigheten beregnes for det bløtere laget. G_{max} er gitt av ligning 5.17.

$$G_{max} = \frac{G_0^{ref}}{0,7} = \frac{12000}{0,7} = 17142,86 \text{ kN/m}^2 \quad (5.17)$$

$$v_s = \sqrt{\frac{G_{max}}{\rho}} \rightarrow v_s = \sqrt{\frac{17142,86}{20}} = 29 \text{ m/s} \quad (5.18)$$

Videre kan den gjennomsnittlige skjærbølgehastigheten for **Modell 2** beregnes ved å bruke ligning 5.1.

$$v_{s,30} = \frac{30}{\frac{10}{71} + \frac{10}{29}} = 61,77 \text{ m/s} \quad (5.19)$$

Den lave gjennomsnittlige skjærbølgehastigheten på $v_{s,30} = 61,77 \text{ m/s}$ blir, etter Tabell 3.1 i Eurokoden (*NS-EN* 1998 : 1, 3.1.2, *Tabell 3.1*), klassifisert som *Grunntype S₁*:

Avleiringer som består av eller inneholder et lag med tykkelse på minst 10 m av bløt leire/silt med høy plastisitetsindeks ($PI > 40$) og høyt vanninnhold. — *NS-EN 1998-1, Tabell 3.1-Grunntyper*

Videre i tabellen står det at den gjennomsnittlige skjærbølgehastigheten $v_{s,30} < 100 \text{ m/s}$, noe som stemmer overens med ligning 5.19. Det spesielle med *Grunntype* S_1 er at den er lite beskrevet i Eurokoden. Under punkt 3.1.2 *Identifisering av grunntyper* står det følgende:

For byggegrunner der grunnforholdene samsvarer med én av de to spesielle grunntypene S_1 eller S_2 , kreves spesielle undersøkelser for å fastslå den seismiske påvirkningen. For disse typene, og spesielt for S_2 , skal det tas hensyn til muligheten for svikt i grunnen under seismiske påvirkninger. — *NS-EN 1998-1, 3.1.2(4)P*

Videre er det heller ingen tabell som viser verdier for parametere som beskriver det anbefalte elastiske responsspekteret for type S_1 . Fremgangsmetoden benyttet for å kunne lage et dimensjonerende spekter, som kan brukes videre i beregningen i Eurokoden, er å kjøre tre analyser i PLAXIS 2D. **Modell 2** blir utsatt for to av de overnevnte tidshistoriene, EQ_1 og EQ_2 , samt en tredje tidshistorie, EQ_3 , som også er generert av SIMQKE. Forskjellen her fra tidligere er at tidshistoriene først blir importert til EXCEL og deretter normalisert til $1g$. Ved å deretter kjøre analysene i PLAXIS 2D for så å fremstille en graf som viser *PGA* mot *tid* kan verdiene for T_B , T_C og T_D og dessuten forsterkningsfaktoren, S , fastsettes.

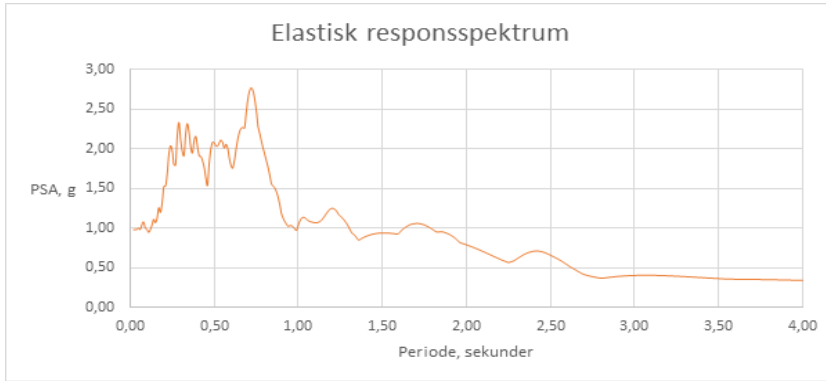
Normaliseringen foregår ved å uttrykke hver av tidshistoriene (tid, t , mot a_x) som tid, t , mot $a_x \times 1g$, altså dividere akselerasjonen på $g = 9,81 \text{ m/s}^2$. Deretter ved å finne absoluttverdien av maks utslag for hver av tidshistoriene kan en multiplikator beregnes som skal multipliseres med hver av tidshistoriene for å fullføre normaliseringen. Dette sørger for at verdien for *PGA* er lik for alle tidshistoriene. Tabell 5.10 viser maksimalt utslag og multiplikatoren for hver av tidshistoriene.

	PGA	Multiplikator, $1g/\max$
EQ_1	$0,55 \cdot g$	1,83
EQ_2	$0,39 \cdot g$	2,56
EQ_3	$0,23 \cdot g$	4,27

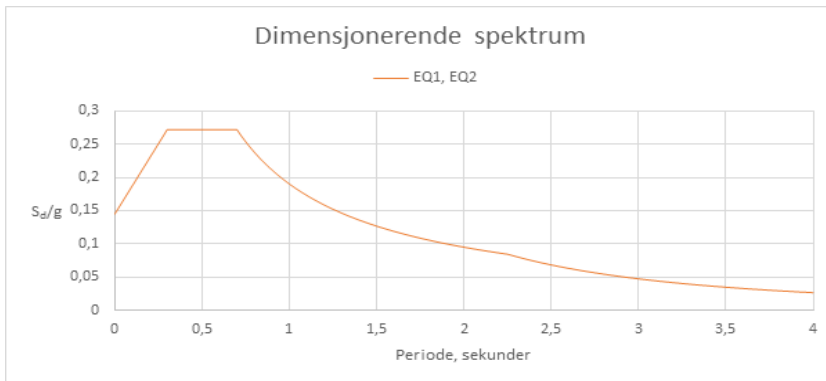
Tabell 5.10: Normalisering av EQ_1 , EQ_2 og EQ_3

Figur 5.34 viser det elastiske responsspekteret for de skalerte tidshistoriene mens Figur 5.35 viser det dimensjonerende spekteret for EQ_1 og EQ_2 for **Modell**

2 med konstruksjon. Det dimensjonerende spekteret ble funnet ved å benytte ligning 3.30-3.33. Tabell 5.10 viser verdiene for T_B , T_C , T_D og S . Ettersom det samme området betraktes, forblir grunnakselerasjonen den samme som før, $a_g = 0,44 \text{ m/s}^2$. Konstruksjonsfaktoren blir, som tidligere, satt til å være $q = 2,0$.



Figur 5.34: Elastisk responspektrum for Modell 2 med konstruksjon



Figur 5.35: Dimensjonerende spektrum for Modell 2 med konstruksjon

	EQ_1, EQ_2
Forsterkningsfaktor-grunnforhold, S	1,90
Nedre grenseverdi, T_B	0,30 <i>sekunder</i>
Øvre grenseverdi, T_C	0,70 <i>sekunder</i>
Begynnelse på konstant forskyvning, T_D	2,25 <i>sekunder</i>

Tabell 5.11: *Parameterverdier for $S_d(t)$. Beregnet fra PLAXIS 2D og EXCEL*

Ettersom konstruksjonens geometri forblir uforandret, vil byggets første egen-svingeperiode, T_1 , stadig være lik:

$$T_1 = 0,085 \cdot 9^{3/4} = 0,44 \text{ sekunder} \quad (5.20)$$

Korreksjonsfaktoren kan finnes ved å benytte ligning 5.10:

$$T_C = 0,7 \text{ sekunder}, T_1 = 0,44 \text{ sekunder} \rightarrow 0,44 \leq 2 \cdot 0,7 \rightarrow \lambda = 0,85 \quad (5.21)$$

I likhet med **Modell 1 med konstruksjon** kan det også her konkluderes at ligning 5.5 er oppfylt og dermed at regularitet i oppriss er tilfredsstillt.

Ordinaten av det dimensjonerende spekteret som tilsvarer perioden T_1 , finnes ved å lese av designspekteret gitt av Figur 5.35.

$$S_d(T_1) = S_d(0,44) = 0,27 \cdot g = 2,65 \text{ m/s}^2 \quad (5.22)$$

Analyserende skjærkraft ved toppen av den stive kjelleren blir da som følger:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda = 2,65 \cdot 100 \cdot 0,85 = 225,14 \text{ kN/m} \quad (5.23)$$

Fordeling av de horisontale seismiske kreftene er gitt av ligning 5.16, se Tabell 5.12.

	$F_x, \text{ kN/m}$
F_1	87,80
F_2	99,06
F_3	36,02

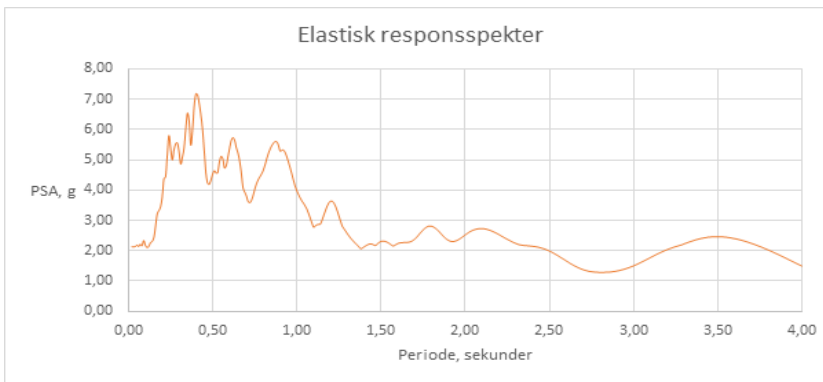
Tabell 5.12: *Fordeling av de horisontale kreftene, F_x , for Modell 2 med konstruksjon*

Modell 3

Geometrien og lagdeling i **Modell 3** er ikke beskrevet av Tabell 3.1 i Eurokoden (*NS-EN 1998 : 1, 3.1.2, Tabell 3.1*), som beskriver ulike typer Grunntyper. Ved å anta at det mest kritiske snittet i modellen er et vertikalt snitt gjennom sentrum, kan den gjennomsnittlige skjærbølgehastigheten, v_s , beregnes som tidligere av ligning 5.1. Da det fjell-lignende laget er modellert som lineært elastisk beregnes skjærbølgehastigheten automatisk av PLAXIS 2D. Ved å benytte de tidligere beregningene for det stive og bløte leirlaget blir den gjennomsnittlige skjærbølgehastigheten som følger:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\frac{10}{71} + \frac{10}{29} + \frac{5}{1000}} = 61,14 \text{ m/s} \quad (5.24)$$

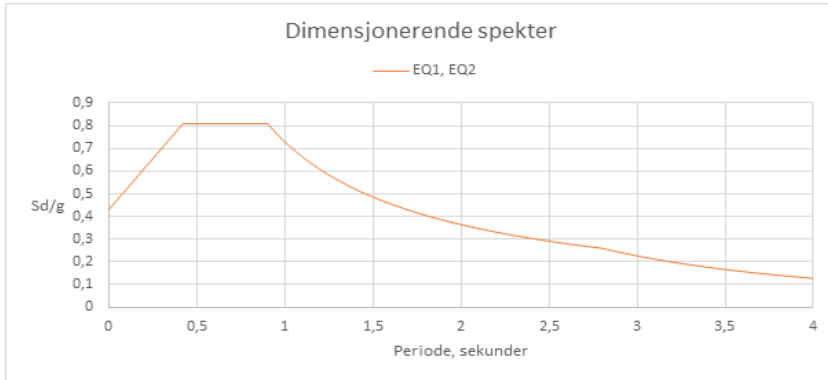
I følge Eurokodens tabeller blir denne modellen, i likhet med **Modell 2 med konstruksjon**, klassifisert som grunntype S_1 . Som nevnt i avsnittet over, eksisterer det ingen tabell som viser verdier for parametere som beskriver det anbefalte responsspekteret for denne grunntypen. Som en forenkling kan det dimensjonerende spekteret beregnes ved å følge samme fremgangsmetode som beskrevet for **Modell 2 med konstruksjon**. Det elastiske responsspekteret for de skalerte tidshistoriene er vist i Figur 5.36. Det dimensjonerende spekteret ble beregnet ut i fra Tabell 5.13 og ligningene 3.30-3.33, se Figur 5.37. Ettersom samme området og samme type konstruksjon blir betraktet, forblir grunnakselerasjonen $a_g = 0,44 \text{ m/s}^2$ og konstruksjonsfaktoren $q = 2,0$.



Figur 5.36: Elastisk responspektrum for *Modell 3*

	EQ_1, EQ_2
Forsterkningsfaktor-grunnforhold, S	2,3
Nedre grenseverdi, T_B	0,42 sekunder
Øvre grenseverdi, T_C	0,9 sekunder
Begynnelse på konstant forskyvning, T_D	2,8 sekunder

Tabell 5.13: Parameterverdier for $S_d(t)$. Beregnet fra PLAXIS 2D og EXCEL



Figur 5.37: Dimensjonerende spektrum for *Modell 3*

Byggets første egensvingeperiode, T_1 , forblir uforandret:

$$T_1 = 0,085 \cdot 9^{3/4} = 0,44 \text{ sekunder} \quad (5.25)$$

Korreksjonsfaktoren kan finnes ved å benytte ligning 5.10:

$$T_C = 0,9 \text{ sekunder}, T_1 = 0,44 \text{ sekunder} \rightarrow 0,44 \leq 2 \cdot 0,9 \rightarrow \lambda = 0,85 \quad (5.26)$$

I likhet med de øvrige modellene kan det også her konkluderes at ligning 5.5 er oppfylt og dermed at regularitet i oppriss er tilfredsstillt.

Ordinaten av det dimensjonerende spekteret som tilsvare perioden T_1 , kan avleses i designspekteret gitt av Figur 5.37.

$$S_d(T_1) = S_d(0,44) = 0,81 \cdot g = 7,95m/s^2 \quad (5.27)$$

Analysende skjærkraft ved toppen av den stive kjelleren blir da som følger:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda = 7,95 \cdot 100 \cdot 0,85 = 675,42kN/m \quad (5.28)$$

Fordeling av de horisontale seismiske kreftene er gitt av ligning 5.16, se Tabell 5.14.

	$F_x, kN/m$
F_1	263,40
F_2	297,18
F_3	108,06

Tabell 5.14: Fordeling av de horisontale kreftene, F_x , for **Modell 3**

6 | Diskusjon og konklusjon

6.1 Forsterkningsanalyse

EERA

Som vist av Figur 5.1-5.4 har samtlige analyser, som antatt, samme type periode med synkende amplitude. Grafene viser at den største forsterkning forekommer ved en frekvens, f , mellom 0 og 5 Hz, noe som kan bekreftes av frekvens-Power(a_x)-grafene vist bakerst som vedlegg, se Figur A.4, A.5, A.14 og A.15. Den synkende amplituden skyldes jordlagets demping, ξ , se Figur 4.7 og 4.8. Analysen for **Modell 1** viser at forsterkningen ligger på ca. 10 for EQ_1 og ca. 8,4 for EQ_2 . Forsterkningen for **Modell 2** er litt lavere, ettersom jordlaget ikke er homogent, og har en verdi på ca. 5,4 for EQ_1 og ca. 5 for EQ_2 .

PLAXIS 2D

Figur 5.6, 5.7, 5.11 og 5.12 viser svingemønsteret for **Modell 1** og **2** mens Figur 5.16, 5.17, 5.24 og 5.25 beskriver de samme modellene med integrert stålkonstruksjon. Ved å betrakte figurene nevnt over kan svingemønsteret fremstå som abnormale. Sluttresultatet viser en forflytning av bunnen, som er et tegn på at tidshistorien ikke er normalisert. Dette kan enkelt løses ved å øke den første verdien for akselerasjonen i tidshistorien, slik at kurven for forskyvning og akselerasjon overlapper hverandre mot slutten av skjelvet. Svingemønsteret er autoskalert av PLAXIS 2D og forflytningen av bunnen er i virkeligheten kun noen få millimeter.

Videre er det antatt at jordelementet står på et uendelig stivt fjell. Dermed kan forskyvningsmønsteret bli ansett som vist i Figur 3.13 for første mode. Denne bevegelsen er som forventet og dermed kan det konkluderes med at bruken av *tied degrees of freedom* som randbetingelse gir et realistisk bilde av hvordan et jordlag vil reagere dersom det blir utsatt for skjærbølger ved første mode.

Forsterkningsfaktoren for de ulike modellen kan bestemmes ved å benytte en transferfunksjon som beskriver forholdet mellom akselerasjon i bunn (**A**) og akselerasjonen i toppen (**B**), se Kapittel 3. Dette medfører at forsterkningsfaktoren kan uttrykkes som følger:

$$F_2 = \frac{a_{max}(0, t)}{a_{max}(H, t)} \quad (6.1)$$

Ettersom kun **Modell 1** og **2** lar seg modellere av EERA, er det kun forsterkningen av disse to modellene som er betraktet videre.

Figur 5.8 og 5.9 viser dynamisk tid mot a_x for punkt **A** og **B** for EQ_1 og EQ_2 for **Modell 1**. Grafen viser at den maksimale forsterkningen inntreffer etter ca. 11 *sekunder* for EQ_1 og rundt 13 *sekunder* for EQ_2 . Forsterkningen for begge tidshistorier kan da beregnes ved hjelp av ligning 6.1:

$$F_{2,EQ1} = \frac{13,70}{1,35} = 10,15 \quad (6.2)$$

$$F_{2,EQ2} = \frac{11,60}{1,37} = 8,46 \quad (6.3)$$

Ved å lese av Figur 5.13 og 5.14 kan forsterkningen for **Modell 2** utsatt for EQ_1 og EQ_2 beregnes. Maksimalt forhold mellom topp og bunn finnes etter 16 *sekunder* for EQ_1 og like etter 15 *sekunder* for EQ_2 . Forsterkningene for **Modell 2** blir som følger:

$$F_{2,EQ1} = \frac{10,60}{2,09} = 5,07 \quad (6.4)$$

$$F_{2,EQ2} = \frac{8,03}{1,60} = 5,02 \quad (6.5)$$

Tabell 6.1 og 6.2 viser forsterkningsfaktorene for **Modell 1** og **2** fra EERA sammenlignet med de beregnede verdiene hentet fra PLAXIS 2D.

	$EQ1$	$EQ2$
EERA	10,10	8,50
PLAXIS 2D	10,15	8,46

Tabell 6.1: Forsterkningsfaktor for **Modell 1**

	EQ1	EQ2
EERA	5,40	5,10
PLAXIS 2D	5,07	5,02

Tabell 6.2: Forsterkningsfaktor for *Modell 2*

Fra Tabell 6.1 og 6.2 fremkommer det at verdiene passer meget godt overens. Dette bekrefter at modelleringen i både EERA og PLAXIS 2D er gjort riktig i forhold til hverandre. De første analysene gjort av EERA var svært krevende da alle parameterene programmet benytter må utledes. G/G_{max} -Shear Strain-kurven var spesielt utfordrende å tilpasse.

6.2 Egenfrekvensanalyse

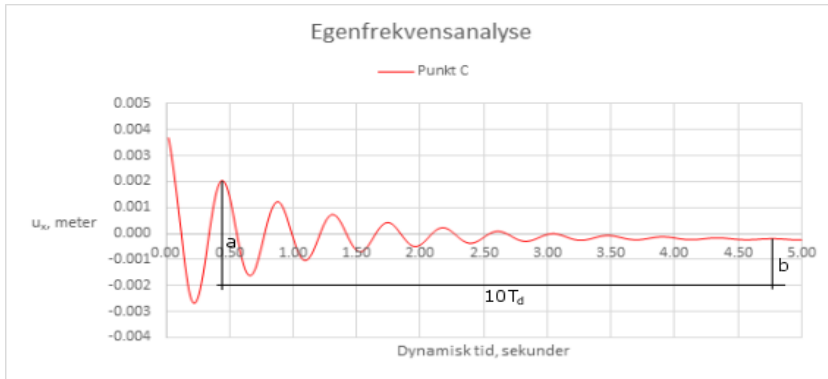
Som beskrevet i Underkapittel 5.2.3 ble egenfrekvensen av stålkonstruksjonen beregnet. Figur 5.21 i Kapittel 5 viser dynamisk tid mot forskyvning i x -retning, u_x . Grafen viser at forskyvningen er maksimal direkte etter påførelse av punktlasten. Forskyvningen dempes så av bygget ettersom tiden går. En viktig notasjon angående grafen nevnt over er at den ikke er symmetrisk om x -aksen. Dette skyldes forandring i randbetingelsene for modellen. For å få riktig verdi og oppførelse ble randbetingelsene byttet fra *tied degrees of freedom* til *viscous*, altså viskøse render.

Figur 5.22 viser i teorien det samme som Figur 5.21 bare i frekvensdomenet istedenfor tidsdomenet (dynamisk tid mot $\text{Power}(u_x)$). Dette gjøres ved å Fourier transformere dataen fra Figur 5.21. Grafen viser ved hvilken frekvens konstruksjonen opplever maksimal energi når den blir utsatt for fri svingning. Ved frekvens 2,4 Hz opplever konstruksjonen størst energi som er på ca. 0,23. Dette medfører at den dominerende frekvensen for konstruksjonen er på 2,4 Hz.

For å fastslå hvor fort svingningen avtar med tiden grunnet konstruksjonens egendempingen, ξ , og dessuten verifisere egenfrekvensen beregnet av PLAXIS 2D og egensvingeperioden beregnet fra Eurokode 8, kan det beregnes et logaritmisk dekrement. Et logaritmisk dekrement er lik den naturlige logaritmen til forholdet mellom to suksessive utslag til samme side (Store norske leksikon), se ligning 6.6.

$$\delta = \frac{1}{n} \ln \left(\frac{x(t)}{x(t+nT)} \right) \quad (6.6)$$

Hvor δ er det logaritmiske dekrement, n er et heltall som sier hvor mange utslag grafen har til samme side, $x(t)$ er amplituden ved tid, t , og $x(t+nT)$ er amplituden ved tiden n perioder unna.



Figur 6.1: Logaritmisk dekrement

Figur 6.1 viser en modifisert versjon av Figur 5.21. Figuren viser at **a** er amplituden ved første topp mens **b** er amplituden ved siste topp. Avstanden mellom første og siste topp er gitt som $10T_d$ (ti dempede perioder), da det er 10 topper totalt. Ved å benytte ligning 6.6 kan det logaritmiske dekrementet og dempingsforholdet, ξ , samt den dempede og udempede egenperioden; T_d og T_e beregnes.

$$\delta = \frac{1}{n} \ln \left(\frac{x(t)}{x(t+nT)} \right) = \frac{1}{10} \ln \left(\frac{a}{b} \right) = \frac{1}{10} \ln \left(\frac{5,8}{1,5} \right) = 0,135 \quad (6.7)$$

Dempingsforholdet, ξ , er gitt av ligning 6.8.

$$\xi = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{2\pi}{\delta}\right)^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{2\pi}{0,135}\right)^2}} = 0,021 \quad (6.8)$$

Den dempede og udempede egensvingeperioden er gitt av ligning 6.9 og 6.10.

$$10T_d = 4,375 \text{ sekunder} \rightarrow T_d = 0,4375 \approx 0,44 \text{ sekunder} \quad (6.9)$$

$$T_d = \frac{2\pi}{\sqrt{1 - \xi^2}} \omega_e = \frac{2\pi}{\sqrt{1 - \xi^2}} \frac{T_e}{2\pi} \rightarrow T_e = \sqrt{1 - \xi^2} T_d = 0,4399 \approx 0,44 \quad (6.10)$$

Ligningene over, 6.7-6.10, viser at det logaritmiske dekrementet er på 0,135 som videre gir et dempingsforhold, $\xi = 0,021$. Dette vil si at egendempingen til stålkonstruksjonen er på 2,1%. Den dempede og udempede egensvingeperioden er på $T_d = 0,4375$ og $T_e = 0,4399$. Fra T_e til T_d er det en reduksjon på ca. 0,5%.

Ligning 5.8 viser utregningen av bygningens egensvingeperiode tatt i betraktning forenklingen gitt av Eurokode 8. T_1 ble regnet ut til å være 0,44 *sekunder*, noe som stemmer meget godt overens med beregningene gjort over. Egenfrekvensen til konstruksjonen ble funnet til å være på 2,4 *Hz*, se Figur 5.22. Ved å benytte det faktum at frekvensen kan uttrykkes som $f = \frac{1}{T}$, kan egenfrekvensen bli beregnet ved hjelp av verdiene for egensvingeperioden fra Eurokode 8 og det logaritmiske dekrement, se ligning 6.11 og 6.12.

$$f_{Eurokode8} = \frac{1}{T_1} = \frac{1}{0,44} \approx 2,3 \text{ Hz} \quad (6.11)$$

$$f_{Log.dek.} = \frac{1}{T_d} = \frac{1}{0,4375} \approx 2,3 \text{ Hz} \quad (6.12)$$

Tabell 6.3 viser en oppsummering av egenfrekvensene beregnet i denne avhandlingen.

	Periode, T , <i>sekunder</i>	Egenfrekvens, f , <i>Hz</i>
PLAXIS 2D	0,42	2,4
Eurokode 8	0,44	2,3
Logaritmisk dekrement	0,44	2,3

Tabell 6.3: Egenfrekvens for stålkonstruksjon

Tabell 6.3 bekrefter at modelleringen gjort i PLAXIS 2D gir realistiske verdier og dessuten at valgt verdi for faktoren $C_t = 0,085$ og duktilitetsklasse DCM stemmer godt.

6.3 Skjærkraftanalyse

Analysen av de skjærkreftene som oppstår ved toppen av kjelleren i **Modell 1 og 2 med konstruksjon** ble gjort først ved hjelp av PLAXIS 2D og deretter ved å benytte NS-EN 1998-1. I PLAXIS 2D ble kreftene funnet ved å markere platen av konstruksjonen som utgjør toppen av den stive kjelleren, altså ved bakkenivå. Eurokoden benytter en fremgangsmetode som beskrevet i del 1 av Kapittel 5.3.2. Resultatene fra de to analysene for **Modell 1 med konstruksjon** står oppført i Tabell 6.4.

	F_{b,EQ_1} <i>kN/m</i>	F_{b,EQ_2} <i>kN/m</i>
PLAXIS 2D	493,34	408,21
Eurokode 8	566,95	566,95

Tabell 6.4: Skjærkraft, F_b , for Modell 1 med konstruksjon

Resultatene for **Modell 2 med konstruksjon** og **Modell 3** er beskrevet av Tabell 6.5 og 6.6.

	F_{b,EQ_1} kN/m	F_{b,EQ_2} kN/m
PLAXIS 2D	192,30	170,90
Eurokode 8	225,14	225,14

Tabell 6.5: Skjærkraft, F_b , for **Modell 2 med konstruksjon**

	F_{b,EQ_1} kN/m	F_{b,EQ_2} kN/m
PLAXIS 2D	212,60	187,51
Eurokode 8	675,42	675,42

Tabell 6.6: Skjærkraft, F_b , for **Modell 3**

Av Tabell 6.4, 6.5 og 6.6 kommer det frem at resultatene fra PLAXIS 2D er lavere enn beregningene gjort med regelverket i Eurokoden. Forholdet mellom verdiene beregnet fra PLAXIS 2D og NS-EN 1998-1 er vist i Tabell 6.7.

	EQ_1	EQ_2
Modell 1 med konstruksjon	0,87	0,72
Modell 2 med konstruksjon	0,85	0,76
Modell 3	0,31	0,28

Tabell 6.7: Forhold mellom resultatene fra PLAXIS 2D og Eurokoden

Av Tabell 6.6 kommer det frem at for **Modell 1 med konstruksjon** er verdiene fra PLAXIS 2D 87% og 72% av skjærkraften beregnet fra Eurokoden, for **Modell 2 med konstruksjon**; 85% og 76% og for **Modell 3**; 0,31 og 0,28. Både **Modell 1** og **2** ligger i samme sjikt mens for **Modell 3** blir forholdet mellom de analyserte verdiene og Eurokoden, som forventet, svært høyt. Dette skyldes nok den kompliserte geometrien til **Modell 3** med skrå lagdeling. Ved å følge samme fremgangsmetode som ble gjort for **Modell 2 med konstruksjon** tas det ikke hensyn til at det stive og bløte leirlaget minker mens fjell-laget øker, desto lenger ut mot rendene en beveger seg. Da grunntype-tabellen (NS-EN 1998 : 1, 3.1.2, Tabell 3.1) beskriver de ulike grunntypene $A - S_2$ meget grovt, er det antatt at det gjøres grunnundersøkelser for å kunne fastslå den seismiske påvirkningen for det gitte området. Videre står det i Eurokoden at avleiringer av grunntype S_1 vanligvis har lave verdier for v_s , lav intern demping og et uvanlig utvidet område av lineær oppførsel som kan føre til avvikende seismisk forsterkning for

det gitte området. For denne grunntypen er det videre anbefalt at det utføres spesielle undersøkelser for å kunne definere den seismiske påvirkningen. Med nok data og informasjon om det gitte området, kan responsspekterets avhengighet av tykkelsen og v_s -verdien av det bløte leirlaget determineres. Med dette kan det konkluderes at beregningene utført ved hjelp av Eurokoden for **Modell 3** er for simplifiserte og ikke tilstrekkelige for å kunne sammenligne med PLAXIS 2D. Det er behov for en mer grundig undersøkelse av modellen og hvilke effekter den spesielle geometrien har på den seismiske aktiviteten konstruksjonen opplever. At **Modell 2 med konstruksjon** korresponderer bedre med PLAXIS 2D enn **Modell 3**, med tanke på at også denne modellen ble klassifisert som grunntype S_1 , skyldes den enkle geometrien og den horisontale lagdelingen av det stive og bløte leirlaget.

Det er forventet at verdiene fra PLAXIS 2D er lavere enn beregningene fra standarden, da PLAXIS 2D er et FEM-program utviklet for to-dimensjonal analyse av deformasjon og stabilitet, mens Eurokoden, i forhold, benytter en relativt enkel fremgangsmåte.

NS-EN 1998-1 benytter en forenklet metode for beregning av første svingeperiode som kalles for *tverrkraftmetoden*. I denne metoden utføres det en responspektrum analyse der konstruksjonens første svingeform er dominerende og den eneste moden betraktet i videre beregning. Dersom det antas at konstruksjonen har én generalisert frihetsgrad og bygget er regulært i oppriss (tilnærmet lineær økende svingeform), som er antatt i denne avhandlingen, kan tverrkraftmetoden benyttes. En egenverdianalyse er ikke nødvendig for å bestemme svingeperioden da det finnes flere forenklete metoder beskrevet i Eurokoden. De forenklete metodene er enten basert på empiriske eller teoretiske uttrykk. Hensikten med disse metodene er at den riktige svingeperioden enkelt skal kunne bestemmes. I tilfellet hvor svingeperioden er ulik den virkelige, skal den beregnede perioden gi et konservativt bilde av kreftene som konstruksjonen blir utsatt for når tverrkraftmetoden benyttes. Egenvingeperioden beregnet fra standarden, på $T_1 = 0,44$ sekunder, stemte godt overens med resultatet fra PLAXIS 2D og ved beregning av det logaritmiske dekrement, se Tabell 6.3. Da resultatene var i samme sjikt var det ikke nødvendig med mer avanserte kalkulasjoner for å beregne egenvingeperioden.

	Modell 1 m/konstruksjon	Modell 2 m/konstruksjon	Modell 3
F_1	221,11	87,80	263,40
F_2	249,46	99,06	297,18
F_3	90,68	36,02	108,06

Tabell 6.8: Fordeling av horisontale krefter, F_x

Ut i fra Tabell 6.8 kan fordelingen av de horisontale kreftene, F_x , leses av. Av tabellen kan det fastslås at svingeformen ikke er lineær, grunnet tredje etasjes masse i forhold til resten av bygget. Hadde massen vært lik for alle etasjer, ville en tilnærmet lineær fordeling av kreftene være å forvente og regularitet i oppriss ville vært oppnådd.

Som presisert over, var det forventet at verdiene for skjærkraft ved fundamentnivå ikke skulle være like. Analysene gjort i PLAXIS 2D er mer tidkrevende, og dermed mer nøyaktige. I tillegg går tverrkraftmetoden ut på å estimere konstruksjonens første svingeperiode for så å bestemme skjærkraften, F_b , ved toppen av den stive kjelleren gjennom et definert responsspekter der en konservativ antagelse vil være at byggets totale masse er representert i den første svingeformen, som vil føre til konservative laster.

Som nevnt innledningsvis i Kapittel 5, var det en del problemer med modelleringen i PLAXIS 2D. Tiltakene gjort med tanke på de numeriske feilene som oppstod kan ha hatt en innflytelse på de endelige resultatene. I første omgang ble det brukt et fint nett med elementer, men spesielt for **Modell 2** og **Modell 3**, ble elementene veldig små langs randen og i skille mellom de forskjellige jordlagene. Ved å benytte et grovere nett med elementer og ved å markere randen og linjen som skilte lagene for så å øke grovheten på elementstørrelsen fra 0,25 til 6,0, ble elementstørrelsen lik for hele modellen. Videre ble toleransen for error for fase IV endret fra 0,01 til 0,001. Økningen av grovheten på elementstørrelsen kan redusere nøyaktigheten på analysen. En litt lavere og større differanse fra beregningene fra Eurokoden hadde nok vært tilfellet dersom et finere elementnett hadde blitt benyttet.

Et spørsmål verdt å stille er om det er lønner seg å bruke å bruke analyseprogram i tillegg til overslagsberegninger fra Eurokoden. Konklusjonen er at det lønner seg. Det er alltid viktig å være kritisk til resultater som kommer direkte ut fra et analyseprogram, men ved å ha en overslagsberegning å sammenligne med kan eventuelle feilkilder avdekkes. Som vist over er det vesentlig forskjell mellom de to metodene og i en *virkelig* situasjon er det stor forskjell i det å dimensjonere et bygg for en skjærkraft $F_b = 567 \text{ kN/m}$ kontra $F_b = 493 \text{ kN/m}$ med tanke på

både tid, planlegging og ikke minst kostnader.

7 | Videre arbeid

Da avhandlingen betrakter deler av Del 1 av Eurokode 8 vil det være naturlig å vurdere problemstillinger hvor flere kapitler og ikke minst flere deler av Eurokoden blir brukt i tillegg til flere analyser og modeller i PLAXIS 2D. En spennende vinkling ville vært å kombinere konstruksjonsdynamikk med geodynamikk ved å se på interaksjonen mellom jord og konstruksjon. Ved å benytte seg av FEM-programmet Abaqus for modellering av konstruksjon og PLAXIS 2D for modellering av jordprofilen, vil en få en problemstilling som betrakter både beregningsmekanikk og geoteknikk. Modelleringen kan da videre sammenlignes med beregninger gjort ved å bruke forskjellige fremgangsmetoder som for eksempel *Direkte metode* hvor hele strukturen, jord med konstruksjon, blir analysert i et steg eller *Multisteg metode* hvor strukturen og jorden blir betraktet hver for seg og prinsippet om superposisjon er sentralt.

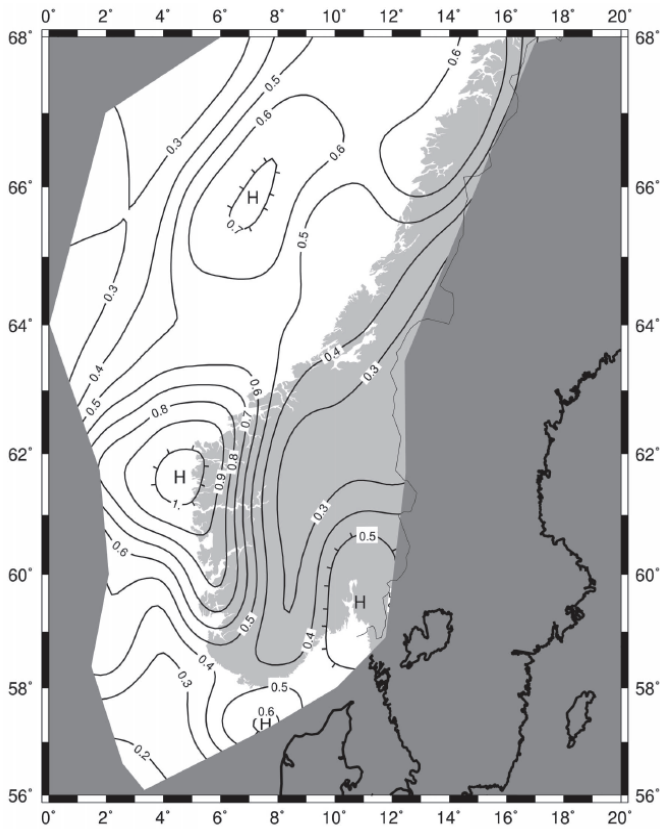
Bibliografi

- [1] Bente Haugen, S. (2013). *Jordskjelvrespons av spunt* Master's thesis. NTNU.
- [2] Bolt, B. (1993). *Earthquakes* New York: W.H. Freeman.
- [3] Brandt, M. (2014). *Earthquake Analysis of Subsea Structure on Caisson Foundation using 3D Finite Element Solution* Master's thesis. NTNU.
- [4] Chopra, A. (1995). *Dynamics of structures* Englewood Cliffs, N.J.: Prentice Hall.
- [5] Chopra, A. (2015). *Elastic response spectrum: A historical note* 1st ed. Berkley: Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley.
- [6] *EERA Manual* (2000). 1st ed. University of Southern California, Department of Civil Engineering.
- [7] EEU-KURS NTNU 1999: *Grunnlag i geoteknikk* (1999). [online] Available at: <http://www.bygg.ntnu.no/geo/kurs/eeu/grunnlag/jordtr.pdf> [Accessed 19 May 2015].
- [8] Emdal, A., Grande, L. and Nordal, S. (2013). *Geoteknikk Beregningsmetoder* Trondheim: NTNU, Geotechnical Division.
- [9] Eurokode 8: *Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning* (2004). Eurokode 8, Dell: Allemenne regler, seismiske laster og regler for bygninger.
- [10] Fox, P. (2013). *Geotechnical Earthquake Engineering*.
- [11] *Free Vibration and Earthquake Analysis of a Building* (2012). 1st ed. PLAXIS 2D.

- [12] Gercek, H. (2015). *Poisson's ratio values for rocks* [online] Ac.els-cdn.com. Available at: <http://ac.els-cdn.com/S136516090600075X/1-s2.0-S136516090600075X-main.pdf?tid=bcdda604-fe03-11e4-950a-00000aacb35facdnat=143202545325f8231108e22a1b3ecbb982bb2f6035>.
- [13] Haig, S., Ghosh, B. and Madabhushi, S. (2005). *Importance of time step discretisation for nonlinear dynamic finite element analysis* Canadian Geotechnical Journal. [online] Available at: <http://www.nrcresearchpress.com/doi/abs/10.1139/t05-022.VVx0OfWGa9>.
- [14] Haugen, S. (2012). *Jordskjelvrespons av støttekonstruksjoner* Project work. NTNU.
- [15] Jordskjelv.no, (2015). *jordskjelv.no - Seismiske bølger* [online] Available at: <http://www.jordskjelv.no/jordskjelv/bolger.html>.
- [16] *K0-Måling: Hensikt og metoder* (1989). [online] Available at: <http://brage.bibsys.no/xmlui/bitstream/handle/11250/191100/1/ko-m%C3%A5ling-hensiktogmetoder.pdf>.
- [17] Karstunen, M. (n.d.). *Hardening Soil Model*.
- [18] Kleven, Ø. (2013). *Dimensjonering for jordskjelv i DCM-Teori og analyser av bygninger i armert betong* Master's Thesis. Universitetet i Oslo.
- [19] Kramer, S. (1996). *Geotechnical earthquake engineering* Upper Saddle River, N.J.: Prentice Hall.
- [20] M.A. Hashash, Y. and Park, D. (2002). *Viscous damping formulation and high frequency motion propagation in non-linear site response analysis* [online] Available at: <http://deepsoil.cee.illinois.edu/Files/Viscous%20damping%20formulation%20publication.pdf>.
- [21] Nordal, S. (2013). *Some handwritten notes*.
- [22] Obrzud, R. (2010). *On the use of the Hardening Soil Small Strain model in geotechnical practice* 1st ed. GeoMod Consulting Eng.
- [23] PLAXIS 2D for Earthquake Geotechnical Analysis. (n.d.).
- [24] PLAXIS 2D Material Models Manual. (2015). 1st ed. PLAXIS 2D.
- [25] Schanz, T., Vermeer, P. and Bonnier, P. (1999). *The hardening soil model: Formulation and verification* 1st ed. Balkema, Rotterdam: PLSXIS B.V., Netherlands.

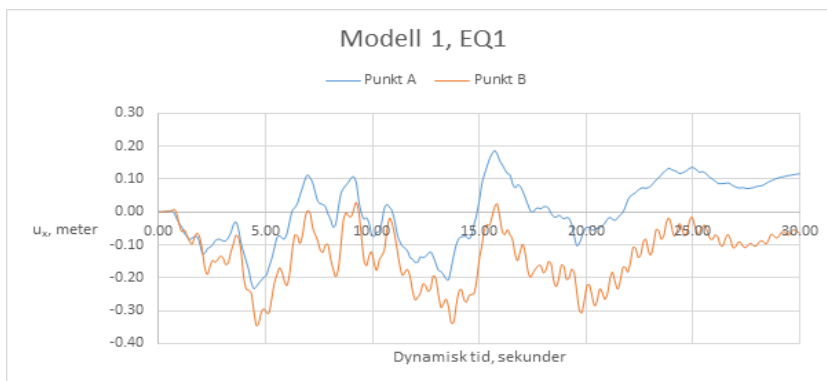
- [26] Schofield, A. and Wroth, P. (n.d.). *Critical State Soil Mechanics* [online] Available at: <http://users.skynet.be/fc001349/files/CSSM.pdf>.
- [27] Store norske leksikon, (2015). *elementmetoden* – Store norske leksikon. [online] Available at: <http://snl.no/elementmetoden>.
- [28] Store norske leksikon, (2015). *seismisk bølge* – Store norske leksikon. [online] Available at: <https://snl.no/seismiskb%C3%B8lge>.
- [29] Yu, M. (2002). *Advances in strength theories for materials under complex stress state in the 20th Century* 1st ed. [online] School of Civil Engineering & Mechanics, Xi'an Jiaotong University. Available at: <http://appliedmechanics.reviews.smedigitalcollection.asme.org/article.aspx?articleid=1397050>.
- [30] Zienkiewicz, O., Taylor, R., Zhu, J., Zienkiewicz, O. and Zienkiewicz, O. (2005). *The finite element method* Oxford: Elsevier Butterworth-Heinemann.

Vedlegg

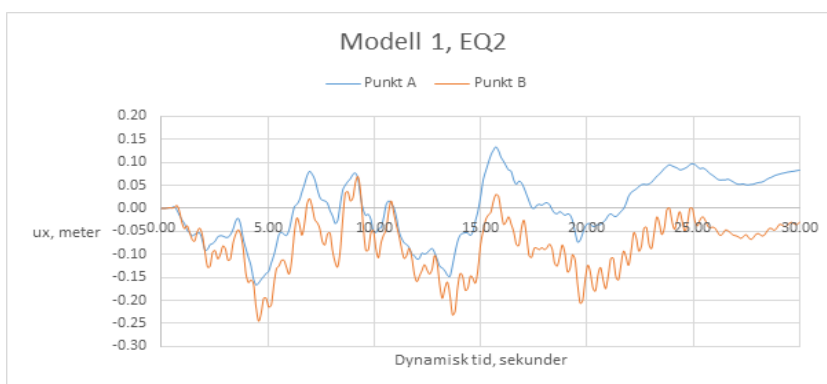


A 1: Seismiske soner i det sørlige Norge (Figur NA.3(901))

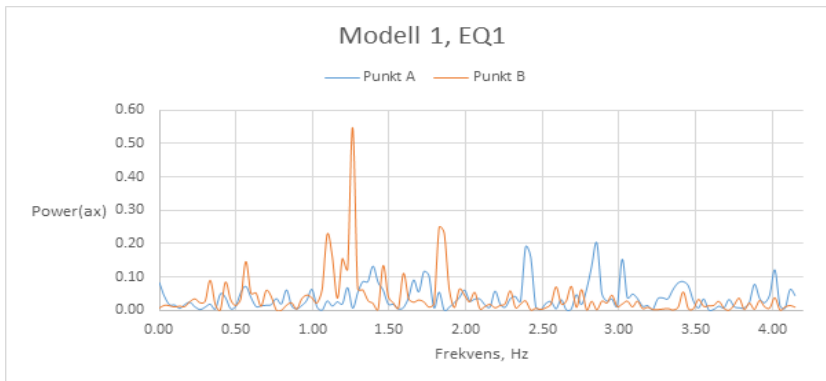
Modell 1



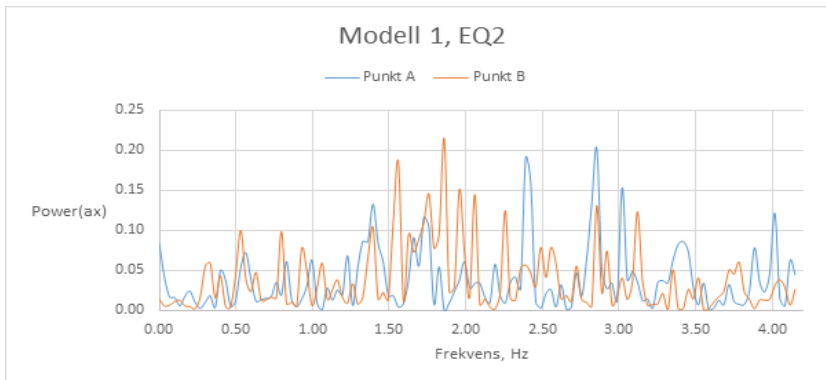
A 2: Dynamisk tid mot u_x for Modell 1 utsatt for EQ₁



A 3: Dynamisk tid mot u_x for Modell 1 utsatt for EQ₂

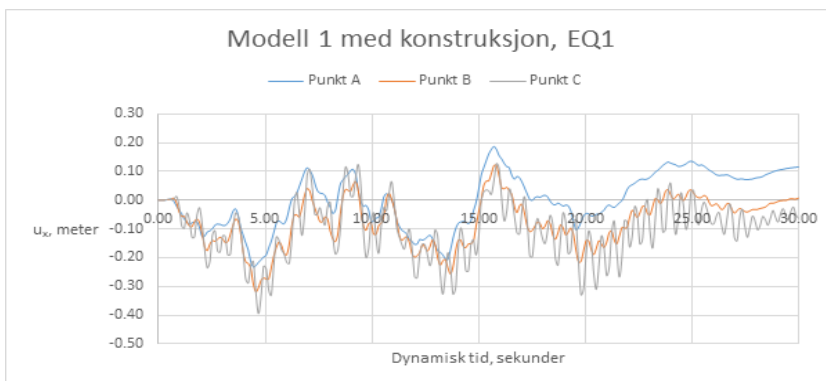


A 4: Dynamisk tid mot $Power(a_x)$ for **Modell 1** utsatt for EQ₁

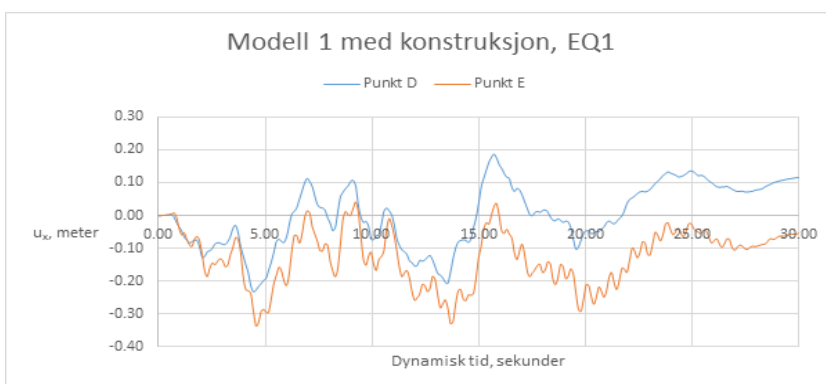


A 5: Dynamisk tid mot $Power(a_x)$ for **Modell 1** utsatt for EQ₂

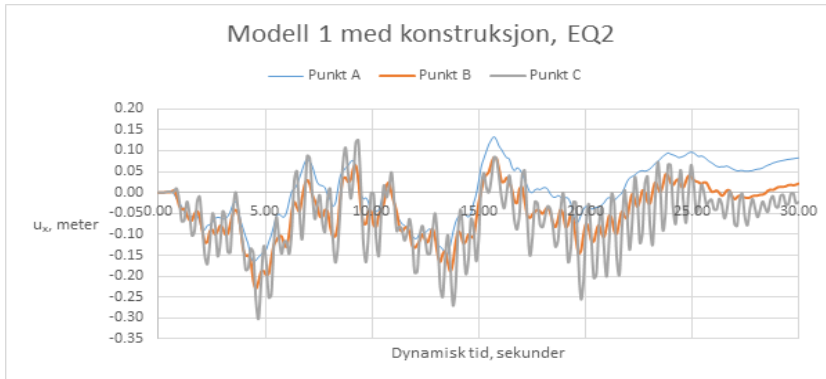
Modell 1 med konstruksjon



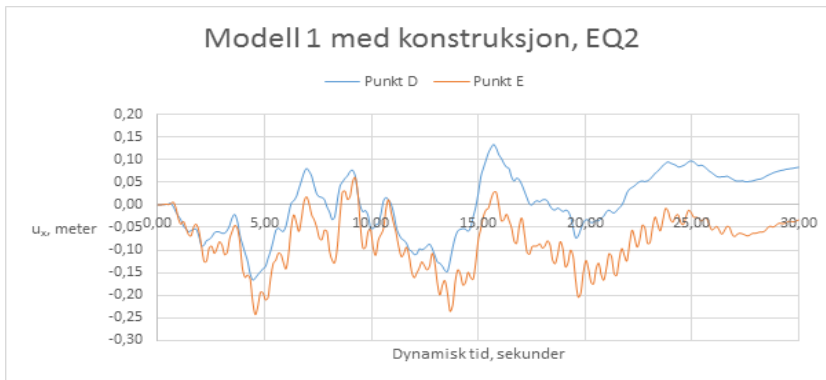
A 6: Dynamisk tid mot u_x for Modell 1 med konstruksjon utsatt for EQ₁



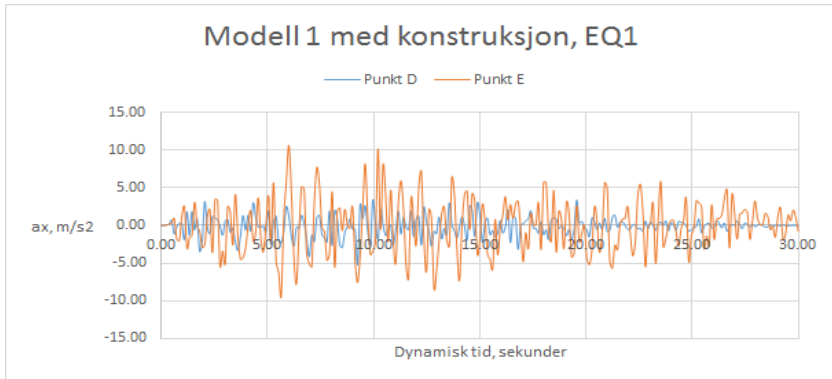
A 7: Dynamisk tid mot u_x for Modell 1 med konstruksjon utsatt for EQ₁



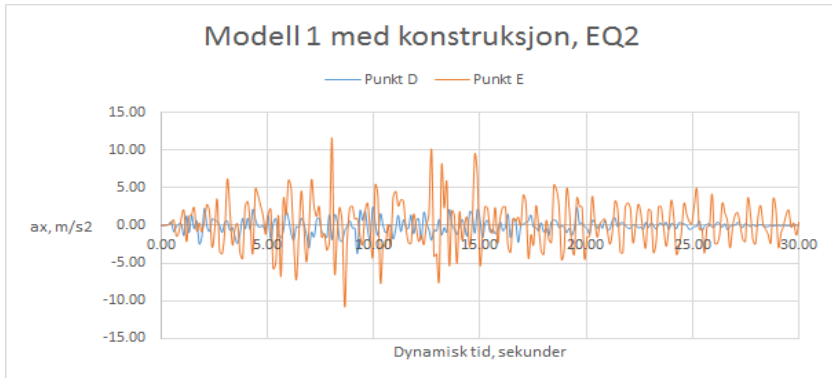
A 8: Dynamisk tid mot u_x for Modell 1 med konstruksjon utsatt for EQ₂



A 9: Dynamisk tid mot u_x for Modell 1 med konstruksjon utsatt for EQ₂

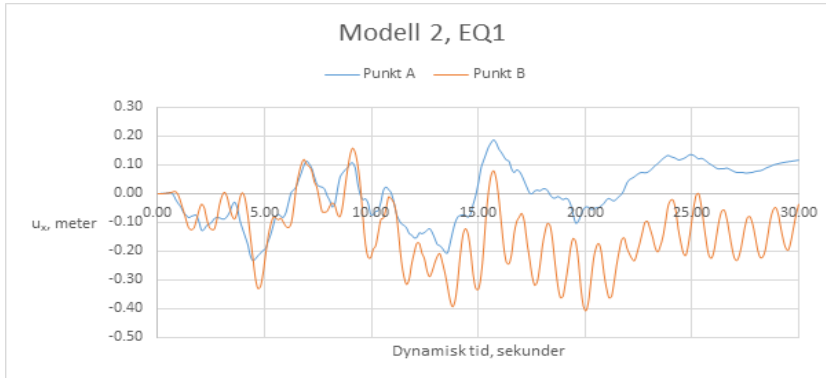


A 10: Dynamisk tid mot a_x for Modell 1 med konstruksjon utsatt for EQ₁

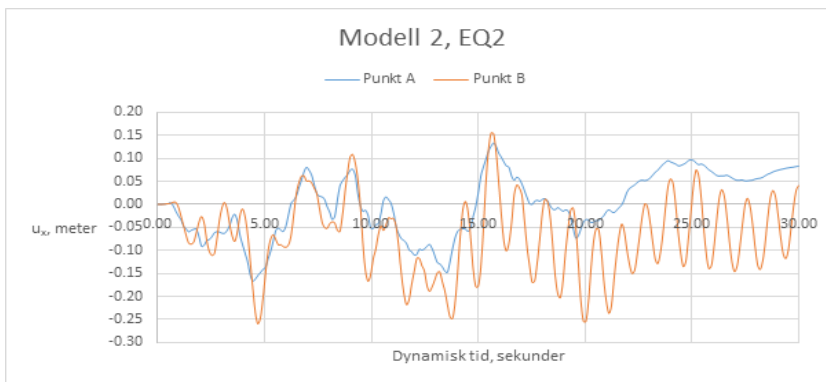


A 11: Dynamisk tid mot a_x for Modell 1 med konstruksjon utsatt for EQ₂

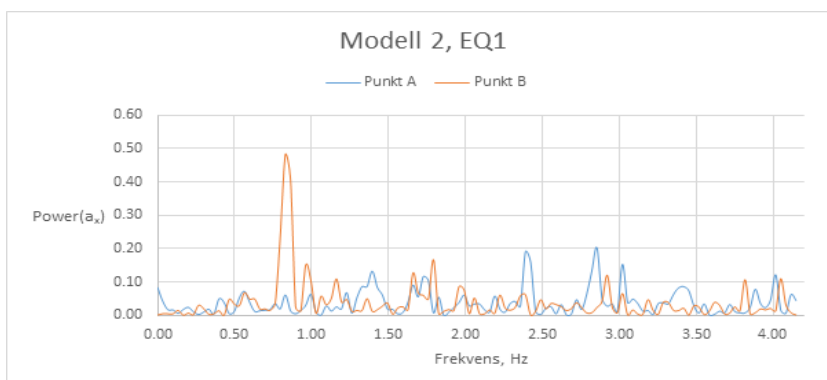
Modell 2



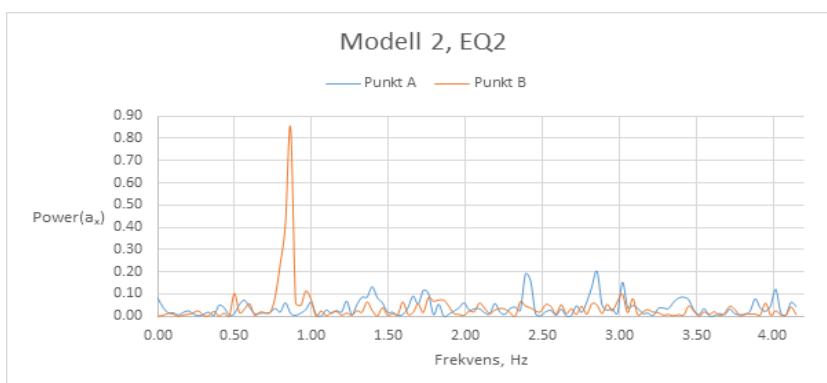
A 12: Dynamisk tid mot u_x for Modell 2 utsatt for EQ₁



A 13: Dynamisk tid mot u_x for Modell 2 utsatt for EQ₂

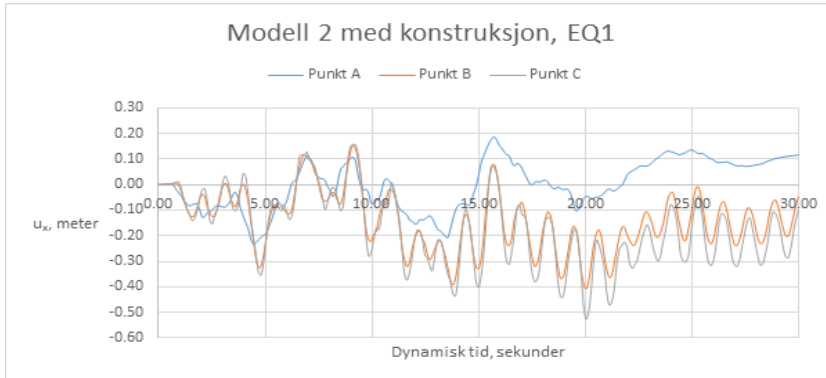


A 14: Dynamisk tid mot $Power(a_x)$ for **Modell 2** utsatt for EQ_1

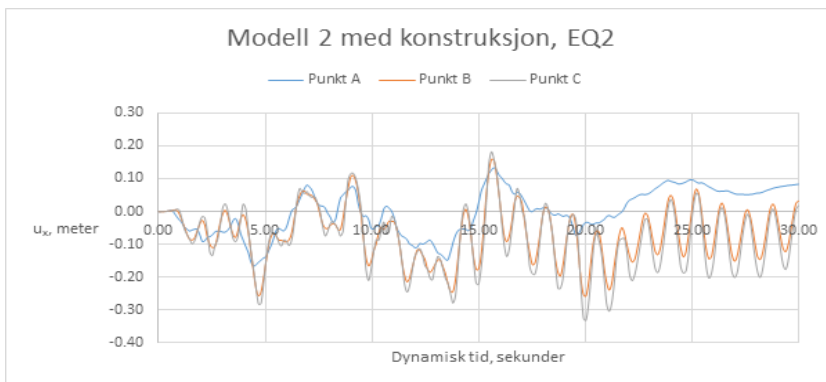


A 15: Dynamisk tid mot $Power(a_x)$ for **Modell 2** utsatt for EQ_2

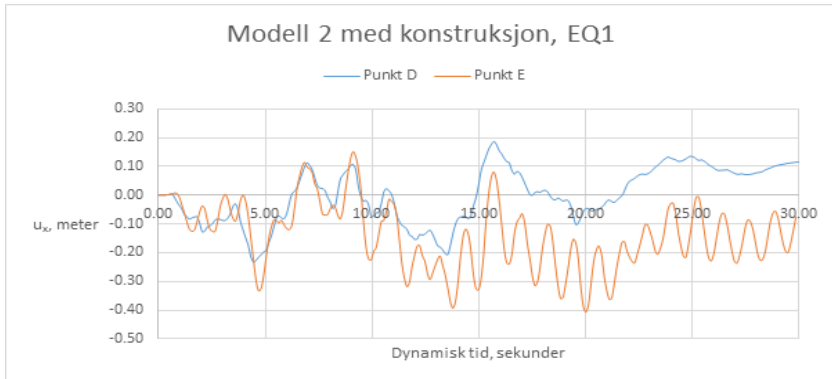
Modell 2 med konstruksjon



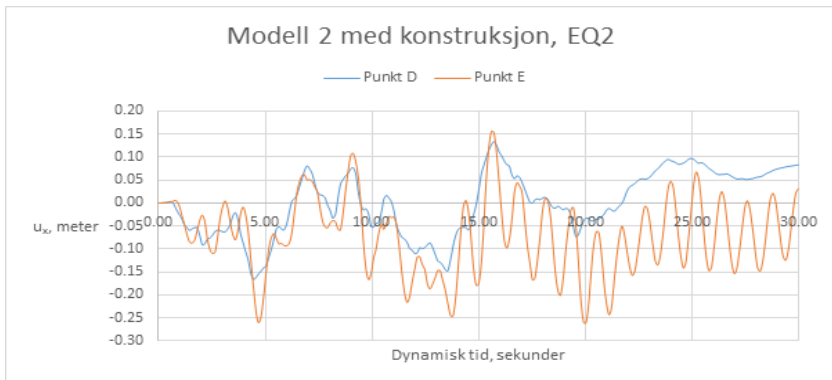
A 16: Dynamisk tid mot u_x for Modell 2 med konstruksjon utsatt for EQ₁



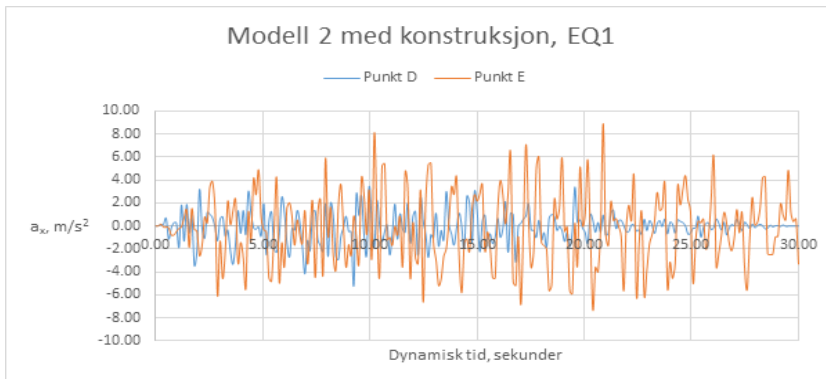
A 17: Dynamisk tid mot u_x for Modell 2 med konstruksjon utsatt for EQ₂



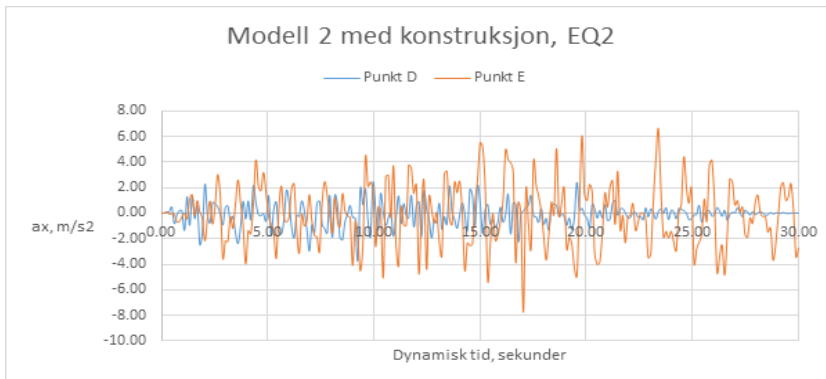
A 18: Dynamisk tid mot u_x for Modell 2 med konstruksjon utsatt for EQ₁



A 19: Dynamisk tid mot u_x for Modell 2 med konstruksjon utsatt for EQ₂

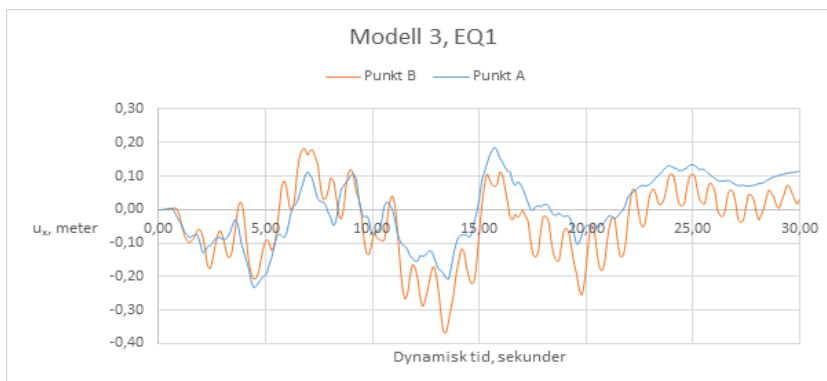


A 20: Dynamisk tid mot a_x for *Modell 2 med konstruksjon* utsatt for EQ_1

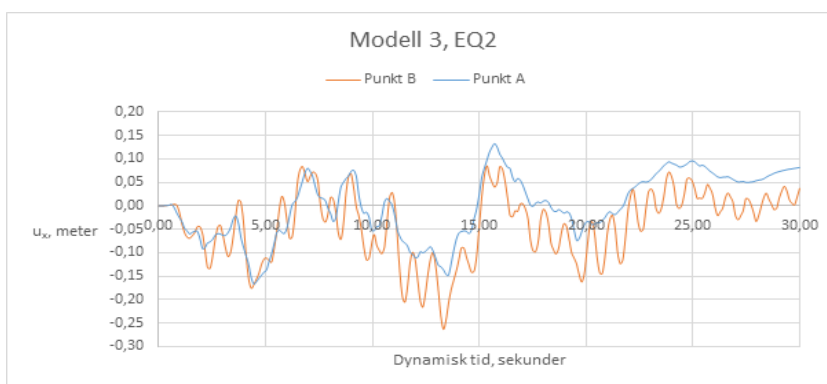


A 21: Dynamisk tid mot a_x for *Modell 2 med konstruksjon* utsatt for EQ_2

Modell 3



A 22: Dynamisk tid mot u_x for Modell 3 utsatt for EQ₁



A 23: Dynamisk tid mot u_x for Modell 3 utsatt for EQ₂