

Jordskjelv analyse av konstruksjoner på peler ved modal superposisjon, og ved forenklete metoder

Wiggo Brandsdal Kalsås

Bygg- og miljøteknikk (2-årig)

Innlevert: juni 2016

Hovedveileder: Amir Kaynia, KT

Medveileder: Ola Ramstad, Norconsult

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2016

FAGOMRÅDE: Konstruksjonsdynamikk/Jordskjelv	DATO: 09.06. 2016	ANTALL SIDER: 120+49
--	-------------------	----------------------

TITTEL:

Jordskjelvanalyse av bygninger på peler ved modal superposisjon og forenklede metoder

Earthquake analysis of buildings on piles by modal superposition and simplified methods

UTFØRT AV:

Wiggo Brandsdal Kalsås



SAMMENDRAG:

Det finnes flere ulike metoder for å gjøre seismisk dimensjonering. De vanligste metodene innebærer en del forenklinger. Eurokodens forenklede metode (tverrkraftmetoden) blir veldig ofte brukt, også for mellomstore bygg. I tillegg er mange konstruksjoner i Norge bygget på peler. Vanlig praksis er å ignorere effekten av peler, til tross for at det å inkludere peler i modellen kan redusere jordskjelvkraftene. Hensikten med denne oppgaven er å studere nivået av konservatisme eller ukonservatisme i de forenklede metodene ved hjelp av en realistisk modell av en bygning. I tillegg skal oppgaven gi en innsikt i de potensielle fordelene med å ta hensyn til peler i analysen.

Til oppgaven er det valgt et konkret bygg (Levanger Ungdomsskole). Dette bygget ble beregnet med flere ulike metoder både for hånd og ved hjelp av programvare. Programvaren som er benyttet til beregning av bygningen er FEM-design og Autodesk Robot. Til beregning av peler er Novapoint GeoSuite Toolbox benyttet. Det ble gjort en beregning for hånd ved hjelp av tverrkraftmetoden og antatt et uendelig stivt dekke. Deretter ble det bygget opp en presis modell av bygningen med stive opplegg i FEM-design. Ved hjelp av denne ble det kjørt nye analyser ved hjelp av tverrkraftmetoden og utført en modal responsspektrum. Videre ble modellen oppdatert med mykere opplegg for å representere pelene. Beregningene av modellene med peler ble kun kjørt med modal responsspektrumsanalyse. Til sist ble det utviklet en svært forenklet modell i Autodesk Robot. Denne ble benyttet til å gjøre en tidshistorieanalyse.

Håndberegningen gir skjærkraft på fundamentet som er 31% større enn modal responsspektrumanalyse. Videre ble det i funnet ved hjelp av en modal responsspektrumanalyse at det å inkludere peler i modellen gir 14 % større skjærkraft på fundamentet enn det som ble funnet med stive opplegg. Dette skjer til tross for lavere verdi i responsspekteret. Dette kan være et resultat av at det er mer masse som svinger, og summasjon av moder. Effekten av å inkludere peler er en økning i egenperioden. For bygninger med svært stor stivhet kan det være ukonservativt å ignorere effekten av peler, da en økning i egenperiode kan gi større krefter. Dersom bygningen har stor stivhet, kan også effekten av peler kunne gi moder med større modal masse. Med en mode med svært stor modal masse betyr det at svært mye masse vil svinge i en retning samtidig. Med flere moder vil det være usikkerhet i om modene vil ha sine maksverdier samtidig, og summasjonsreglene skal redusere kraften sammenlignet med å summere maksverdiene. Dette kan være en del av årsaken til at det ble funnet større krefter i modellen med peler.

FAGLÆRER: Amir M. Kaynia

VEILEDER(E): Amir M. Kaynia (NTNU), Ola Ramstad (Norconsult), Magne-Arnstein Bjørsmo (Norconsult).

UTFØRT VED: Norconsult

Oppgavetekst

Jordskjelvanalyse av bygninger på peler ved modal superposisjon og forenklede metoder

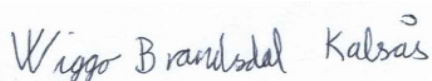
Det er en tendens i dagens beregningspraksis å bruke forenklede metoder i jordskjelv analyse, til og med for konstruksjoner av medium størrelse. Til tross for at dette er tillatt av standardene, reiser det spørsmålet om nivået av konservatisme, eller i noen tilfeller ukonservatisme, i de forenklede metodene. I tillegg er de fleste konstruksjoner i Norge bygget på peler. Vanlig praksis er å ignorere effekten av peler på konstruksjonen. Dette til tross for at det å inkludere peler i modellen, kan redusere jordskjelvkraftene. Denne masteroppgaven skal studere disse problemene ved hjelp av en realistisk modell av en bygning, for å gi en innsikt i de potensielle fordelene ved å ta disse analysehensynene.

Forord

Denne masteroppgaven er utarbeidet som den avsluttende delen av det 2-årige sivilingeniørstudiet innen bygg- og miljøteknikk ved Norges teknisk- naturvitenskapelige universitet. Oppgaven er utført ved institutt for konstruksjonsteknikk i samarbeid med Norconsult i vårsemesteret 2016. Oppgaven har et omfang på 30 studiepoeng. Professor Amir Kaynia har vært ved NTNU har vært vært hovedveileder. Medveiledere har vært Ola Ramstad og Magne-Arnstein Bjørsmo hos Norconsult.

Arbeidet med denne oppgaven har involvert mye arbeid med programvare for beregning i tillegg til å studere regelverk og teori for jordskjelvberegning. Dette har gitt meg kunnskap og erfaring som blir nyttig i arbeidslivet.

Til sist vil jeg takke Amir Kaynia for engasjert veiledning, nyttige faglige diskusjoner og gode råd under arbeidet med denne oppgaven. En stor takk rettes også til Ola Ramstad og Magne-Arnstein Bjørsmo hos Norconsult, for god oppfølging underveis. Til arbeidet med denne oppgaven har Norconsult stilt et kontor til disposisjon og gitt meg tilgang til det de benytter av programvare. Veilederne i Norconsult har vært til stor hjelp med modellering, opplæring i programvare, i tillegg til innspill på praktiske tiltak som kunne undersøkes.



Wiggo Brandsdal Kalsås, Steinkjer 09.06.2016

Sammendrag

Det finnes flere ulike metoder for å gjøre seismisk dimensjonering. De vanligste metodene innebærer en del forenklinger. Eurokodens forenklete metode (tverrkraftmetoden) blir veldig ofte brukt, også for mellomstore bygg. I tillegg er mange konstruksjoner i Norge bygget på peler. Vanlig praksis er å ignorere effekten av peler, til tross for at det å inkludere peler i modellen kan redusere jordskjelvkraftene. Hensikten med denne oppgaven er å studere nivået av konservatisme eller ukonservatisme i de forenklete metodene ved hjelp av en realistisk modell av en bygning. I tillegg skal oppgaven gi en innsikt i de potensielle fordelene med å ta hensyn til peler i analysen.

Til oppgaven er det valgt et konkret bygg (Levanger Ungdomsskole). Dette bygget ble beregnet med flere ulike metoder både for hånd og ved hjelp av programvare.

Programvaren som er benyttet til beregning av bygningen er FEM-design og Autodesk Robot. Til beregning av peler er Novapoint GeoSuite Toolbox benyttet. Det ble gjort en beregning for hånd ved hjelp av tverrkraftmetoden og antatt et uendelig stivt dekke.

Deretter ble det bygget opp en presis modell av bygningen med stive opplegg i FEM-design. Ved hjelp av denne ble det kjørt nye analyser ved hjelp av tverrkraftmetoden og utført en modal responspektrum. Videre ble modellen oppdatert med mykere opplegg for å representere pelene. Beregningene av modellene med peler ble kun kjørt med modal responspektrumsanalyse. Til sist ble det utviklet en svært forenklet modell i Autodesk Robot. Denne ble benyttet til å gjøre en tidshistorieanalyse.

Håndberegningen gir skjærkraft på fundamentet som er 31% større enn modal responspektrumanalyse. Videre ble det i funnet ved hjelp av en modal responspektrumanalyse at det å inkludere peler i modellen gir 14 % større skjærkraft på fundamentet enn det som ble funnet med stive opplegg. Dette skjer til tross for lavere verdi i responspekteret. Dette kan være et resultat av at det er mer masse som svinger, og summasjon av moder. Effekten av å inkludere peler er en øking i egenperioden. For bygninger med svært stor stivhet kan det være ukonservativt å ignorere effekten av peler, da en økning i egenperiode kan gi større krefter. Dersom bygningen har stor stivhet, kan også effekten av peler kunne gi moder med større modal masse. Med en mode med svært stor modal masse betyr det at svært mye masse vil svinge i en retning samtidig. Med flere moder vil det være usikkerhet i om modene vil ha sine maksverdier samtidig, og

summasjonsreglene skal redusere kraften sammenlignet med å summere maksverdiene.
Dette kan være en del av årsaken til at det ble funnet større krefter i modellen med peler.

Abstract

There are a number of different ways to do seismic design. The most common methods are based on some simplifications. The most popular method is the lateral force method presented in Eurocode, and used for even for buildings of medium size. In addition, many structures in Norway are built on piles. It is common practice to ignore the effect of the piles, even though the inclusion of piles in the model might reduce the forces for seismic events. The intention of this Thesis is to study the level of conservatism or non-conservatism in the simplified methods, by studying a realistic model of a building. In addition, this Thesis will look at the potential benefits one might achieve by including piles in the analysis.

For this Thesis, a specific building was chosen (Levanger Secondary School). The seismic forces were calculated both manually, and by using computer software: FEM-design and Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016. Novapoint GeoSuite Toolbox was used for calculating piles. The manual calculations were made using the lateral force method and assuming an infinitely stiff slab. Subsequently, a precise model was developed with stiff supports in FEM-design. By using this model, new analyses were made by the use of both the lateral force method and modal superposition. The model was also updated with a softer spring supports to represent the piles. A simplified method was developed in Robot, and this was used for a time history analysis.

The manual calculation finds a base shear force that is 31% larger than the modal superposition on stiff supports. By the modal superposition method, there was also found that the inclusion of piles results in a 14% larger shear force than the model on stiff supports, in spite of lower value from the response spectrum. This could be the result of more effective modal mass and the summation of modes. The effect of adding piles to the model, is a lower eigenfrequency. This result might suggest that it is non-conservative for buildings of very high stiffness to ignore the effect of piles, since an increase in period might result in bigger forces. For buildings of high stiffness the effect of piles might also result in modes with larger modal mass. When the modal mass of a single mode becomes large, it means that a large portion of the mass will move in the same direction at the same time. Multiple modes create uncertainty regarding if the modes reach their maximum at the same time, and the summation rules and the summation rules should reduce the force

compared to summing the maximum values. This might be the reason why larger forces were found in the model using piles.

Figurer

Figur 1 Sonekart for berggrunnens akselerasjon fra Eurokode (1, s185).....	3
Figur 2 Eksempel på horisontalt responsspekter. Plottet i FEM-design, og benyttet i denne oppgaven.....	6
Figur 3 Eksempel på Rayleighdemping	21
Figur 4 Korrelasjonsfaktor (3, s 565)	26
Figur 5 Levanger ungdomsskole	31
Figur 6 Levanger ungdomsskole. Norconsult.....	32
Figur 7 Skiver plan 1	37
Figur 8 Skiver plan 2	38
Figur 9 Modell FEM-design	40
Figur 10 Grunnmur og pelehoder (bilde: Norconsult)	41
Figur 11 Overgang fra pel til vegg (Bilde: Norconsult).....	42
Figur 12 Elementinndeling	43
Figur 13 Fjærer i det opprinnelige systemet.....	49
Figur 14 Ukoblede fjærer ved hjelp av stivt element	51
Figur 15 Modelling av pel og jordprofil i GeoSuite.....	56
Figur 16 Koeffisienter til ligning 7.13 og 7.14 ifølge API (7, s 65).....	58
Figur 17 Bestemmelse av k ifølge API (7, s 65)	59
Figur 18 Eksempel på deformasjonsmønster for pel med 40 kN horisontallast.....	62
Figur 19 Pelens stivhet som funksjon av last	62
Figur 20 Pelestivhet med løs sand	64
Figur 21 Pelestivheter med fast sand.....	65
Figur 22 Første svingeform beste estimat.....	66
Figur 23 Sammenligning av momentdiagrammer. Fra venstre: Fast sand, beste estimat, løs sand.....	69
Figur 24 Sammenligning av deformasjon i pel. Fra venstre: Fast sand, beste estimat, løs sand.....	69
Figur 25 Modell etter endringer	71
Figur 26 Modell i Robot	75
Figur 27 Tidshistorien benyttet i denne oppgaven	76
Figur 28 Tidshistoriens responsspekter med 5% demping.....	77
Figur 29 Reaksjonskrefter i x-retning for et fundament som funksjon av tid	79
Figur 30 Kobling søyle/bjelke/dekke	81

Figur 31 Deformasjoner med automatisk egenlast	84
Figur 32 Mode med 74.1% modal masse i x-retning	84
Figur 33 Første mode med API peler, basert på beste estimat. Egenperiode på 0.508 sekunder.....	85
Figur 34 Egenperioder vist i responsspekter	88
Figur 35 Moder for alternativt bygg tegnet inn i responsspekter.	95

Tabeller

Tabell 1 Seismisk faktorer fra Eurokode (1, s 186).....	4
Tabell 2 Noen eksempler på bygninger i de ulike seismiske klassene basert på Eurokode (1, s 189).....	4
Tabell 3 Verdier for parametere som beskriver responspekteret fra Eurokode (1, s 187)...	5
Tabell 4 Verdier for q_0 fra Eurokode (1, s 64).....	7
Tabell 5 Karakteristiske laster	33
Tabell 6 Design flatelaster	34
Tabell 7 Byggets masser.....	34
Tabell 8 Etasjelaster fra tverrkraftmetoden	36
Tabell 9 Utvalgte skivekrefter	37
Tabell 10 Oversikt over moder med modal masse større enn 0.1%	45
Tabell 11 Etasjelaster fra tverrkraftmetoden med lineær svingeform	46
Tabell 12 Skivekrefter med lineær svingeform fra FEM-design.....	46
Tabell 13 Etasjelaster fra tverrkraftmetoden med reel svingeform	47
Tabell 14 Skivekrefter med reel svingeform fra FEM-design.....	47
Tabell 15 Etasjelaster ved modal responspektrumanalyse.....	47
Tabell 16 Skivekrefter ved modal responspektrumanalyse	48
Tabell 17 Egenperioder og effektive masser fra modell med peler.....	53
Tabell 18 Etasjelaster med peler fra Eurokoden.....	53
Tabell 19 Skivekrefter fra modal responspektrumanalyse fra modell med peler fra Eurokoden.....	53
Tabell 20 Lagdeling av jord.....	54
Tabell 21 p-y kurver for $X > X_R$ (7, s 64).....	60
Tabell 22 p-y kurver for $X < X_R$ (7, s 64)	60
Tabell 23 Jordparametere	61
Tabell 24 Moder etter fjerde iterasjon	63
Tabell 25 Etasjelaster etter fjerde iterasjon	63
Tabell 26 Skivekrefter etter fjerde iterasjon	63
Tabell 27 Moder og effektive modale masser i de tre ulike sandmodellene	67
Tabell 28 Etasjelaster fra de ulike sandmodellene	67
Tabell 29 Sammenligning av skivekrefter ved tre ulike friksjonsvinkler i sanden.	67
Tabell 30 Last og utnyttelse av mest lastet pel i tre sandmodeller.....	68
Tabell 31 Moder og modale masser for bygget uten yttervegger.....	72

Tabell 32 Sammenligning av fundamentskjær	73
Tabell 33 Sammenligningstabell for skivekrefter	73
Tabell 34 Egenskaper dekker	75
Tabell 35 Egenskaper søyler.....	75
Tabell 36 Moder robot modell.....	77
Tabell 37 Skjærkraft på fundamentnivå fra modal responsspektrumanalyse.....	78
Tabell 38 Skjærkraft på fundament ved tidshistorieanalyse.....	78
Tabell 39 Sammenligning av resultater av tverrkraftmetoden	86
Tabell 40 Sammenligning av etasjelaster fra tverrkraftmetoden.....	87
Tabell 41 Sammenligning av skjærkraft på fundamentnivå. Resultatene er presentert både som faktisk last, og som andel av lasten for stive opplegg.	89
Tabell 42 Sammenligningstabell for modene i de ulike modellene	89
Tabell 43 Modale masser inkludert i beregningen	90
Tabell 44 Sammenligning mellom tverrkraftmetoden brukt på modell med peler etter beste estimat, og modell med stive opplegg.	91
Tabell 45 Sammenligningstabell skivekrefter. Andelene er i forhold til modellen på stive opplegg	91

Tegnforklaring

Store bokstaver

C	Demping
C_n	Modal demping i mode n
C_t	Er en faktor som skal ta hensyn til stivheten til ulike bæresystemer
$E_{E,dx}, E_{E,dy}, E_{E,dz}$	Påvirkning fra et jordskjelv i x, y eller z retning
F	Horisontalkraft
F_b	Skjærkraft på fundamentnivå
F_i	Horisontalkraft i etasje i
H	Byggets høyde
K	Stivhet
K_n	Modal stivhet i mode n
L	Lengden av rigid link
L_e	Avstanden mellom de to ytterste konstruksjonsdelene som motstår sidelaster, målt vinkelrett på den seismiske påvirkningen.
L_i	Lengden av den horisontale skiven målt vinkelrett på den seismiske påvirkningen
M	Masse
M_n	Modal masse i mode n
M_r	Moment
P_0	Amplitude av harmonisk last
R	Last
S	Forsterkningsfaktor for responspekter basert på grunntype
$S_d(T)$	Dimensjonerende responspekter
$S_d(T_1)$	Ordinat fra det dimensjonerende responspekteret for en den fundamentale perioden
$S_{d,n}$	Ordinat fra det dimensjonerende responspekteret for mode n.
$S_e(T)$	Elastisk responspekter
$S_{ve}(T)$	Elastiske vertikalt responspekter
T_{B-D}	Overgangspunkter i responspekter gitt i tabell 3
T_1	Perioden for første svingeform
T_j, T_i	Perioden i henholdsvis mode j og i
T_k	Perioden i en vilkårlig mode k

Uthevede store bokstaver

\mathbf{C}	Dempingsmatrise
\mathbf{C}_{mod}	Modal dempingsmatrise: $\mathbf{C}_{mod} = \Phi^T \mathbf{C} \Phi$
\mathbf{K}	Stivhetsmatrise
\mathbf{K}_{mod}	Modal stivhetsmatrise: $\mathbf{K}_{mod} = \Phi^T \mathbf{K} \Phi$
\mathbf{M}	Massematrise
\mathbf{M}_{mod}	Modal massematrise: $\mathbf{M}_{mod} = \Phi^T \mathbf{M} \Phi$
\mathbf{R}	Lastvektor

Små bokstaver

a_g	Berggrunnens dimensjonerende akselerasjon
a_{g40Hz}	Berggrunnens akselerasjon ved frekvensen $f = 40\text{Hz}$ av det elastiske responspekteret.
a_{gR}	Berggrunnens akselerasjon
a_{vg}	Vertikal grunnakselerasjon
e_{ai}	Utsiktet torsjon
k_{xx}	Stivhet i horisontalfrihetsgrad
$k_{x\varphi}$	Krysstivhet
$k_{\varphi\varphi}$	Rotasjonsstivhet
m	Total masse over fundamentnivå
m_i, m_j	Masse av henholdsvis etasje i og j.
q	Konstruksjonsfaktor
q_n	Modal frihetsgrad nummer n
r_{i0}	Maksimal respons i mode i
r_{n0}	Maksimal respons i mode n
s_i, s_j	Forskyvning av massene m_i og m_j i første svingeform
t	Tiden
u	Fysiske frihetsgrader
u'	Hastighet i en fysisk frihetsgrad
u''	Akselerasjon i en fysisk frihetsgrad

u''_g	Grunnens akselerasjon
u''_R	Berggrunnens akselerasjon
$v_{s,30}$	Gjennomsnittshastighet på skjærbølger i de øverste 30m av grunnprofilen
x	Er avstanden fra den aktuelle konstruksjonsdelen til massesenteret, målt vinkelrett på den seismiske påvirkningen
z_i, z_j	Vertikal plassering av henholdsvis etasje i og j.

Uthevede små bokstaver

q	Vektor som inneholder alle modale frihetsgrader
u	Vektor som inneholder alle fysiske frihetsgrader

Greske tegn

β	Forholdet mellom lastens frekvens og konstruksjonens egenfrekvens. Newmarks metode bruker også denne parameteren. Vanlig verdi er da: $\frac{1}{4}$ eller $\frac{1}{6}$
δ	Faktor som skal øke skivekraften for å ta hensyn til utilsiktet torsjon ved bruk av tverrkraftmetoden
δ_i	Forskyvning horisontalfrihetsgrad ved enhetsmoment, eller enhetslast
γ	Newmarks metode bruker denne som parameteren. Vanlig verdi er da $\frac{1}{2}$. Annen bruk av dette symbolet er forklart i teksten. (Modal responspektrumanalyse)
γ_I	Seismisk faktor
η	Modifikasjonsfaktor for dempingsforholdet. Har verdien 1 for 5% viskøs demping
θ	Fasevinkel
ϑ	Rotasjon i pelehode
ι	Influens matrise
λ	Korreksjonsfaktor. 0,85 hvis bygningen har mer enn 2 etasjer og $T_1 \leq 2T_c$. Ellers 1,0.

ξ	Dempingsforhold
ϕ_n	Vektor som gir svingeformen i mode n, i virkelige frihetsgrader.
Φ	Matrise som inneholder alle svingeformer
Ω	Matrise som inneholder alle egenfrekvensene
ρ_{in}	Korrelasjonsfaktor for modene
ω	Lastens frekvens med enhet rad/s
ω_n	Egenfrekvens med enhet rad/s

Innhold

Oppgavetekst	IV
Forord	V
Sammendrag	VI
Abstract.....	VIII
Figurer	X
Tabeller.....	XII
Tegnforklaring	XIV
1. Introduksjon.....	1
1.1. Bakgrunn	1
1.2. Formål.....	1
1.3. Oppbygning av oppgaven.....	2
2. Beregningsmetoder.....	3
2.1. Responsspekter og grunnforhold	3
2.1.1. Berggrunnens akselerasjon	3
2.1.2. Grunnforhold	4
2.1.3. Elastisk responspekter.....	5
2.1.4. Dimensjonerende responspekter	7
2.2. Tverrkraftmetoden	8
2.2.1. Tverrkraftmetodens beregningsgang	8
2.2.2. Utsiktet torsjon	10
2.3. Dynamiske beregninger.....	11
2.3.1. Løsning av systemer med en frihetsgrad	11
2.3.1.1. Frie vibrasjoner	12
2.3.1.2. Harmoniske svingninger	13
2.3.2. Løsning av systemer med flere frihetsgrader	15
2.3.2.1. Systemer med flere frihetsgrader i frie vibrasjoner.....	15

2.3.2.2.	MDOF-systemer med last	17
2.3.2.3.	Demping	18
2.3.3.	Jordskjelvutsatte systemer	22
2.3.3.1.	Modal responsktrumanalyse.....	23
2.3.3.2.	Tidshistore analyser.....	26
2.3.4.	Krav fra Eurokoden.	29
2.4.	Kombinering av seismiske laster	29
3.	Presentasjon av bygget	31
3.1.	Valg av bygg.....	31
3.2.	Presentasjon av bygget	31
3.2.1.	Byggets masser	33
3.2.2.	Byggets stivheter	34
4.	Tverrkraftmetoden beregnet for hånd.....	35
4.1.	Beregning av horisontalekrefter	35
4.2.	Fordeling av krefter	36
4.3.	Ulike modeller for fordeling av skivekrefter.....	38
5.	Modellering	40
5.1.	Fundamentering	40
5.2.	Vegger	42
5.3.	Søyler og bjelker.....	42
5.4.	Dekker	43
5.5.	Meshing	43
6.	Beregning av modell på stive opplegg	44
6.1.	Tverrkraftmetoden	45
6.1.1.	Lineær svingeform.....	45
6.1.2.	Reell svingeform	46
6.2.	Modal responspektrumanalyse.....	47

6.2.1.	Parameterstudie av torsjon.....	48
7.	Modell med peler.....	49
7.1.	Metoden med stive elementer.....	49
7.2.	Peler fra Eurokoden.....	51
7.2.1.	Sammendrag av resultater fra beregning med pelefjærer.....	52
7.3.	Ikke-lineære peler.....	54
7.3.1.	Beregning av pelestivheter.....	54
7.3.1.1.	Jordens egenskaper.....	54
7.3.1.2.	Beregningsmodell.....	54
7.3.1.3.	Beregning basert på p-y kurver.....	56
7.3.2.	p-y kurvene.....	61
7.3.3.	Beregningsresultater med ikke-lineær pel.....	62
7.4.	Sensitivitetsstudie.....	64
7.4.1.	Løs sand.....	64
7.4.2.	Fast sand.....	65
7.4.3.	Resultater og sammenligning.....	65
7.5.	Sammenligning av laster i pelene.....	68
8.	Forslag til endringer av design og konsekvenser.....	71
8.1.	Endringer på bygget.....	71
8.2.	Resultater av endret bygg sammenlignet med opprinnelig bygg.....	72
9.	Tidshistorie analyser.....	74
9.1.	Modellering.....	74
9.2.	Tidshistorien.....	76
9.3.	Egenperioder.....	77
9.4.	Beregninger i Robot basert på responspekter.....	78
9.5.	Beregning basert på tidshistorien.....	78
10.	Diskusjon.....	80
10.1.	Begrensninger og forenklinger.....	80

10.1.1.	Tverrkraftmetoden med håndberegning.....	80
10.1.2.	Modeller i FEM-design.....	81
10.1.2.1.	Modell på stive opplegg.....	81
10.1.2.2.	Modeller med peler.....	82
10.1.3.	Modeller i Robot.....	83
10.2.	Vurdering av resultater fra modellene i FEM-design.....	83
10.3.	Diskusjon av resultater.....	85
10.3.1.	Tverrkraftberegninger.....	85
10.3.2.	Beregninger med modal responsspektrumanalyse.....	87
10.3.3.	Tidsdomene modeller.....	94
10.3.4.	Alternative utforminger av bygget.....	94
11.	Konklusjon.....	97
	Referanser.....	99

1. Introduksjon

1.1. Bakgrunn

Det er i dag vanlig praksis i byggebransjen å bruke forenklete beregningsmetoder for jordskjelv så lenge regelverket tillater det. Dette til tross for at det finnes mer nøyaktige metoder. Årsaken til dette er at det er mer utfordrende og tidkrevende å utføre beregninger basert på nøyaktige metoder. Dette fører til økt tidsbruk og derfor økte kostnader for konsulentene. Dersom de forenklete metodene viser seg å være svært konservative sammenlignet med nøyaktige beregninger, vil det være mulig å argumentere for økte prosjekteringskostnader med reduserte byggekostnader. Det er også et ønske å vite mer om betydningen av stivheten i oppleggene. Dette er en svært viktig parameter for byggets dynamiske egenskaper. For bygg som står på peler er det vanlig å modellere disse som stive opplegg uten rotasjonsstivhet. Denne praksisen er en forenkling, og det er et mål å vurdere betydningen av dette. Denne oppgaven skal gjøre et forsøk på å vurdere betydningen av både en mer nøyaktig beregning og en mer nøyaktig modellering av grunnens egenskaper. Nivået av konservatisme eller ukonservatisme skal vurderes for et konkret bygg.

1.2. Formål

I denne oppgaven vil det bli brukt ulike modeller av et konkret bygg med jordskjelvutfordringer. Modellene vil bli bygget opp til å bli gradvis mer nøyaktige, og resultatene med de ulike tilnærmingene vil bli presentert. Målet er å tallfeste ulikhetene mellom de ulike modellene for å finne ut hvor tiden bør brukes under en prosjekteringsprosess. Det er også et mål å gjennomgå teorien bak de ulike beregningsmetodene, samt relevante regelverk for disse. Dette gjøres for å kunne gi et innblikk i begrensninger av metodene. I denne oppgaven blir nødvendige beregninger utført med beregningsverktøyet FEM-design, i tillegg til Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016 og Novapoint GeoSuite Toolbox. Dette er beregningsverktøy som vanligvis brukes av Norconsult. Det er viktig for oppgaven å finne måter å løse de overnevnte problemstillingene på ved hjelp av programvare som er tilgjengelig for ingeniører i Norconsult. Dette begrunnes med at det skal være praktisk mulig å lage

tilsvarende modeller i fremtidige prosjekter dersom det finnes argumenter for å produsere en modell som er mer realistisk.

1.3. Oppbygning av oppgaven

Oppgaven vil være bygget opp på en slik måte at det først gis et innblikk i teorien bak beregningsmetodene som er benyttet. Dette vil bli gjort i kapittel 2, etterfulgt av en presentasjon av bygget og dets egenskaper i kapittel 3. Videre vil kapittel 4 til 9 omhandle beregningsmetodene og beregningsresultatene. I disse kapitlene vil også teori som er spesielt for den enkelte beregningsmetoden/beregningsmodellen vises. I kapittel 10 diskuteres forenklinger/begrensninger i tillegg til en diskusjon av resultatene fra beregningene.

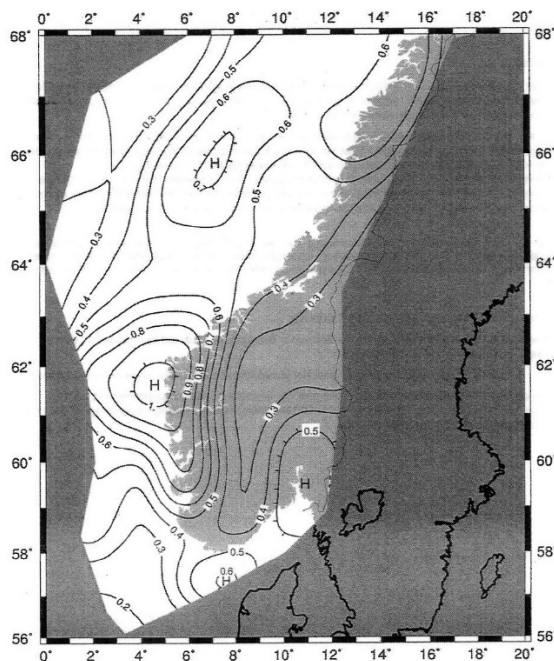
2. Beregningsmetoder

De to vanligste måtene å beregne et bygg på er tverrkraftmetoden og modal responspektrumanalyse. Fremgangsmåten for tverrkraftmetoden er gitt i kapittel 2.2, og modal responspektrumanalyse i kapittel 2.3. Begge disse metodene er basert på et responspekter, noe som vil bli forklart i kapittel 2.1. I tillegg vil det være nødvendig å kombinere jordskjelvpåvirkningen i de ulike retningene. Dette vil være vist i kapittel 2.4. Den siste metoden som vil bli benyttet vil være tidshistorieanalyser. Denne metoden vil bli vist i kapittel 2.3.3.2.

2.1. Responspekter og grunnforhold

2.1.1. Berggrunnens akselerasjon

Et responspekter er en kurve som viser hvor stor respons et enfrihetsgradsystem vil få fra et bestemt jordskjelv. Man kan utvikle responspekter for deformasjon, hastighet og akselerasjon. Eurokoden (1) gir reglene for hvordan responspekteret skal utvikles i Norge. Reglene her gjelder for hele Norge, og responspekteret må derfor tilpasses områdets seismisitet og grunnforhold. Den første inputen til responspekteret er berggrunnens akselerasjon.



Figur 1 Sonekart for berggrunnens akselerasjon fra Eurokode (1, s185).

Denne bestemmes fra et kart vist på figur 1. Dette kartet gir berggrunnens akselerasjon ved 40 hertz av det elastiske responsspekteret. Referansespissverdien a_{gR} for berggrunnens akselerasjon ligger noe lavere og settes ifølge Eurokoden (1) til $0,8 \times a_{g40Hz}$, som er den karakteristiske verdien for berggrunnens akselerasjon. For å komme frem til den dimensjonerende akselerasjonen multipliseres det med en seismisk faktor (γ_1). Eurokoden angir denne faktoren, og den er gjengitt i tabellen under. Klassifiseringen foregår etter konsekvens ved kollaps.

Seismisk klasse	γ_1
1	0,7
2	1,0
3	1,4
4	2,0

Tabell 1 Seismisk faktorer fra Eurokode (1, s 186)

Seismisk klasse	Eksempler på konstruksjoner
1	Småhus, landbruksbygg
2	Kontorer, industrianlegg og kaier
3	Bygninger mer enn 15 etasjer, kinosaler, bruer og skoler
4	Redningssentraler, atomreaktorer, sykehus.

Tabell 2 Noen eksempler på bygninger i de ulike seismiske klassene basert på Eurokode (1, s 189)

Den dimensjonerende akselerasjonen for berggrunnen er gitt ved:

$$a_g = 0.8 \times a_{g40Hz} \times \gamma_1 \quad (2.1)$$

2.1.2. Grunnforhold

Vibrasjonene i et jordskjelv starter i grunnen og forplanter seg oppover. Grunnens egenskaper har derfor stor innvirkning på både frekvensinnhold og styrke i et jordskjelv. For å ta med effektene av dette skal grunnen klassifiseres i en av grunntypene vist i tabell 3. Klassifiseringen gjøres vanligvis av en geotekniker, og er enten basert på

skjærbølgehastigheten, $v_{s,30}$, eller skjærfastheten, c_u (1). Når grunnen er klassifisert gir Eurokoden resten av parameterne som er nødvendig for å konstruere responsspekteret, og disse er gitt i tabell 3.

Grunntype	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,10	0,20	1,7
B	1,3	0,10	0,25	1,5
C	1,4	0,10	0,30	1,5
D	1,55	0,15	0,40	1,6
E	1,65	0,10	0,30	1,4

Tabell 3 Verdier for parametere som beskriver responsspekteret fra Eurokode (1, s 187).

I denne oppgaven skal verdiene fra Eurokoden (1) brukes og det blir derfor bare gitt en kort beskrivelse av hva disse er. T_{B-D} er overgangspunkter i responsspekteret, som er beskrevet av 4 ligninger. T_B gir punktet der responsspekteret går fra en ligning til neste, og det er likt for de andre overgangspunktene. Dette kan sees senere i ligningene som styrer responsspekteret. S er forholdet mellom akselerasjon på toppen av løsmassene og berggrunnens akselerasjon.

$$S = \frac{u''_g}{u''_R} \quad (2.2)$$

2.1.3. Elastisk responspekter

Eurokoden (1) gir anvisninger for hvordan det elastiske responsspekteret skal utvikles. Dette vil gi maksimal akselerasjon i en frihetsgrad dersom konstruksjonen forblir elastisk under jordskjelvet. Forutsatt denne antakelsen vil man kunne beregne deformasjoner eksakt. Det horisontale elastiske responsspekteret er gitt av ligningene (1, s 30):

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g \times S \times \left(1 + \frac{T}{T_B} \times (\eta \times 2,5 - 1) \right) \quad (2.3)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \quad (2.4)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \times \left(\frac{T_C}{T}\right) \quad (2.5)$$

$$T_D \leq T \leq 4s \quad S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \times \left(\frac{T_C \times T_D}{T^2}\right) \quad (2.6)$$

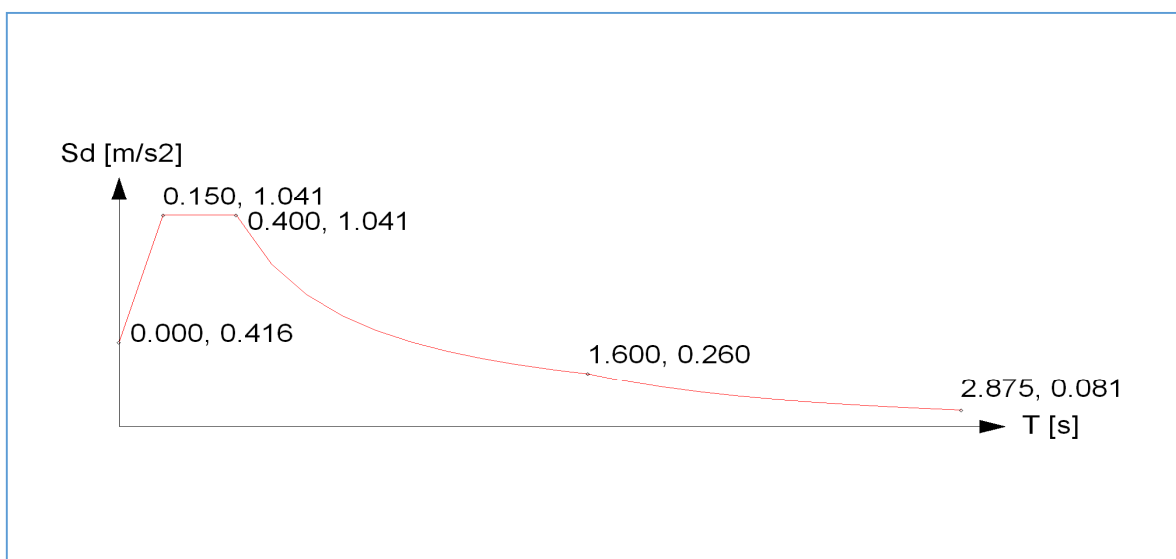
Det skal også dimensjoneres for vertikale komponenter. Denne har et eget responspekter gitt under (1, s 33). For den vertikale komponenten settes S til 1,0.

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_{ve}(T) = a_{vg} \times S \times \left(1 + \frac{T}{T_B} \times (\eta \times 3,0 - 1)\right) \quad (2.7)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_{ve}(T) = a_{vg} \times S \times \eta \times 3,0 \quad (2.8)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_{ve}(T) = a_{vg} \times S \times \eta \times 3,0 \times \left(\frac{T_C}{T}\right) \quad (2.9)$$

$$T_D \leq T \leq 4s \quad S_{ve}(T) = a_{vg} \times S \times \eta \times 3,0 \times \left(\frac{T_C \times T_D}{T^2}\right) \quad (2.10)$$



Figur 2 Eksempel på horisontalt responspekter. Plottet i FEM-design, og benyttet i denne oppgaven.

2.1.4. Dimensjonerende responspekter

Et bæresystem har vanligvis evner til å motstå laster ved at noen plastiske mekanismer utvikles. Dette tillater at bæresystemet kan dimensjoneres for mindre krefter enn det som kommer fra en lineærelastisk respons. For å unngå svært omfattende ikke-lineære beregninger, innfører Eurokoden (1) en konstruksjonsfaktor q , for å ta hensyn til konstruksjonens evne til absorbere energi, hovedsakelig gjennom duktil oppførsel. I Norge skal ikke betongkonstruksjoner prosjekteres for høy duktilitet (DCH). Dersom man prosjekterer for lav duktilitet (DCL) kan konstruksjonsfaktoren settes til 1,5 og relevant prosjekteringsstandard kan benyttes. Prosjekteres bygningen for middels duktilitet (DCM) utløser det en rekke krav. Konstruksjonsfaktoren skal da bestemmes etter følgende ligning (1, s 64):

$$Q = Q_0 \times K_w \quad (2.11)$$

Q_0 kan bestemmes etter tabell 4. Overstyrkeforholdet (α_u/α_1) er forholdet mellom last ved fullstendig kollaps av konstruksjonen, og last når første flytning er utviklet. Dette kan bestemmes ved hjelp av en pushover analyse. Eurokoden (1) gir også regler for hvordan K_w skal bestemmes.

Type bæresystem	DCM	DCH
Rammesystem, dobbeltsystem, koblet veggssystem	$3,0\alpha_u/\alpha_1$	$4,5\alpha_u/\alpha_1$
Ikke-koblet veggssystem	3,0	$4,0\alpha_u/\alpha_1$
Torsjonsmykt system	2,0	3,0
Omvendt pendelsystem	1,5	2,0

Tabell 4 Verdier for q_0 fra Eurokode (1, s 64)

Eurokoden (1, s 34) gir ligningene som bestemmer det dimensjonerende responspekteret:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_d(T) = a_g \times S \times \left(\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right) \quad (2.12)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \quad (2.13)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left(\frac{T_C}{T}\right) \quad (2.14)$$

$$T_D \leq T \leq 4s \quad S_d(T) = \begin{cases} a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left(\frac{T_C \times T_D}{T^2}\right) \\ \geq \beta \times a_g \end{cases} \quad (2.15)$$

β er en nedre grenseverdi for det horisontale responspekteret. Verdien settes til 0,2 (1).

2.2. Tverrkraftmetoden

For bygninger som tilfredsstiller Eurokodens (1) krav til regularitet i plan og oppriss eller tilfredsstiller kravene i Eurokodens punkt 4.3.3.1(8)d (1, s 44), kan tverrkraftmetoden benyttes. Kravene til regularitet skal i hovedsak sørge for at massesenteret og stivhetssenteret ligger på tilnærmet samme vertikale linje. Tverrkraftmetoden kan bare brukes dersom responsen fra høyere ordens svingeformer antas å ikke være av betydning. Dette kravet kan ifølge Eurokoden (1, s 45) ansees som oppfylt dersom følgende kriterium er oppfylt:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \times T_C \\ 2,0s \end{cases} \quad (2.16)$$

2.2.1. Tverrkraftmetodens beregningsgang

Beregningsgangen for tverrkraftmetoden er gitt i Eurokoden (1), og der finnes også verdier for alle parametere som skal benyttes. Den første parameteren man trenger å finne er perioden for konstruksjonens fundamentale svingeform. Det finnes flere metoder for å estimere denne, og en eksakt metode vil bli presentert i kapittel 2.3. Eurokoden (1, s 45) gir også en tilnærmet empirisk formel, som er svært ofte brukt. Denne formelen er gitt som:

$$T_1 = C_t \times H^{\frac{3}{4}} \quad (2.17)$$

Verdien av C_t velges etter hva slags bæresystem man har. C_t har verdi 0,085 for stålrammer, 0,075 for betongrammer og 0,050 for alle andre konstruksjoner. Denne faktoren tar altså inn effekten av forholdet mellom masse og stivhet i de ulike bæresystemene. Ved hjelp av denne egenperioden kan man finne verdien av det dimensjonerende responsspekteret. Denne kan settes inn i følgende formel for å finne dimensjonerende skjærkraften på fundamentnivå (1, s 45).

$$F_b = S_d(T_1) \times m \times \lambda \quad (2.18)$$

λ er en korreksjonsfaktor som er brukt for å kalibrere resultatet for å oppnå bedre overensstemmelse med reell respons. Denne har verdi 0,85 for bygninger med flere enn to etasjer og $T_1 \leq 2T_c$. Ellers er verdien 1,0. Når man gjør dette har man beregnet en ekvivalent statisk last, som tilsvarer det maksimale man kan forvente av fundamentskjær under et jordskjelv. Deretter skal denne fordeles på etasjene. Her åpner Eurokoden (1) for to ulike tilnæringer. Det kan enten velges en lineær form, eller man kan bruke forskyvninger fra første svingeform. En lineær svingeform vil i mange tilfeller være en god tilnærming og disse to modellene vil gi tilnærmet like resultater. Dette skjer fordi den første svingeformen ofte vil være tilnærmet lineær. Dersom man har ulik stivhet i etasjene vil det derimot være større forskjell, og det vil kunne gi bedre nøyaktighet på resultatene å bruke en realistisk svingeform. Etasjelasten med en lineær svingeform kan beregnes etter følgende formel (1, s 46):

$$F_i = F_b \times \frac{z_i \times m_i}{\sum z_j \times m_j} \quad (2.19)$$

Etasjelasten med en reell svingeform vil da være:

$$F_i = F_b \times \frac{s_i \times m_i}{\sum s_j \times m_j} \quad (2.20)$$

2.2.2. Utsiktet torsjon

Det vil være en viss usikkerhet knyttet til plasseringen av byggets masser når et jordskjelv inntreffer. Når kravene til regularitet er tilfredsstillt har man god kontroll på egenlastene. Nyttelastene er derimot vanskeligere å ha kontroll på. Personer og gjenstander er bevegelige, og plasseringen vil derfor variere. En slik forflytning av massene vil være opphavet til det Eurokoden (1) betegner som utsiktet torsjon. Det finnes to måter å ta med disse effektene på. Det ene alternativet er å legge på en ekstra eksentrisitet på massen. Dette vil skape et tilleggsmoment når man løser statikken i bygget. Eurokoden (1, s 43) gir følgende formel for eksentrisiteten:

$$e_{ai} = \pm 0.05 \times L_i \quad (2.21)$$

Den andre muligheten å ta hensyn til utsiktet torsjon på er å multiplisere alle skivekreftene med en faktor. Denne faktoren øker kraften i en skive proporsjonalt med avstanden til massesenteret. For denne faktoren gir Eurokoden (1, s 46) denne formelen:

$$\delta = 1 + 0,6 \times \frac{x}{L_e} \quad (2.22)$$

Det er tillatt å bruke begge metodene i alle tilfeller, og hva man velger er egentlig et spørsmål om hva som er enklest. For håndregning vil ofte det ofte være en fordel å bruke den siste. Grunnen til dette er at eksentrisiteten gitt i ligning 2.21 kan virke begge veier, og det blir derfor å betrakte som to ulike lasttilfeller. Ved håndregning gir dette en svært stor arbeidsmengde, og det vil derfor være raskere å bruke ligning 2.22. Ved bruk av denne ligningen kan statikken løses en gang, for så å beregne tilleggsfaktorene en gang. Man får ikke flere lasttilfeller. For konstruksjoner som tilfredsstiller kravene til regularitet eller de spesielle betingelsene i Eurokodens punkt 4.3.3.1(8) (1, s 44) kan analysen utføres ved hjelp av to plane modeller for bygningens to hovedretninger. Dersom man velger å utføre analysen på denne måten skal faktoren 0,6 i ligning 2.22 økes til 1.2 eller eksentrisiteten e_{ai} i ligning 2.21 dobles.

2.3. Dynamiske beregninger

I dette avsnittet vil teorien som bygger opp under modal responspektrumanalyse og tidshistorieanalyse bli vist. Teorien vil bli gradvis bygget opp fra håndtering av et system med én frihetsgrad til systemer med flere frihetsgrader. Løsningsstrategier for å komme frem til jordskjelvkreftene vil være vist i kapittel 2.3.3. En dynamisk beregning har mange fordeler sammenlignet med tverrkraftmetoden. Den viktigste forskjellen er at man ikke lenger gjør antakelser når det kommer til konstruksjonens svingeform(er). Ved hjelp av de modale ligningene kan man i prinsippet beskrive en konstruksjons dynamiske egenskaper helt uten tilnærminger. Å utføre en dynamisk beregning, enten det blir løst med et responspekter eller som en tidshistorie vil ha store fordeler med tanke på nøyaktigheten. De vil derimot være tidkrevende sammenlignet med tverrkraftmetoden. For et komplisert bygg vil det i praksis være påkrevet å utføre beregningen ved hjelp av egnet programvare.

2.3.1. Løsning av systemer med en frihetsgrad

Et system med en oppførsel som kan beskrives av en enkelt frihetsgrad kalles et SDOF-system (Single Degree Of Freedom system). Selv om SDOF-systemer er noe som egentlig kun finnes i litteraturen er det viktig å kjenne til løsningsmetoder for disse enkle systemene for å kunne utvikle metoder for å løse mer komplekse systemer. I en dynamisk beregning er det tre typer konstruksjonsegenskaper vi ønsker å beskrive. Disse er:

- Masse
- Demping
- Stivhet

Masse multiplisert med akselerasjon gir kraft. Dersom systemet er akselerert vil det derfor oppstå en masseavhengig kraft. Demping er det som tapper et system for energi. Når konstruksjonen svinger, vil energien være en funksjon av hastigheten. Dempingen er altså proporsjonal med hastigheten og vil alltid senke hastigheten. Stivheten er konstruksjonens evne til å motstå deformasjoner. Krefter som følge av stivhet oppstår når den deformeres. Disse kreftene kan stilles opp i følgende dynamiske likevektsligning, som heretter blir kalt bevegelsesligningen.

$$Mu''(t) + Cu'(t) + Ku(t) = R(t) \quad (2.23)$$

2.3.1.1. Frie vibrasjoner

Å studere et SDOF-system som blir forstyrret av en forskyvning, for så å slippes fri, vil gi nyttig informasjon om systemet. Et SDOF-system i frie vibrasjoner vil være beskrevet av ligningen:

$$Mu'' + Cu' + Ku = 0 \quad (2.24)$$

For et system uten demping ($C = 0$) kan egenfrekvensen finnes med utgangspunkt i ligning 2.24, ved å anta en løsning på formen vist i ligning 2.25.

$$u(t) = \text{Re}[a \times e^{\omega_n t}] \quad (2.25)$$

Egenfrekvensen er frekvensen et system svinger med når det svinger fritt. Når et system svinger med egenfrekvensen vil stivhetskraftene og treghetskraftene være like store men motsatt rett. For å utlede formelen for udempet egenfrekvens settes dempingen til null, og ligning 2.25 inn i ligning 2.24. Da får man etter noe mellomregning:

$$M\omega_n^2 + K = 0 \quad (2.26)$$

Fra denne får man konstruksjonens egenfrekvens:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (2.27)$$

Det vil være en liten forskjell mellom den udempede egenfrekvensen og den dempede egenfrekvensen. Ligning 2.24 vil ha en løsning på formen:

$$u = A \cos(\omega_n t) + B \sin(\omega_n t) \quad (2.28)$$

Ved å benytte seg av randbetingelsene kan A og B bestemmes, og ligningen blir:

$$u = u_0 \cos(\omega_n t) + \frac{u_0'}{\omega_n} \sin(\omega_n t) \quad (2.29)$$

2.3.1.2. Harmoniske svingninger

Det er nyttig å se på et SDOF-system utsatt for en harmonisk last for utvikle ligninger for mer avanserte systemer og for å forstå hvorfor en dynamisk last kan ha større respons enn en statisk last. Normalt sett vil den komplette løsningen være en sum av den frie svingningen og den tvungne svingningen fra lasten. For de fleste tilfeller er det kun responsen fra lasten som er interessant. Den frie svingningen vil dø ut på grunn av demping og etter en tid vil responsen til systemet være lik den tvungne svingningen. For å utlede ligninger for responsen er det nyttig å definere dempingsforholdet i tillegg til kritisk demping.

$$\xi = \frac{C}{C_{cr}} = \frac{C}{2\sqrt{MK}} = \frac{C}{2M\omega_n} \Rightarrow C = 2M\omega_n\xi \quad (2.30)$$

Det kan også være nyttig å definere forholdet mellom lastens frekvens og systemets egenfrekvens:

$$\beta = \frac{\omega}{\omega_n} \quad (2.31)$$

Ved hjelp av ligning 2.30 kan systemets bevegelsesligning vises å bli:

$$Mu'' + 2M\omega_n\xi u' + Ku = P(t) \quad (2.32)$$

$P(t)$ er lasten som funksjon av tiden. I dette tilfellet er det valgt $P(t) = P_0 \cos(\omega t)$.

Partikulærløsningen vil være på formen:

$$u_p = \text{Re}[Ge^{i\omega t}] \quad (2.33)$$

Dette settes inn i ligning 2.32 og etter noe mellomregning får man:

$$G = \frac{P_0}{K} \frac{1}{(1 - \beta^2) + (2\beta\xi i)} \quad (2.34)$$

Det som står under brøkstreken kan skrives som en kompleks vektor:

$$z = x + iy = \rho e^{i\theta} \quad (2.35)$$

Da finner man at:

$$\rho = \sqrt{x^2 + y^2} = \sqrt{(1 - \beta^2)^2 + (2\beta\xi i)^2} \quad (2.36)$$

Og at:

$$\theta = \text{atan}\left(\frac{y}{x}\right) = \text{atan}\left(\frac{2\beta\xi}{1 - \beta^2}\right) \quad (2.37)$$

Da har vi at G kan skrives som:

$$G = \frac{P_0}{K} \frac{1}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + (2\beta\xi)^2}} e^{-\theta i} \quad (2.38)$$

Dersom dette settes inn i ligning 2.33 kommer vi frem til:

$$u_p = \frac{P_0}{K} \frac{1}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + (2\beta\xi)^2}} \cos(\omega t - \theta) \quad (2.39)$$

2.3.2. Løsning av systemer med flere frihetsgrader

Løsning av systemer med flere frihetsgrader er vanligvis løst i modale koordinater uansett om man velger å gjøre en responspektrumanalyse eller en tidshistorieanalyse. Når man har flere frihetsgrader vil koeffisientene i bevegelsesligningen være matriser. En løsning i modale koordinater finnes ved å transformere matrisene til diagonale matriser. Ved hjelp av prosedyren som skal vises, vil alltid massematrisen og stivhetsmatrisen bli diagonal. Avhengig av antakelser for demping vil denne også kunne bli diagonal, men det kan ikke sies generelt. Demping vil bli behandlet i avsnitt 2.3.2.3. I modale koordinater vil hver av frihetsgradene representere responsen i en bestemt mode.

$$\mathbf{u}_n(x, t) = \boldsymbol{\varphi}_n(x) \times q_n(t) \quad (2.40)$$

2.3.2.1. Systemer med flere frihetsgrader i frie vibrasjoner

På samme måte som for SDOF-systemer bestemmes egenfrekvensen for et MDOF-system (Multi Degree Of Freedom system) uavhengig av lasten. Bevegelsesligningen for et MDOF-system uten demping og last vil være gitt ved:

$$\mathbf{M}\mathbf{u}'' + \mathbf{K}\mathbf{u} = 0 \quad (2.41)$$

Forskjellen til SDOF-systemer er at koeffisientene er matriser. Den tidsvariante delen av forskyvningen i ligning 2.40 kan beskrives som en harmonisk funksjon:

$$q_n = A_n \cos(\omega_n t) + B_n \sin(\omega_n t) \quad (2.42)$$

Dette kan benyttes i ligning 2.40 og man får et uttrykk for deformasjon i fysiske frihetsgrader:

$$\mathbf{u}_n = \boldsymbol{\varphi}_n(A_n \cos(\omega_n t) + B_n \sin(\omega_n t)) \quad (2.43)$$

Denne ligningen kan settes inn i bevegelsesligningen, og man kan komme frem til følgende sammenheng:

$$\omega_n^2 \mathbf{M} \phi_n = \mathbf{K} \phi_n \quad (2.44)$$

Dette er et krav til alle egenfrekvenser og tilhørende svingformer. Denne ligningen kan enkelt omformuleres til det som ofte kalles egenverdi problemet:

$$[\mathbf{K} - \omega_n^2 \mathbf{M}] \phi_n = 0 \quad (2.45)$$

Denne har selvsagt den trivielle løsningen $\phi_n = 0$. Denne løsningen har i grunnen ingen verdi da dette impliserer at det ikke vil være bevegelse i noen frihetsgrader. Den andre muligheten er derimot veldig interessant. Ved hjelp av denne løsningen finner man ikke-trivielle løsninger for ω_n dersom:

$$\det[\mathbf{K} - \omega_n^2 \mathbf{M}] = 0 \quad (2.46)$$

For å finne konstruksjonens egenfrekvenser løses denne ligningen for ω_n . Det vil være mulig å finne like mange egenfrekvenser som man har frihetsgrader i systemet. Når egenfrekvensen er kjent, kan man bruke denne til å finne svingformen til den aktuelle egenfrekvensen ved hjelp av ligning 2.45. Svingformen kan beskrives av en vektor, og elementene denne vektoren vil si noe om hvordan de fysiske frihetsgradene vil bevege seg i forhold til hverandre. Disse vektorene kan samles i en matrise som inneholder alle svingformene på formen:

$$\Phi = [\phi_1 \quad \phi_2 \quad \phi_2 \quad \dots \quad \dots \quad \phi_n] \quad (2.47)$$

Dersom alle egenfrekvenser tas med vil denne matrisen være kvadratisk og ha størrelsen $n \times n$. På samme måte som for svingformene kan det også være praktisk å samle alle egenfrekvenser i en matrise hvor egenfrekvensene ligger på diagonalen:

$$\Omega^2 = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & \omega_2^2 & \dots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & \omega_{n-1}^2 & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 0 & \omega_n^2 \end{bmatrix} \quad (2.48)$$

Den første egenfrekvensen skal da samsvare med den første svingeformen. Det er vanlig å sortere disse slik at den første egenfrekvensen har lengst periode og den siste har kortest periode. Sammenhengen mellom alle egenfrekvenser og egenvektorer (svingeformer) kan da vises i en ligning.

$$\mathbf{M}\Phi\Omega^2 = \mathbf{K}\Phi \quad (2.49)$$

Det er nå mulig å inkludere alle modene i en ligning for den totale responsen i alle frihetsgradene:

$$\mathbf{u}(t) = \Phi \times \mathbf{q}(t) \quad (2.50)$$

Ved hjelp av denne ligningen går det an å komme frem til de modale størrelsene som styrer responsen i hver enkelt mode. Dette gjøres med utgangspunkt i ligning 2.41 ved å sette inn ligning 2.50, og venstremultiplisere med Φ^T . Da kommer man frem til denne ligningen:

$$\Phi^T \mathbf{M}\Phi \mathbf{q}''(t) + \Phi^T \mathbf{K}\Phi \mathbf{q}(t) = 0 \quad (2.51)$$

Disse matrisene vil alltid bli diagonale. Dette betyr at modene ikke vil være koblet, noe som betyr at vibrasjon i den ene moden ikke vil påvirke andre moder. Når man har dette, kan man løse et MDOF-system som summen av mange SDOF-systemer. Når responsen er bestemt i alle de modale frihetsgradene, kan ligning 2.50 benyttes for å finne responsen i de virkelige frihetsgradene.

2.3.2.2. MDOF-systemer med last

For systemer med last gjelder samme prosedyre. Konstruksjonens egenfrekvenser og egenvektorer vil ikke være påvirket av lasten. Egenfrekvenser og egenvektorer kan derfor

finnes ved hjelp av ligning 2.45 og 2.46. Bevegelsesligningen i fysiske frihetsgrader vil være gitt som:

$$\mathbf{M}\mathbf{u}'' + \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{R}(t) \quad (2.52)$$

Ved å erstatte de fysiske frihetsgradene med modale frihetsgrader, og venstremultiplisere med Φ^T fremkommer den modale bevegelsesligningen uten demping. Den vil være gitt ved:

$$\Phi^T \mathbf{M} \Phi \mathbf{q}''(t) + \Phi^T \mathbf{K} \Phi \mathbf{q}(t) = \Phi^T \mathbf{R}(t) \quad (2.53)$$

Denne ligningen vil gi alle de modale egenskapene inklusive den modale lasten. Modene vil ikke være koblet og man vil kunne løse systemet en ligning av gangen, for så å summere resultatene.

2.3.2.3. *Demping*

Demping spiller en svært viktig rolle når responsen til en konstruksjon skal bestemmes. Dersom man har et system uten demping, vil det aldri slutte å vibrere. Det er ifølge Chopra (2) upraktisk å forsøke å fastsette dempingsegenskapene til en konstruksjon på bakgrunn av dimensjoner. Det er derfor vanlig å sette dempingen til en verdi basert på målte verdier fra tilsvarende bygninger. I Eurokoden (1) er dempingsegenskapene representert sammen med duktilitetsegenskapene i konstruksjonsfaktoren q . En konstruksjonsfaktor på 1,5 er det vanligste i Norge, og vil representere en demping på 5% av kritisk demping og lav duktilitet. Ifølge Chopra (2) vil en konstruksjons egenfrekvens og demping avhenge av størrelsen på deformasjoner. Når deformasjonene blir større, blir egenperioden lengre og dempingen større. Dette indikerer at man har tap av stivhet og at energi tas opp av materialet. Dette kan også skje uten at konstruksjonen utvikler store riss, assosiert med ikke-lineær materialoppførsel i betong. For å estimere demping er det derfor vanlig å benytte erfaringsbaserte data. Chopra (2, s 454) gir noen gode verdier for demping i bygninger. Dette er ikke eksakte verdier, og man bør velge den laveste dersom det er store konsekvenser ved kollaps.

- 2-3% for betong med små riss
- 3-5% for betong med betydelige riss
- 7-10% for betong rett under flytegrensen.

Dempingsforholdene kan brukes direkte for lineærelastiske analyser med klassisk demping. Når bevegelsesligningene er transformert til modale koordinater kan den estimerte modale dempingen settes direkte inn i hver ligning. Når demping også er tatt med i den modale bevegelsesligningen vil den da se slik ut:

$$\Phi^T \mathbf{M} \Phi \ddot{\mathbf{q}}(t) + \Phi^T \mathbf{C} \Phi \dot{\mathbf{q}}(t) + \Phi^T \mathbf{K} \Phi \mathbf{q}(t) = \Phi^T \mathbf{R}(t) \quad (2.54)$$

I programvaren (FEM-design) som brukes i denne oppgaven er det denne tilnærmingen som blir benyttet. Når det gjelder tidshistorieanalyser som vil bli gjennomført mot slutten av oppgaven blir disse utført i Autodesk Robot, som benytter Rayleigh demping.

Rayleighdemping

I noen tilfeller er det nødvendig å konstruere dempingsmatrisen. Ifølge Chopra (2) er et eksempel på når dette kan være aktuelt når man ønsker å beregne bygningens respons utenfor det elastiske området, eller når det ikke er klassisk (viskøs) demping. I en beregning utenfor det lineære området må man definere en dempingsmatrise, også selv om selve dempingen er viskøs kan Rayleighdemping være en god tilnærming. Rayleigh demping er såkalt proporsjonal demping. Det vil si at den består av to bidrag:

- Masseproporsjonal demping
- Stivhetsproporsjonal demping

Disse bidragene kan uttrykkes slik:

$$\mathbf{c} = a_0 \mathbf{M} \quad \mathbf{c} = a_1 \mathbf{K} \quad (2.55)$$

Når dempingsmatrisen skal bygges opp, skal konstantene a_0 og a_1 bestemmes. Hvis man først ser på masseproporsjonal demping kan det ved hjelp av ligning 2.30 vises at:

$$\xi_n = \frac{a_0}{2} \times \frac{1}{\omega_n} \quad (2.56)$$

Denne vil gi høy demping for lave frekvenser og lav demping for høye frekvenser. Den stivhetsproporsjonale delen av dempingen vil se slik ut:

$$\xi_n = \frac{a_1}{2} \times \omega_n \quad (2.57)$$

Den stivhetsproporsjonale dempingen vil altså være lineært stigende i forhold til frekvensen. Ifølge Chopra (2) er verken masseproporsjonal demping eller stivhetsproporsjonal demping passende å bruke hver for seg, men vil kunne gi brukbare resultater når det kombineres. Når Rayleighdemping benyttes velges to egenfrekvenser der man setter et dempingsforhold, gjerne på bakgrunn av eksperimentelle data. Dersom man har ulik demping for ulike frekvenser må a_0 og a_1 bestemmes fra denne ligningen:

$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1 & \omega_i \\ \omega_i & 1 \\ 1 & \omega_j \\ \omega_j & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \xi_i \\ \xi_j \end{bmatrix} \quad (2.58)$$

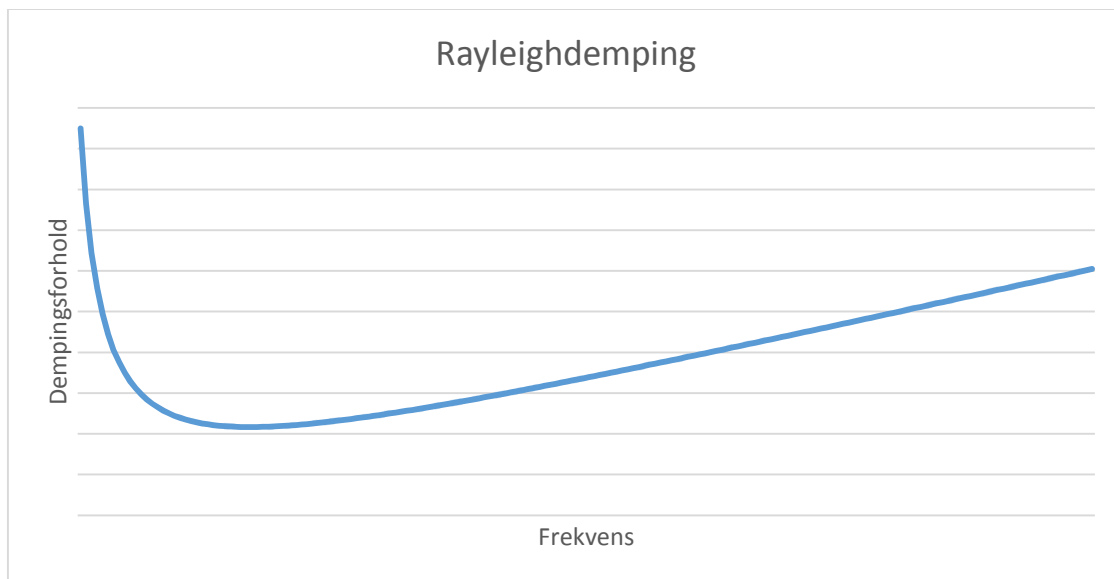
I de fleste tilfeller der det er passende å bruke klassisk demping, vil det ifølge Chopra (2) være forsvarlig å bruke samme dempingsforhold for de ulike frekvensene. Da forenkles problemet, og konstantene kan finnes å være:

$$a_0 = \xi \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad \text{og} \quad a_1 = \xi \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (2.59)$$

Dempingen for mode nummer n vil da være gitt ved:

$$\xi_n = \frac{a_0}{2} \times \frac{1}{\omega_n} + \frac{a_1}{2} \times \omega_n \quad (2.60)$$

Eigenfrekvensene for mode i og j bør velges på en slik måte at man får en fornuftig demping i alle moder som har betydning for responsen. Det er viktig å huske på at modene med frekvenser mellom i og j vil ha lavere demping enn det man har hentet fra de eksperimentelle dataene, og moder utenfor vil ha høyere demping. Det er derfor konservativt at alle moder med betydning ligger mellom disse.



Figur 3 Eksempel på Rayleighdemping

Det bør også nevnes at dette egentlig bare er en måte å konstruere en dempingsmatrise på. Teorien baserer seg på eksperimentelle data og kvaliteten på resultatene avhenger av ingeniørens evne til å velge riktige moder hvor dempingen er bestemt. I mange tilfeller kan dette fungere bra, men det finnes også tilfeller der dette ikke er en passende tilnærming. Det gjelder for eksempel dersom man har en konstruksjon med ulike materialer med svært ulik demping. Et eksempel på dette er hvis man tar med interaksjon med jord i modellen, hvor dempingen kan være opp mot 20%, i forhold til 3-5% for bygningen. Dette kan også tas hensyn til ved hjelp av Rayleighdemping.

2.3.3. Jordskjelvutsatte systemer

Det finnes ulike måter å beregne jordskjelvbelastningen på. I denne oppgaven vil det bli sett på to metoder:

- Modal responspektrumanalyse
- Tidshistorie analyser

Uansett hvilken metode som velges er det nødvendig å utvikle ligningene over noe videre før de blir nyttige. For et jordskjelv er det konstruksjonens egne treghetskrefter som er belastningen. For å beskrive dette trenger vi å definere noen størrelser:

$$u_{tot} = \iota u_g + u \quad (2.61)$$

Dette betyr at den totale forskyvningen er en sum av ren translasjon som følge av bevegelser i grunnen, og en forskyvning av konstruksjonen. ι matrisen kalles ofte influensmatrisen, og tar hensyn til at akselerasjonen i grunnen blir lagt inn i riktige frihetsgrader. For eksempel skal ikke en horisontal akselerasjon legges inn i en vertikal frihetsgrad. For et system med kun horisontal eksitasjon og kun horisontale frihetsgrader vil denne altså være en vektor med lengde lik antall frihetsgrader og verdi lik 1 på alle plasser. En konstruksjon vil ikke sette opp dempings- og stivhetskrefte ved stivlegemebevegelser. Lastene oppstår derfor som følge av treghet, og det er grunnakselerasjonen som skaper krefter i konstruksjonen. Dermed kan bevegelsesligningen skrives som:

$$\mathbf{M}(u'' + \iota u''_g) + \mathbf{C}u' + \mathbf{K}u = 0 \quad (2.62)$$

Ved å skrive ligningen noe om fremkommer det tydeligere hva som er opphavet til lasten:

$$\mathbf{M}u'' + \mathbf{C}u' + \mathbf{K}u = -\mathbf{M}\iota u''_g \quad (2.63)$$

Ved hjelp av ligning 2.54 kan de modale ligningene finnes:

$$\mathbf{M}_{mod}q'' + \mathbf{C}_{mod}q' + \mathbf{K}_{mod}q = -\Phi^T \mathbf{M} \mathbf{u}''_g \quad (2.64)$$

Herfra er det nyttig å se på en og en mode. Det er selvsagt mulig å samle størrelsene i større matriser og å gjøre disse beregningene på matriseform. Utledningene er de samme, og vil bli vist for en vilkårlig mode n. Noen nyttige størrelser er:

$$M_n = \phi_n^T \mathbf{M} \phi_n \quad L_n = \phi_n^T \mathbf{M} \mathbf{t} \quad \gamma_n = \frac{L_n}{M_n}$$

Den dynamiske likevekten i modale koordinater for mode nummer n vil da være gitt som:

$$M_n q_n'' + C_n q_n' + K_n q_n = -L_n u''_g \quad (2.65)$$

Dersom man dividerer dette med M_n kommer man frem til ligningen:

$$q_n'' + 2\omega_n \xi_n q_n' + \omega_n^2 q_n = -\gamma_n u''_g \quad (2.66)$$

Denne ligningen er i prinsippet bare en mer nyttig formulering av 2.63, og kan benyttes enten man velger å løse ligningen i tidsdomenet eller man velger å utføre en modal responspektrumanalyse.

2.3.3.1. Modal responspektrumanalyse

I en modal responspektrumanalyse benyttes det samme responspekteret som er vist i kapittel 2.1.4. Ved å sette egenperiodene inn i responspekteret får man ut en dimensjonerende akselerasjon. Denne kan settes direkte inn for u''_g . I dette responspekteret vil dempingsegenskapene allerede være hensyntatt gjennom konstruksjonsfaktoren q , og det er da viktig å fjerne dempingsleddet i ligning 2.66. Verdien som finnes fra responspekteret kan da brukes til å finne den modale lasten i moden:

$$P_n(t) = L_n \times S_{d,n} \quad (2.67)$$

Den maksimale responsen i mode n kan derfor uttrykkes som

$$q_{n,maks} = \gamma_n \frac{1}{\omega_n^2} S_{d,n} \quad (2.68)$$

Ved hjelp av dette kan man komme frem til følgende uttrykk for lasten i de virkelige frihetsgradene fra mode n:

$$F_{s,n} = \mathbf{M}\varphi_n\gamma_n S_{d,n} \quad (2.69)$$

Bidraget fra mode n til skjerkraften ved fundamentet vil da være summen av alle horisontalkreftene over. Dette kan uttrykkes som:

$$F_{b,n} = \iota^T F_{s,n} = \frac{L_n^2}{M_n} S_{a,n} \quad (2.70)$$

Fra dette uttrykket kommer den effektive modale massen:

$$M_{eff,n} = \frac{L_n^2}{M_n} \quad (2.71)$$

Ligning 2.69 gir kreftene i de ulike frihetsgradene, mode for mode. For å beregne lastene fra et jordskjelv må kreftene fra de ulike modene kombineres på en måte. Det vil være usikkerhet knyttet til om maksverdiene til de ulike modene skjer samtidig. Ifølge Chopra (2) vil det være i overkant konservativt å summere maksverdien fra hver enkelt mode. Ifølge Eurokoden (1) har man to alternativer:

- SRSS (Square root of sum of squares)
- CQC (complete quadratic combination)

SRSS er en lite krevende kombinasjonsregel som fungerer bra for konstruksjoner som har egenfrekvenser som er godt spredt. Ifølge Chopra (2, s 563) er denne kombinasjonsregelen gitt ved:

$$r_0 = \left(\sum_{n=1}^N r_{0n}^2 \right)^{\frac{1}{2}} \quad (2.72)$$

For det generelle tilfellet kan CQC brukes. Det er ingen begrensninger i når denne kombinasjonsregelen kan brukes. CQC er ifølge Chopra (2, s 563) gitt ved:

$$r_0 = \left(\sum_{i=1}^N \sum_{n=1}^N \rho_{in} r_{i0} r_{n0} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (2.73)$$

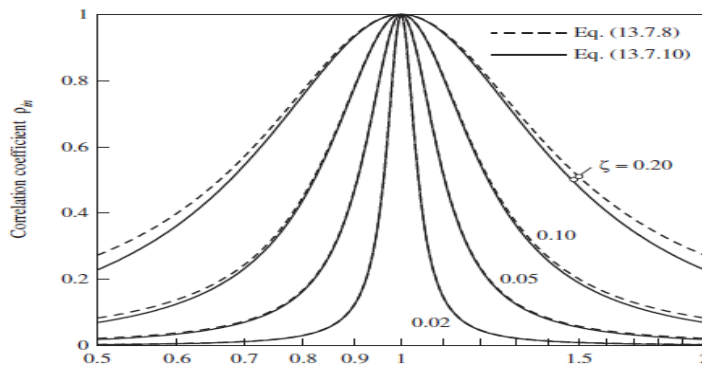
Korrelasjonsfaktoren ρ_{in} er gitt ved:

$$\rho_{in} = \frac{1}{1 + \epsilon_{in}^2} \quad (2.74)$$

$$\epsilon_{in} = \frac{\omega_i \sqrt{1 - \zeta_i} - \omega_n \sqrt{1 - \zeta_n}}{\zeta'_i \omega_i + \zeta'_n \omega_n} \quad (2.75)$$

$$\zeta'_n = \zeta_n + \frac{2}{\omega_n \times s} \quad (2.76)$$

Der s er varigheten av den sterke fasen av jordskjelvets påvirkning.



Figur 4 Korrelasjonsfaktor (3, s 565)

Dersom man ikke har korrelasjon mellom modene vil CQC gi samme resultat som SRSS. Korrelasjonsfaktoren vil dermed bli null. SRSS vil gi en raskere vei frem til resultatet da det ikke vil bli utført tidkrevende arbeid med å beregne korrelasjonsfaktorer som er null. Eurokoden (1, s 47) gir følgende krav for å kunne bruke SRSS:

$$T_j \leq 0,9T_i \quad (2.77)$$

2.3.3.2. Tidshistore analyser

Som et alternativ til en modal responspektrumanalyse kan en tidshistorieanalyse være nyttig. Dette vil være den mest eksakte måten å beregne en konstruksjons oppførsel under et jordskjelv på. Kombinasjonsreglene, som alltid vil være en tilnærming, unngås og man får alltid tatt hensyn til det som har skjedd tidligere i jordskjelvet. For å utføre en tidshistorieanalyse trenger man tidsserie med grunnakselerasjoner fra enten et målt jordskjelv eller et simulert jordskjelv. Det finnes flere ulike måter å gjøre en tidsserieanalyse på. Noen av de mest kjente er kanskje «Duhamel's integral», «Central difference method» og «Newmark's method». Sistnevnte metode ligger til grunn for tidsserieberegningen som er gjort i denne oppgaven, og utført i Autodesk Robot.

Newmarks metode

Å vise Newmarks metode er enklest for et SDOF-system. Metoden er akkurat den samme for et MDOF-system, og trenger kun små endringer. Disse vil bli vist etter at ligningene er etablert. Newmarks metode er utledet fra to ligninger. Disse er:

$$u'_{i+1} = u'_i + [(1 - \gamma)\Delta t]u''_i + (\gamma\Delta t)u''_{i+1} \quad (2.78)$$

$$u_{i+1} = u_i + (\Delta t)u'_i + [(0,5 - \beta) \times (\Delta t)^2]u''_i + [\beta(\Delta t)^2]u''_{i+1} \quad (2.79)$$

Ligning 2.79 kan omformuleres til å gi akselerasjon ved tiden i+1 som funksjon av posisjon i tiden i+1. Da blir den slik:

$$u''_{i+1} = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2}(u_{i+1} - u_i) - \frac{1}{\beta\Delta t}u'_i - \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right)u''_i \quad (2.80)$$

Hvis man kombinerer ligning 2.80 og ligning 2.78 får man:

$$u'_{i+1} = \frac{\gamma}{\beta\Delta t}(u_{i+1} - u_i) + \left(1 - \frac{\gamma}{\beta}\right)u'_i + \Delta t\left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right)u''_i \quad (2.81)$$

Disse ligningene settes inn i bevegelsesligningen for tidssteg i+1. Da kommer man frem til:

$$u_{i+1} = \frac{p_{i+1} + \left[\frac{1}{\beta(\Delta t)^2}M + \frac{\gamma}{\beta\Delta t}C\right]u_i + \left[\frac{1}{\beta\Delta t}m + \left(\frac{\gamma}{\beta} - 1\right)C\right]u'_i}{K + \frac{\gamma}{\beta\Delta t}C + \frac{1}{\beta(\Delta t)^2}M} + \frac{\left[\left(\frac{1}{2\beta} - 1\right)M + \Delta t\left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right)C\right]u''_i}{K + \frac{\gamma}{\beta\Delta t}C + \frac{1}{\beta(\Delta t)^2}M} \quad (2.82)$$

Når denne er kjent, er det mulig å beregne hastighet og akselerasjon i tidssteg i+1 ved hjelp av ligning 2.80 og 2.81. Det eneste som mangler for å kunne utføre beregningen er initialbetingelser, som er starten på beregningen. Dette er for å gjøre det generelt, men i en jordskjelvsituasjon kan man anta «at rest»-initialbetingelser med tanke på hastighet og posisjon. Dersom det virker en last i den tiden man starter beregningen vil man ha en initial akselerasjon. Den vil være gitt ved:

$$u''_0 = \frac{p_0 - Cu'_0 - Ku_0}{M} \quad (2.83)$$

For jordskjelvformål tilpasses ligningene ved å erstatte:

$$p_i = Mu''_{g,i} \quad (2.84)$$

Newmarks metode har to spesialtilfeller som vanligvis blir brukt. Disse kalles «konstant gjennomsnittlig akselerasjon» ($\gamma = 0,5$ og $\beta = 0,25$) og «lineær akselerasjon» ($\gamma = 0,5$ og $\beta = \frac{1}{6}$). Ifølge Chopra (2) vil sistnevnte gi et vesentlig mer nøyaktig resultat dersom den er stabil, mens førstnevnte vil være stabil uansett. Metoden med lineær akselerasjon vil ifølge Chopra (2) være stabil dersom:

$$\frac{\Delta t}{T_n} \leq 0,551 \quad (2.85)$$

Denne metoden kan også brukes på de modale ukoblede ligningene. I prinsippet foregår dette på nøyaktig samme måte som for et SDOF-system. Forskjellen ligger i at initialbetingelser må transformeres til modale koordinater, og at man hele veien må håndtere ligningene som matriser på samme måte som i vist i 2.3.2. Initialbetingelsene blir da ifølge Chopra (2, s 677):

$$q_{n,0} = \frac{\phi_n^T \mathbf{M} \mathbf{u}_0}{\phi_n^T \mathbf{M} \phi_n} \quad \text{og} \quad q'_{n,0} = \frac{\phi_n^T \mathbf{M} \mathbf{u}'_0}{\phi_n^T \mathbf{M} \phi_n} \quad (2.86)$$

Dette må gjøres for alle moder som tas med i beregningen. Lasten må også transformeres til modale koordinater:

$$\mathbf{P}_{mod,0} = \Phi^T \mathbf{P}_0 \quad (2.87)$$

Da kan initial akselerasjon finnes fra ligningen:

$$M_{mod} \mathbf{q}''_0 = P_{mod,0} - C_{mod} \mathbf{q}'_0 - K_{mod} \mathbf{q}_0 \quad (2.88)$$

Deretter benyttes de samme reglene er vist i kapittel 2.3.2 og i dette avsnittet for SDOF systemer.

2.3.4. Krav fra Eurokoden.

Eurokoden stiller noen krav til antall moder som skal tas med i beregningen. Minst ett av følgende krav må være tilfredsstillt for at analysen skal gi tilstrekkelig nøyaktighet:

- At summen av de effektive modale massene for svingeformene som det er tatt hensyn til, beløper seg til minst 90% av konstruksjonens totale masse.
- At det tas hensyn til alle svingeformer med effektiv modale masser større enn 5% av den totale massen (1, s 47).

Beregning av den effektive modale massen gjøres i henhold til ligning 2.71. For noen bygninger vil det være vanskelig å tilfredsstill disse kravene. For slike tilfeller gir Eurokoden (1, s 47) noen minimumskrav som analysen må tilfredsstill:

$$k = 3 \times \sqrt{n} \quad (2.89)$$

I denne ligningen er k antallet svingeformer og n er antall etasjer. Perioden til alle modene må også tilfredsstill følgende krav (1, s 47):

$$T_k \leq 0,20s \quad (2.90)$$

2.4. Kombinering av seismiske laster

For både tverrkraftmetoden og modal responspektrumanalyse må kreftene kombineres med tanke på retning. For tidshistorieanalyser kjører man bygningen gjennom et reelt jordskjelv, og dette har målte verdier for alle retninger. En annen løsning er å benytte samme jordskjelv men med en forskyvning i tid. Et jordskjelv vil vanligvis ha svingninger i alle retninger. Det er derfor viktig å ha regler for hvordan lastene i de ulike retningene

skal kombineres. Generelt skal man ta hensyn til to horisontale og en vertikal retning.

Ifølge Eurokoden (1, s 52) bør følgende tre kombinasjoner benyttes:

$$E_{E,dx} + 0,3 \times E_{E,dy} + 0,3 \times E_{E,dz} \quad (2.91)$$

$$0,3 \times E_{E,dx} + E_{E,dy} + 0,3 \times E_{E,dz} \quad (2.92)$$

$$0,3 \times E_{E,dx} + 0,3 \times E_{E,dy} + E_{E,dz} \quad (2.93)$$

For mange bygg vil det være en utfordring å nå 90% effektiv masse i z-retning. I tillegg vil kanskje statiske bruddgrensekombinasjoner gi større vertikale krefter enn seismiske kombinasjonene. Eurokoden (1) nevner at den vertikale komponenten bør tas med i tilfeller der a_{vg} er større enn $2,5 \text{ m/s}^2$. Dette antyder at dersom dette ikke er oppfylt kan den vertikale komponenten neglisjeres. Da blir kombinasjonene i Eurokoden (1, s 51) noe enklere:

$$E_{E,dx} + 0,3 \times E_{E,dy} \quad (2.94)$$

$$0,3 \times E_{E,dx} + E_{E,dy} \quad (2.95)$$

I modal-responsspektrumanalyse vil disse kombinasjonene bli benyttet sammen med kombinasjoner som kommer fra utilsiktet torsjon. Dette gir til slutt 32 lastkombinasjoner. Disse vil være vist i vedlegg 1.

3. Presentasjon av bygget

3.1. Valg av bygg

Som et eksempel for denne oppgaven er Levanger ungdomsskole valgt. Skolen ble prosjektert av Norconsult avdeling Steinkjer i 2014 og bygget ble antatt regulært og dimensjonert etter tverrickmetoden (forenklet beregning). Jordskjelvkraftene viste seg å være dimensjonerende for en rekke konstruksjonsdeler og var utfordrende å håndtere. Dette er derfor et tilfelle der en mer presis beregning kunne blitt nyttig. For at funnene i denne oppgaven skal ha størst mulig nytteverdi, var det viktig å jobbe med et bygg der jordskjelvkraftene var dimensjonerende. Dette for å gjøre utfordringene med jordskjelv så reelle som mulig.

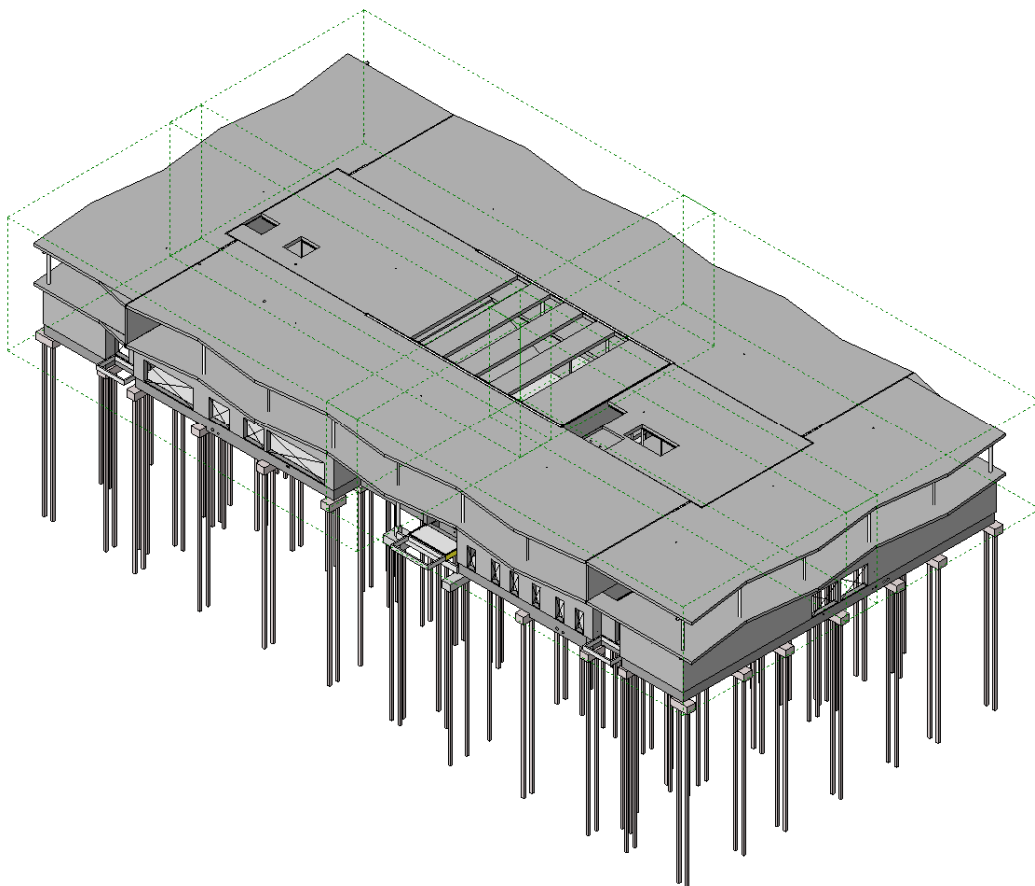


Figur 5 Levanger ungdomsskole

3.2. Presentasjon av bygget

Skolens areal er fordelt på to plan. Bygget er rektangulært med sider 40 meter og 82,4 meter og har et samlet gulvareal på rundt 6450m². Bæresystemet er hovedsakelig utført i prefabrikkerte hulldekker og betongvegger, i tillegg til noen søyler og bjelker i stål og betong. Grunnen består av dårlige masser med blant annet et lag med kvikkleire der bygget er fundamentert. Fundamenteringen er derfor utført med 180 spissbærende betongpeler.

Pelene er støpt inn i et pelehode, og det er støpt en grunnmur på toppen av det. Denne overgangen er vist i figur 11. I første etasje er det gulv på grunn. For å unngå økt last på massene under bygningen er det fjernet jordmasser inni grunnmuren og benyttet isopor. Alle ytterveggene er 200 millimeter tykke betongvegger med et isolasjonssjikt (sandwich elementer). Inneveggene har samme tykkelse, men uten isolasjonssjiktet. Dekkene er stort sett 320 mm tykke hulldekker, og dette gjelder taket også. Grunnet et lenger spenn i midten av bygget er disse dekkene 400 mm tykke. I andre etasje er betongskivene i ytterveggen erstattet med rektangulære stålsøyler og stålbejler. Ytterveggen i andre etasje er utført i tre, og antas å ikke tilføre bygget stivhet. Koblinger mellom dekke og vegg er antatt leddet da disse er koblet med en stålforbindelse i midten av veggelementet.



Figur 6 Levanger ungdomsskole. Norconsult.

3.2.1. Byggets masser

For bruk i en håndberegning blir alle massene diskretisert til å enten være i dekket over første etasje eller dekket over andre etasje. Massene er blitt beregnet i FEM-design for at forskjellen i resultater skal skyldes ulik nøyaktighet i beregningssmetodene. Det er lagt inn flatelaster for å ta hensyn til avretningsmasse, taktekking, lettvegger, nyttelaster og snølast. De konstruktive massene beregner FEM-design selv. I tabellen under finnes en oversikt over hva de karakteristiske lastene er beregnet å være.

Lasttilfelle	Karakteristisk last kN/m²
Påstøp	0,47
Fuging	0,39
Nyttelast	3,0
Snølast	2,8
Taktekking	0,49
Lettvegg	0,49

Tabell 5 Karakteristiske laster

Et jordskjelv er definert som en ulykkestilstand og det er derfor en egen lastkombinasjon det skal beregnes etter. Denne er lavere enn for eksempel bruddgrensetilstanden fordi det er svært liten sannsynlighet for at et jordskjelv inntreffer samtidig som at bygningen opplever maksimal last. Ifølge Eurokoden (3, s 38) kan den seismiske ulykkeskombinasjonen foruten den seismiske påvirkningen uttrykkes som:

$$\sum_{j \geq i} G_{k,i} + \sum_{j \geq i} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.1)$$

Når dette beregnes blir kombinasjonsfaktorene og designverdiene for de ulike lastene:

Lasttilfelle	Kombinasjonsfaktor	Design last kN/m²
Påstøp	1,0	0,47
Fuging	1,0	0,39
Nyttelast	0,6	1,8
Snølast	0,2	0,56
Taktekking	1,0	0,49
Lettvegger	1,0	0,49

Tabell 6 Design flatelaster

I håndberegningen blir massene knyttet til et av planene. For alle laster som kan konverteres til masser er dette gjort. Dette resulterte i at de ulike planene fikk disse massene:

Plan	Masse
1	3124 tonn
2	2323 tonn
Total	5447 tonn

Tabell 7 Byggets masser

3.2.2. Byggets stivheter

I modellen er alle søyler modellert som pendelsøyer (leddet i begge ender). Dette gjør at alle horisontalkrefter må tas opp av veggene. Mange av skivene har svært store utsparinger. Å beregne en stivhet av skiven er derfor svært utfordrende ved en håndberegning, og det er derfor valgt å ekskludere en del skiver. Dette er vanlig praksis, og er gjort for å vise konsekvenser ved dette valget. For dette bygget faller massesenteret og stivhetssentrum sammen og det oppstår kun torsjon som følge av usikkerhet i plassering i masse (utilsiktet torsjon kapittel 2.2.2).

4. Tverrkraftmetoden beregnet for hånd

4.1. Beregning av horisontalekrefter

Fremgangsmåten for utførelse av tverrkraftmetoden er vist kapittel 2.2. I dette avsnittet vil bare nøkkeltall bli vist. Fullstendig håndberegning vil være vist i vedlegg 2. Det første som gjøres er å beskrive området, som vist i kapittel 2.1. Fra sonekartet i figur 1 finnes grunnakselerasjonen ved 40 Hz å være:

$$a_{g40Hz} = 0.36 \text{ m/s}^2$$

Siden bygget er en skole, plasseres det i seismisk klasse 3, som gir en seismisk faktor på:

$$\gamma_1 = 1,4$$

Dette settes inn i ligning 2.1, og man kommer derfra frem til berggrunnens dimensjonerende akselerasjon. I dette tilfellet blir den:

$$a_g = 0.403 \text{ m/s}^2$$

Ifølge Tiarks (4) klassifiseres grunnen som grunntype D. Dette gjør at forsterkningsfaktoren blir:

$$S = 1.55$$

Ved hjelp av disse parameterne vil responsspekteret være definert. For å finne verdien av det dimensjonerende responsspekteret trenger man konstruksjonens fundamentale svingeperiode. Den vil her bli beregnet ved hjelp av ligning 2.17. Bygget er 8,8 meter høyt, og valgt bæresystem gjør at verdien av C_t blir 0,050. Perioden blir da:

$$T_1 = 0,050 \times 8,8^{\frac{3}{4}} = 0.255\text{s}$$

Dette tilfredsstiller kravet i ligning 2.16, og man kan derfor benytte tverrkraftmetoden. Verdien fra det dimensjonerende responspekteret blir beregnet fra ligning 2.13, med en konstruksjonsfaktor på 1,5.

$$S_d(T_1) = a_g \times S \times \frac{2.5}{q} = 1.042 \frac{m}{S^2}$$

Skjærkraften i bunnen er mulig å beregne ved hjelp av ligning 2.19, og den kan fordeles på planene over ved hjelp av formel 2.20 eller 2.21. I håndberegningen er det valgt å anta lineær form siden dette er den mest vanlige tilnærmingen til tverrkraftmetoden. Den totale skjærkraften blir da:

$$F_b = 5674 \text{ kN}$$

Horisontallasten for de to etasjene blir da:

Etasje	Last
1	2281 kN
2	3393 kN
Total	5674 kN

Tabell 8 Etasjelaster fra tverrkraftmetoden

4.2. Fordeling av krefter

I en håndberegning finnes det ulike metoder og modeller for å fordele kreftene på skivene.

I denne beregningen blir det antatt et uendelig stift dekke. Ifølge Vinje, Wilberg og Alexander (5) kan skivekreftene da fordeles på skivene etter stivheten på skivene.

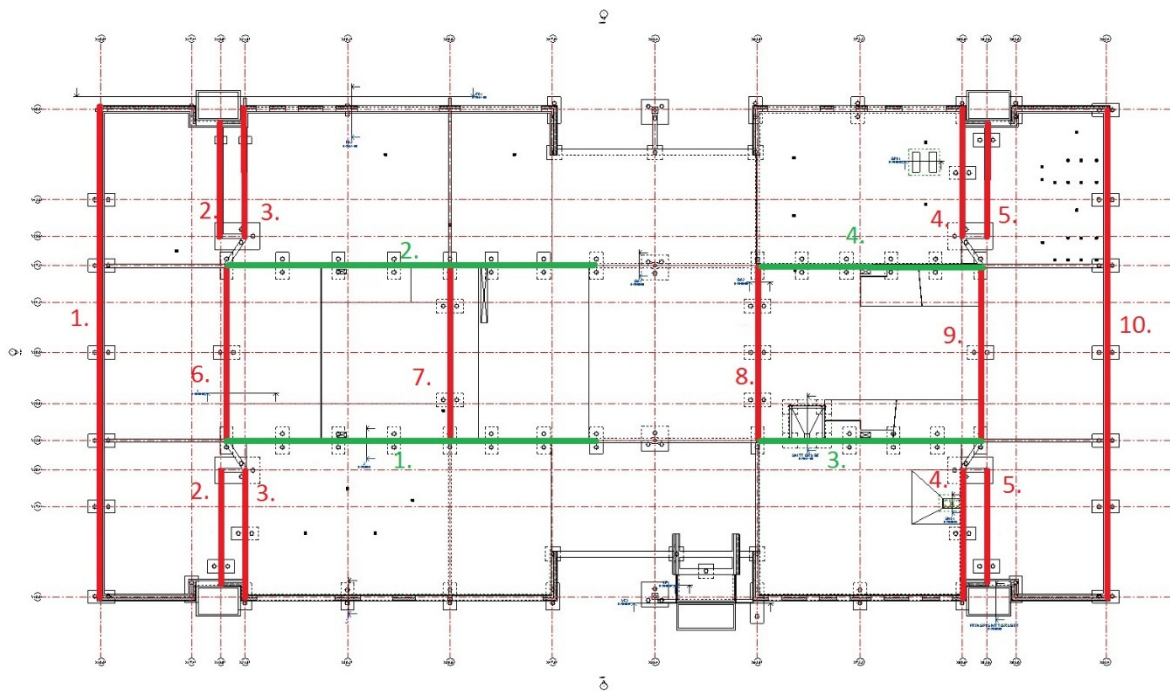
Formelen for skivekreftene blir da:

$$V_i = -Q \times \frac{K_i}{\sum K_i} \quad (4.1)$$

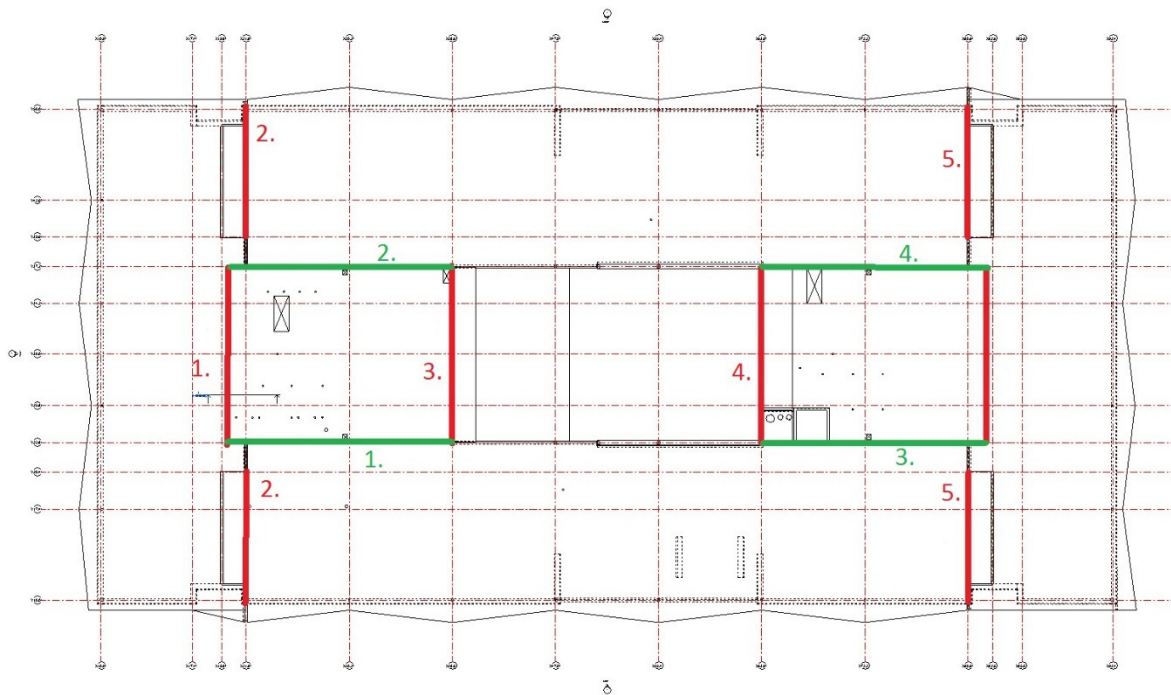
I tabell 9 blir det presentert skivekrefter for håndberegningen. Skivene som det presenteres krefter for vil være vist på figur 7 og 8, og disse vil bli brukt som referanse til sammenligning gjennom hele oppgaven. Resultatene i tabell 9 inkluderer effekten av utilsiktet torsjon ved hjelp av ligning 2.22. I denne beregningen er ikke alle skivene benyttet til å bære lasten og det er dessuten antatt lik fordeling av utsparinger i skivene som er benyttet.

Etasje	Retning	Skive nr.	Skivekraft (kN)
1	y	1	1681
1	y	7	447
1	x	1	2151
2	y	1	714
2	x	3	1031
2	y	6	714

Tabell 9 Utvalgte skivekrefter



Figur 7 Skiver plan 1



Figur 8 Skiver plan 2

På figur 7 og 8 er skiver i x-retning markert med grønt, og skiver i y-retning markert med rødt. Nummerering starter på 1 for hver retning og for hver etasje.

4.3. Ulike modeller for fordeling av skivekrefter

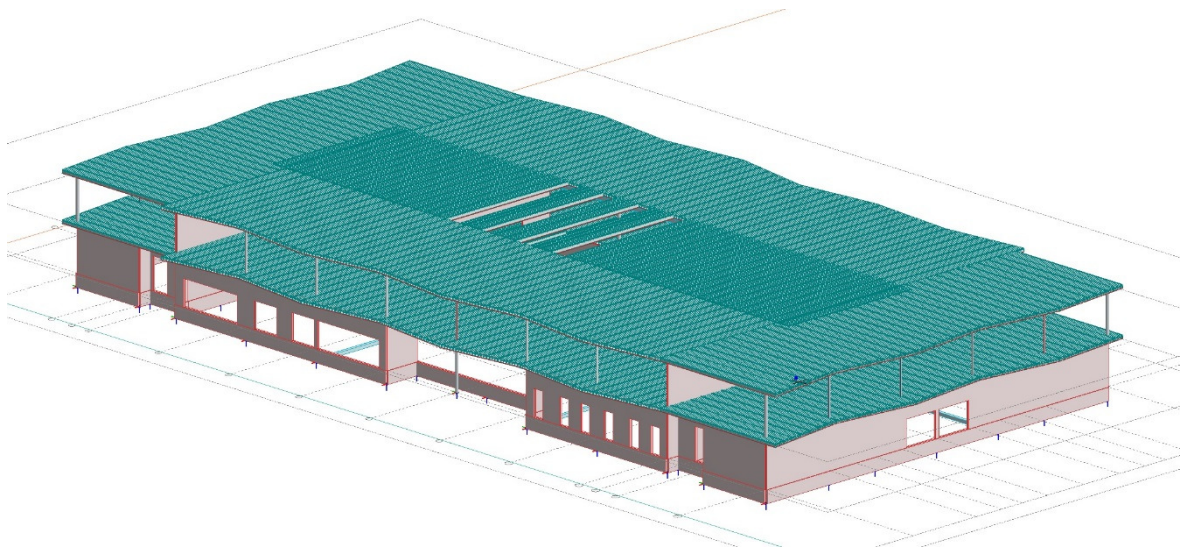
Det finnes ulike metoder/modeller for å fordele kreftene på de ulike skivene etter at de horisontale jordskjelvkreftene er beregnet. I kapittel 4.2 ble det antatt et uendelig stivt dekke. Dette gjør at deformasjonsmønsteret kan beskrives som summen av en rotasjon og en translasjon. I tilfellet med Levanger ungdomsskole spenner hulldekkene i ulike retninger. Det er derfor ikke sikkert at denne antakelsen holder, og dersom bygget skulle designes burde denne antakelsen sjekkes med punkt 4.3.1(4) i Eurokoden (1, s 43). Denne oppgaven skal derimot ikke brukes til å designe bygningen, men heller en sammenligning av vanlige designpraksiser. Beregningene i denne oppgaven er derfor utført ved hjelp av denne antakelsen og alle konsekvenser det fører med seg.

Dersom figur 7 og 8 studeres, ser man at skivene 1 og 10 i første etasje i y-retning ikke er vertikalt kontinuerlige. Dette er meget stive skiver siden de har en lengde på 40 meter.

For å mobilisere disse skivene til å ta opp jordskjelvlastene vil det være nødvendig med svært store skjærkrefter i dekket. At skivekreftene som er presentert i tabell 9 blir så store, er en konsekvens av antakelsen med et uendelig stivt dekke. En annen modell man kan fordele kreftene etter er en såkalt bjelkemodell. Det beregnes da en fordelt horisontallast. Denne settes på en elastisk bjelke som har lik lengde som horisontalskiven. «Bjelken» har opplegg der det er veggskiver som kan støtte den opp. På denne måten hentes skivekreftene ut som reaksjoner i oppleggene. Denne modellen krever at hvert av bjelkens «spenn» har lik stivhet og at alle veggskivene er like stive. En beregning etter denne metoden ville gitt andre resultater, blant annet mye lavere skivekraft i skive 1 og 10 i første etasje. I denne oppgaven blir dette kun nevnt som en alternativ modell å fordele kreftene etter, og beregningen er ikke utført da hovedvekten av denne oppgaven handler om hvordan en nøyaktig modell bygges opp og hvor store utslag dette gir.

5. Modellering

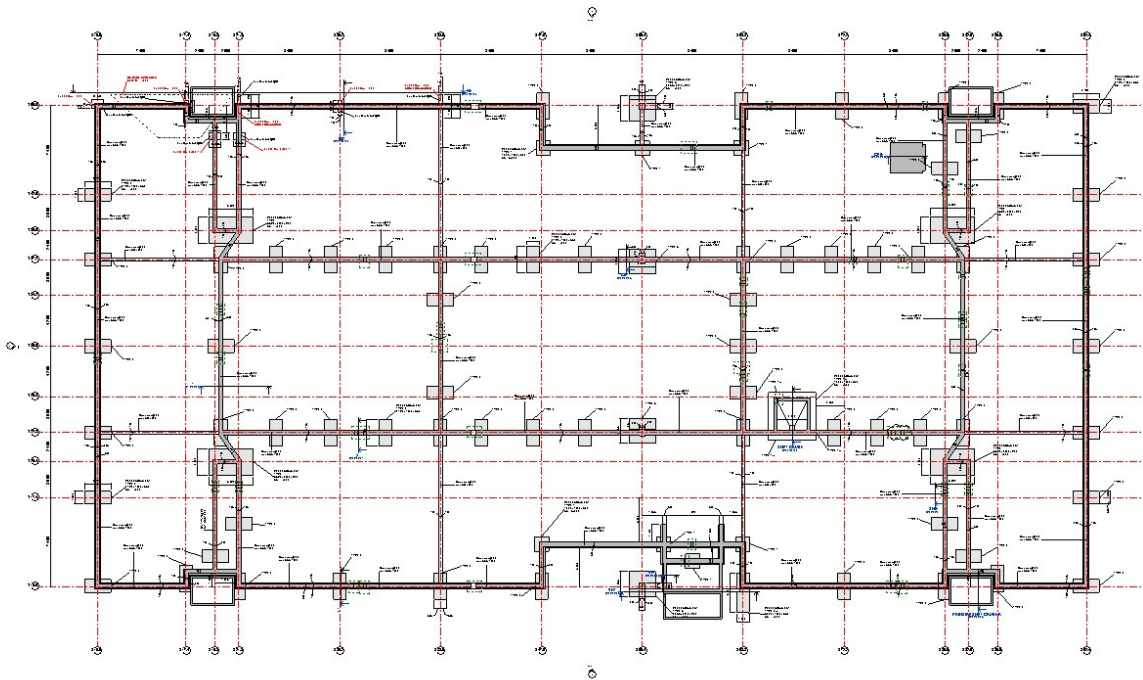
I det videre arbeidet vil alle beregninger (med unntak av tidshistorier) være utført i FEM-design. FEM-design er et beregningsverktøy utviklet av StruSoft for beregning av lastvirkninger og dimensjonering av bygg basert på elementmetoden. I denne oppgaven er versjon 15.00.004 benyttet til å gjøre analysene i kapittel 6-8. Det vil først bli laget en modell med stive opplegg. Denne vil bli oppdatert for å inkludere effekten av pelene. Disse endringene vil bli forklart der de gjelder.



Figur 9 Modell FEM-design

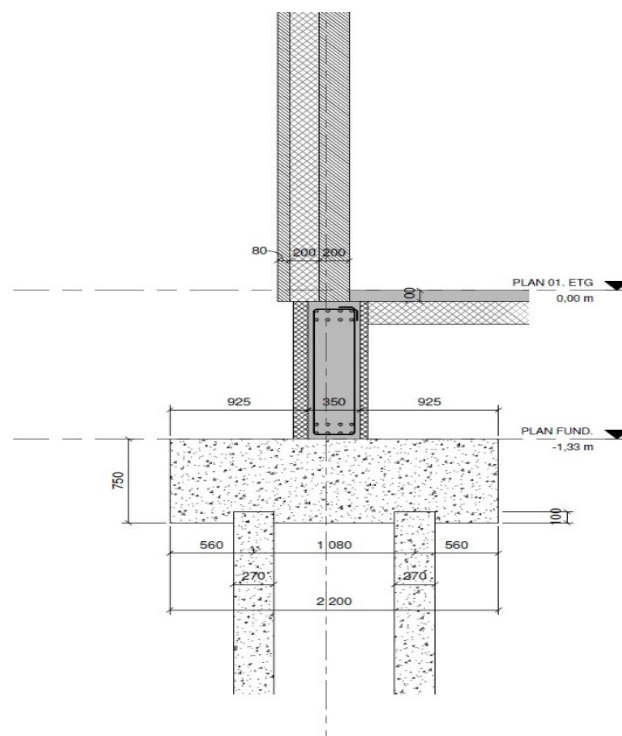
5.1. Fundamentering

Bygget er fundamentert på spissbærende betongpeler. Disse er støpt monolittisk fast i pelehodene, stort sett i grupper på 2 peler. Noen pelehoder har en pel, og to pelehoder har tre peler. På toppen av pelehodene er det støpt en grunnmur som er et fundament til veggene. Bygget har til sammen 180 peler. Hvert pelehode er modellert som et leddet opplegg. Grunnmurene er modellert som vegger med høyde 1,2 meter, og tykkelse 0,35 meter.



Figur 10 Grunnmur og pelehoder (bilde: Norconsult)

Det ble brukt veggelementer (som oppfører seg som plateelementer) til modelleringen av grunnmuren for å sørge for rett utstrekning, slik at koblingen til veggen over ble ivaretatt på en god måte. Veggelementene vil gi korrekt konstruksjonsoppførsel, men vil ikke gi et resultat hva angår moment og skjær som det er rett frem å dimensjonere etter. Dette betyr at ved en slik modellering vil man måtte dimensjonere på en annen måte. I tillegg vil det oppstå spenningskonsentrasjoner ved oppleggene. I denne oppgaven er det derimot konstruksjonsoppførselen som er av interesse, og denne er ivaretatt med denne modelleringen.



Figur 11 Overgang fra pel til vegg (Bilde: Norconsult).

5.2. Vegger

Alle veggene er modellert som veggelementer. Disse har en tykkelse på 0,2 meter. Koblingen mot grunnmuren og mot andre vegger er modellert leddet. Dette begrunnes med at alle koblinger er utført med sentrisk plasserte hylser. Det vil derfor ikke overføres moment. Veggene har koblede hjørner. I første etasje har man yttervegger i betong. I disse veggene er det benyttet såkalte sandwich elementer som består av tre sjikt: 200mm bærende betongsjikt, 200mm isolasjonssjikt og et 80mm forblendingssjikt i betong. Forblendingen antas å ikke være koblet til den bærende betongveggen, slik at skjærkrefter ikke kan overføres. Da fungerer den kun som en ekstra masse, og veggene det gjelder er derfor modellert med en høyere densitet for å ta hensyn til dette.

5.3. Søylar og bjelker

Det er antatt at søylar og bjelker er fritt opplagt. Søylar og bjelker er ikke designet av Norconsult på dette prosjektet, men det er forutsatt i grunnlag til elementleverandøren at koblinger skal være utført leddet. På grunn av liten stivhet i et søyle-bjelke system

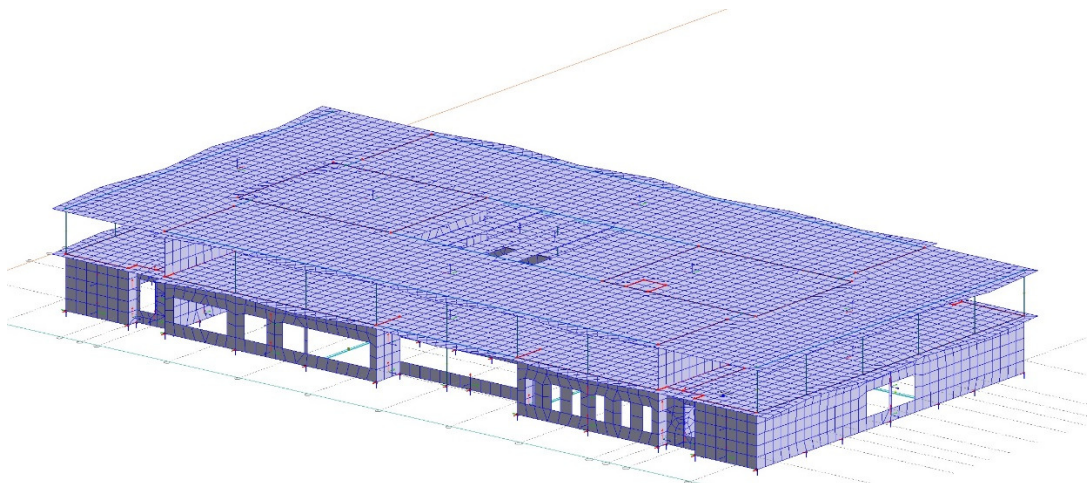
sammenlignet med en veggskive vil dette derimot ha liten påvirkning på konstruksjons stivhet.

5.4. Dekker

Dekkene er hulldekker med høyde på 320mm eller 400mm. I FEM-design har man muligheten til å definere slike hulldekker ved hjelp av en «section editor». Grunnlaget som ble benyttet i «section editor» er hentet fra elementtegningene i prosjektgrunnlaget for Levanger ungdomsskole. På denne måten vil FEM-design beregne dekkets egenskaper som stivhet og vekt selv. Dette forutsetter at materialparametere er bestemt. Det er også nødvendig å definere stivheten på tvers av spennretningen. Norconsult har her bidratt med et erfaringstall, og dette er satt til 10% av stivheten i spennretningen.

5.5. Meshing

FEM-design har en funksjon for automatisk meshing. I denne oppgaven er det global oppførsel man er opptatt av, og det vil derfor være tilstrekkelig med en ganske grov elementinndeling. Det er likevel forsøkt med en finere inndeling, uten påvirkning på resultatet. I FEM-design er det en god indikasjon på en velfungerende modell at man ikke har områder med veldig små elementer og et regulært elementnett.



Figur 12 Elementinndeling

6. Beregning av modell på stive opplegg

Dette kapittelet vil inneholde resultater fra beregninger av modellen før pelene tas hensyn til i FEM-design. FEM-design kan også utføre en tverrkraftberegning, både med lineær svingeform og med en reel svingeform (ligning 2.19 og 2.20). Dette blir utført for å vise konsekvenser av forenklingene som ble gjort kapittel 4. Videre vil det bli utført en modal responspektrumanalyse. Dette er gjort for å vise forskjellen til tverrkraftmetoden.

Uansett hva slags beregningsmetode man velger i FEM-design starter beregningen med å beregne egenperiodene. Å beregne egenperioden i FEM-design er ikke en krevende prosess. Det er derfor ingen grunn til at et dataprogram skal bruke formel 2.17 når det kan beregnes eksakt. Dette betyr at arbeidet man gjør for å beregne jordskjelvkraftene vil være nesten det samme uansett om man velger tverrkraftmetoden eller modal responspektrumanalyse. Det som kan bli krevende er å finne nok masse i modal responspektrumanalyse dersom man ønsker å tilfredsstille kravet om 90% modal masse. Kravet kan fravikes dersom betingelsene i ligning 2.89 og 2.90 er oppfylt, men det kan bli mange egenperioder å beregne for å oppnå 90% modal masse. I tabell 10 finnes en oversikt over egenperioder og de effektive modale massene i de ulike svingeformene. Til tverrkraftmetoden velges det egenperioder blant disse, mens for modal responspektrumanalyse brukes alle. En fullstendig oversikt over de beregnede modene er vist i vedlegg 4.

Svingeform nr.	T	mx	my	Svingeform nr.	T	mx	my
	S	%	%		S	%	%
1	0.167	4.9	-	41	0.082	-	0.5
2	0.165	2.5	-	45	0.081	0.7	-
3	0.145	-	26.1	47	0.080	-	0.5
4	0.142	74.1	-	54	0.072	0.5	-
5	0.141	-	31.9	62	0.069	-	0.9
6	0.137	-	15.9	69	0.063	0.7	-
7	0.136	-	0.6	71	0.062	8.3	-
8	0.133	-	0.6	84	0.060	1.0	-
10	0.122	-	2.1	140	0.046	-	1.9
11	0.121	-	3.5	141	0.046	-	2.1
40	0.084	-	1.3	145	0.045	-	1.5
				Sum		92.7	89.4

Tabell 10 Oversikt over moder med modal masse større enn 0.1%

I videre beregninger er vertikalretningen neglisjert. Dette er gjort av flere grunner. Ifølge kriteriet vist i kapittel 2.3.4 er det ikke krav til å ta med vertikalretningen. I tillegg er effektene som studeres i denne oppgaven hovedsakelig relatert til horisontale bevegelser. Kombinasjonene som er vist i kapittel 2.4 og vedlegg 1 er benyttet i beregningen. I tillegg er det lagt inn 5% utilsiktet torsjon. I tabeller som viser etasjelaster vil ikke summen av etasjelaster bli det samme som den totale skjærkraften på fundamentet. Dette kommer av at det i modelleringen er benyttet flere nivåer for å modellere fundamenteringen enn det som er vist i tabellene.

6.1. Tverrkraftmetoden

6.1.1. Lineær svingeform

Når tverrkraftmetoden utføres i FEM-design må en nøyaktig egenperiode brukes. Dette gjør at egenperioden i denne beregningen skiller seg fra egenperioden i håndberegningen. Responsspekteret får dermed en annen verdi, og kreftene vil derfor bli annerledes. I tillegg vil FEM-design fordele kreftene på alle veggskiver som har stivhet, i motsetning til

håndberegningen som bare tok med noen utvalgte skiver. Fra tabell 10 kan det sees at den effektive modale massen er fordelt på flere moder. For å få en så god tilnærming som mulig er det derfor valgt moder med størst mulig modal masse. For x-retning er mode 4 benyttet og for y-retning er mode 5 benyttet. I dette tilfellet kan det også vurderes å bruke mode 3 i y-retning, selv om denne ikke har like mye modal masse. Dette kunne gitt et resultat med større krefter grunnet lengre egenperiode.

I denne beregningen er ligning 2.19 benyttet.

Etasje	Last x-retning (kN)	Last y-retning (kN)
1	2248	2234
2	3532	3512
Skjærkraft ved fundament	5862	5828

Tabell 11 Etasjelaster fra tverrkraftmetoden med lineær svingeform

Etasje	Retning	Skive nr.	Skivekraft (kN)
1	y	1	689
1	y	7	253
1	x	1	1300
2	y	1	850
2	x	3	798
2	y	9	279

Tabell 12 Skivekrefter med lineær svingeform fra FEM-design

6.1.2. Reell svingeform

Med reell svingeform menes det at kreftene fordeles basert på den reelle svingeformen. Dette vil si at man benytter ligning 2.20 til fordeling av krefter i stedet for å fordele kreftene lineært på høyden slik som i forrige avsnitt. Beregningen er utført med de samme modene på den samme modellen for å gi så gode muligheter for sammenligning som mulig.

Etasje	Last x-retning (kN)	Last y-retning (kN)
1	2049	2292
2	3775	3361
Skjærkraft ved fundament	5862	5828

Tabell 13 Etasjelaster fra tverrkraftmetoden med reel svingeform

Etasje	Retning	Skive nr.	Skivekraft (kN)
1	y	1	508
1	y	7	253
1	x	1	1322
2	y	1	620
2	x	3	869
2	y	9	327

Tabell 14 Skivekrefter med reel svingeform fra FEM-design

6.2. Modal responspektrumanalyse

Den mest presise måten å beregne et jordskjelv på i FEM-design er å gjøre en modal responspektrumanalyse. De første tre hundre modene er undersøkt for masse. Tabell 10 viser at kravet om 90% effektiv masse i begge retningene ikke er oppnådd. Ingen moder har egenperioder som er lenger enn 0,2 sekunder, og det er tatt med mer enn 5 moder. Derfor tilfredsstillers analysen kravene i ligning 2.89 og 2.90. Analysen blir derfor sett på som god og presis.

Etasje	Last x-retning (kN)	Last y-retning (kN)
1	1740	1765
2	2843	2466
Skjærkraft ved fundament	4520	4335

Tabell 15 Etasjelaster ved modal responspektrumanalyse

Etasje	Retning	Skive nr.	Skivekraft	Skivekraft
			(kN) 5% torsjon	(kN) 15% torsjon
1	y	1	400	574
1	y	7	204	206
1	x	1	1000	1082
2	y	1	495	701
2	x	3	662	724
2	y	9	247	311

Tabell 16 Skivekrefter ved modal responspektrumanalyse

6.2.1. Parameterstudie av torsjon

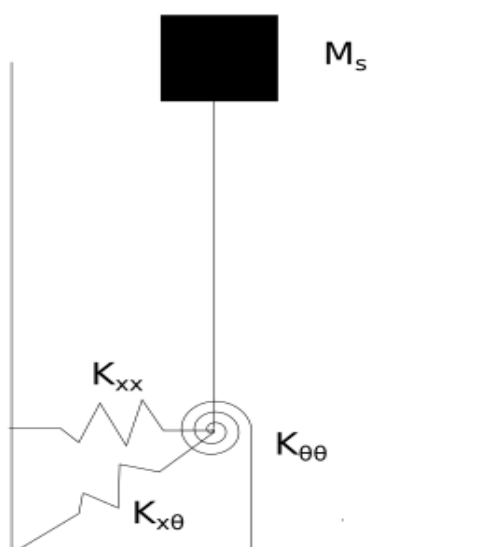
Eurokoden krever at det skal dimensjoneres for at massen er forskjøvet 5% av byggets lengde/bredde. Dersom massen er mer forskjøvet enn dette, vil man få en større torsjon i bygget. Det er derfor interessant å se på konsekvensene av denne parameteren og kreftene fra en sammenligning er derfor presentert i tabell 16. De totale skjærkreftene vil være de samme uansett hvor mye torsjon man regner med. Når torsjonen går fra 5 til 15% fører dette til en økt skivekraft i den øverste skiven i tabell 16 (skive 1 i første etasje, y-retning) på 43.5%. Gjennomsnittet av disse skivene gir en økning på: 19,6%. Eurokoden (1) pålegger ikke at høyere verdi for torsjon skal vurderes, men det kan oppstå situasjoner der den utilsiktede torsjonen vil ha en høyere verdi enn 5%, for eksempel under bygging.

7. Modell med peler

For å oppnå en mer realistisk modell vil peler bli inkludert. Dette oppnås gjennom å endre oppleggsbetingelsene. I de foregående beregningene er oppleggene modellert som fjærer med svært stor stivhet. Disse vil bli erstattet med rotasjonsfjærer og horisontalfjærer med realistiske verdier for å simulere pelens oppførsel. Pelens oppførsel er hensiktsmessig å beskrive ved hjelp av en 2×2 stivhetsmatrise, med en horisontalfrihetsgrad og en rotasjonsfrihetsgrad. FEM-design har ikke muligheten til å modellere koblede horisontalfjærer og rotasjonsfjærer. Dette gjør at koblingstermene må tas hensyn til på annen måte. Håndteringen av dette vil bli vist i kapittel 7.1. Eurokoden (6) gir verdier for elementene i stivhetsmatrisen. Disse vil bli implementert i modellen og resultatene vil bli presentert i kapittel 7.2. Eurokoden gir analytisk riktige løsninger, men forutsetter noen forenklinger. Blant annet forutsetter de homogen jord. For å komme frem til en mer eksakt ikke-lineær beskrivelse av pelen gir API (7) anbefalinger for hvordan dette skal utføres. Denne metoden er beskrevet og utført i kapittel 7.3.

7.1. Metoden med stive elementer

Håndteringen av koblingstermene kan ifølge Carswell et al. (8) håndteres ved å flytte fjærene til punkt der krysstermene vil være lik null. Dette gjøres ved hjelp av et såkalt stivt ledd.



Figur 13 Fjærer i det opprinnelige systemet.

Det koblede forholdet mellom krefter og deformasjoner i bunnen av en konstruksjon vil være:

$$\begin{bmatrix} F \\ M_r \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{uu} & k_{u\varphi} \\ k_{\varphi u} & k_{\varphi\varphi} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u \\ \varphi \end{bmatrix} \quad (7.1)$$

Lengden av et stivt element for å sørge for at krysstivhetene blir 0 vil da bli:

$$L = -\frac{k_{u\varphi}}{k_{uu}} \quad (7.2)$$

I bunnen av rigid link skal krysstivhetene bli 0. Man skaper altså et ekvivalent system med nøyaktig samme oppførsel som det opprinnelige systemet. Relasjonen mellom kraft og deformasjon i bunnen av det stive elementet vil da være:

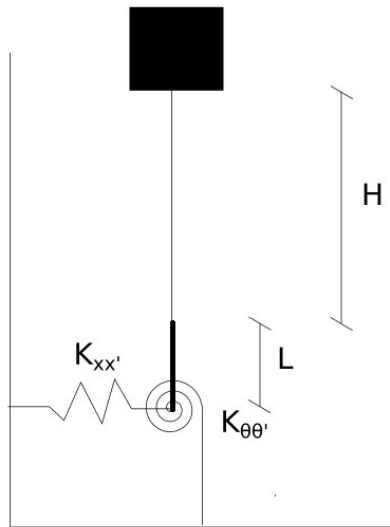
$$\begin{bmatrix} F' \\ M'_r \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{uu}' & 0 \\ 0 & k_{\varphi\varphi}' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u' \\ \varphi' \end{bmatrix} \quad (7.3)$$

Der:

$$k_{uu}' = k_{uu} \quad (7.4)$$

og

$$k_{\varphi\varphi}' = k_{\varphi\varphi} - k_{uu}L^2 \quad (7.5)$$



Figur 14 Ukoblede fjærer ved hjelp av stivt element

Systemet i figur 13 vil da bli transformert til et ekvivalent system som er vist i figur 14. Avstanden L vil da være lengden av det stive elementet, og H vil være en del av systemet.

7.2. Pelers fra Eurokoden

Eurokoden (6, s 36) gir følgende stivheter for pelene:

$$K_{uu} = 1,08 \times \left(\frac{E_P}{E_S}\right)^{0,21} \times d \times E_S \quad (7.6)$$

$$K_{\varphi\varphi} = 0,16 \times \left(\frac{E_P}{E_S}\right)^{0,75} \times d^3 \times E_S \quad (7.7)$$

$$K_{\varphi u} = -0,22 \times \left(\frac{E_P}{E_S}\right)^{0,50} \times d^2 \times E_S \quad (7.8)$$

Disse fjærstivhetene må transformeres i henhold til prosedyren vist i kapittel 7.1. Denne beregningen er vist i vedlegg 3. Pelens stivhet avhenger veldig av egenskapene til massene i det øverste laget. Jordprofilen vil være beskrevet lenger ned i tabell 20. Ifølge Tiarks (4) er det øverste laget sand, men det er ikke beskrevet noen E-modul. Norconsult har derfor bidratt med et erfaringstall på $E_S = 30MPa$. Det var også nødvendig å gjøre en annen

antakelse for å kunne bruke denne forenklingen. Figur 11 viser at toppen av pelen støpt inn i et pelehode. For å regne direkte med Eurokodens peler ble størrelsen på dette pelehodet neglisjert og pelene antatt fast innspent i grunnmursbjelken. Denne antakelsen vil bli diskutert og håndtert annerledes i kapittel 7.3. Ved hjelp av fremgangsmåten i 7.1 ble lengden av rigid link og fjærstivhetene beregnet til å være:

$$L = 0,43 \text{ meter}$$

Som gir:

$$k'_{\varphi\varphi} = 12098 \text{ kNm/rad}$$

og

$$k'_{uu} = 38773 \text{ kN/m}$$

Vertikalstivheten for pelene ble antatt å være som for søyler, og beregnet etter følgende formel:

$$k_{zz} = \frac{E_p \times A_p}{L} \quad (7.9)$$

Og funnet å være:

$$k_{zz} = 131220 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

7.2.1. Sammendrag av resultater fra beregning med pelefjærer

Når fjærstivhetene som er beregnet over er lagt inn, ble både horisontalstivheten og rotasjonsstivheten lagt inn i begge retninger i tillegg til vertikalstivhet. Dette førte til følgende egenperioder og modale masser:

Svingeform nr.	T S	mx %	my %
1	0.302	0.0	96.0
2	0.275	96.6	0.0

Tabell 17 Egenperioder og effektive masser fra modell med peler

For å tilfredsstille kravene til modal masse gitt i 2.4.3 er det kun nødvendig å bruke de to første modene. Det er beregnet 10 moder, men de resterende har ikke effektiv masse. Oversikten er vist i vedlegg 5. Dette førte til disse etasjelastene:

Etasje	Last x-retning (kN)	Last y-retning (kN)
1	2754	2778
2	2834	2792
Totalt skjær på fundament	5841	5810

Tabell 18 Etasjelaster med peler fra Eurokoden

De følgende skivekreftene kommer fra en beregning hvor de seismiske lastene er kombinert i henhold til ligning 2.94 og 2.95. For å gi muligheten til å sammenligne betydningen av utilsiktet torsjon er det i likhet med tabell 16 også her presentert resultater for en økt torsjon.

Etasje	Retning	Skive nr.	Skivekraft 5% torsjon (kN)	Skivekraft 15% torsjon (kN)
1	y	1	746	991
1	y	7	415	443
1	x	1	1091	1176
2	y	1	816	1089
2	x	3	586	637
2	y	9	505	633

Tabell 19 Skivekrefter fra modal responspektrumsanalyse fra modell med peler fra Eurokoden

7.3. Ikke-lineære peler

Når pelene blir utsatt for store krefter og derfor store forskyvninger, som gjerne er tilfellet når et jordskjelv inntreffer, blir de ganske raskt ikke-lineære. Når pelene ikke lenger har en elastisk materialoppførsel vil stivheten bli betraktelig redusert. Dette betyr at man kan redusere stivheten i en jordskjelvsituasjon ytterligere, sammenlignet med Eurokodens peler som er lineære.

7.3.1. Beregning av pelestivheter

Stivheten av pelen avhenger av flere faktorer. Pelens utforming med tanke på form, materiale og randbetingelser spiller viktige roller. Egenskapene til jorden rundt pelen er også en svært viktig parameter.

7.3.1.1. Jordens egenskaper

Jorden under bygningen er forenklet til å være fordelt i tre lag. Dybden til fjell og lagdelingen er forenklet til å være lik i hele bygningens utstrekning, men er valgt for å best mulig kunne representere de faktiske forhold. Dybde til fjell ligger på rundt 24 meter. Ifølge Tiarks (4) og Vegdirektoratet (9) kan utvalgte parametere for lagdelingen settes til følgende verdier.

Type	Dybde (m)	Tyngdetetthet $\left(\frac{kN}{m^3}\right)$	Friksjonsvinkel $(\tan(\varphi))$	Udrenert skjærfasthet (kPa)
Silt-Sand	0,0-4,0	17,0	0,78	Ikke relevant
Leire-Silt	4,0-8,0	20	Ikke relevant	45
Leire	8,0-24,0	20	Ikke relevant	50

Tabell 20 Lagdeling av jord

7.3.1.2. Beregningsmodell

I FEM-design er det ikke mulig å modellere ikke-lineære fjærer. Det er heller ikke mulig å modellere peler i FEM-design. Dette ble håndtert ved å modellere pelene i GeoSuite. For å beregne sammenhengen mellom last og forskyvning i pelen ble beregningsprogrammet

Novapoint GeoSuite Toolbox valgt. Dette er et program som benyttes til geoteknisk dimensjonering. Dette programmet ble valgt fordi det er det som benyttes av Norconsult i Steinkjer for dimensjonering av peler. Det er altså et program som er tilgjengelig i en prosjekteringssituasjon. Versjonen som er benyttet er: 15.1.2.0.

I modellen i GeoSuite er pelehodet inkludert som en tykkere topp på pelen. Figur 11 viser hvordan pelehodet er koblet sammen med grunnmuren. Det virker rimelig å anta at denne koblingen ikke er stiv nok til å gi noen rotasjonsfastholding av pelehodet. Den er kun i stand til å overføre laster horisontalt og vertikalt. Dette må tas med i modellene, både i Geosuite, og FEM-design. Det betyr at i prinsippet kan pelen modelleres ved hjelp av horisontalfrihetsgrader i x, y og z-retning. Da blir det ikke koblingstermer. Fjæren kan derfor plasseres direkte under grunnmuren. For å komme frem til stivheten settes det på en horisontal last, og man beregner deformasjonen. Stivheten vil være gitt ved:

$$K = \frac{R}{u} \quad (7.10)$$

Dersom man har et system som overfører moment i koblingen, trenger man også en rotasjonsfrihetsgrad. Ligning 7.10 vil da ikke være mulig å løse siden forskyvningsmatrisen da ikke vil være inverterbar. Det vil likevel være mulig å sette opp fleksibilitetsmatrisen. Dette gjøres ved å sette på en enhetslast, for så å beregne horisontal deformasjon og rotasjon av pelehodet. Deretter settes et det på et enhetsmoment, og de samme deformasjonene beregnes. Før deformasjonene settes inn i fleksibilitetsmatrisen divideres de på lasten som ble benyttet. Flexibilitetsrelasjonen er vist under.

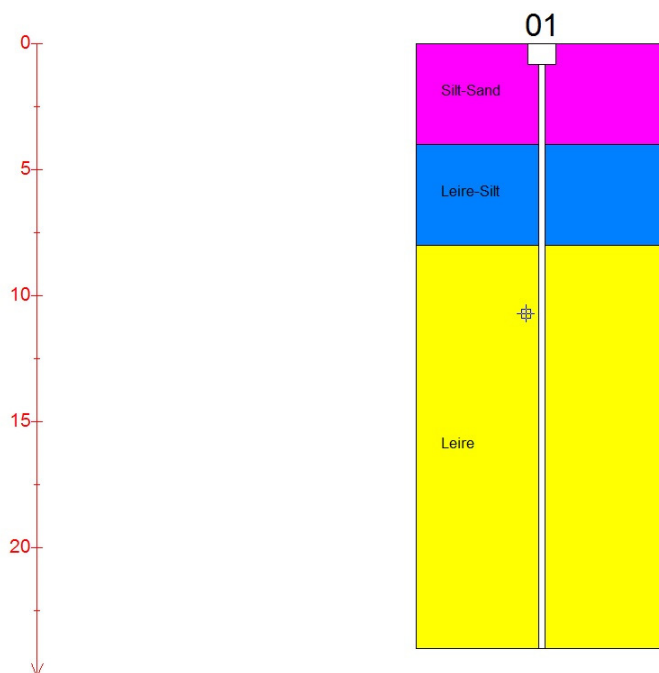
$$\begin{bmatrix} u_{horizontal} \\ u_{rotasjon} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \delta_1 & \delta_2 \\ \vartheta_1 & \vartheta_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} F_{horizontal} \\ M_{rotasjon} \end{bmatrix} \quad (7.11)$$

Stivhetsrelasjonen finnes da ved hjelp av sammenhengen:

$$K = F^{-1} = \begin{bmatrix} \delta_1 & \delta_2 \\ \vartheta_1 & \vartheta_2 \end{bmatrix}^{-1} = \begin{bmatrix} K_{uu} & K_{u\varphi} \\ K_{\varphi u} & K_{\varphi\varphi} \end{bmatrix} \quad (7.12)$$

Videre kan metoden med stive elementer vist i kapittel 7.1 benyttes, og pelene kan modelleres i for eksempel FEM-design. Ved behov for å modellere ikke-lineære peler blir dette en stor utfordring. Hver eneste kombinasjon av moment og horisontalkraft vil da gi en unik stivhet. Det vil bli svært mange kombinasjoner og det vil bli vanskelig å få disse egenskapene inn i et beregningsprogram for bygningen. Dersom pelene oppfører seg lineærelastisk vil det derimot ikke kreve veldig mye arbeid å utføre beregningen på denne måten.

I beregningen av Levanger Ungdomsskole er det en grei tilnærming å modellere pelene kun ved hjelp av en horisontalfrihetsgrad. Da er det mulig å benytte ligning 7.10, til å lage en ikke-lineær stivhetssammenheng. Modellen i GeoSuite ble utsatt for en økende horisontallast. Horisontallasten økte med 5 kN hver gang og horisontal deformasjon ble ført inn i en tabell mot horisontal last, hvor det var mulig å finne stivheten direkte.



Figur 15 Modellering av pel og jordprofil i GeoSuite

7.3.1.3. Beregning basert på p-y kurver

American Petroleum Institute (7) gir gode anbefalinger for hvordan sammenhengen mellom kraft og deformasjon kan uttrykkes. Formlene som gis i dette regelverket er til dels

empiriske, og det er derfor vanskelig å finne noen fysisk forståelse bak. GeoSuite baserer seg på denne metoden. Det er utviklet en modell for sand, en for bløt leire og en for fast leire. Beregningsgangen er i grove trekk den samme, men med noen ulike parametere. Siden det ikke er fast leire under bygningen vil ikke denne modellen bli vist her. Modellene for sand og bløt leire er vist i henholdsvis 7.3.1.3.1 og 7.3.1.3.2. Denne beregningsmetoden vil gi motstanden og deformasjonen i jorden i hvert enkelt punkt. Foreløpig er ikke pelens materialeegenskaper tatt med i beregningen, og det vil være deformasjoner i pelen som «mobiliserer» ulik motstand i punktene langs pelen. Det er derfor svært arbeidskrevende å utføre beregningene for hånd.

7.3.1.3.1. p-y kurver i sand

Den første parameteren man trenger å bestemmes for å kunne finne sammenhengen mellom last og deformasjon er den ultimate kapasiteten til jorden. Denne vil ifølge API (7, s 65) være gitt som den minste av følgende to uttrykk.

$$P_{us} = (C_1 \times H + C_2 \times D) \times \gamma \times H \quad (7.13)$$

og

$$P_{ud} = C_3 \times D \times \gamma \times H \quad (7.14)$$

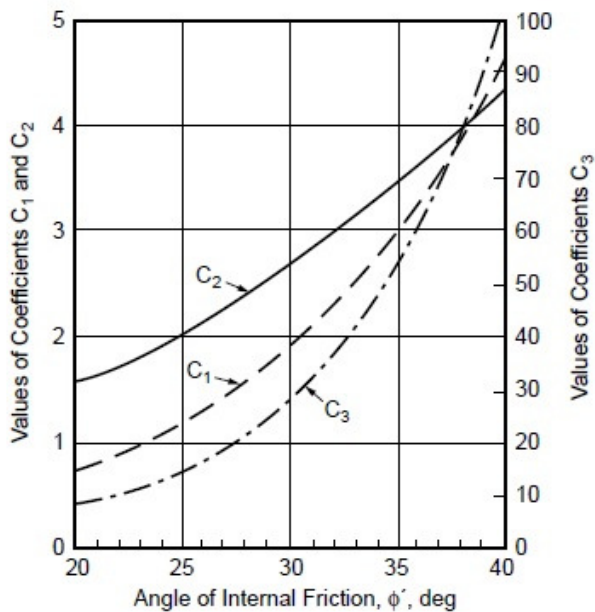
Der:

C_1, C_2, C_3 , er koeffisienter gitt i figur nedenfor:

γ er effektiv tyngdetetthet

H er dybden

D er gjennomsnittlig diameter av pelen.



Figur 16 Koeffisienter til ligning 7.13 og 7.14 ifølge API (7, s 65)

Ifølge API (7, s 65) kan da forholdet mellom sideveis last og deformasjon beregnes ved hjelp av følgende ligning:

$$P = A \times P_u \times \tanh\left(\frac{k \times H}{A \times P_u} \times y\right) \quad (7.15)$$

Der:

A er en faktor som tar hensyn til om lasten er gjentakende eller statisk. For jordskjelv er verdien for gjentakende last relevant, og A settes lik 0,9.

P_u er sideveis kapasitet ved en dybde H .

k bestemmes fra figur 17

y er deformasjon

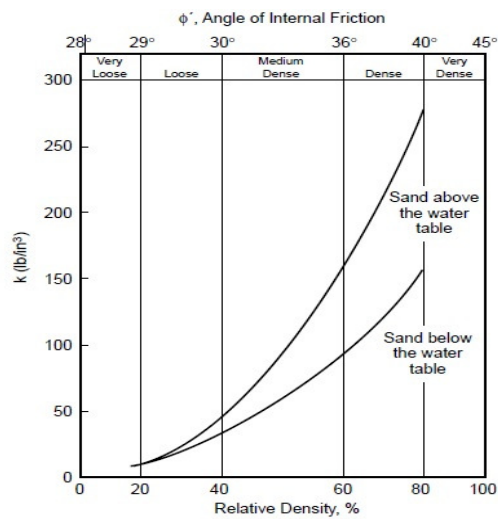


Figure 6.8.7-1—Relative Density, %

Figur 17 Bestemmelse av k ifølge API (7, s 65)

7.3.1.3.2. p-y kurver i bløt leire

P-Y kurven for bløt leire beregnes også ved å finne sideveis kapasitet. Ifølge API (7) ligger kapasiteten for en statisk sideveis last mellom 8 og 12 ganger udrenert skjærfasthet.

Kapasiteten kan beregnes som en funksjon av dybde etter følgende ligninger (7, s 64):

$$P_u = 3 \times S_u + \gamma \times X + J \frac{S_u \times X}{D} \quad (7.16)$$

og

$$P_u = 9 \times S_u \text{ for } X \geq X_R \quad (7.17)$$

Der

S_u er udrenert skjærfasthet

X er dybden

J er en empirisk parameter mellom 0,25 og 0,5. 0,5 vil være passende for dette tilfellet.

X_R er avstanden fra overflaten til bunnen av sonen med redusert motstand. For forhold der styrken er konstant, vil X_R være gitt ved:

$$X_R = \frac{6D}{\frac{\gamma D}{S_u} + J} \quad (7.18)$$

For noen tilfeller vil man kunne estimere X_R ved å plote kurvene gitt fra ligning 7.16 og 7.17. X_R vil da være skjæringspunktet mellom kurvene. Deformasjon kan deretter finnes ved hjelp tabell fra API som også er vist under:

P/P_u	y/y_c
0,00	0,0
0,50	1,0
0,72	3,0
1,0	8,0
1,0	∞

Tabell 21 p-y kurver for $X > X_R$ (7, s 64)

P/P_u	y/y_c
0,00	0,0
0,50	1,0
0,72	3,0
0,72 X/X_R	15,0
0,72 X/X_R	∞

Tabell 22 p-y kurver for $X < X_R$ (7, s 64)

Der:

$$y_c = 2.5\varepsilon_c D \quad (7.19)$$

ε_c er tøyningen ved halvparten av maksimal last. Ifølge Svahn og Alén (10) kan denne uttrykkes som en funksjon av udrenert skjærfasthet. Verdien som er benyttet i denne oppgaven er beregnet på denne måten, og vist i tabell 23.

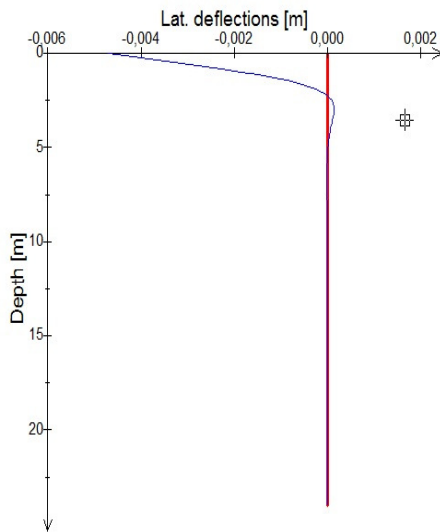
7.3.2. p-y kurvene

GeoSuite beregner jordstivheten langs hele pelen. Denne modelleres som en ikke-lineær fjær langs hele pelen. Når lasten settes på oppstår det forskyvninger i de ikke-lineære fjærene. Gjennom en iterasjonsprosess finnes riktige deformasjoner. Deretter kan snittkreftene beregnes fra deformasjonen. I beregningen i GeoSuite er følgende verdier for parameterne beskrevet i 7.3.1.3.1 og 7.3.1.3.2 benyttet:

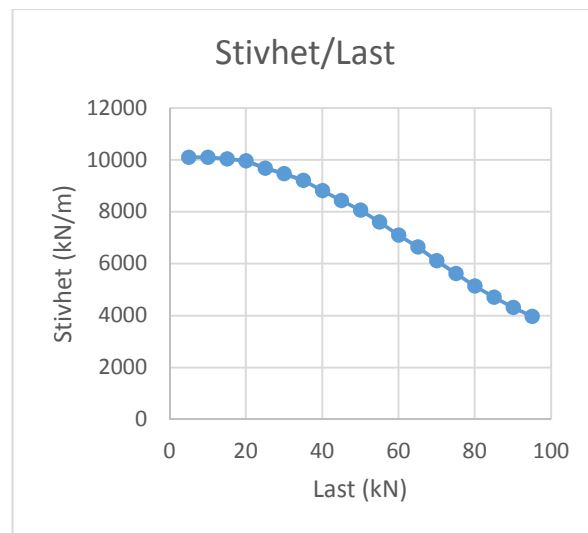
Lag	parameter	Verdi
Sand	Tyngdetetthet, γ	$17 \frac{kN}{m^3}$
	Friksjonsvinkel ϕ	38 grader
Leire-silt	Udrenert skjærfasthet S_u	$45 \frac{kN}{m^2}$
	Tyngdetetthet, γ	$20 \frac{kN}{m^3}$
	ϵ_c	0.010
	J	0,5
Leire	Udrenert skjærfasthet S_u	$50 \frac{kN}{m^2}$
	Tyngdetetthet, γ	$20 \frac{kN}{m^3}$
	ϵ_c	0.010
	J	0,5

Tabell 23 Jordparametere

Den maksimale tillate lasten på en pel er funnet å være 93 kN. Stivheten er beregnet etter ligning 7.9. Stivheten som funksjon av last vil være gitt i figur 19. I tabellform vises i vedlegg 6.



Figur 18 Eksempel på deformasjonsmønster for pel med 40 kN horisontallast.



Figur 19 Pelens stivhet som funksjon av last

7.3.3. Beregningsresultater med ikke-lineær pel

For å ta hensyn til effekten av de ikke-lineære randbetingelsene er det en omfattende, iterativ prosess å finne korrekt stivhet i alle pelene. Det er ikke mulig å avgjøre korrekt last og stivhet samtidig. I denne beregningen ble resultatene fra beregningen med Eurokodens pelar brukt som et utgangspunkt. Et godt utgangspunkt vil redusere antall nødvendige iterasjoner for å oppnå tilstrekkelig nøyaktighet. Metoden som er brukt her, er å ta ut kreftene i hver enkelt pel ved startverdien av stivheten. Ved hjelp av denne blir pelene gruppert i en av 16 grupper etter hvor stor lasten er (hver gruppe har en bredde på 5 kN). Pelene får deretter tildelt stivhet etter hvilken gruppe de ligger i. Det kjøres ny beregning, og det vil bli tatt ut nye krefter basert på de nye stivhetene. Deretter gjentas prosessen med å sette inn nye stivheter til ønsket nøyaktighet er oppnådd. I dette tilfellet er nøyaktigheten noe begrenset av at pelene deles inn i grupper på 5 kN. Ved 4. iterasjon ble resultatene antatt å ha konverget da forskjellen på tredje og fjerde iterasjon var 0.6% på første egenperiode, og 0.77% i snitt på de utvalgte skivene som det har blitt presentert resultater for gjennom hele oppgaven.

Svingeform nr.	T S	mx %	my %
1	0.508	0.0	97.5
2	0.465	99.5	0.0
3	0.437	0.0	1.7
4	0.181	0.0	0.0
5	0.176	0.0	0.0
6	0.157	0.0	0.0
7	0.155	0.0	0.0
8	0.152	0.0	0.0
9	0.149	0.0	0.0
10	0.144	0.0	0.0

Tabell 24 Moder etter fjerde iterasjon

Etasje	Last x-retning (kN)	Last y-retning (kN)
1	2699	2416
2	2264	2033
Totalt skjær i bunn	5270	4707

Tabell 25 Etasjelaster etter fjerde iterasjon

Etasje	Retning	Skive nr.	Skivekraft 5% torsjon (kN)
1	y	1	603
1	y	7	384
1	x	1	890
2	y	1	731
2	x	3	472
2	y	9	365

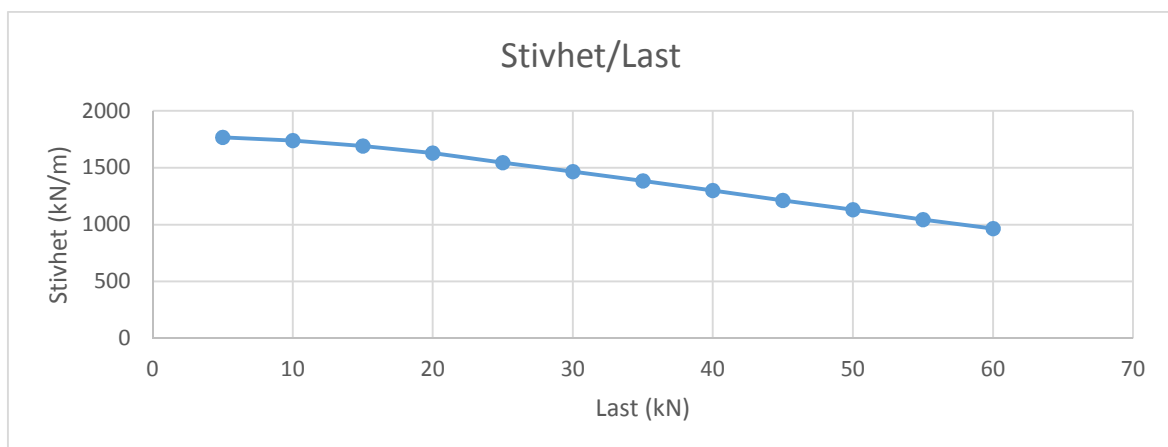
Tabell 26 Skivekrefter etter fjerde iterasjon

7.4. Sensitivitetsstudie

Det vil alltid være stor usikkerhet knyttet til geotekniske jordparametere. Verdien man dimensjonerer etter vil alltid være en eller annen form for beste gjetning. Lagstrukturen i grunnen vil normalt ikke være plan, dybden til fjell vil ikke være den samme overalt og sammensetningen av jordarten vil variere. Egenskapene til jorden kan derfor vise seg å være svært variable. Derfor er det nyttig å se på sensitiviteten til jordparametere. Figur 18 viser at de største deformasjonene i pelen vil skje i det øverste laget. I dette tilfellet er det et 4 meter tykt sandlag på toppen. Den parameteren som vil ha størst innvirkning på stivheten vil da være sandens friksjonsvinkel. Sensitiviteten ble vurdert ved å først doble tangens til friksjonsvinkelen og deretter halvere den. Nye stivheter ble beregnet på samme måte som beskrevet i 7.3.2. Det ble utført nye beregninger på modellen i FEM-design ved hjelp av samme type iterasjonsprosesser som ble beskrevet i 7.3.3. Det ble beregnet nye egenperioder, og til sist hentet ut nye krefter.

7.4.1. Løs sand

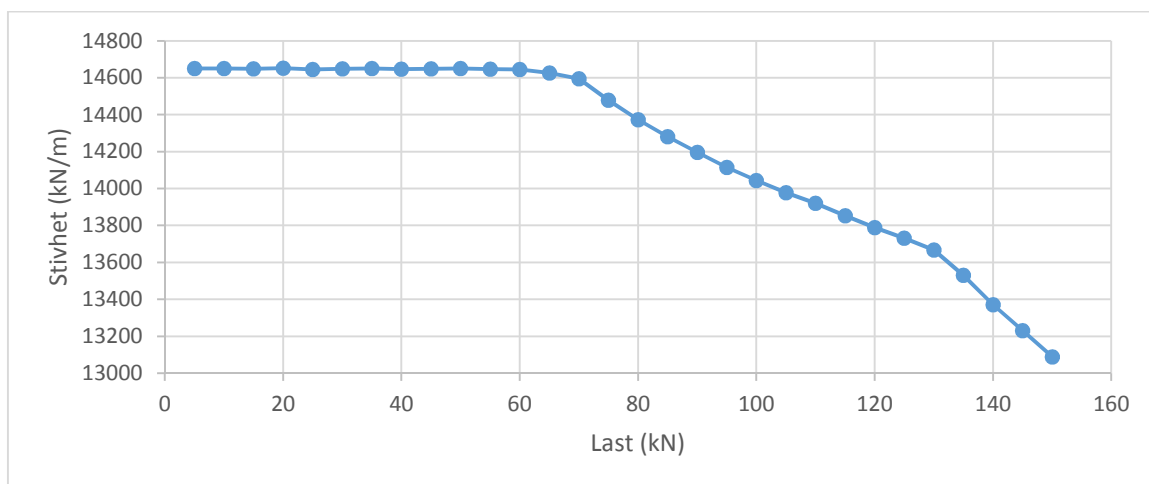
Pelene med halvert verdi for tangens til friksjonsvinkelen refereres til som peler i løs sand. På samme måte som i forrige kapittel ble det utviklet kurver for pelens horisontale stivhet som funksjon av last. Forskjellen var at friksjonsvinkelen ble redusert fra 38° til $21,3^\circ$. Maksimal kapasitet for horisontal last ble 58 kN, og stivheten ble redusert betydelig som vist i figur 20. Man kan også se at oppførselen er ikke-lineær i hele området som er forsøkt her.



Figur 20 Pelestivhet med løs sand

7.4.2. Fast sand

For dette tilfellet ble friksjonsvinkelen økt til $57,4^\circ$. Da økte både stivheten og kapasiteten betraktelig. Pelen vil ha et lineært forhold mellom last og deformasjon for laster under ca 70 kN. Maksimal kapaistet for disse pelene ligger på ca 149 kN. Disse pelene vil bli referert til som peler i fast sand.

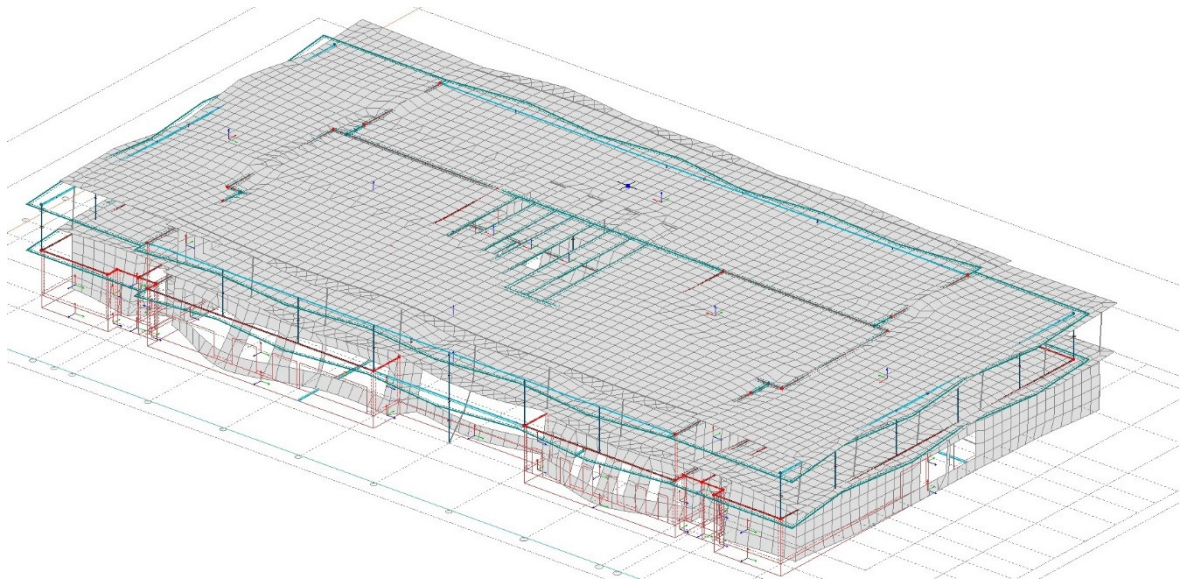


Figur 21 Pelestivheter med fast sand

7.4.3. Resultater og sammenligning

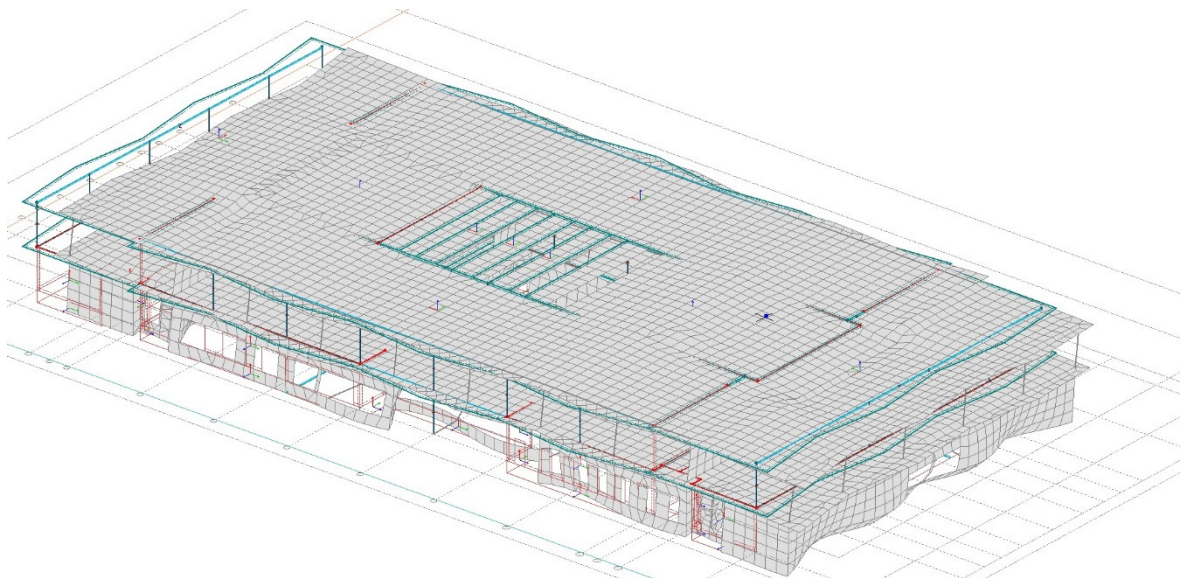
I dette delkapittelet vil de to nye modellene bli sammenlignet med den som ble beregnet i 7.3.3. Denne modellen vil bli referert til som beste estimat. De tre ulike modellene hadde svært like egenskaper når det kommer til svingeformer og modal masse. Derfor er svingeformene kun vist for beste estimat.

Første svingeform er nærmest kun en bevegelse i y-retning. Det er også et svært lite torsjonsbidrag, som kommer av noe forskyvning av stivhetssentrum forhold til massesentrum. Dette er det samme for alle modellene (inklusive modeller med stive opplegg, og Eurokodens peler) og skyldes flere faktorer, som ulik fordeling av utsparinger i veggskivene i tillegg til en heissjakt og noen andre skiver som ikke er helt symmetriske.



Figur 22 Første svingeform beste estimat

Andre svingeform er noe tilsvarende den første svingeformen, med bevegelse i x-retning. Denne har noe mindre torsjon da bygget har en mer symmetrisk utforming i denne retningen. Bygget har også en litt stivere oppførsel i denne retningen.



Siden oppleggene har svært ulik stivhet vil egenperiodene være svært forskjellige for de tre modellene. De tre ulike modellene oppnår alle effektiv modal masse på over 98% med tre moder:

Beste estimat				Løs sand			Fast sand		
Shape no.	T s	mx' %	my' %	T S	mx' %	my' %	T s	mx' %	my' %
1	0.508	0.0	97.5	1.013	0.0	95.5	0.410	0.0	98.6
2	0.465	99.5	0.0	0.940	99.9	0.0	0.378	99.1	0.0
3	0.437	0.0	1.7	0.910	0.0	4.3	0.347	0.0	0.0

Tabell 27 Moder og effektive modale masser i de tre ulike sandmodellene

Tabell 24 viser at byggets dynamiske egenskaper, som egenperioden, vil være svært følsomme for stivheten i massene som ligger i øverste lag. Dette vil også gjenspeile seg i etasjelastene og den totale skjærkraften på fundamentet:

Etasje	Beste estimat (kN)		Løs sand (kN)		Fast sand (kN)	
	x-retning	y-retning	x-retning	y-retning	x-retning	y-retning
1	2700	2416	1359	1231	3006	2942
2	2264	2034	1059	965	2655	2607
Skjærkraft på fundament	5270	4708	2584	2341	5992	5848

Tabell 28 Etasjelaster fra de ulike sandmodellene

Etasje	Retning	Skive nr.	Skivekraft Beste estimat ($\tan \varphi = 0,78$)	Skivekraft løs sand ($\tan \varphi = 0,39$)	Skivekraft fast sand ($\tan \varphi = 1,56$)
1	y	1	603	249	758
1	y	7	384	318	512
1	x	1	890	456	1103
2	y	1	731	380	876
2	x	3	472	220	555
2	y	9	365	185	492

Tabell 29 Sammenligning av skivekrefter ved tre ulike friksjonsvinkler i sanden.

7.5. Sammenligning av laster i pelene

Horisontallaster som jordskjelvlaster og vindlaster er svært ofte problematisk i forhold til peler i løs jord. Disse lastene kan være det som avgjør antall peler og valg av type peler.

Det er derfor interessant å ta ut lastene i de ulike pelemodellene, og sammenligne.

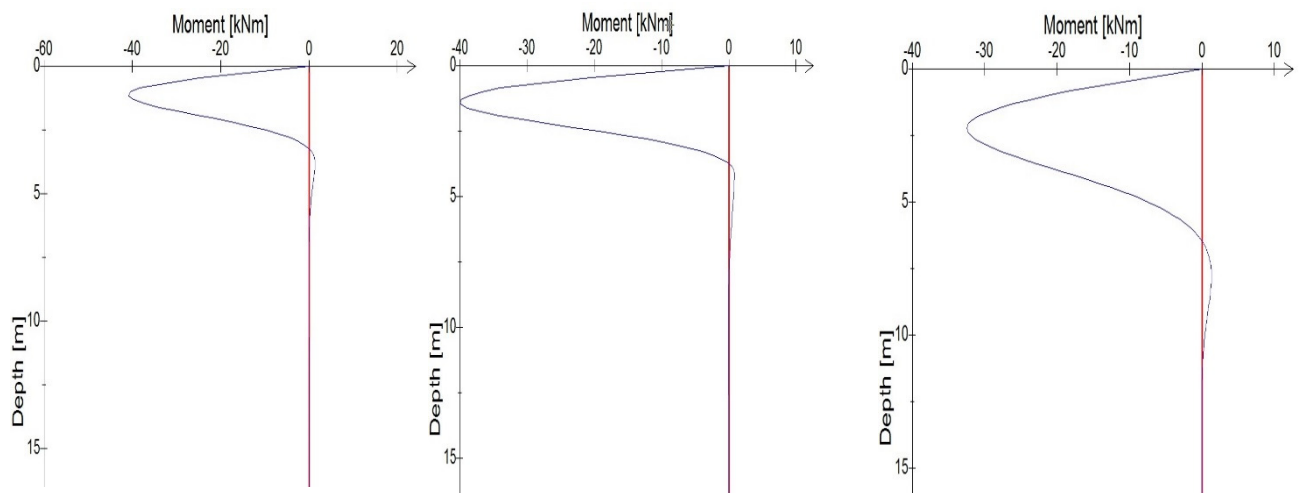
Modellene som er laget i denne oppgaven kan benyttes til å ta ut fundamentlastene fordelt på hvert enkelt pelehode. Dersom bygningen modelleres med stive opplegg, vil det føre til at fordelingen blir dårligere. En slik modellering vil ikke tillate noen forskyvning i pelehodene. Lastene blir altså fordelt etter stivheten i veggene/grunnmurene. I tillegg vil et fundament bestående av en enkelt pel ha like stor stivhet som fundamenter med flere peler. Dette bidrar til ekstreme laster i noen peler. En realistisk modell vil tillate noe forskyvning av pelehodene, og derfor noe translasjon i grunnmuren. Dette vil bidra til at fundamentlastene vil bli mer fordelt på pelehodene. Dette er også et nyttig bruksområde for en nøyaktig modellering av grunnens egenskaper.

Jordmodell	Mest lastet pel (kN)	Minst lastet pel (kN)	Gjennomsnittlig last per pel (kN)	Kapasitet (kN)	Utnyttelsesgrad
Løs sand	24,7	12,9	18,8	58	0,43
Beste estimat	53,2	13,5	42,2	95	0,56
Fast sand	66,5	11,2	52,2	149	0,45
Eurokodepeler	156,2	12,1	60,9	95	1,64
Stive opplegg	212	5	64,4	95	2,23

Tabell 30 Laster og utnyttelse av mest lastet pel i tre sandmodeller

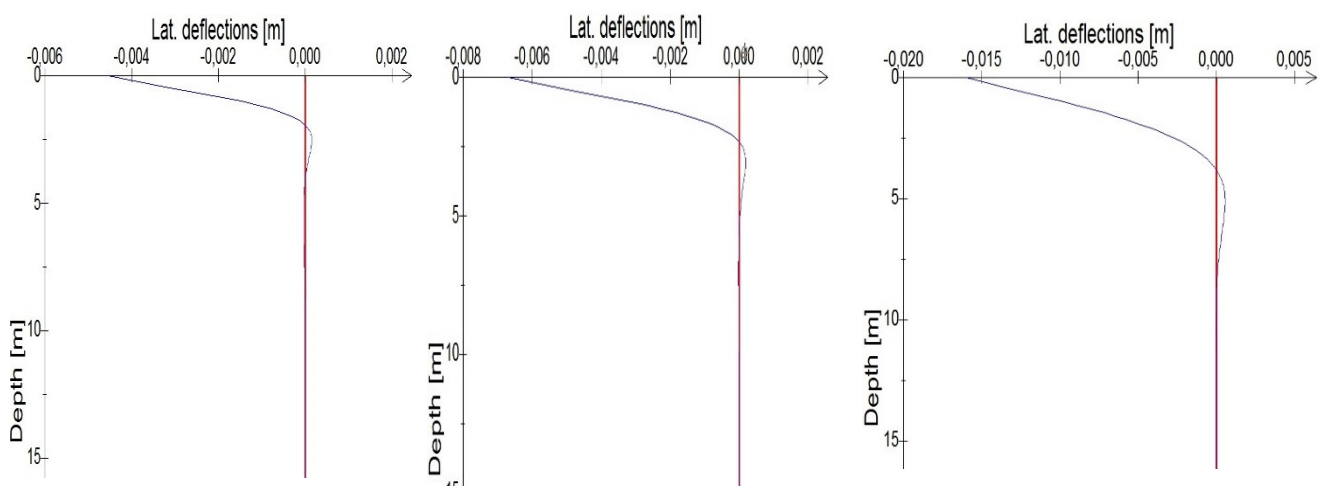
I beregning av utnyttelsesgrad i pelene i fast sand, og bløt sand ligger kapasiteten for den aktuelle jordmodellen til grunn. For modellen med stive opplegg og Eurokodepelene ligger kapasiteten fra beste estimat til grunn. Tabell 30 viser at gjennomsnittlig last i oppleggene er størst når oppleggene er modellert stive. Dersom tabell 15 sammenlignes med tabell 18 og 28, antyder dette at gjennomsnittlig last per pel burde være mindre for stive opplegg enn for Eurokode-peler. Lastene som her er hentet ut kommer fra de ulike lastkombinasjonene som er forklart i kapittel 2.2.2 og 2.4. Det er altså verste tilfelle for hvert enkelt pelehode.

Disse kombinasjonene er vist i vedlegg 1. Last og deformasjonsmønstre i pelene vil være ulike i de tre ulike sandmodellene. Det er derfor interessant å se hva slags deformasjoner som kan forventes og hvilket snitt som er kritisk med tanke på moment. Pelene med mest last i de tre ulike sandmodellene er derfor beregnet på nytt i GeoSuite. Momentdiagrammet langs pelen vil gi indikasjon på hvor det kritiske snittet vil befinne seg.



Figur 23 Sammenligning av momentdiagrammer. Fra venstre: Fast sand, beste estimat, løs sand

Modellene med fast sand og beste estimat gir veldig like maksimale momenter. Derimot er dette noe redusert for løs sand. Figur 23 viser også at maksimalt moment flytter seg nedover etter hvert som jorden blir mindre stiv.



Figur 24 Sammenligning av deformasjon i pel. Fra venstre: Fast sand, beste estimat, løs sand

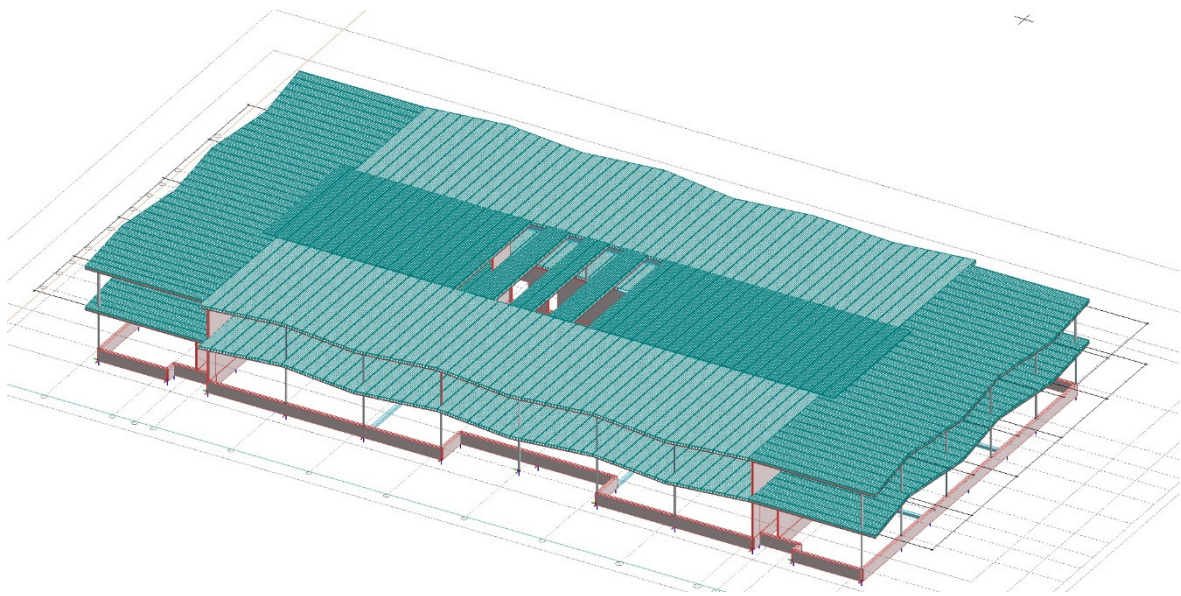
Som forventet vil pelene med lavest stivhet deformeres mest. Dette skjer selv om bygget har lenger egenperiode og derfor mindre fundamentskjær med denne jordmodellen. Resultater for deformasjoner bør ikke brukes ukritisk. Når lastene i FEM-design ble beregnet ble det benyttet en konstruksjonsfaktor q på 1,5. Resultater for deformasjoner bør derfor ikke antas å være eksakte, men kan være et greit overslag. En oversikt over lasten i alle pelene er vist i vedlegg 8.

8. Forslag til endringer av design og konsekvenser

Når byggets dynamiske egenskaper blir studert ble det oppdaget meget høye stivheter, som resulterer i meget korte egenperioder. Norconsult ytret derfor en interesse for å gjøre endringer i bygget for å oppnå bedre egenskaper med tanke på jordskjelv. I dette kapittelet vil det bli presentert resultater for stive opplegg, og med pelers modellert etter beste estimat. Det ble altså utført en ny iterasjonsprosess for å sørge for rett stivhet i pelene. For dimensjonering av bygget er det en av disse modellene som ville blitt lagt til grunn.

8.1. Endringer på bygget

For å forbedre egenskapene med tanke på jordskjelv ble bygget gjort mykere. Dette ble oppnådd gjennom å fjerne ytterveggene i første etasje og erstatte disse med et søyle-bjelkesystem. Ytterveggen vil bli utført som en ikke-konstruktiv trevegg. Med det menes det at den ikke tilfører bygget noen stivhet. Grunnmuren blir beholdt for å være opplegg for søylene.



Figur 25 Modell etter endringer

Pelestrukturen i disse beregningene er den samme som tidligere, og det er benyttet de samme stivhetskurbene som er beregnet i 7.3.2 og vist på figur 19. Når ytterveggen erstattes med et søyle-bjelke system vil lastene i disse pelene bli mindre, og samtidig vil

lastene bli større der veggene er beholdt. Det vil derfor være naturlig å også endre på strukturen, men dette er ikke gjort i denne oppgaven. Søylene er modellert leddet og vil derfor ikke tilføre stivhet til systemet. Valg av tverrsnitt er derfor ikke viktig med tanke på egenperioder. Det er likevel gjort et forsøk på å velge søyler som ligger i samme størrelsesorden som ved en virkelig design. Det ble laget bruddgrensekombinasjoner med lastene som allerede ligger i modellen (se tabell 6) ved hjelp av FEM-design sin lastkombineringsmodul. For søyler ble det benyttet firkantprofiler (180x180x10), og for bjelkene ble det brukt HE360A. Lastkombinasjonene vil være vist i vedlegg 7.

8.2. Resultater av endret bygg sammenlignet med opprinnelig bygg

Med et mykere bygg blir svingformene og egenperiodene endret. I modellen der pelene er modellert ble det benyttet tre moder for å oppnå tilstrekkelig modal masse. I modellen med stive opplegg var det nødvendig å benytte 20 moder.

Svingeform nr.	Beste estimat			Stive opplegg		
	T S	mx %	my %	T S	mx %	my %
1	0.575	0.0	26.0	0.165	89.5	1.8
2	0.551	0.7	73.0	0.159	2.5	71.8
3	0.547	98.6	0.0	0.142	0.0	14.2
10				0.096	0.0	0.8
11				0.093	0.0	1.0
15				0.090	0.0	0.5
16				0.089	0.0	1.3
19				0.085	0.5	0.0

Tabell 31 Moder og modale masser for bygget uten yttervegger

En sammenligning mellom tabell 10, 24 og 31 viser at egenperioden har økt en del. Dette viser at endringene som er utført på bygget hadde den effekten som ble forventet. For modell med peler antyder da responspekteret redusert skjærkraft ved fundament og mindre skivelaster:

Modell	Maks fundamentskjær X-retning (kN)	Maks fundamentskjær Y-retning (kN)
Opprinnelig modell, peler etter beste estimat	5270	4707
Redusert stivhet, peler etter beste estimat	4033	3835
Opprinnelig bygg, stive opplegg	4520	4335
Redusert stivhet, stive opplegg	5060	4444

Tabell 32 Sammenligning av fundamentskjær

Etasje	Retning	Skive nr.	Skivekraft mykere bygg (kN)	Skivekraft opprinnelig bygg (kN)	Skivekraft mykere bygg, stive opplegg (kN)	Skivekraft opprinnelig bygg, stive opplegg (kN)
1	y	1	Ikke relevant	603	Ikke relevant	400
1	y	7	546	384	312	204
1	x	1	1220	890	1712	1000
2	y	1	633	731	588	495
2	x	3	379	472	623	662
2	y	9	406	365	287	247

Tabell 33 Sammenligningstabell for skivekrefter

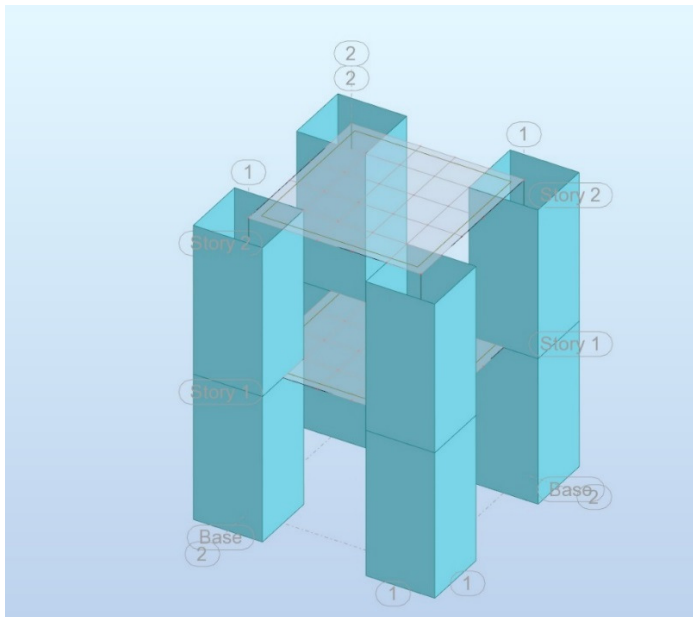
9. Tidshistorie analyser

Dersom svært høy nøyaktighet er et krav, er tidshistorieanalyser den beste måten å oppnå dette på. FEM-design har ikke muligheten til å utføre tidshistorieanalyser. Det er likevel gjort et forsøk på å si noe om nytteverdien for slike analyser i denne oppgaven. Til dette er dataprogrammet «Robot Structural Analysis Professional 2016» benyttet. Programmet er utviklet av Autodesk for beregning av lastvirkninger basert på elementmetoden. Versjonen som er benyttet er: 29.0.5650. Programmet ble valgt på grunn av at det er det eneste programmet som vanligvis er tilgjengelig for ingeniører i Norconsult som er i stand til å gjøre tidshistorieanalyser.

For å gjennomføre tidshistorieanalysen i Robot ble det laget en meget enkel modell som har omtrent tilsvarende dynamiske egenskaper som modellen i FEM-design med stive opplegg. Det vil si at de to modellene har tilsvarende masser og egenperioder.

9.1. Modellering

Modellen er har mål 5x5 meter. Begge dekkene har fått massetettheter som gjør at disse har samme masse som modellene i FEM-design. Beregningen for å oppnå dette er vist i vedlegg 9, og massene er hentet fra FEM-design. Egenperiodene for FEM-design modellen med stive opplegg var svært lik i begge retninger. Derfor ble fire kvadratiske søyler valgt for hvert av hjørnene. Disse har sider lik to meter. Deretter ble E-modulen til materialet justert til riktig egenperiode ble oppnådd. Parameterne som ble benyttet for å gi modellen de riktige egenskapene vil være gitt i tabell 34 og 35.



Figur 26 Modell i Robot

Egenskap	Dekke 1	Dekke 2
Høyde over bakken (m)	4,32	8,74
Areal (m²)	25	25
Last (kN/m²)	410,61	267,07

Tabell 34 Egenskaper dekker

Lasten som er lagt på dekkene kommer fra FEM-design modellen. Den skal representere tillegg for påstøp, fuging, nyttelast, snølast, takteking og lettvegger. Beregningen av disse lastene til Robot modellen er vist i vedlegg 9. Søylene har like egenskaper i første og andre etasje:

Egenskap	Søyer
Lengde sidekanter (m)	2
E-modul (MPa)	52000

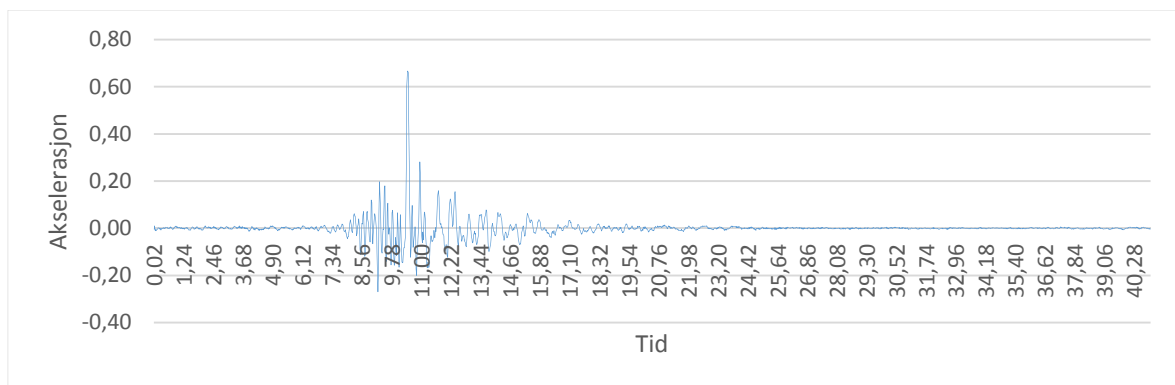
Tabell 35 Egenskaper søyer

Når det gjelder oppleggsbetingelsene er det kun kjørt en modell med stive opplegg. Dette grunnet at en så liten modell vil den kunne ha en global rotasjon om en av de horisontale aksene. Dette gjør at pelestivhetene ikke bare kan samles i de fire oppleggene. Modellen vil derfor ikke kunne representere modellen i FEM-design på en troverdig måte med

realistiske pelestivheter. Oppførselen er derimot relativt troverdig når det den har stive opplegg. Modellen i FEM-design på stive opplegg har kompliserte dynamiske egenskaper, med summasjon av veldig mange moder. Robotmodellen er tilpasset for å ha moder som tilsvarer de viktigste modene i FEM-design modellen. Siden resultatet som benyttes til sammenligning er skjærkraften på fundamentet vil det kunne forventes at resultatene er i samme størrelsesorden. Likevel vil modellene være noe ulike, og resultater bør derfor ikke sammenlignes ukritisk mellom modellene.

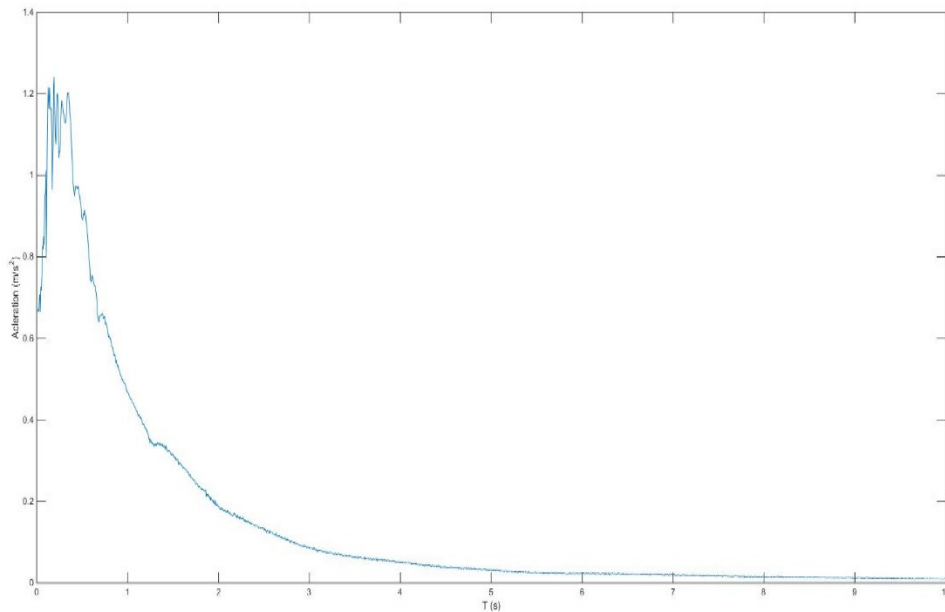
9.2. Tidshistorien

Tidshistorien som ble benyttet i denne oppgaven er av en slik karakter at den vil gi et responspekter som tilsvarer det som er benyttet ellers i oppgaven. Tidshistorien er generert av Amir Kaynia (veileder) for denne oppgaven og gir grunnens akselerasjon som funksjon av tid. Tidshistorien vil være knyttet til en bestemt retning. Ifølge Eurokoden (1) skal akselerogrammer som virker samtidig forutsettes å virke i begge horisontalretningene. Denne modellen er symmetrisk, og modene i x-retning vil derfor ikke være koblet med modene i y-retning. Dette gjør at det ikke er nødvendig å kjøre analysen i begge retninger.



Figur 27 Tidshistorien benyttet i denne oppgaven

Tidshistorien har en maksimal grunnakselerasjon på $0,667 \text{ m/s}^2$. For å verifisere at denne tidshistorien er egnet, ble responspekteret beregnet i Matlab:



Figur 28 Tidshistoriens responspekter med 5% demping

Gjennom en sammenligning mellom figur 28 og figur 2 kan tidshistorien verifiseres, og antas å gi god overenstemmelse i forhold til resultater.

9.3. Egenperioder

Egenperioden i robot modellen tilsvarer omtrent det som kom fra FEM-modellen. Beregningen inkluderer noe mer modal masse som gjør at denne skiller seg noe fra beregningen i FEM-design.

Mode	Stive opplegg	
	Periode	Relativ masse
1	0,14	89
2	0,14	7
3	0,07	0
4	0,04	4
5	0,04	0

Tabell 36 Moder robot modell

9.4. Beregninger i Robot basert på responspekter

For å gi et godt sammenligningsgrunnlag vil det bli utført en modal responspektrumanalyse på robotmodellen. For disse analysene vil det bli benyttet et tilsvarende responspektrum som det som ligger til grunn i FEM-design. Det vil bli benyttet konstruksjonsfaktor q på 1,5. Siden Robotmodellen er symmetrisk, vil resultatene bli de samme i alle retninger. Det som skjer i en retning vil derfor være uavhengig av hva som skjer i andre retninger. Modene vil ikke inneholde noe torsjon, og det er heller ikke nødvendig for å beregne en total skjærkraft på fundamentene.

Modell	Skjærkraft på fundamentet (kN)
Stive opplegg	5175

Tabell 37 Skjærkraft på fundamentnivå fra modal responspektrumanalyse

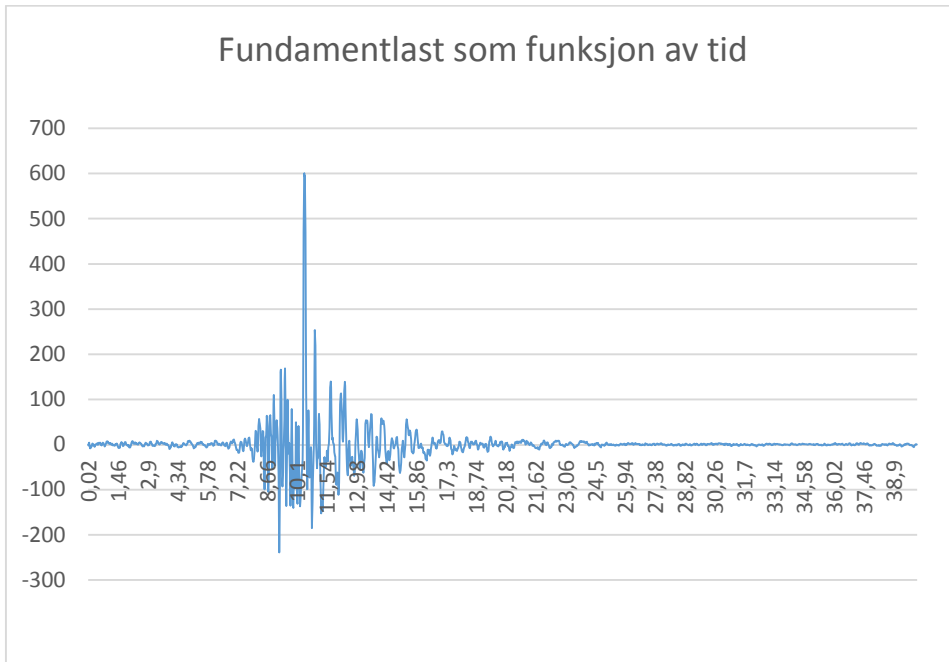
9.5. Beregning basert på tidshistorien

For tidshistorieanalysen ble det hentet ut maksimale laster i x-retning. Disse er vist i tabell 38.

Modell	Skjærkraft på fundamentet (kN)
Stive opplegg	2408

Tabell 38 Skjærkraft på fundament ved tidshistorieanalyse

Den totale skjærkraften på fundamentnivå fra tidshistorieanalysen er bare 46% av det som kommer fra responspektrumanalyses. Dette er et svært lavt resultat. Det kan være flere årsaker til dette. Studeres responspekteret til tidshistorien ser man at det ikke er en glatt kurve. Den kan gi svært ulike og ekstreme resultater for egenperioder som ligger svært tett. For å unngå slike ekstremverdier bør det benyttes flere tidsserier for så å trekke ut et gjennomsnitt. Eurokoden (1) sier at dersom det benyttes minst 7 ulike tidsserieanalyser, et gjennomsnitt av maksverdiene benyttes for design. Dette vil gi resultater som har mindre sannsynlighet for å skyldes tilfeldigheter.



Figur 29 Reaksjonskrefter i x-retning for et fundament som funksjon av tid

10. Diskusjon

10.1. Begrensninger og forenklinger

I denne oppgaven er det gjort mange forskjellige beregninger. Nivået av nøyaktighet og valg av forutsetninger varierer, og det er derfor presentert flere resultater. I dette kapitlet vil styrker og svakheter med de modellene vurdert i tillegg til konsekvenser ved valgene.

10.1.1. Tverrkraftmetoden med håndberegning

Denne beregningen er utført i kapittel 4.1 og 4.2. Beregningsgangen er basert på Eurokoden, og er den av beregningsmodellene i denne oppgaven som gir minst arbeidsmengde og størst forenklinger. I denne metoden er formel 2.17 benyttet. Denne er empirisk, og er kun en funksjon av valg av bæresystem og høyden på bygget. Valg av bæresystem er av stor betydning når det gjelder forholdet mellom stivhet og masse. Den andre parameteren er høyden. I denne formelen legges ikke faktisk stivhet og massefordeling til grunn. Den er basert på erfaringer fra tidligere bygg, og skal gi konservative resultater i de fleste tilfeller. Dette bygget er lavt og stivt, spesielt i første etasje, og formelen gir en noe lang egenperiode. Studeres responspekteret i figur 2, sees det at egenperioden fra formelen (0,255 sekunder) gir den største verdien av responspekteret. Dette vil altså være en konservativ, og trygg antakelse.

Når det gjelder metoden som benyttes for å fordele kreftene på de ulike skivene, forutsetter dette et uendelig stivt dekke. Figur 7 og 8 viser at skivene i byggets gavler (skive 1 og 10 i første etasje i y-retning) ikke er kontinuerlige. Forutsetningen om et uendelig stivt dekke vil da være under veldig stort press, og er antakeligvis en dårlig tilnærming. I y-retning fører antakelsen til meget store skjærkrefter i dekket mellom skive 1 og 6, og tilsvarende mellom 9 og 10. Alle skivekreftene som kommer fra skive 1 og 10 må gå gjennom dekket. Grunnen til at beregningen likevel er utført på denne måten er at det er en vanlig brukt tilnærming i andre tilfeller, og har interessante konsekvenser. I denne metoden er også en del skiver ekskludert. Dette er gjort av hensyn til arbeidsomfanget av beregningen. Skiver med store utsparinger er ansett som lite stive. I tillegg er heissjakten ekskludert for å gi et symmetrisk bygg. Selv om skivene ikke blir «brukt» til å bære lasten i jordskjelvberegningen, vil disse skivene ta noen laster. Det vil altså kunne oppstå krefter

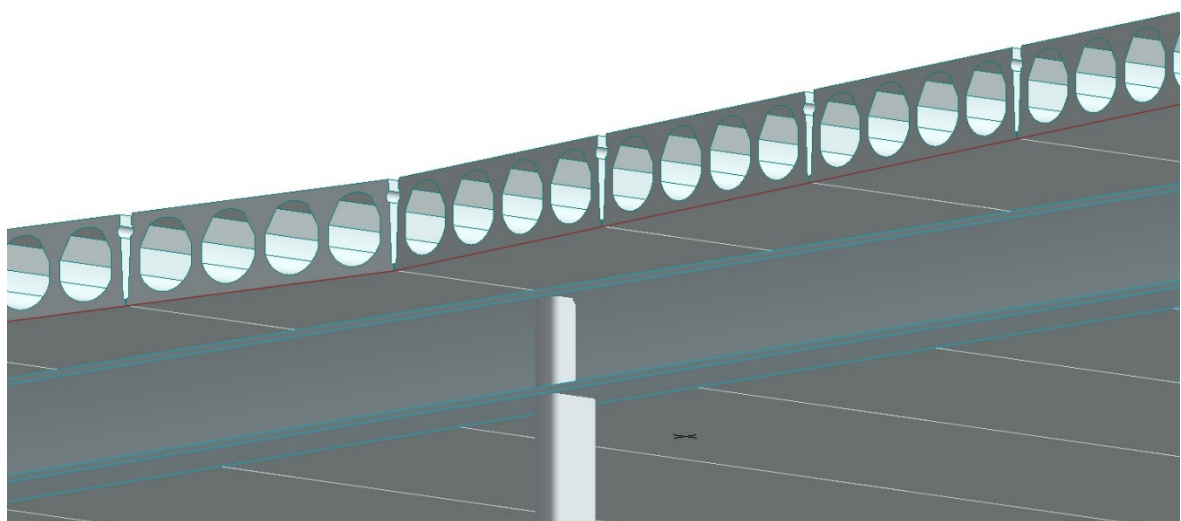
på steder som ikke er beregnet for det. Likevel vil man kunne verifisere at bygget har global kapasitet tilstrekkelig til å tåle jordskjelvlastene.

10.1.2. Modeller i FEM-design

I beregningene som er gjort på modeller i FEM-design er det nødvendig å skille mellom de ulike måtene grunnen er modellert på. Alle forenklinger som gjelder bygget og ikke fundamenteringen, vil være nevnt i kapittel 10.1.2.1, og vil ikke bli gjentatt. Kapittel 10.1.2.2 dreier seg om forenklinger med tanke på hvordan pelene og grunnen er modellert i de ulike jordmodellene.

10.1.2.1. *Modell på stive opplegg*

Modellen på stive opplegg er utviklet for å ligge så nært den faktiske konstruksjonen som mulig. Det er likevel nødvendig å gjøre noen forenklinger som bør nevnes. Når en modell produseres i et FEM-program (for eksempel FEM-design eller Autodesk Robot) gjøres noen tilpasninger i modellen. Det er for eksempel ikke vanlig å modellere bjelker og plater som volumelementer. For plater er det vanlig å bruke plateelementer som ikke har noen tykkelse, og for bjelker bruker man bjelkeelementer som bare er en linje. Stivhet og masse på grunn av tykkelse er ivaretatt i elementets egenskaper. Derimot skaper en slik tilnærming noen forenklinger når det gjelder koblinger for eksempel mellom etasjer. Valg av plassering av systemlinjene kan ha noe påvirkning på bygningens egenskaper.



Figur 30 Kobling søyle/bjelke/dekke

Systemlinjen for denne etasjen er altså plassert i underkanten av dekket. Det vil si at dekkets tykkelse ligger over, og bjelkens høyde ligger under. Søylene i andre etasje vil da ha en lengde som går fra underkant av dekket over første etasje til underkant av dekket over andre etasje, slik som vist på figur 30. Dette gir for stor lengde på søylene. Søylene er modellert som pendelsøyler og tilfører derfor ingen sideveis stivhet. Veggene har samme problem med høyde som søylene og vil være utsatt for den samme effekten av kunstig økt høyde. Dette bidrar til å redusere stivheten noe. I tillegg gir dette noe høyere mengder, siden konstruksjonsdelene vil være større enn de faktisk er. Dette fører til økt masse. Disse tingene vil gjøre at man overestimerer egenperioden noe. Likevel er det samme modell som er benyttet i alle beregningene, og dette burde ikke ha noen større betydning for ulikhetene mellom beregningsmetodene. Det vil derimot gi små feil i beregningen av lastene.

Innvendig i bygget er det en rekke lettvegger. Disse vil tilføre bygget noe stivhet. Denne stivheten er derimot antatt neglisjerbar sammenlignet med stivheten fra betongveggene. Lettveggene vil derimot tilføre noe masse, og det er benyttet et erfaringstall fra Norconsult på 50 kg/m^2 . Det samme er gjort for taktekkingen. For fugingen er det også brukt et slikt erfaringstall. I alle beregningene er det brukt nøyaktig de samme forenklingene, og det burde derfor ikke ha betydning for resultatene.

10.1.2.2. Modeller med pelar

Når pelene skal inn i beregningen er det også nødvendig å gjøre noen forenklinger. Det henvises til figur 11 for oversikt over hvordan koblingen mellom pel og grunnmur er utført. Terrengnivået rundt bygningen ligger i samme høyde som toppen av grunnmuren. Grunnmuren er derfor omgitt av komprimerte sand/grusmasser på begge sider. Dette er ikke hensyntatt i modellen av flere grunner. En eksakt beregning av en slik konstruksjon kan være krevende. En måte å gjøre det på er å finne en stivhet av sanden, og modellere det som en form for fjæropplegg. I virkeligheten ville dette området også ha en vibrerende masse. Resultatene av en modell hvor denne stivheten er ivaretatt, vil ha store likhetstrekk med modellen på stive opplegg. Et mål med oppgaven var å se på effekten av pelefundamenteringen og dette hadde ikke blitt oppnådd dersom disse aspektene hadde vært inkludert. Dette betyr at konstruksjonens stivhetsegenskaper både for Eurokodens 82

pelers og for ikke-lineære pelers basert på API, ikke er helt korrekt. Dersom terrengnivået var på høyde med toppen av pelehodet ville dette vært en god tilnærming for design.

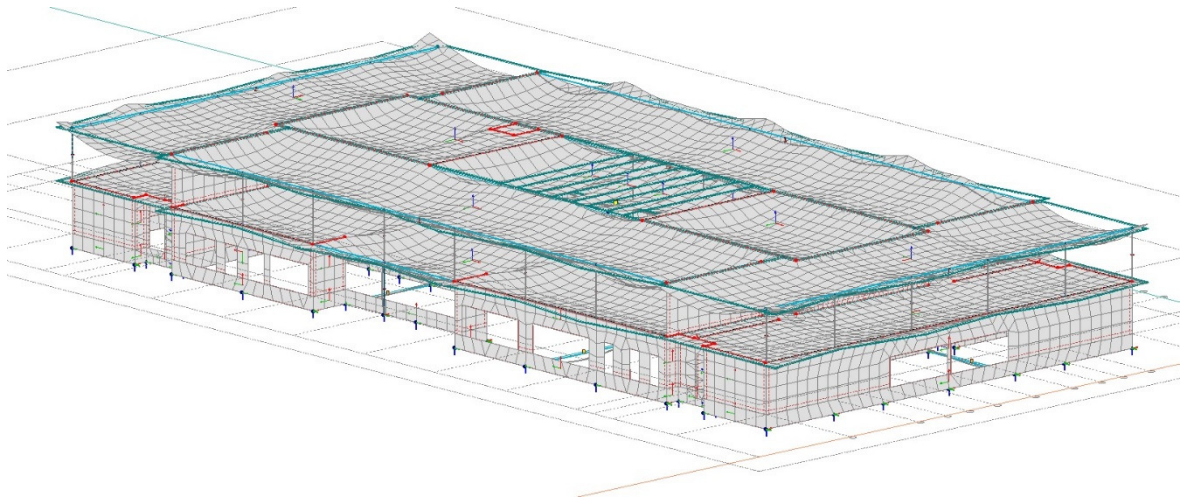
Eurokoden (6) oppgir pelestivheten med en rotasjonsfrihetsgrad og en horisontalfrihetsgrad. Det betyr at stivheten som er oppgitt for horisontalfrihetsgraden forutsetter fastholding av rotasjonsfrihetsgraden. Koblingen mellom pelehodet og grunnmuren overfører ikke moment. Det ble likevel antatt at denne koblingen overfører moment for å kunne benytte Eurokodens pelers. Dette er et resultat av forutsetningene for stivhetsmatrisen oppgitt i Eurokoden (6). Konsekvensen for dette bygget vil være at stivheten i pelene blir for stor. For de aller fleste bygg, inklusive dette, vil dette være konservativt. Dersom pelene støpes inn i enten en plate eller er koblet på en måte som overfører momenter, vil dette derimot være en god tilnærming.

10.1.3. Modeller i Robot

Modellen som ble utviklet i Autodesk Robot er en veldig enkel representasjon av en bygning som kan minne om Levanger ungdomsskole. Modellen er symmetrisk og har samme egenskaper i x og y-retning. Det er ikke vurdert utilsiktet torsjon fordi dette ikke ville hatt betydning i beregning av skjærkraft ved fundamentnivå. Beregningen er utført med en tidshistorie, noe som gjør at vibrasjoner i ulike moder kan kansellere eller forsterke hverandre. Dette kan gi veldig store eller veldig små responser. Dersom design skal utføres bør derfor beregningen utføres på bakgrunn av flere tidsserier.

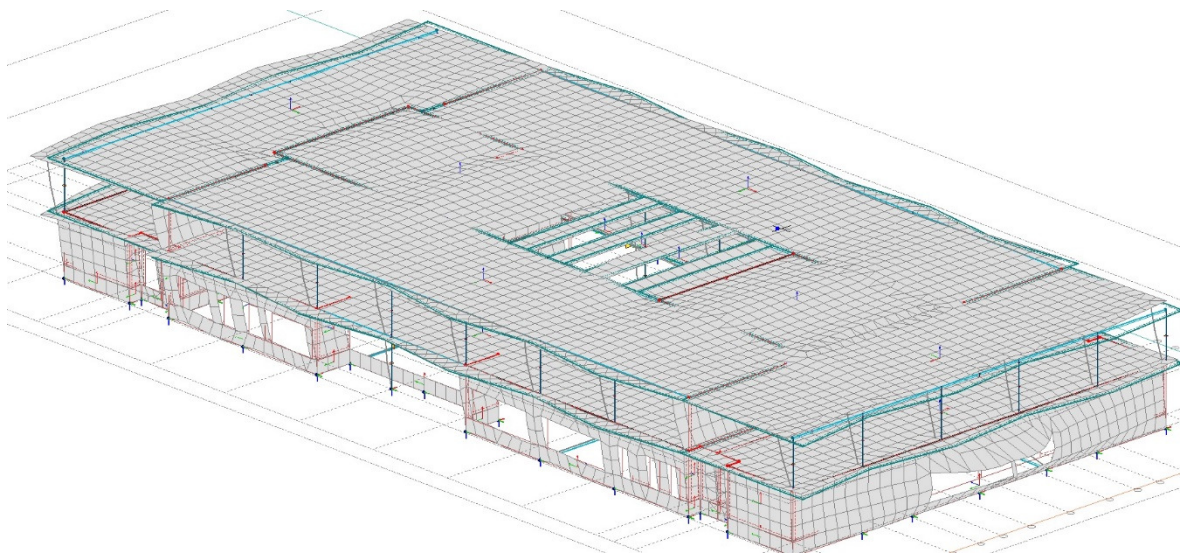
10.2. Vurdering av resultater fra modellene i FEM-design

For å vurdere resultatene er det viktig å kontrollere at modellen har en korrekt oppførsel som samsvarer med det som er forventet av en slik konstruksjon. Siden alle FEM-Designmodellene egentlig er modifiserte versjoner av et utgangspunkt, vil en kontroll av denne si mye om kvaliteten på alle modellene. Modellen kontrolleres ved å sjekke at deformasjonene ved automatisk generert egenlast er rimelige. Dersom egenlasten bæres slik den var tenkt å bæres, er det sannsynlig at modellen fungerer bra.



Figur 31 Deformasjoner med automatisk egenlast

Kontrollen av deformasjoner gir resultater som forventet, og det ble ikke oppdaget noen grunn til å tvile på modellen. For å kontrollere at bygningen har en rimelige jordskjelvegenskaper, bør også de viktigste modene sjekkes.

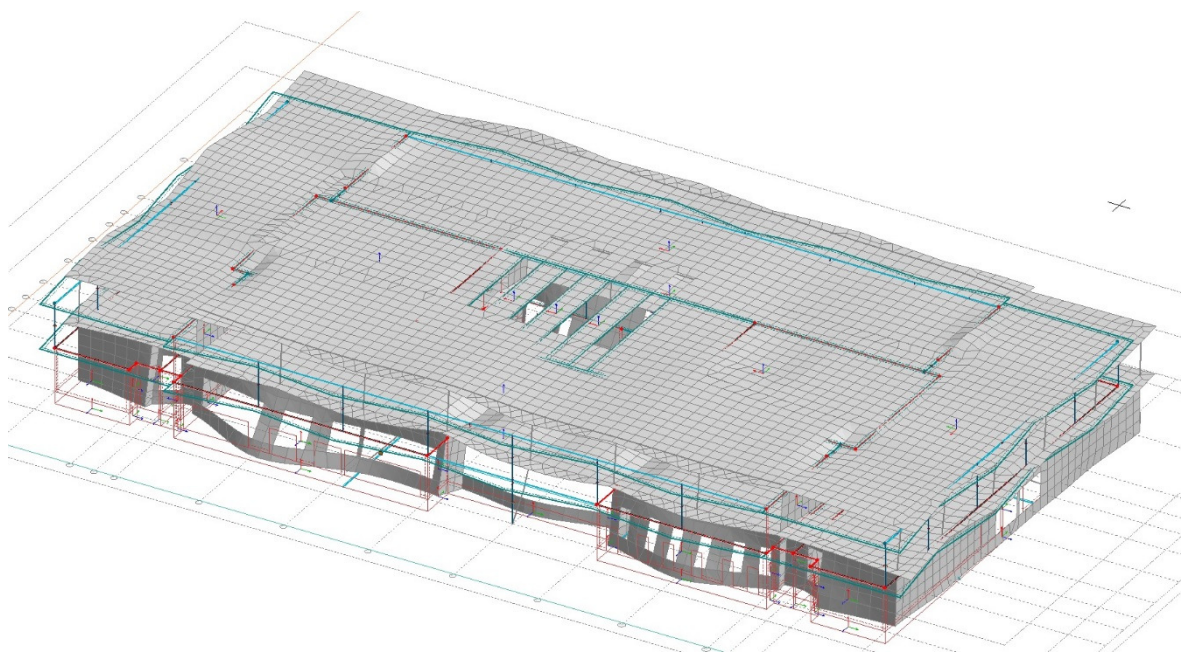


Figur 32 Mode med 74.1% modal masse i x-retning

Figur 32 viser den viktigste moden for svingninger i x-retning. Den modale massen i y-retning er fordelt på flere ulike moder. Dette kommer av at en del lange tunge vegger har utstrekning i x-retning, og vil derfor ha lav stivhet i y-retning. Disse vil svinge med lave frekvenser, og mange av de laveste egenfrekvensene vil komme av dette. Modene i y-retning har også en tendens til å være noe lokale, som også er et resultat av store stivheter

som forhindrer bygget i å svinge globalt. Dette gjør det vanskelig å oppnå kravet om tilstrekkelig modal masse i y-retning. Beregningen er likevel av tilfredsstillende kvalitet i henhold til eurokoden.

Forutsatt at modellen fungerer som den skal på stive opplegg, vil feilkildene i modellene med peler være knyttet til stivheten som blir tildelt fundamentene. Dette ble håndtert ved å ta utskrift av reaksjonene i alle i alle fundamentene. Reaksjonskreftene ble tatt inn i Excel og sortert der, og hvert fundament fikk sin stivhet. Feilkilden ligger i antall iterasjoner som ble utført, og at pelen ble delt inn i grupper med bredde på 5 kN. Når pelene blir tatt inn i modellen, enten det gjelder Eurokodens peler eller ikke-lineære API-peler, forventes en annen oppførsel. Oppleggene er mykere sammenlignet med resten av bygget, og det er derfor naturlig å forvente moder med større modal masse og lengre egenperiode.



Figur 33 Første mode med API peler, basert på beste estimat. Egenperiode på 0.508 sekunder.

10.3. Diskusjon av resultater

10.3.1. Tverrkraftberegninger

Et sammendrag av skivekrefter som er beregnet basert på tverrkraftmetoden er vist i tabellen under:

Etasje	Retning	Skive nr.	Håndberegning (kN)	FEM-design lineær form (kN)		FEM-design reell form (kN)	
1	y	1	1681	689	41%	508	30%
1	y	7	447	253	57%	253	57%
1	x	1	2151	1300	60%	1322	61%
2	y	1	714	850	119%	620	87%
2	x	3	1031	798	77%	869	84%
2	y	9	714	279	39%	327	46%
SUM			6738	4169	62%	3899	58%

Tabell 39 Sammenligning av resultater av tverrkraftmetoden

Prosentandelene som er vist er FEM-design-verdiene som andel av håndberegningens skivekrefter. Det er også beregnet en sum av alle kreftene i hver modell, og benyttet samme type andeler. Når resultatene fra FEM-design (både reell og lineær form) sammenlignes med resultatene for håndberegningen ser man i tabell 39 at kreftene er betydelig mindre ved bruk av FEM-design. Årsaken til dette kommer nok av at FEM-design fordeler lasten på alle skivene, mens i håndberegningen er det bare noen skiver som er «brukt» til å bære lastene. I tillegg vil fordelingen av kreftene være påvirket av antakelsen om et uendelig stivt dekke. For at denne antakelsen skal være passende, må dekket ha stor stivhet sammenlignet med veggskivene. Å fordele lasten på flere skiver vil være gunstig. Dette vil grunnet minimumskrav til armering ofte vil gi tilstrekkelig kapasitet til å ta opp disse lastene uten å gjøre tiltak. Tabell 39 viser også at det er betydelige forskjeller på skivelaster som kommer fra en lineær form og en reell svingeform. Etasjelastene er noe ulikt fordelt, og det er ikke noe opplagt valg av svingeform i y-retning. Det ser ut til at skivelastene som kommer fra reell svingeform er mindre enn skivelastene fra lineær form. Denne forskjellen er vanskelig å forklare, men det kan se ut til at den reelle svingeformen fordeler kreftene mer likt på skivene.

Etasje-laster	Håndregning	Lineær form				Reell form			
		X og Y (kN)	X (kN)	Andel %	Y (kN)	Andel %	X (kN)	Andel %	Y (kN)
1. Etasje	2281	2248	98,6	2234	97,9	2049	89,8	2234	97,9
2. Etasje	3393	3532	104,1	3512	103,5	3775	111,2	3512	103,5
Total skjærkraft	5674	5862	103,3	5828	102,7	5862	103,3	5828	102,7

Tabell 40 Sammenligning av etasjelaster fra tverrickkraftmetoden

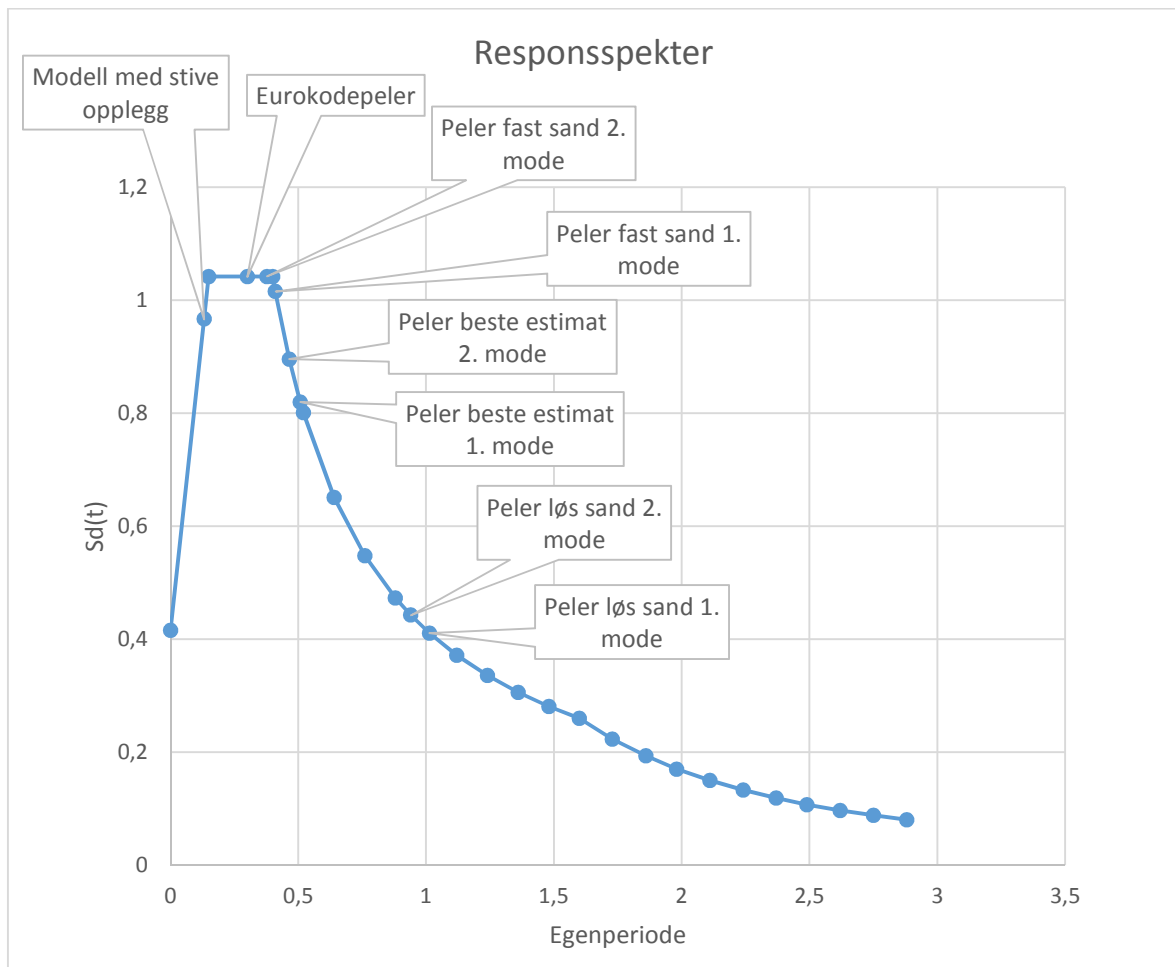
Andelene som er beregnet i tabell 40 er andeler av etasjelasten i håndberegningen. Dette viser at det ikke er store avvik i beregnet etasjelast, og den store forskjellen i skivelaster kan derfor kun skyldes at det er benyttet få skiver til å bære lasten, i tillegg til fordeling av kreftene. Dette viser at formel 4.1 ikke bør benyttes ukritisk. Den mest synlige konsekvensen kan sees ved å studere kreftene i skivene som utgjør kortveggene i første etasje.

Skjærkraften på fundamentet vil være den samme for lineær form og for reell form. Tabellen viser at modellene i FEM-design vil gi større skjærkraft på fundamentet enn håndberegningen, til tross for at denne modellen har lavere verdi fra responsspekteret. Dette kommer av at massen i håndberegningen er knyttet til et av planene. Med det menes at massen knyttet til dekket over første etasje inkluderer halve veggen over og halve veggen under dekket. For dekket over andre etasje er halve veggen under dekket inkludert. Dette fører til at massen av halve veggen i første etasje ikke er inkludert. Egenperioden fra FEM-design (0,141-0,145 sekunder) ligger svært tett opp til toppen av responsspekteret som vil inntreffe for perioder mellom 0.15 og 0.4 sekunder (ifølge tabell 3). Dette fører til at effekten av lenger egenperiode i håndberegningen ikke har så stor påvirkning, sammenlignet med at FEM-design modellen har større masse.

10.3.2. Beregninger med modal responsspektrumanalyse

Resultatene fra beregningene med modal responsspektrumanalyse for bygget i sin opprinnelige form er utført i kapittel 6.2 og 7. I disse kapitlene er det mange faktorer som

er behandlet, og mange modeller som skal sammenlignes mot hverandre. Et mål for oppgaven var å tallfeste fordelene med å gjøre en modal responspektrumanalyse sammenlignet med å gjøre en håndberegning basert på tverrkraftmetoden.



Figur 34 Egenperioder vist i responspekter

I responspekteret i figur 34 ser man det som er forventet av slike beregninger som er utført i denne oppgaven. Når bygningen er modellert på stive opplegg vil den ha en så stiv oppførsel at en liten økning i egenperioden vil gi større krefter. De andre modellene har mykere oppleggsbetingelser og har derfor lengre egenperioder. For Eurokodepelene og modellen med peler i fast sand gir dette større responser sammenlignet med modellen på stive opplegg, ifølge figur 34. De resterende modellene har lengre egenperioder, og ut i fra responspekteret forventes da mindre responser.

	Stive opplegg	Eurokodepeler		Beste estimat		Bløt sand		Fast sand	
Skjærkraft på fundamentnivå i x-retning	4520 kN	5841 kN	129 %	5270 kN	117 %	2584 kN	57%	5992 kN	132 %
Skjærkraft på fundamentnivå i y-retning	4335 kN	5810 kN	134 %	4707 kN	109 %	2341 kN	54%	5848 kN	135 %

Tabell 41 Sammenligning av skjærkraft på fundamentnivå. Resultatene er presentert både som faktisk last, og som andel av lasten for stive opplegg.

Resultatene presentert i tabell 41 motsier forventningene fra responspekteret. Til tross for lenger egenperiode og lavere dimensjonerende akselerasjon fra responspekteret, viser mange av modellene større skjærkraft på fundamentet. Dette kan ha flere årsaker. For modellen på stive opplegg var det utfordrende å finne tilstrekkelig modal masse. I beregningen er det derfor benyttet 22 moder (vist i tabell 10). Disse ble kombinert etter summasjonsregelen CQC. Denne summasjonsregelen skal benyttes dersom modene ligger tett sammen (kravet er vist i ligning 2.77). Ifølge Chopra (2) vil det vanligvis være for konservativt å summere maksverdiene for hver enkelt mode. Grunnen til dette er at det er lite sannsynlig at maksverdiene fra hver enkelt mode vil skje samtidig. For å ta hensyn til dette og redusere nivået av overkonservatisme benyttes CQC for bygninger med lite spredning i egenperiodene, og SRSS for bygninger med god spredning av moder. Siden det er lite sannsynlig at modene vil ha sine maksverdier samtidig, kan det føre til reduserte laster dersom man har responsen spredd på flere moder.

Svingeform nr	Eurokodepeler			Beste estimat			Bløt sand			Fast sand		
	T (s)	mx (%)	my (%)	T (s)	mx (%)	my (%)	T (s)	mx (%)	my (%)	T (s)	mx (%)	my (%)
1	0.302	0.0	96.0	0.508	0.0	97.5	1.013	0.0	95.5	0.410	0.0	98.6
2	0.275	96.6	0.0	0.465	99.5	0.0	0.940	99.9	0.0	0.378	99.1	0.0
3	0.247	0.0	0.0	0.437	0.0	1.7	0.910	0.0	4.3	0.347	0.0	0.0

Tabell 42 Sammenligningstabell for modene i de ulike modellene

I tabell 42 ser man at modellene på peler har svært dominante moder. Nesten all massen svinger altså i en retning på grunn av en bestemt mode. Det er altså ingen statistisk usikkerhet i om modene vil ha maksverdi samtidig.

	Stive opplegg	Eurokode-peler	Beste estimat	Bløt sand	Fast sand
Summen av modale masser i x-retning	92,7%	96%	99,5%	99,9%	99,1%
Summen av modale masser i y-retning	89,4%	96,6%	99,2%	99,8%	98,6%

Tabell 43 Modale masser inkludert i beregningen

En annen årsak til at modellen på stive opplegg gir mindre skjærkraft på fundamentet er den totale massen som svinger. I en jordskjelvsituasjon kommer kreftene av at byggets masse svinger. I tabell 43 vises det at det er noe mindre masse som svinger i modellen med stive opplegg sammenlignet med de andre modellene. Manglende masse vil resultere i underestimerte laster. Selv om analysen av modellen på stive opplegg er gjort ved hjelp av svært mange moder ble det ikke funnet mer modal masse. Siden den eneste forskjellen på modellene er stivheten i oppleggene finnes det ikke feilkilder i selve modelleringen. Dette betyr at forskjellene på beregningen vil være mengde modal masse som er inkludert, egenperioder og summering av moder. På grunn av dette forventes det at dersom det gjøres en beregning basert på tverrkraftmetoden på modellene, vil det gi resultater som samsvarer med det som forventes ut i fra responspekteret. Grunnen til dette er at tverrkraftmetoden antar hundre prosent masse i begge modellene, og at det ikke benyttes noen summasjonsregel. I et forsøk på å vise dette er det gjort en tverrkraftberegning av modellen med peler etter beste estimat. Denne sammenlignes med modellen på stive opplegg.

Retning	Beste estimat		Stive opplegg	
	Last (kN)	Egenperiode (s)	Last (kN)	Egenperiode (s)
X-retning	5295	0,465	5862	0,142
Y-retning	4799	0,508	5828	0,141

Tabell 44 Sammenligning mellom tverrickraftmetoden brukt på modell med peler etter beste estimat, og modell med stive opplegg.

Tabell 44 viser at ved hjelp av tverrickraftmetoden, vil responsen samsvare med det som er forventet. Det antyder at det som er nevnt over kan spille en rolle i hvorfor resultatene blir slik de blir. Modellen på stive opplegg er en svært stiv konstruksjon. Bygget har et system med grunnmurer og bunndragere som gir et veldig stivt fundament. Det finnes også mange stive betongvegger både i første og andre etasje. Bygget har koblede hjørner, som er modellert leddet, men som likevel bidrar til stor stivhet i konstruksjonen. Dette gjør at det er vanskelig å finne globale moder med mye masse. Mange av modene er moder der enkeltvegger eller enkeltsøyler vibrerer. Dette gjør at det blir svært mange vanskelig å finne nok masse. I tillegg vil et bygg som er så lavt og så stivt gi svært korte egenperioder. For et høyere bygg med lengre egenperioder vil det være forventet å ligge over toppen av responspekteret. Da vil modeller med peler trekkes mye lengre nedover i responspekteret og gevinsten vil bli mye større.

Etasje	Retning	Skive nr	Stive opplegg (kN)	Eurokode-peler (kN)		Beste estimat (kN)		Bløt sand (kN)		Fast sand (kN)	
			Last (kN)	Last (kN)	Andel (%)	Last (kN)	Andel (%)	Last (kN)	Andel (%)	Last (kN)	Andel (%)
1	y	1	400	746	186,5	603	150,8	249	62,25	758	189,5
1	y	7	204	415	203,4	384	188,2	318	155,9	512	251
1	x	1	1000	1091	109,1	890	89	456	45,6	1103	110,3
2	y	1	495	816	164,8	731	147,7	380	76,8	876	177
2	x	3	662	586	88,5	472	71,3	220	33,2	555	83,8
2	y	9	247	505	204	365	147,8	185	74,9	492	199,2
Sum			3008	4159	138,3	3445	114,5	1808	60,1	4296	142,8

Tabell 45 Sammenligningstabell skivekrefter. Andelen er i forhold til modellen på stive opplegg

Dersom man benytter tverrkraftmetoden til å utføre beregningene, vil denne antakeligvis enten bli utført i et regneark eller utført i en ren håndberegning. Det er lite vanlig at tverrkraftmetoden blir utført i for eksempel FEM-design. Det er derfor naturlig å sammenligne en modal analyse på stive opplegg med tverrkraftmetoden utført for hånd. Modal responspektrumanalyse gir da 20,3 % mindre skjærkraft på fundamentet i x-retning enn håndberegningen gir. Dette skyldes til dels forenklinger i håndberegningen. Massen som er beregnet i håndberegningen er mindre enn massen som er beregnet i FEM-design. Dette ville gitt mindre skjærkraft i håndberegningen. En annen årsak er egenperioden. Her gir håndberegningen lengre egenperiode, og vil ifølge responspekteret gi større respons. Denne forskjellen er ganske liten, siden modellen på stive opplegg har en egenperiode som ligger svært nær toppen av responspekteret. Årsaken til den store forskjellen kan også ligge i de samme effektene som er forklart over med tanke på masse og summasjonsregel. Ser man på kreftene i skivene er det enda større forskjell. Summen av skivekreftene i modal responspektrumanalyse er 55% mindre enn for håndberegningen. Her er det ytterligere en faktor som gjør at forskjellen blir så stor. Det at håndberegningen ekskluderer så mange skiver gir denne effekten. Dersom man benytter tverrkraftmetoden utført i et FEM-program unngås forenklingen med ekskluderte vegger. Da står man igjen med forenklinger i tverrkraftmetoden. Summen av skivekreftene i modal responspektrumanalyse er 28% mindre enn ved tverrkraftmetoden med lineær form. Dette forteller at nivået av konservatisme blir betydelig lavere med modal responspektrumanalyse.

Å utføre en tverrkraftberegning i FEM-design vil kreve at en komplett modell utvikles. Dette utgjør mesteparten av tidsforbruket i en jordskjelvberegning, og det resterende arbeidet dreier seg om lastkombinering i tillegg til tildeling av masser. Det må også defineres et responspekter. Dette arbeidet er det samme uansett valg av beregningsmetode. En modal responspektrumanalyse vil kreve at det beregnes flere moder og at flere moder tas med i jordskjelvberegningen. Det blir derfor noe mer kjøretid. Likevel vil forskjellen i tidsbruk på de to beregningene være neglisjerbar. Gevinsten av å gjøre modal responspektrumanalyse i stedet for tverrkraftmetoden i FEM-design vil derfor kunne hentes ut uten noen ulemper.

For alle modellene som inkluderer pelar, utenom modellen med løs sand, ble det funnet større krefter enn for modellen med stive opplegg. Når Eurokodepelene er inkludert i modellen gir dette en økning i skjærkraft på fundamentnivå på 29,2% i x-retning sammenlignet med modellen på stive opplegg. Dette fører til en økning i skivekrefter på 38,3% for summen av de utvalgte skivene i tabell 45 sammenlignet med stive opplegg. Eurokodepelene blir ofte ansett for å gi for store stivheter. De tar ikke med pelehodet som er støpt på toppen av pelene, og vil heller ikke representere koblingen mellom pel og grunnmur riktig. I tillegg har de lineær oppførsel. En ikke-lineær beskrivelse av stivheten til pelene basert på API løser disse problemene. Med pelar etter beste estimat ble skjærkraften på fundamentet redusert med 9,77% sammenlignet med Eurokodepelene. Det ble likevel en økning på 17% sammenlignet med modellen på stive opplegg, noe som gjenspeiler seg i skivekreftene. Ser man på summen av skivekreftene i tabell 45 finner man en økning på 14,5% sammenlignet med stive opplegg men 20,7% mindre enn for eurokodepelene. Årsaken til reduksjon sammenlignet med Eurokodepelene er en mykere oppførsel i fundamentet, og derfor lengre egenperiode. Betydningen av rotasjonsstivhet i pelehodet er av begrenset betydning, noe som begrunnes med et langt og lavt bygg som har svingeformer preget av horisontal forskyvning i fundamentene. En «global rotasjon» blir forhindret av aksialstivhet i pelene. Dette fører til at det ikke er særlig mye rotasjon i bunnen av grunnmuren. En slik rotasjonsstivhet vil derimot ha stor innvirkning på horisontalstivheten som er beregnet i GeoSuite. Mangelen på rotasjonsfastholding er en medvirkende årsak til at Eurokodepelene gir så mye større stivhet enn de ikke-lineære pelene i modellen for beste estimat.

Ved å studere de ulike sandmodellene som er vist i kapittel 7.4 sees betydningen av de geotekniske parameterne på bygget. Ved en reduksjon i stivheten i sanden ble det funnet så godt som en dobling av egenperioden (se tabell 42) sammenlignet med beste estimat. Selv om dette representerer en ekstrem situasjon med tanke på friksjonsvinkelen er dette et interessant funn. I tabell 45 ser man en reduksjon i summen av skivekreftene på 47% sammenlignet med beste estimat. I tillegg viser tabell 30 at utnyttelsesgraden i pelene faktisk går ned. Dersom man designer pelene etter reaksjonskraften i fundamentet med stive opplegg gjøres en svært konservativ beregning. Dette begrunnes med at stivhetsreduksjonen i pelene ikke utnyttes. Disse resultatene antyder at dersom man har en

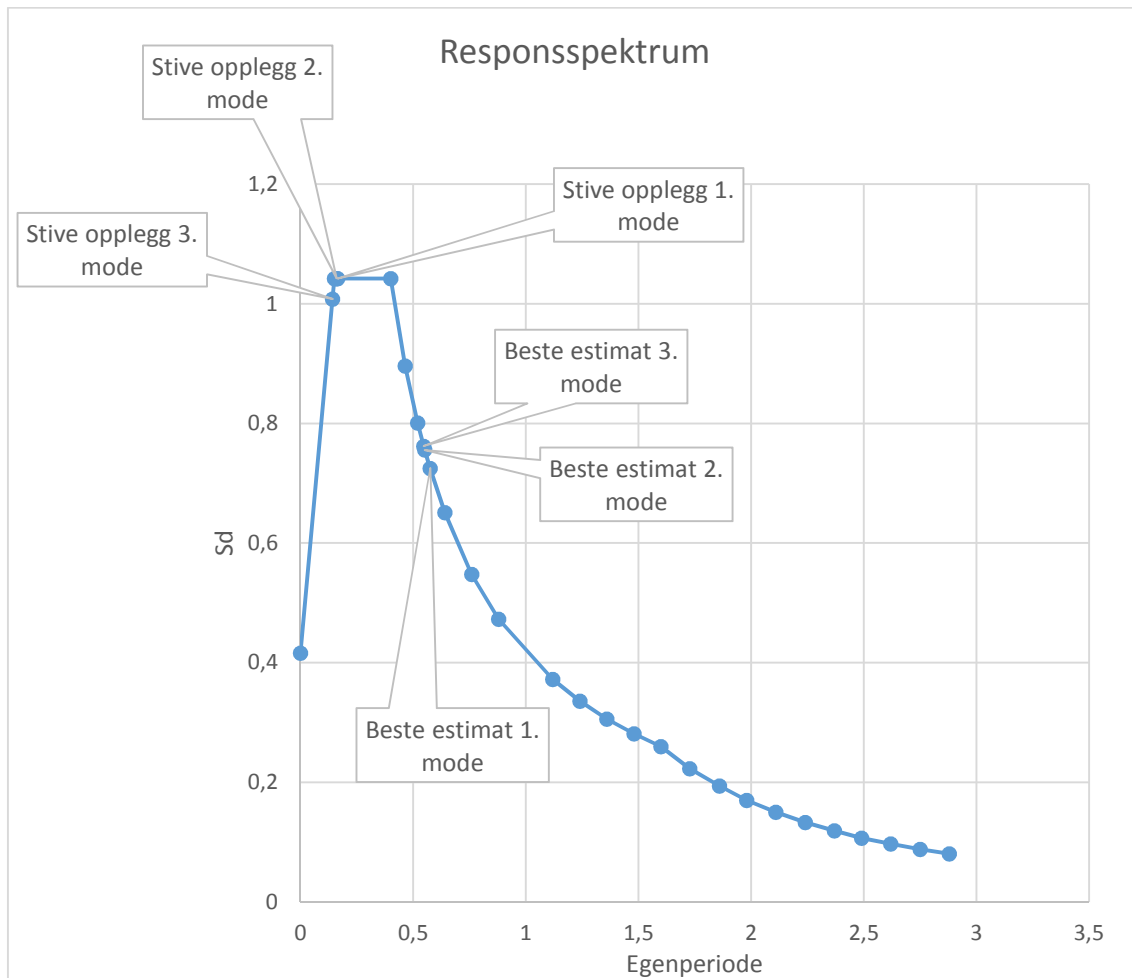
stivhetsreduksjon i pelene vil også lastene bli mindre. Dette skjer både på grunn av lavere respons fra spekteret, og fordi fundamenteringen blir mykere, og har lettere for å fordele lasten mellom peler. Ved dårlige grunnforhold i det øverste sjiktet kan det derfor være potensielt store gevinster ved å ta med en reel stivhet i pelene. Det er også viktig å ikke underestimere stivheten i jorden. En jordmodell med høyere stivhet vil senke egenperioden. Dette gir større kraft sammenlignet med beste estimat, og vil være det tilfellet i denne oppgaven som gir størst laster.

10.3.3. Tidsdomene modeller

Tidsdomenemodellen er svært forenklet. Resultatene fra beregningen er vist i tabell 37 og 38. Skjærkraften på fundamentnivå er 15% større enn skjærkraften på FEM-modellen med stive opplegg, begge beregnet som modal responspektrumanalyser. Tidshistorieanalysen gir et resultat som er 46,5% av responspektrumanalysen utført på robotmodellen. Når man beregner tidsserier kan moder kansellere hverandre og forsterke hverandre. På grunn av dette bør ikke en enkelt tidsserie legges til grunn for design. For å si noe mer nøyaktig om nytteverdien ved slike analyser trengs det analyser av flere tidsserier, for å kontrollere om det lave resultatet funnet i denne analysen kan skyldes en tilfeldighet.

10.3.4. Alternative utforminger av bygget

En mulighet for å løse jordskjelvutfordringene er å endre på designet på bygget. I dette tilfellet ble det forsøkt å erstatte en del vegger med et søyle-bjelkesystem. Målet med endringene var å øke egenperiodene.



Figur 35 Moder for alternativt bygg tegnet inn i responsspekter.

I tabellform er disse modene vist i tabell 31. Alle egenperiodene har blitt noe lenger, i tillegg har modellen med stive opplegg respons som er bestemt av 8 moder. Modellen har også mer dominante moder. For modellen på stive opplegg gir ikke dette noen gunstig effekt. Siden økningen i egenfrekvens ikke var stor nok til å komme over toppen av spekteret resulterte det i større verdi fra responsspekteret. I tillegg til at det er mindre usikkerhet til samtidigheten av modene gir dette 10,7% større skjærkraft på fundamentet. For modellen på peler vil derimot en økning av egenperioden ha en gunstig påvirkning på kreftene. Den opprinnelige modellen på peler (beste estimat) hadde en egenperiode som var passert toppen av responsspekteret. En stor økning i egenperiode vil gi store fordeler. Skjærkraften på fundamentnivå hadde her en reduksjon på 22,6% i x-retning. Denne må bæres på færre vegger i første etasje. Tabell 33 viser en moderat økning i skjærkraft på de resterende veggskivene. Dette vil nok kunne gi utfordringer med å håndtere disse lastene.

Endringene i modellen går ut på å bytte ut 281,5 meter betongvegg med trevegg. Dette har potensiale til å gi store besparelser, og det vil derfor sannsynligvis kunne forsvares å gjøre tiltak for å håndtere de økte skjærkreftene. Ved å fjerne veggskivene langs kortsidene av bygget vil også problematikken med store skjærkrefter i dekket fjernes. De nevnte hulldekkene kan sees på figur 25 og har spennretning i byggets lengderetning. Skjærkreftene i disse dekkene vil da kun oppstå som følge av deres egne treghetskrefter.

11. Konklusjon

Et av målene med denne oppgaven var å finne ut om mer realistiske modeller og beregningsmetoder ville redusere nivået av konservatisme. Det ble funnet betydelig lavere krefter ved hjelp av en modal responspektrumanalyse med stive opplegg enn ved tverrkraftmetoden utført som en ren håndberegning. Nøyaktigheten av en håndberegning vil kunne økes ved å ta med flere skiver i beregningen. Likevel vil en modal responspektrumanalyse gi et bedre bilde av kreftene. Gjennom en håndberegning kan det vises at det er skiver som har kapasitet til å ta opp jordskjelvlastene. Det er ikke sikkert at kreftene vil fordele seg slik som antatt i håndberegningen i en realistisk jordskjelvsituasjon. Veggene som ikke blir «brukt» til å ta opp kreftene i beregningen, vil fortsatt være der. De vil ha stivhet, og ta opp krefter når bygget deformeres. Dette kan føre til at noen skiver blir underdimensjonert, og andre blir overdimensjonert.

Et annet delmål i oppgaven var å se på effekten av peler. Vanligvis blir det antatt at effekten av å ta med peler vil være reduserte krefter. Disse beregningene blir derfor ofte utelatt. I Eurokoden (6) er det nevnt noen tilfeller der slike effekter skal tas med. Levanger ungdomsskole er ikke et slikt bygg. Dette gir forventninger om at stive opplegg er konservativt. Funnene i denne oppgaven viser derimot at å inkludere pelestrukturen i modellen gir større krefter. Dette er svært uventet, og et resultat av et svært stivt bygg. Den store stivheten i dette bygget gir veldig korte egenperioder i utgangspunktet. Dette gjør at en liten forlengelse i egenperiode gir større krefter ut i fra responspekteret. Pelestrukturen til dette bygget har også svært mange peler. Økningen i egenperiode som følge av modellering av peler blir derfor ikke stor nok til å gi reduserte krefter, til tross for lavere verdi fra responspekteret. Årsaken til dette er mangel på modal masse og summasjon av mange lokale moder i modellen med stive opplegg. Når pelene blir tatt med i modellen finnes globale moder som gjerne har en modal masse over 95%. Selv om FEM-design benytter en summasjonsregel vil denne bare gi maksverdien av den aktuelle moden. For bygg med kort egenfrekvens og lokale moder, kan dette antyde at effekten av pelene ikke er konservativ. Dersom bygget ikke har lokale moder og egenperioder som ligger enten i toppen av responspekteret eller er lenger, kan det se ut til at pelene vil redusere kreftene. Da står ingeniøren friere til å velge hva som bør gjøres på det aktuelle prosjektet.

På grunn av utfordringene med å finne nok modal masse i beregningen av modellen på stive opplegg var det nødvendig å alle moder som hadde effektiv masse. Dette innebærer en del lokale moder, siden bygget har få globale moder. Grunnen til dette er svært stor stivhet i bygget. Bygget har svært mange veggskiver og er ikke spesielt høyt. I tillegg er det benyttet hulldekker i alle etasjeskillere, noe som gir lavere egenlast sammenlignet med plasstøpte dekker. Bygget har også en grunnmur som er gravd ned, og vil tilføre noe stivhet til fundamenteringen. Den realistiske oppførselen vil da ligge noe mellom modellen med stive opplegg og modellen med peler etter beste estimat. At bygningen skal ha en oppførsel som beskrives av modellen med stive opplegg holdes for lite sannsynlig. En så stiv fastholding vil kreve svært mye av fundamenteringen. Resultatet av å slippe opp denne fastholdingen noe, vil være moder med mer effektiv masse. Dette kan gi større krefter for dette bygget.

Å basere seg på en FEM-modell med stive opplegg vil ha en noe uheldig konsekvens dersom reaksjonskreftene i pelehodene benyttes til design av pelene. Tabell 30 viser betydelig større laster i pelehodene med stive opplegg, enn for de andre modellene. Modellering av peler vil være fordelaktig for å spre lasten på flere peler. Dette gjelder ikke bare for dynamiske jordskjelvlaster, men vil også gjelde for andre horisontallaster som vindlaster og skjevstilling.

Referanser

1. Standard Norge. *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*. Lysaker; Standard Norge og Standard Online AS; 2014. NS-EN 1998-1.
2. Chopra A. K. *Dynamics of structures. Theory and applications to earthquake engineering*. Fjerde utgave. Boston; Pearson Education/Prentice hall; 2012.
3. Standard Norge. *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. Lysaker; Standard Norge og Standard Online As; 2008.
4. Tiarks H. *Levanger ungdomsskole ved Røstad – prosjekteringsforutsetninger*. Steinkjer: Multiconsult; 2013.
5. Vinje L, Wilberg J, Alexander S, *Betongelementboken. Bind B: Avstivning og kraftoverføring*. 5. utgave. Oslo: 2012
6. Standard Norge. *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 5: Fundamenter, støttestruksjoner og geotekniske forhold*. Lysaker; Standard Norge og Standard Online As; 2014. NS-EN 1998-5.
7. American Petroleum Institute. *Recommended Practice for Planning, Designing, and Constructing Fixed Offshore Platforms – Working stress design. API RECOMMENDED PRACTICE 2A-WSD (RP 2A-WSD)*. Washington; API Publishing Services. 2000.
8. Carswell W, Johansen J, Løvholt F, Arwade S. R, Madshus C, DeGroot D. J, Myers A. T. *Foundation damping and the dynamics of offshore wind turbine monopiles*. Renewable Energy. 2015; 80(0): 724-736.

9. Vegdirektoratet. *Geoteknikk i vegbygging*. Oslo: Statens Vegvesen; 2014. Håndbok V220.

10. Svahn P, Alén C. *Transversalbelastade påler – statiskt virkningssätt och dimensioneringsanvisningar*. Linköping: Statens geotekniske institut; 2006. Rapport 101: *Pålkommisionen; 2006*

Vedlegg 1 – Lastkombinasjoner

Lastkombinasjoner	Lastfaktor	Last
LC1 UsLS	1.00	Seis res, Fx+Mx
	0.30	Seis res, Fy+My
LC2 UsLS	1.00	Seis res, Fx+Mx
	-0.30	Seis res, Fy+My
LC3 UsLS	1.00	Seis res, Fx+Mx
	0.30	Seis res, Fy-My
LC4 UsLS	1.00	Seis res, Fx+Mx
	-0.30	Seis res, Fy-My
LC5 UsLS	-1.00	Seis res, Fx+Mx
	0.30	Seis res, Fy+My
LC6 UsLS	-1.00	Seis res, Fx+Mx
	-0.30	Seis res, Fy+My
LC7 UsLS	-1.00	Seis res, Fx+Mx
	0.30	Seis res, Fy-My
LC8 UsLS	-1.00	Seis res, Fx+Mx
	-0.30	Seis res, Fy-My
LC9 UsLS	1.00	Seis res, Fx-Mx
	0.30	Seis res, Fy+My
LC10 UsLS	1.00	Seis res, Fx-Mx
	-0.30	Seis res, Fy+My
LC11 UsLS	1.00	Seis res, Fx-Mx
	0.30	Seis res, Fy-My
LC12 UsLS	1.00	Seis res, Fx-Mx
	-0.30	Seis res, Fy-My
LC13 UsLS	-1.00	Seis res, Fx-Mx
	0.30	Seis res, Fy+My
LC14 UsLS	-1.00	Seis res, Fx-Mx
	-0.30	Seis res, Fy+My

LC15 UsLS	-1.00	Seis res, Fx-Mx
	0.30	Seis res, Fy-My
LC16 UsLS	-1.00	Seis res, Fx-Mx
	-0.30	Seis res, Fy-My
LC17 UsLS	0.30	Seis res, Fx+Mx
	1.00	Seis res, Fy+My
LC18 UsLS	0.30	Seis res, Fx+Mx
	-1.00	Seis res, Fy+My
LC19 UsLS	0.30	Seis res, Fx+Mx
	1.00	Seis res, Fy-My
LC20 UsLS	0.30	Seis res, Fx+Mx
	-1.00	Seis res, Fy-My
LC21 UsLS	-0.30	Seis res, Fx+Mx
	1.00	Seis res, Fy+My
LC22 UsLS	-0.30	Seis res, Fx+Mx
	-1.00	Seis res, Fy+My
LC23 UsLS	-0.30	Seis res, Fx+Mx
	1.00	Seis res, Fy-My
LC24 UsLS	-0.30	Seis res, Fx+Mx
	-1.00	Seis res, Fy-My
LC25 UsLS	0.30	Seis res, Fx-Mx
	1.00	Seis res, Fy+My
LC26 UsLS	0.30	Seis res, Fx-Mx
	-1.00	Seis res, Fy+My
LC27 UsLS	0.30	Seis res, Fx-Mx
	1.00	Seis res, Fy-My
LC28 UsLS	0.30	Seis res, Fx-Mx
	-1.00	Seis res, Fy-My
LC29 UsLS	-0.30	Seis res, Fx-Mx
	1.00	Seis res, Fy+My
LC30 UsLS	-0.30	Seis res, Fx-Mx
	-1.00	Seis res, Fy+My
LC31 UsLS	-0.30	Seis res, Fx-Mx
	1.00	Seis res, Fy-My
LC32 UsLS	-0.30	Seis res, Fx-Mx
	-1.00	Seis res, Fy-My

Vedlegg 2 – Håndberegning etter tverrkraftmetoden

Beregning av masser.

Volumer av vegger, og vekt av søyler og dekker er hentet fra FEM-design.

Der det er brukt arealer, kommer disse også fra FEM-design.

Plan 1:

$$g_{\text{dekke}} := 1276.422 \cdot 10^3 \text{ kg} \quad \rho_{\text{armert_betong}} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1000 \frac{\text{N}}{\text{kN}} \cdot \frac{1}{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 2.548 \times 10^3 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\rho_{\text{sandwichelementer}} := 3570 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$G_{\text{vegg1.1}} := 175.45 \text{ m}^3 \cdot \rho_{\text{armert_betong}} \cdot \frac{1}{2} = 2.236 \times 10^5 \text{ kg}$$

$$G_{\text{vegg1.2}} := 161.93 \text{ m}^3 \cdot \rho_{\text{sandwichelementer}} = 5.781 \times 10^5 \text{ kg}$$

$$G_{\text{vegg2}} := 138.419 \text{ m}^3 \cdot \rho_{\text{armert_betong}} \cdot \frac{1}{2} = 1.764 \times 10^5 \text{ kg}$$

Karakteristiske flatelaster:

$$\text{Kar_nyttelast} := 3.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Lettvegg} := 0.49 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Fuging} := 0.39 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Påstøp} := 0.47 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Dimensjonerende flatelast:

$$\text{Dim_flatelast} := \text{Kar_nyttelast} \cdot 0.6 + \text{Fuging} + \text{Påstøp} + \text{Lettvegg} = 3.15 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Areal :

$$\text{Total_dim_flatelast} := A_1 \cdot \text{Dim_flatelast} \cdot \frac{1000 \frac{\text{N}}{\text{kN}}}{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 1.046 \times 10^6 \text{ kg}$$

Total vekt på plan 1:

$$m_1 := g_{\text{dekke}} + G_{\text{vegg1.1}} + G_{\text{vegg1.2}} + \text{Total_dim_flatelast} = 3.124 \times 10^6 \text{ kg}$$

Masser på andre dekke:

$$G_{\text{dekke.2}} := 1422.962 \cdot 10^3 \text{ kg}$$

Vegger :

$$G_{\text{vegg.2}} = 1.764 \times 10^5 \text{ kg}$$

Søyler :

$$G_{\text{søyler}} := 2.499 \text{ m}^3 \cdot \rho_{\text{armert_betong}} + 3.814 \cdot 10^3 \text{ kg} = 1.018 \times 10^4 \text{ kg}$$

$$G_{\text{bjelker}} := 34.519 \cdot 10^3 \text{ kg}$$

Karakteristiske flatelaster:

$$\text{Fuging} = 0.39 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \qquad \text{Påstøp} = 0.47 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Snølast} := 2.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \qquad \text{Taktekking} := 0.49 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Dim_flatelast}_2 := \text{Fuging} + \text{Påstøp} + \text{Taktekking} + 0.2 \cdot \text{Snølast} = 1.91 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Areal :

$$A_2 := 3487.627 \text{ m}^2$$

$$\text{Total_dim_flatelast}_2 := \text{Dim_flatelast}_2 \cdot A_2 \cdot \frac{1000 \frac{\text{N}}{\text{kN}}}{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 679.038 \frac{\text{s}^2}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

Total vekt på plan 2

$$m_2 := G_{\text{dekke.2}} + G_{\text{vegg.2}} + G_{\text{søyler}} + G_{\text{bjelker}} + \text{Total_dim_flatelast}_2 = 2.323 \times 10^6 \text{ kg}$$

$$m_{\text{tot}} := m_1 + m_2 = 5.447 \times 10^6 \text{ kg}$$

Beregning etter tverrkraftmetoden:

Byggets høyde: $H := 8.8$ (Høyden i meter)

$$c_t := 0.050$$

Egensvingeperiode: $t_1 := c_t \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0.255$ (Periode i sekunder)

$\gamma_I := 1.4$ (seismisk faktor)

$a_{g,40hz} := 0.36 \frac{m}{s^2}$ $\lambda := 1$

$S_{\omega} := 1.55$ (forsterkningsfaktor)

$a_g := a_{g,40hz} \cdot 0.8 \cdot \gamma_I = 0.403 \frac{m}{s^2}$ (Dimensjonerende grunnakselerasjon)

$q := 1.5$ (Konstruksjonsfaktor)

Dimensjonerende verdi fra responsspekteret:

$$S_d := a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} = 1.042 \frac{m}{s^2}$$

Total skjærkraft blir da:

$$F_b := S_d \cdot m_{tot} \cdot \lambda = 5.674 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Horisontalkraft på hver dekkeskive blir da:

$$z_1 := 4.4\text{m} \quad z_2 := 8.8\text{m}$$

$$\Sigma ZM := m_1 \cdot z_1 + m_2 \cdot z_2 = 3.419 \times 10^7 \text{ m} \cdot \text{kg}$$

$$F_1 := F_b \cdot \frac{z_1 \cdot m_1}{\Sigma ZM} = 2.281 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$F_2 := F_b \cdot \frac{z_2 \cdot m_2}{\Sigma ZM} = 3.393 \times 10^6 \text{ N}$$

Fordeling av skivekrefter. Antar alle skivene like tykke. Antar videre at skivene kun bærer laster i skiveretningen. Altså ingen stivhet i tverretningen. Beregningen som følger skivestivhetene i første etasje. Bygget er symmetrisk og stivhetssentrum i x-retning ligger i 41.2 meter.

$$t := 1\text{mm} \quad L_w := 4.16\text{m} \quad E := 1$$

$$h_{y1.1} := 40.0\text{m}$$

$$K_{y1.1} := \frac{E \cdot h_{y1.1} \cdot t}{3 \cdot L} = 3.205 \times 10^{-3} \text{ m} \quad x_{1.1} := 0\text{m}$$

$$h_{y1.2} := 2 \cdot 9.125\text{m}$$

$$K_{y1.2} := \frac{E \cdot h_{y1.2} \cdot t}{3 \cdot L} = 1.462 \times 10^{-3} \text{ m} \quad x_{1.2} := 9.8\text{m}$$

$$h_{y1.3} := 2 \cdot 10.475\text{m}$$

$$K_{y1.3} := \frac{E \cdot h_{y1.3} \cdot t}{3 \cdot L} = 1.679 \times 10^{-3} \text{ m} \quad x_{1.3} := 11.8\text{m}$$

$$h_{y1.4} := 2 \cdot 10.475\text{m}$$

$$K_{y1.4} := \frac{E \cdot h_{y1.4} \cdot t}{3 \cdot L} = 1.679 \times 10^{-3} \text{ m} \quad x_{1.4} := 70.6\text{m}$$

$$h_{y1.5} := 2 \cdot 9.125\text{m}$$

$$K_{y1.5} := \frac{E \cdot h_{y1.5} \cdot t}{3 \cdot L} = 1.462 \times 10^{-3} \text{ m} \quad x_{1.5} := 72.6\text{m}$$

$$h_{y1.6} := 14.4\text{m}$$

$$K_{y1.6} := \frac{E \cdot h_{y1.6} \cdot t}{3 \cdot L} = 1.154 \times 10^{-3} \text{ m} \quad x_{1.6} := 10.3\text{m}$$

$$h_{y1.7} := 14.4\text{m}$$

$$K_{y1.7} := \frac{E \cdot h_{y1.7} \cdot t}{3 \cdot L} = 1.154 \times 10^{-3} \text{ m} \quad x_{1.7} := 28.6\text{m}$$

$$h_{y1.8} := 14.4\text{m}$$

$$K_{y1.8} := \frac{E \cdot h_{y1.8} \cdot t}{3 \cdot L} = 1.154 \times 10^{-3} \text{ m} \quad x_{1.8} := 53.8\text{m}$$

$$h_{y1.9} := 14.4\text{m}$$

$$K_{y1.9} := \frac{E \cdot h_{y1.9} \cdot t}{3 \cdot L} = 1.154 \times 10^{-3} \text{ m} \quad x_{1.9} := 72.1\text{m}$$

$$h_{y1.10} := 40.0\text{m}$$

$$K_{y1.10} := \frac{E \cdot h_{y1.10} \cdot t}{3 \cdot L} = 3.205 \times 10^{-3} \text{ m} \quad x_{1.10} := 82.4\text{m}$$

Skiver i x-retning

$$h_{x1.1} := 30.3\text{m}$$

$$K_{x1.1} := \frac{E \cdot h_{x1.1} \cdot t}{3 \cdot L} = 2.428 \times 10^{-3} \text{ m} \quad y_{1.1} := 12.8\text{m}$$

$$h_{x1.2} := 30.3\text{m}$$

$$K_{x1.2} := \frac{E \cdot h_{x1.2} \cdot t}{3 \cdot L} = 2.428 \times 10^{-3} \text{ m} \quad y_{1.2} := 27.2\text{m}$$

$$h_{x1.3} := 18.3\text{m}$$

$$K_{x1.3} := \frac{E \cdot h_{x1.3} \cdot t}{3 \cdot L} = 1.466 \times 10^{-3} \text{ m} \quad y_{1.3} := 12.8\text{m}$$

$$h_{x1.4} := 18.3\text{m}$$

$$K_{x1.4} := \frac{E \cdot h_{x1.4} \cdot t}{3 \cdot L} = 1.466 \times 10^{-3} \text{ m} \quad y_{1.4} := 27.2\text{m}$$

På grunn av store utsparinger i langveggene er ikke disse inkludert i beregningen. på grunn av symmetri faller stivhetssentrum og massesentrum sammen.

Beregner skiver i andre plan:

Y-retning:

$$h_{y2.1} := 14.4\text{m}$$

$$K_{y2.1} := \frac{E \cdot h_{y2.1} \cdot t}{3 \cdot L} = 1.154 \times 10^{-3} \text{ m} \quad x_{2.1} := 10.3\text{m}$$

$$h_{y2.2} := 2 \cdot 10.4\text{m}$$

$$K_{y2.2} := \frac{E \cdot h_{y2.2} \cdot t}{3 \cdot L} = 1.667 \times 10^{-3} \text{ m} \quad x_{2.2} := 11.8\text{m}$$

$$h_{y2.3} := 14.4\text{m}$$

$$K_{y2.3} := \frac{E \cdot h_{y2.3} \cdot t}{3 \cdot L} = 1.154 \times 10^{-3} \text{ m} \quad x_{2.3} := 28.6\text{m}$$

$$h_{y2.4} := 14.4\text{m}$$

$$K_{y2.4} := \frac{E \cdot h_{y2.4} \cdot t}{3 \cdot L} = 1.154 \times 10^{-3} \text{ m} \quad x_{2.4} := 53.8\text{m}$$

$$h_{y2.5} := 2 \cdot 10.4\text{m}$$

$$K_{y2.5} := \frac{E \cdot h_{y2.5} \cdot t}{3 \cdot L} = 1.667 \times 10^{-3} \text{ m} \quad x_{2.5} := 70.6\text{m}$$

$$h_{y2.6} := 14.4\text{m}$$

$$K_{y2.6} := \frac{E \cdot h_{y2.6} \cdot t}{3 \cdot L} = 1.154 \times 10^{-3} \text{ m} \quad x_{2.6} := 72.1\text{m}$$

Skiver i X-retning:

$$h_{x2,1} := 18.3\text{m}$$

$$K_{x2,1} := \frac{E \cdot h_{x2,1} \cdot t}{3 \cdot L} = 1.466 \times 10^{-3} \text{ m} \quad y_{2,1} := 12.8\text{m}$$

$$h_{x2,2} := 18.3\text{m}$$

$$K_{x2,2} := \frac{E \cdot h_{x2,2} \cdot t}{3 \cdot L} = 1.466 \times 10^{-3} \text{ m} \quad y_{2,2} := 27.2\text{m}$$

$$h_{x2,3} := 18.3\text{m}$$

$$K_{x2,3} := \frac{E \cdot h_{x2,3} \cdot t}{3 \cdot L} = 1.466 \times 10^{-3} \text{ m} \quad y_{2,3} := 12.8\text{m}$$

$$h_{x2,4} := 18.3\text{m}$$

$$K_{x2,4} := \frac{E \cdot h_{x2,4} \cdot t}{3 \cdot L} = 1.466 \times 10^{-3} \text{ m} \quad y_{2,4} := 27.2\text{m}$$

Trenger å summere stivhetene fordelt på retning og plan:

$$\Sigma K_{x,2} := K_{x2,1} + K_{x2,2} + K_{x2,3} + K_{x2,4} = 5.865 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Sigma K_{y,2} := K_{y2,1} + K_{y2,2} + K_{y2,3} + K_{y2,4} + K_{y2,5} + K_{y2,6} = 7.949 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Sigma K_{x,1} := K_{x1,1} + K_{x1,2} + K_{x1,3} + K_{x1,4} = 7.788 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Sigma K_{y,1} := K_{y1,1} + K_{y1,2} + K_{y1,3} + K_{y1,4} + K_{y1,5} + K_{y1,6} + K_{y1,7} + K_{y1,8} + K_{y1,9} + K_{y1,10}$$

$$\Sigma K_{y,1} = 0.017 \text{ m}$$

På grunn av symmetri er det kun utilsiktet torsjon som må taes hensyn til. I denne beregningen er ligning 2.21 benyttet.

Trenger da å beregner skivenes relative posisjon til stivhetssentrum.

Stivhetssentrum vil da være plassert slik:

$$Y_1 := 20\text{m} \quad X_1 := 41.2\text{m}$$

$$Y_2 := 20\text{m} \quad X_2 := 41.2\text{m}$$

Byggets geometri er lik i begge plan:

$$B_1 := 40\text{m} \quad L_1 := 82.4\text{m}$$

$$B_2 := 40\text{m} \quad L_2 := 82.4\text{m}$$

Skivene i andre etasje vil da ha relativ plassering:

$$y_{2.1_} := |y_{2.1} - Y_2| = 7.2\text{m}$$

$$y_{2.2_} := |y_{2.2} - Y_2| = 7.2\text{m}$$

$$y_{2.3_} := |y_{2.3} - Y_2| = 7.2\text{m}$$

$$y_{2.4_} := |y_{2.4} - Y_2| = 7.2\text{m}$$

$$x_{2.1_} := |x_{2.1} - X_2| = 30.9\text{m}$$

$$x_{2.2_} := |x_{2.2} - X_2| = 29.4\text{m}$$

$$x_{2.3_} := |x_{2.3} - X_2| = 12.6\text{m}$$

$$x_{2.4_} := |x_{2.4} - X_2| = 12.6\text{m}$$

$$x_{2.5_} := |x_{2.5} - X_2| = 29.4\text{m}$$

$$x_{2.6_} := |x_{2.6} - X_2| = 30.9\text{m}$$

Skivene i første etasje vil da ha relativ plassering:

$$y_{1.1_} := |y_{1.1} - Y_1| = 7.2\text{m}$$

$$y_{1.2_} := |y_{1.2} - Y_1| = 7.2\text{m}$$

$$y_{1.3_} := |y_{1.3} - Y_1| = 7.2\text{m}$$

$$y_{1.4_} := |y_{1.4} - Y_1| = 7.2\text{m}$$

$$x_{1.1_} := |x_{1.1} - X_1| = 41.2\text{m}$$

$$x_{1.2_} := |x_{1.2} - X_1| = 31.4\text{m}$$

$$x_{1.3_} := |x_{1.3} - X_1| = 29.4\text{m}$$

$$x_{1.4_} := |x_{1.4} - X_1| = 29.4\text{m}$$

$$x_{1.5_} := |x_{1.5} - X_1| = 31.4\text{m}$$

$$x_{1.6_} := |x_{1.6} - X_1| = 30.9\text{m}$$

$$x_{1.7_} := |x_{1.7} - X_1| = 12.6 \text{ m}$$

$$x_{1.8_} := |x_{1.8} - X_1| = 12.6 \text{ m}$$

$$x_{1.9_} := |x_{1.9} - X_1| = 30.9 \text{ m}$$

$$x_{1.10_} := |x_{1.10} - X_1| = 41.2 \text{ m}$$

Skivekreftene på skivene i andre etasje blir da:

Ved et jordskjelv i x-retning blir kun skiver med utstrekning i x-retning belastet.

Ved et jordskjelv i x-retning blir belastningen da:

Skiver i andre etasje:

$$V_{x2.1_X} := -F_2 \cdot \frac{K_{x2.1}}{\Sigma K_{x.2}} \cdot \left(1 + 1.2 \cdot \frac{y_{2.1_}}{B_2} \right) = -1.031 \times 10^6 \text{ N}$$

$$V_{x2.2_X} := -F_2 \cdot \frac{K_{x2.2}}{\Sigma K_{x.2}} \cdot \left(1 + 1.2 \cdot \frac{y_{2.2_}}{B_2} \right) = -1.031 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$V_{x2.3_X} := -F_2 \cdot \frac{K_{x2.3}}{\Sigma K_{x.2}} \cdot \left(1 + 1.2 \cdot \frac{y_{2.3_}}{B_2} \right) = -1.031 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$V_{x2.4_X} := -F_2 \cdot \frac{K_{x2.4}}{\Sigma K_{x.2}} \cdot \left(1 + 1.2 \cdot \frac{y_{2.4_}}{B_2} \right) = -1.031 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Skiver i første etasje:

$$V_{x1.1_X} := -(F_1 + F_2) \cdot \frac{K_{x1.1}}{\Sigma K_{x.1}} \cdot \left(1 + 1.2 \cdot \frac{y_{1.1_}}{B_2} \right) = -2.151 \times 10^6 \text{ N}$$

$$V_{x1.2_X} := -(F_1 + F_2) \cdot \frac{K_{x1.2}}{\Sigma K_{x.1}} \cdot \left(1 + 1.2 \cdot \frac{y_{1.2_}}{B_2} \right) = -2.151 \times 10^6 \text{ N}$$

$$V_{x1.3_X} := -(F_1 + F_2) \cdot \frac{K_{x1.3}}{\Sigma K_{x.1}} \cdot \left(1 + 1.2 \cdot \frac{y_{1.3_}}{B_2} \right) = -1.299 \times 10^6 \text{ N}$$

$$V_{x1.4_X} := -(F_1 + F_2) \cdot \frac{K_{x1.4}}{\Sigma K_{x.1}} \cdot \left(1 + 1.2 \cdot \frac{y_{1.4_}}{B_2} \right) = -1.299 \times 10^6 \text{ N}$$

Jordskjelv i y-retning:

Skiver i andre etasje:

$$V_{y,2.1_Y} := \left(-F_2 \cdot \frac{K_{y2.1}}{\Sigma K_{y,2}} \right) \cdot \left(1 + 1.2 \cdot \frac{x_{2.1}}{L_1} \right) = -714.084 \cdot \text{kN}$$

$$V_{y,2.2_Y} := -F_2 \cdot \frac{K_{y2.2}}{\Sigma K_{y,2}} \cdot \left(1 + 1.2 \cdot \frac{x_{2.2}}{L_1} \right) = -1.016 \times 10^6 \text{ N}$$

$$V_{y,2.3_Y} := -F_2 \cdot \frac{K_{y2.3}}{\Sigma K_{y,2}} \cdot \left(1 + 1.2 \cdot \frac{x_{2.3}}{L_1} \right) = -5.828 \times 10^5 \text{ N}$$

$$V_{y,2.4_Y} := -F_2 \cdot \frac{K_{y2.4}}{\Sigma K_{y,2}} \cdot \left(1 + 1.2 \cdot \frac{x_{2.4}}{L_1} \right) = -5.828 \times 10^5 \text{ N}$$

$$V_{y,2.5_Y} := -F_2 \cdot \frac{K_{y2.5}}{\Sigma K_{y,2}} \cdot \left(1 + 1.2 \cdot \frac{x_{2.5}}{L_1} \right) = -1.016 \times 10^6 \text{ N}$$

$$V_{y,2.6_Y} := -F_2 \cdot \frac{K_{y2.6}}{\Sigma K_{y,2}} \cdot \left(1 + 1.2 \cdot \frac{x_{2.6}}{L_1} \right) = -714.084 \cdot \text{kN}$$

Skiver i første etasje:

$$V_{y.1.1_Y} := \left[-(F_1 + F_2) \cdot \frac{K_{y1.1}}{\Sigma K_{y,1}} \right] \cdot \left(1 + 1.2 \cdot \frac{x_{1.1}}{L_1} \right) = -1.681 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$V_{y.1.2_Y} := -(F_1 + F_2) \cdot \frac{K_{y1.2}}{\Sigma K_{y,1}} \cdot \left(1 + 1.2 \cdot \frac{x_{1.2}}{L_1} \right) = -698.593 \cdot \text{kN}$$

$$V_{y.1.3_Y} := -(F_1 + F_2) \cdot \frac{K_{y1.3}}{\Sigma K_{y,1}} \cdot \left(1 + 1.2 \cdot \frac{x_{1.3}}{L_1} \right) = -785.918 \cdot \text{kN}$$

$$V_{y.1.4_Y} := -(F_1 + F_2) \cdot \frac{K_{y1.4}}{\Sigma K_{y,1}} \cdot \left(1 + 1.2 \cdot \frac{x_{1.4}}{L_1} \right) = -785.918 \cdot \text{kN}$$

$$V_{y.1.5_Y} := -(F_1 + F_2) \cdot \frac{K_{y1.5}}{\Sigma K_{y,1}} \cdot \left(1 + 1.2 \cdot \frac{x_{1.5}}{L_1} \right) = -698.593 \cdot \text{kN}$$

$$V_{y.1.6_Y} := -(F_1 + F_2) \cdot \frac{K_{y1.6}}{\Sigma K_{y,1}} \cdot \left(1 + 1.2 \cdot \frac{x_{1.6}}{L_1} \right) = -548.464 \cdot \text{kN}$$

$$V_{y.1.7_Y} := \left[-(F_1 + F_2) \cdot \frac{K_{y1.7}}{\Sigma K_{y,1}} \right] \cdot \left(1 + 1.2 \cdot \frac{x_{1.7}}{L_1} \right) = -447.659 \cdot \text{kN}$$

$$V_{y.1.8_Y} := -(F_1 + F_2) \cdot \frac{K_{y1.8}}{\Sigma K_{y,1}} \cdot \left(1 + 1.2 \cdot \frac{x_{1.8}}{L_1} \right) = -447.659 \cdot \text{kN}$$

$$V_{y.1.9_Y} := -(F_1 + F_2) \cdot \frac{K_{y1.9}}{\Sigma K_{y,1}} \cdot \left(1 + 1.2 \cdot \frac{x_{1.9}}{L_1} \right) = -548.464 \cdot \text{kN}$$

$$V_{y.1.10_Y} := -(F_1 + F_2) \cdot \frac{K_{y1.10}}{\Sigma K_{y,1}} \cdot \left(1 + 1.2 \cdot \frac{x_{1.10}}{L_1} \right) = -1.681 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Vedlegg 3 – Pelestivheter fra eurokoden

Beregning av pelestivheter og lengden på rigid link i henhold til Eurocode og kapittel 7.1 i denne masteroppgaven.

$$E_s := 30 \cdot 10^6 \text{ Pa} \quad E_p := 36 \cdot 10^9 \text{ Pa} \quad l := 20 \text{ m}$$

$$d := 0.27 \text{ m}$$

$$K_{uu} := 1.08 \cdot \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.21} \cdot d \cdot E_s = 38773.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$K_{\phi\phi} := 0.16 \cdot \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.75} \cdot d^3 \cdot E_s = 19262.758 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$K_{u\phi} := -0.22 \cdot \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.5} \cdot d^2 \cdot E_s = -16667.179 \text{ kN}$$

Lengden av rigid link:

$$L := \frac{-K_{u\phi}}{K_{uu}} = 0.43 \text{ m}$$

Egenskaper av transformert system:

$$K_{uu}' := K_{uu} = 38773.663 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$K_{\phi\phi}' := K_{\phi\phi} - K_{uu} \cdot L^2 = 12098.234 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$K_z := \frac{E_p \cdot d^2}{l} = 131220 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vedlegg 4 – Egenfrekvenser fra beregning på stive opplegg

Shape	Frequency	Period
-	Hz	s
1	5.977	0.167
2	6.072	0.165
3	6.888	0.145
4	7.030	0.142
5	7.100	0.141
6	7.282	0.137
7	7.373	0.136
8	7.491	0.133
9	7.765	0.129
10	8.178	0.122
11	8.246	0.121
12	8.477	0.118
13	8.679	0.115
14	8.704	0.115
15	8.810	0.114
16	8.895	0.112
17	8.964	0.112
18	9.263	0.108
19	9.322	0.107
20	9.769	0.102
21	9.817	0.102
22	9.820	0.102
23	9.835	0.102
24	9.929	0.101
25	10.302	0.097
26	10.441	0.096
27	10.482	0.095
28	10.650	0.094
29	10.884	0.092
30	11.123	0.090
31	11.192	0.089
p32	11.210	0.089
33	11.214	0.089
34	11.219	0.089
35	11.307	0.088

Shape	Frequency	Period
-	Hz	s
36	11.381	0.088
37	11.384	0.088
38	11.828	0.085
39	11.830	0.085
40	11.974	0.084
41	12.253	0.082
42	12.319	0.081
43	12.342	0.081
44	12.352	0.081
45	12.374	0.081
46	12.409	0.081
47	12.542	0.080
48	13.012	0.077
49	13.154	0.076
50	13.326	0.075
51	13.336	0.075
52	13.522	0.074
53	13.647	0.073
54	13.839	0.072
55	13.869	0.072
56	13.939	0.072
57	13.945	0.072
58	13.992	0.071
59	14.013	0.071
60	14.025	0.071
61	14.081	0.071
62	14.452	0.069
63	14.549	0.069
64	14.567	0.069
65	14.595	0.069
66	14.638	0.068
67	15.025	0.067
68	15.548	0.064
69	15.926	0.063
70	15.954	0.063
71	16.057	0.062
72	16.267	0.061
73	16.284	0.061
74	16.284	0.061

Shape	Frequency	Period
-	Hz	s
75	16.285	0.061
76	16.285	0.061
77	16.286	0.061
78	16.286	0.061
79	16.287	0.061
80	16.295	0.061
81	16.299	0.061
82	16.488	0.061
83	16.529	0.060
84	16.659	0.060
85	17.004	0.059
86	17.036	0.059
87	17.191	0.058
88	17.194	0.058
89	17.196	0.058
90	17.200	0.058
91	17.317	0.058
92	17.437	0.057
93	17.472	0.057
94	17.481	0.057
95	17.499	0.057
96	17.507	0.057
97	17.577	0.057
98	17.693	0.057
99	17.716	0.056
100	17.732	0.056
101	17.768	0.056
102	17.919	0.056
103	18.157	0.055
104	18.721	0.053
105	18.783	0.053
106	18.853	0.053
107	18.907	0.053
108	19.148	0.052
109	19.163	0.052
110	19.352	0.052
111	19.488	0.051
112	19.497	0.051
113	19.498	0.051

Shape	Frequency	Period
-	Hz	s
114	19.498	0.051
115	19.499	0.051
116	19.499	0.051
117	19.499	0.051
118	19.499	0.051
119	19.499	0.051
120	19.499	0.051
121	19.507	0.051
122	19.509	0.051
123	19.577	0.051
124	19.859	0.050
125	19.862	0.050
126	20.010	0.050
127	20.096	0.050
128	20.235	0.049
129	20.273	0.049
130	20.284	0.049
131	20.291	0.049
132	20.298	0.049
133	20.491	0.049
134	20.580	0.049
135	20.770	0.048
136	20.946	0.048
137	20.992	0.048
138	21.180	0.047
139	21.371	0.047
140	21.704	0.046
141	21.765	0.046
142	22.028	0.045
143	22.039	0.045
144	22.116	0.045
145	22.189	0.045
146	22.249	0.045
147	22.266	0.045
148	22.296	0.045
149	22.356	0.045
150	22.358	0.045
151	22.365	0.045
152	22.379	0.045

Shape	Frequency	Period
-	Hz	s
153	22.393	0.045
154	22.397	0.045
155	22.400	0.045
156	22.400	0.045
157	22.404	0.045
158	22.405	0.045
159	22.408	0.045
160	22.417	0.045
161	22.421	0.045
162	22.427	0.045
163	22.444	0.045
164	22.583	0.044
165	22.953	0.044
166	23.144	0.043
167	23.222	0.043
168	23.253	0.043
169	23.279	0.043
170	23.497	0.043
171	23.564	0.042
172	23.737	0.042
173	23.789	0.042
174	23.869	0.042
175	23.962	0.042
176	24.086	0.042
177	24.115	0.041
178	24.209	0.041
179	24.280	0.041
180	24.368	0.041
181	24.442	0.041
182	24.465	0.041
183	24.499	0.041
184	24.618	0.041
185	24.653	0.041
186	25.075	0.040
187	25.262	0.040
188	25.291	0.040
189	25.483	0.039
190	25.566	0.039
191	25.793	0.039

Shape	Frequency	Period
-	Hz	s
192	25.911	0.039
193	26.064	0.038
194	26.234	0.038
195	26.460	0.038
196	26.569	0.038
197	26.646	0.038
198	26.702	0.037
199	26.730	0.037
200	26.790	0.037
201	26.858	0.037
202	26.903	0.037
203	26.918	0.037
204	27.005	0.037
205	27.086	0.037
206	27.217	0.037
207	27.273	0.037
208	27.480	0.036
209	27.661	0.036
210	27.718	0.036
211	27.735	0.036
212	27.739	0.036
213	27.765	0.036
214	27.921	0.036
215	28.032	0.036
216	28.065	0.036
217	28.068	0.036
218	28.074	0.036
219	28.075	0.036
220	28.076	0.036
221	28.076	0.036
222	28.084	0.036
223	28.190	0.035
224	28.263	0.035
225	28.498	0.035
226	28.531	0.035
227	28.604	0.035
228	28.642	0.035
229	28.882	0.035
230	28.963	0.035

Shape	Frequency	Period
-	Hz	s
231	28.982	0.035
232	28.984	0.035
233	28.989	0.034
234	28.992	0.034
235	28.994	0.034
236	28.995	0.034
237	28.995	0.034
238	28.996	0.034
239	28.996	0.034
240	29.001	0.034
241	29.010	0.034
242	29.016	0.034
243	29.066	0.034
244	29.096	0.034
245	29.511	0.034
246	29.613	0.034
247	29.809	0.034
248	30.065	0.033
249	30.109	0.033
250	30.152	0.033
251	30.408	0.033
252	30.477	0.033
253	30.679	0.033
254	30.710	0.033
255	31.068	0.032
256	31.095	0.032
257	31.226	0.032
258	31.438	0.032
259	31.594	0.032
260	31.652	0.032
261	31.749	0.031
262	31.881	0.031
263	31.921	0.031
264	31.959	0.031
265	32.008	0.031
266	32.072	0.031
267	32.106	0.031
268	32.231	0.031
269	32.325	0.031

Shape	Frequency	Period
-	Hz	s
270	32.464	0.031
271	32.677	0.031
272	32.738	0.031
273	32.781	0.031
274	32.935	0.030
275	33.014	0.030
276	33.098	0.030
277	33.155	0.030
278	33.202	0.030
279	33.277	0.030
280	33.392	0.030
281	33.457	0.030
282	33.759	0.030
283	33.877	0.030
284	33.919	0.029
285	33.951	0.029
286	33.961	0.029
287	34.124	0.029
288	34.392	0.029
289	34.483	0.029
290	34.590	0.029
291	34.654	0.029
292	34.693	0.029
293	34.887	0.029
294	35.036	0.029
295	35.107	0.028
296	35.173	0.028
297	35.241	0.028
298	35.350	0.028
299	35.439	0.028
300	35.686	0.028

Vedlegg 5 – Egenfrekvenser fra beregning med Eurokode peler

Shape -	Frequency Hz	Period s
1	3.315	0.302
2	3.631	0.275
3	4.044	0.247
4	6.889	0.145
5	7.547	0.132
6	7.926	0.126
7	8.624	0.116
8	8.842	0.113
9	8.961	0.112
10	9.083	0.110

Vedlegg 6 – Ikke-lineær stivhet i peler

Pelstivhet beste estimat

Force (kN)	Deformasjon (m)	Stiffness (kN/m)
5	0,0004954	10092,85426
10	0,0009909	10091,8357
15	0,001494	10040,16064
20	0,002007	9965,122073
25	0,002584	9674,922601
30	0,00317	9463,722397
35	0,0038	9210,526316
40	0,004539	8812,51377
45	0,005336	8433,283358
50	0,006198	8067,118425
55	0,007233	7604,037052
60	0,008442	7107,32054
65	0,009778	6647,576191
70	0,01145	6113,537118
75	0,01334	5622,188906
80	0,01557	5138,086063
85	0,01807	4703,929164
90	0,02087	4312,410158
95	0,02395	3966,597077

Pelstivhet myk sand

Force (kN)	Deformasjon (m)	Stiffness (kN/m)
5	0,00283	1766,784452
10	0,005755	1737,619461
15	0,008879	1689,379435
20	0,01229	1627,3393
25	0,01618	1545,117429
30	0,02049	1464,128843
35	0,0253	1383,399209
40	0,03077	1299,967501
45	0,03711	1212,611156
50	0,04426	1129,688206
55	0,05266	1044,436005
60	0,06215	965,4062751

Pelstivhet hard sand

Force (kN)	Deformasjon (m)	Stiffness (kN/m)
5	0,0003413	14649,86815
10	0,0006826	14649,86815
15	0,001024	14648,4375
20	0,001365	14652,01465
25	0,001707	14645,57704
30	0,002048	14648,4375
35	0,002389	14650,48137
40	0,002731	14646,64958
45	0,003072	14648,4375
50	0,003413	14649,86815
55	0,003755	14647,13715
60	0,004097	14644,86209
65	0,004444	14626,46265
70	0,004796	14595,49625
75	0,00518	14478,76448
80	0,005566	14372,9788
85	0,005952	14280,91398
90	0,00634	14195,5836
95	0,006731	14113,80181
100	0,007121	14042,97149
105	0,007512	13977,63578
110	0,007902	13920,52645
115	0,008302	13852,08384
120	0,008703	13788,34885
125	0,009103	13731,73679
130	0,009512	13666,94701
135	0,009977	13531,12158
140	0,01047	13371,53773
145	0,01096	13229,92701
150	0,01146	13089,00524

Vedlegg 7 – Lastkombinasjoner for design av bjelker

Lastkombinasjon	Faktor	Lasttilfelle
LC1 ULS	1.35	Auto egen
	1.35	Påført egen Påstøp
	1.35	Påført egen Lettvegg
	1.35	Taktekking
	1.05	Nyttelast
	1.05	Snølast
LC2 ULS	1.20	Auto egen
	1.20	Påført egen Påstøp
	1.20	Påført egen Lettvegg
	1.20	Taktekking
	1.50	Nyttelast
	1.05	Snølast
LC3 ULS	1.20	Auto egen
	1.20	Påført egen Påstøp
	1.20	Påført egen Lettvegg
	1.20	Taktekking
	1.05	Nyttelast
	1.50	Snølast

Vedlegg 8 – Laster i pelene

Laster i pelene – Beste estimat

Fundamentnavn	Max verdi per fundament	Antal peler per fundament	Horisontalkraft per pel
G8.P2.51.1	101,8431944	2	50,92159721
G8.P2.502.1	98,54589542	2	49,27294771
G7.P2.500.1	106,3256725	2	53,16283623
G8.P2.503.1	97,92918317	2	48,96459158
G7.P2.501.1	106,0470243	2	53,02351214
G8.P2.501.1	98,37389138	2	49,18694569
G8.P2.57.1	101,7666051	2	50,88330257
G6.P1.20.1	40,72568772	1	40,72568772
G6.P1.500.1	38,38738681	1	38,38738681
G7.P1.41.1	48,31897728	1	48,31897728
G8.P1.500.1	46,59975593	1	46,59975593
G6.P2.513.1	79,16906573	2	39,58453286
G6.P2.11.1	81,35761902	2	40,67880951
G6.P2.512.1	77,05652965	2	38,52826483
G3.P1.500.1	30,51629619	1	30,51629619
G1.P1.500.1	14,84261331	1	14,84261331
G3.P1.502.1	36,26773399	1	36,26773399
G6.P2.9.1	85,92323802	2	42,96161901
G6.P2.81.1	85,27786007	2	42,63893003
G6.P1.35.1	42,98420204	1	42,98420204
G6.P1.26.1	39,56329881	1	39,56329881
G6.P1.21.1	40,48488807	1	40,48488807
G6.P1.36.1	42,34342836	1	42,34342836
G6.P2.100.1	84,89033941	2	42,4451697
G6.P2.86.1	84,32665297	2	42,16332648

Fundamentnavn	Max verdi per fundament	Antal peler per fundament	Horisontalkraft per pel
G6.P2.101.1	85,50663626	2	42,75331813
G6.P2.87.1	84,68789819	2	42,3439491
G6.P2.87.2	85,07636161	2	42,5381808
G6.P2.88.1	83,91662949	2	41,95831475
G6.P2.102.1	84,51863009	2	42,25931505
G6.P1.27.1	41,11462096	1	41,11462096
G6.P1.23.1	39,53820188	1	39,53820188
G8.P1.502.1	46,21023381	1	46,21023381
G8.P1.501.1	47,37162446	1	47,37162446
G6.P2.54.1	82,33362484	2	41,16681242
G6.P2.16.1	83,2748576	2	41,6374288
G3.P1.501.1	30,86287339	1	30,86287339
G1.P1.501.1	14,66422538	1	14,66422538
G3.P1.503.1	36,72133	1	36,72133
G6.P2.511.1	80,56861188	2	40,28430594
G6.P2.519.1	79,82282886	2	39,91141443
G6.P1.501.1	40,38829743	1	40,38829743
G6.P1.502.1	38,94827852	1	38,94827852
G6.P1.22.1	39,97722904	1	39,97722904
G6.P1.30.1	42,47289212	1	42,47289212
G7.P2.504.1	100,6777088	2	50,33885442
G6.P2.519.2	80,43476145	2	40,21738073
G6.P2.510.1	75,25613158	2	37,62806579
G6.P2.89.1	86,25417083	2	43,12708541
G7.P2.502.1	100,72562	2	50,36281
G6.P2.520.1	80,73440462	2	40,36720231
G6.P2.509.1	74,54520358	2	37,27260179
G6.P2.90.1	86,48778674	2	43,24389337
G6.P2.91.1	82,45704121	2	41,2285206

Fundamentnavn	Max verdi per fundament	Antal peler per fundament	Horisontalkraft per pel
G7.P2.103.1	97,16199928	2	48,58099964
G6.P2.508.1	79,62590273	2	39,81295136
G6.P2.59.1	79,97654452	2	39,98827226
G7.P2.104.1	98,11726968	2	49,05863484
G7.P2.13.1	93,36868032	2	46,68434016
G5.P2.107.1	79,47041415	2	39,73520707
G7.P2.14.1	94,38146742	2	47,19073371
G5.P2.116.1	79,15106399	2	39,57553199
G8.P2.500.1	92,50194984	3	30,83398328
G8.P2.504.1	94,39060857	2	47,19530428
G7.P2.81.1	92,57561196	2	46,28780598
G7.P2.503.1	100,394891	2	50,19744548
G6.P2.3.1	81,977788	2	40,988894
G6.P2.60.1	80,96984531	2	40,48492265
G6.P2.31.1	81,63319039	2	40,81659519
G6.P2.507.1	80,58578426	2	40,29289213
G6.P2.521.1	78,15585436	2	39,07792718
G6.P2.522.1	78,15478819	2	39,07739409
G6.P2.523.1	78,01084841	2	39,0054242
G6.P2.524.1	78,14384031	2	39,07192015
G6.P2.506.1	76,42315861	2	38,21157931
G6.P2.505.1	76,21910932	2	38,10955466
G6.P3.1.1	112,9607405	3	37,65358018
G6.P3.2.1	112,0742611	3	37,35808704
G6.P2.503.1	75,69032578	2	37,84516289
G6.P2.504.1	75,94700954	2	37,97350477
G6.P2.514.1	76,97516898	2	38,48758449
G6.P2.515.1	76,8916665	2	38,44583325
G6.P2.516.1	77,7324806	2	38,8662403

Fundamentnavn	Max verdi per fundament	Antal peler per fundament	Horisontalkraft per pel
G6.P2.517.1	77,27126209	2	38,63563105
G6.P1.503.1	37,45462538	1	37,45462538
G5.P1.44.1	38,66070611	1	38,66070611
G5.P1.43.1	38,48508108	1	38,48508108
G6.P1.504.1	37,73312583	1	37,73312583
G6.P2.502.1	74,65440315	2	37,32720157
G5.P2.7.1	76,65825806	2	38,32912903
G5.P2.54.1	76,42943664	2	38,21471832
G5.P2.51.1	75,30269334	2	37,65134667
G5.P2.29.1	75,40493281	2	37,7024664
G5.P2.30.1	75,38276676	2	37,69138338
G5.P2.24.1	75,04651455	2	37,52325727
G6.P2.501.1	72,7024319	2	36,35121595
G6.P2.500.1	72,43967038	2	36,21983519
G5.P2.21.1	71,6117209	2	35,80586045
G5.P2.16.1	72,72506102	2	36,36253051
G5.P2.55.1	71,54323748	2	35,77161874
G7.P2.106.1	97,48774826	2	48,74387413
G6.P2.518.1	79,98446035	2	39,99223017

Laster i pelene – Myk sand

Fundamentnavn	Max verdi per fundament	Antal peler per fundament	Horisontalkraft per pel
G5.P2.201.1	44,42617807	2	22,21308904
G5.P2.202.1	44,68684971	2	22,34342485
G5.P2.203.1	43,65752198	2	21,82876099
G5.P2.204.1	44,60863022	2	22,30431511
G5.P2.205.1	43,46565681	2	21,73282841
G5.P2.206.1	43,32982356	2	21,66491178
G5.P2.207.1	41,69591127	2	20,84795564
G5.P2.208.1	41,64333152	2	20,82166576
G5.P2.209.1	42,40290378	2	21,20145189
G5.P2.210.1	39,95822318	2	19,97911159
G3.P1.202.1	15,28244696	1	15,28244696
G4.P1.201.1	21,34353898	1	21,34353898
G5.P1.201.1	20,33045528	1	20,33045528
G3.P2.201.1	37,31456244	2	18,65728122
G4.P2.170.1	35,37118495	2	17,68559248
G5.P2.213.1	45,80827647	2	22,90413823
G6.P2.201.1	29,60801196	2	14,80400598
G3.P3.1.1	50,97548479	3	16,99182826
G4.P2.199.1	35,82220016	2	17,91110008
G4.P2.208.1	32,46454387	2	16,23227194
G4.P2.210.1	32,54442491	2	16,27221246
G4.P2.209.1	32,02969213	2	16,01484607
G4.P2.202.1	32,7426053	2	16,37130265
G4.P2.205.1	32,4248252	2	16,2124126
G4.P2.207.1	32,49139825	2	16,24569912
G4.P2.156.1	34,5777941	2	17,28889705
G4.P2.206.1	32,42905773	2	16,21452886
G4.P2.150.1	35,20469629	2	17,60234815

Fundamentnavn	Max verdi per fundament	Antal peler per fundament	Horisontalkraft per pel
G4.P2.204.1	32,56316018	2	16,28158009
G4.P2.203.1	32,69390968	2	16,34695484
G4.P2.222.1	34,56347046	2	17,28173523
G4.P2.221.1	35,13951499	2	17,5697575
G4.P2.152.1	36,94196725	2	18,47098362
G4.P2.161.1	35,5724458	2	17,7862229
G4.P2.189.1	35,30914584	2	17,65457292
G4.P2.183.1	35,72128074	2	17,86064037
G4.P2.211.1	35,13596216	2	17,56798108
G4.P2.191.1	33,53504389	2	16,76752195
G4.P2.216.1	34,64486284	2	17,32243142
G4.P2.174.1	35,39008795	2	17,69504397
G4.P2.185.1	33,94673076	2	16,97336538
G4.P2.178.1	33,3056273	2	16,65281365
G4.P2.212.1	35,66685224	2	17,83342612
G4.P2.175.1	34,81785698	2	17,40892849
G4.P2.215.1	35,64527329	2	17,82263665
G4.P2.177.1	35,66228687	2	17,83114344
G4.P2.217.1	34,0089683	2	17,00448415
G4.P2.218.1	35,72727854	2	17,86363927
G4.P2.190.1	34,03911127	2	17,01955563
G4.P2.180.1	35,75730599	2	17,878653
G4.P2.181.1	33,20965576	2	16,60482788
G4.P1.156.1	17,60786055	1	17,60786055
G4.P1.41.1	16,47183809	1	16,47183809
G4.P1.1.1	15,49685833	1	15,49685833
G3.P1.201.1	15,1834448	1	15,1834448
G4.P1.157.1	17,83011856	1	17,83011856
G4.P1.159.1	17,73342212	1	17,73342212

Fundamentnavn	Max verdi per fundament	Antal peler per fundament	Horisontalkraft per pel
G4.P1.154.1	17,77385141	1	17,77385141
G4.P1.165.1	17,77059248	1	17,77059248
G4.P1.164.1	17,80419212	1	17,80419212
G4.P1.40.1	16,46989114	1	16,46989114
G4.P1.202.1	17,51143538	1	17,51143538
G4.P1.2.1	15,55935404	1	15,55935404
G3.P3.2.1	50,94084768	3	16,98028256
G6.P2.202.1	29,63117347	2	14,81558673
G5.P2.218.1	40,56524899	2	20,2826245
G5.P2.217.1	41,42504124	2	20,71252062
G5.P2.216.1	41,67952327	2	20,83976163
G5.P2.215.1	41,42693357	2	20,71346678
G5.P2.214.1	41,69447087	2	20,84723543
G5.P2.212.1	41,14587143	2	20,57293572
G5.P2.211.1	41,11281272	2	20,55640636
G4.P2.192.1	33,89265656	2	16,94632828
G4.P2.196.1	33,46529649	2	16,73264824
G4.P2.165.1	33,03874141	2	16,51937071
G4.P2.220.1	32,75017308	2	16,37508654
G4.P2.201.1	32,74738715	2	16,37369357
G4.P2.194.1	33,59570154	2	16,79785077
G4.P2.197.1	33,75735376	2	16,87867688
G4.P2.195.1	33,887444	2	16,943722
G4.P2.193.1	33,61987432	2	16,80993716
G4.P2.171.1	35,6018212	2	17,8009106
G4.P2.151.1	36,80524759	2	18,40262379
G5.P1.205.1	20,37097293	1	20,37097293
G4.P2.173.1	35,53005096	2	17,76502548
G5.P1.203.1	21,18096752	1	21,18096752

Fundamentnavn	Max verdi per fundament	Antal peler per fundament	Horisontalkraft per pel
G5.P1.202.1	21,05441203	1	21,05441203
G5.P1.204.1	20,31899604	1	20,31899604
G4.P1.158.1	17,70000071	1	17,70000071
G4.P1.166.1	16,69159648	1	16,69159648
G4.P1.204.1	16,64211243	1	16,64211243
G4.P1.167.1	16,70743538	1	16,70743538
G4.P2.162.1	35,39178471	2	17,69589236
G5.P1.206.1	21,1209121	1	21,1209121
G4.P2.153.1	35,96881501	2	17,9844075
G4.P1.203.1	16,66182271	1	16,66182271
G4.P2.172.1	37,06355204	2	18,53177602
G4.P2.219.1	35,5350067	2	17,76750335
G4.P2.214.1	35,61423402	2	17,80711701
G4.P2.1063.1	36,44892638	2	18,22446319
G4.P2.213.1	35,47801939	2	17,7390097
G5.P1.207.1	21,00973301	1	21,00973301

Laster i pelene – hard sand

Fundamentnavn	Max verdi per fundament	Antal peler per fundament	Horisontalkraft per pel
G8.P2.53.1	126,9067834	2	63,45339168
G7.P2.101.1	124,6513635	2	62,32568175
G8.P2.55.1	126,7295875	2	63,36479374
G7.P2.102.1	125,1822355	2	62,59111776
G8.P2.57.1	127,6858933	2	63,84294666
G6.P1.20.1	47,82395559	1	47,82395559
G5.P1.40.1	45,33028273	1	45,33028273
G7.P1.41.1	58,15333724	1	58,15333724
G7.P1.40.1	59,00788785	1	59,00788785
G5.P2.102.1	88,42264237	2	44,21132119
G6.P2.11.1	90,55617007	2	45,27808504
G5.P2.119.1	84,02310233	2	42,01155116
G4.P1.1.1	31,16177429	1	31,16177429
G2.P1.1.1	17,11372213	1	17,11372213
G4.P1.41.1	39,60388472	1	39,60388472
G6.P2.9.1	100,9716991	2	50,48584956
G6.P2.81.1	100,9073441	2	50,45367206
G6.P1.35.1	52,79249073	1	52,79249073
G6.P1.26.1	51,54743728	1	51,54743728
G6.P1.21.1	48,8333365	1	48,8333365
G6.P1.36.1	50,42558546	1	50,42558546
G6.P2.100.1	118,2518132	2	59,12590658
G6.P2.86.1	117,1365216	2	58,56826079
G6.P2.101.1	118,1932011	2	59,09660055
G6.P2.87.1	118,2692438	2	59,13462191
G6.P2.87.2	117,8397357	2	58,91986786
G6.P2.88.1	116,6329032	2	58,31645161
G6.P2.102.1	118,4478406	2	59,22392032

Fundamentnavn	Max verdi per fundament	Antal peler per fundament	Horisontalkraft per pel
G6.P1.27.1	49,07821132	1	49,07821132
G6.P1.23.1	47,1183112	1	47,1183112
G7.P1.42.1	59,55577495	1	59,55577495
G7.P1.43.1	60,59999599	1	60,59999599
G6.P2.54.1	94,45221554	2	47,22610777
G6.P2.16.1	93,9713379	2	46,98566895
G4.P1.2.1	31,61734418	1	31,61734418
G2.P1.2.1	16,68648354	1	16,68648354
G4.P1.40.1	40,32566747	1	40,32566747
G5.P2.100.1	91,78733423	2	45,89366711
G5.P2.103.1	91,39231863	2	45,69615932
G5.P1.41.1	52,30205413	1	52,30205413
G5.P1.42.1	51,28071189	1	51,28071189
G6.P1.22.1	47,71634916	1	47,71634916
G6.P1.30.1	50,50111584	1	50,50111584
G8.P2.100.1	126,877181	2	63,4385905
G5.P2.104.1	94,32982074	2	47,16491037
G5.P2.117.1	86,97555409	2	43,48777705
G6.P2.89.1	115,7232243	2	57,86161216
G8.P2.101.1	126,7479422	2	63,3739711
G5.P2.105.1	94,78677385	2	47,39338692
G5.P2.118.1	87,66161322	2	43,83080661
G6.P2.90.1	115,8266707	2	57,91333536
G6.P2.91.1	111,781401	2	55,89070052
G7.P2.103.1	115,8867056	2	57,94335279
G5.P2.106.1	104,7070558	2	52,35352789
G6.P2.59.1	103,5934492	2	51,79672459
G7.P2.104.1	118,0300149	2	59,01500746
G7.P2.13.1	113,1363256	2	56,5681628

Fundamentnavn	Max verdi per fundament	Antal peler per fundament	Horisontalkraft per pel
G5.P2.107.1	100,3166327	2	50,15831633
G7.P2.14.1	115,6319746	2	57,81598728
G5.P2.116.1	99,79180095	2	49,89590048
G7.P2.107.1	118,7722494	2	59,38612468
G7.P2.105.1	124,1915072	2	62,09575358
G7.P2.81.1	119,5326344	2	59,76631718
G8.P2.102.1	125,1870564	2	62,59352818
G6.P2.3.1	109,2776307	2	54,63881535
G6.P2.60.1	106,8965258	2	53,44826289
G6.P2.31.1	108,8585637	2	54,42928183
G5.P2.108.1	106,4817269	2	53,24086347
G5.P2.109.1	92,45472503	2	46,22736252
G5.P2.110.1	92,70709376	2	46,35354688
G5.P2.111.1	91,24338241	2	45,6216912
G5.P2.112.1	92,88777645	2	46,44388822
G5.P2.80.1	89,57721225	2	44,78860612
G5.P2.81.1	89,31001007	2	44,65500503
G5.P3.1.1	131,4321563	3	43,81071877
G5.P3.2.1	129,6850186	3	43,22833953
G5.P2.82.1	88,27141142	2	44,13570571
G5.P2.83.1	88,64161452	2	44,32080726
G5.P2.113.1	90,6116474	2	45,3058237
G5.P2.120.1	89,95191183	2	44,97595592
G5.P2.114.1	91,84198884	2	45,92099442
G5.P2.115.1	89,71474175	2	44,85737088
G5.P1.45.1	44,06718172	1	44,06718172
G5.P1.44.1	43,84658865	1	43,84658865
G5.P1.43.1	44,62813446	1	44,62813446
G5.P1.46.1	44,38497656	1	44,38497656

Fundamentnavn	Max verdi per fundament	Antal peler per fundament	Horisontalkraft per pel
G5.P2.84.1	86,88607026	2	43,44303513
G5.P2.7.1	84,67957691	2	42,33978845
G5.P2.54.1	84,27185697	2	42,13592848
G5.P2.51.1	82,16051588	2	41,08025794
G5.P2.29.1	82,36317529	2	41,18158765
G5.P2.30.1	82,45295434	2	41,22647717
G5.P2.24.1	81,85901035	2	40,92950518
G5.P2.12.1	82,86200421	2	41,4310021
G5.P2.20.1	82,52140692	2	41,26070346
G5.P2.21.1	85,53520045	2	42,76760022
G5.P2.16.1	87,76814222	2	43,88407111
G5.P2.55.1	84,98831687	2	42,49415843
G7.P2.106.1	120,9771906	2	60,48859529
G5.P2.101.1	90,17278716	2	45,08639358
G8.P2.51.1	127,5520988	2	63,77604939
G7.P2.100.1	124,9737218	2	62,48686092

Laster i pelene – Eurocode peler

Fundamentnavn	Max verdi per fundament	Antal peler per fundament	Horisontalkraft per pel
singelpeler.16	26,03588497	1	26,03588497
singelpeler.17	12,0601022	1	12,0601022
singelpeler.18	37,83185084	1	37,83185084
singelpeler.5	25,4774181	1	25,4774181
Dobbelpeler.1	166,6617667	2	83,33088335
Dobbelpeler.2	162,4862678	2	81,24313388
Dobbelpeler.3	163,1426675	2	81,57133375
Dobbelpeler.4	162,6061745	2	81,30308724
Dobbelpeler.5	162,4343812	2	81,21719061
Dobbelpeler.6	163,2566124	2	81,62830621
Dobbelpeler.7	166,6638148	2	83,33190739
Dobbelpeler.8	102,3462279	2	51,17311397
Dobbelpeler.9	105,3045756	2	52,65228782
Dobbelpeler.10	90,54139299	2	45,27069649
Dobbelpeler.11	129,0496551	2	64,52482756
Dobbelpeler.12	134,2449131	2	67,12245657
Dobbelpeler.13	178,935792	2	89,46789602
Dobbelpeler.14	179,7405177	2	89,87025883
Dobbelpeler.15	179,6123434	2	89,80617172
Dobbelpeler.16	184,9268262	2	92,46341311
Dobbelpeler.17	179,3182685	2	89,65913426
Dobbelpeler.18	179,3337607	2	89,66688036
Dobbelpeler.19	179,4800939	2	89,74004693
Dobbelpeler.20	118,8067595	2	59,40337974
Dobbelpeler.21	110,5409301	2	55,27046507
Dobbelpeler.22	106,0666898	2	53,03334491
Dobbelpeler.23	111,2080276	2	55,60401379
Dobbelpeler.24	167,6276716	2	83,8138358

Fundamentnavn	Max verdi per fundament	Antal peler per fundament	Horisontalkraft per pel
Dobbelpeler.25	109,2601375	2	54,63006873
Dobbelpeler.26	90,95225557	2	45,47612778
Dobbelpeler.27	159,0259947	2	79,51299734
Dobbelpeler.28	167,8947186	2	83,94735929
Dobbelpeler.29	109,9477515	2	54,97387574
Dobbelpeler.30	89,00034095	2	44,50017048
Dobbelpeler.73	159,9260911	2	79,96304554
Dobbelpeler.32	134,157996	2	67,07899798
Dobbelpeler.33	130,8027466	2	65,40137329
Dobbelpeler.34	142,3134184	2	71,15670919
Dobbelpeler.35	132,2789518	2	66,13947591
Dobbelpeler.36	119,8717641	2	59,93588207
Dobbelpeler.37	138,7162439	2	69,35812195
Dobbelpeler.38	118,6340515	2	59,31702574
Dobbelpeler.39	144,362961	2	72,18148048
Dobbelpeler.40	160,9827201	2	80,49136007
Dobbelpeler.41	146,6057545	2	73,30287727
Dobbelpeler.42	163,4686715	2	81,73433577
Dobbelpeler.43	145,315055	2	72,65752749
Dobbelpeler.44	139,2761046	2	69,63805232
Dobbelpeler.45	144,3214437	2	72,16072187
Dobbelpeler.46	138,5181979	2	69,25909895
Dobbelpeler.47	111,7877586	2	55,89387932
Dobbelpeler.48	111,6678669	2	55,83393343
Dobbelpeler.49	105,0080352	2	52,50401762
Dobbelpeler.50	109,8852475	2	54,94262373
Dobbelpeler.51	100,992631	2	50,49631549
Dobbelpeler.52	100,5374067	2	50,26870335
Trippelpeler.1	143,7157807	3	47,90526023

Fundamentnavn	Max verdi per fundament	Antal peler per fundament	Horisontalkraft per pel
Trippelpeler.2	141,5450437	3	47,18168122
Dobbelpeler.53	99,29351593	2	49,64675796
Dobbelpeler.54	99,91616214	2	49,95808107
Dobbelpeler.55	104,6270062	2	52,3135031
Dobbelpeler.56	105,4374925	2	52,71874627
Dobbelpeler.57	110,4359129	2	55,21795645
Dobbelpeler.58	102,1143806	2	51,0571903
Dobbelpeler.59	93,39896535	2	46,69948267
Dobbelpeler.60	90,03882845	2	45,01941423
Dobbelpeler.61	88,78295596	2	44,39147798
Dobbelpeler.62	84,6826595	2	42,34132975
Dobbelpeler.63	86,00308939	2	43,0015447
Dobbelpeler.64	86,97056043	2	43,48528021
Dobbelpeler.65	85,16831507	2	42,58415754
Dobbelpeler.66	81,47482765	2	40,73741383
Dobbelpeler.67	80,42465915	2	40,21232958
Dobbelpeler.68	84,67514042	2	42,33757021
Dobbelpeler.69	90,36162682	2	45,18081341
Dobbelpeler.70	83,26759881	2	41,63379941
Dobbelpeler.71	154,6991362	2	77,34956811
Dobbelpeler.72	104,597448	2	52,29872398
singelpeler.6	12,28423583	1	12,28423583
singelpeler.7	36,09058329	1	36,09058329
singelpeler.8	68,79253635	1	68,79253635
singelpeler.9	63,45573481	1	63,45573481
singelpeler.10	59,36301934	1	59,36301934
singelpeler.11	63,52153292	1	63,52153292
singelpeler.1	59,53509958	1	59,53509958
Dobbelpeler.31	136,2655222	2	68,13276112

Fundamentnavn	Max verdi per fundament	Antal peler per fundament	Horisontalkraft per pel
singelpeler.2	52,96640589	1	52,96640589
singelpeler.3	68,51820112	1	68,51820112
singelpeler.4	70,72844397	1	70,72844397
singelpeler.12	62,33311455	1	62,33311455
singelpeler.13	57,11105242	1	57,11105242
singelpeler.14	72,30274554	1	72,30274554
singelpeler.15	75,41194049	1	75,41194049
singelpeler.23	45,8855091	1	45,8855091
singelpeler.24	43,06748948	1	43,06748948
singelpeler.25	47,45840621	1	47,45840621
singelpeler.26	46,40401208	1	46,40401208
singelpeler.19	66,40393561	1	66,40393561
singelpeler.20	62,55747086	1	62,55747086
singelpeler.21	57,15353684	1	57,15353684
singelpeler.22	64,47110861	1	64,47110861
Dobbelpeler.74	156,2036553	2	78,10182765

Laster i pelene – Alternativ utforming av bygg

Fundamentnavn	Max verdi per fundament	Antal peler per fundament	Horisontalkraft per pel
G5.P1.300.1	37,1893147	1	37,1893147
G5.P2.400.1	72,86527645	2	36,43263822
G1.P2.305.1	13,95059916	2	6,975299581
G8.P1.301.1	51,03932229	1	51,03932229
G8.P1.300.1	50,8983119	1	50,8983119
G4.P1.303.1	30,16691507	1	30,16691507
G4.P1.306.1	31,60599706	1	31,60599706
G1.P2.312.1	19,48138147	2	9,740690735
G1.P2.303.1	13,41219326	2	6,706096629
G6.P2.406.1	86,50103251	2	43,25051626
G1.P2.306.1	18,16117182	2	9,080585912
G6.P2.405.1	84,0190482	2	42,0095241
G1.P2.304.1	12,73020361	2	6,365101806
G1.P2.313.1	19,5773277	2	9,788663852
G4.P1.302.1	32,31563598	1	32,31563598
G4.P1.304.1	30,6393905	1	30,6393905
G8.P1.402.1	53,45059016	1	53,45059016
G8.P1.403.1	53,47679665	1	53,47679665
G1.P2.302.1	14,18858224	2	7,09429112
G5.P2.403.1	74,97657261	2	37,4882863
G1.P1.303.1	2,652990011	1	2,652990011
G1.P1.301.1	4,059585816	1	4,059585816
G5.P1.301.1	37,84755877	1	37,84755877
G5.P2.402.1	74,29436001	2	37,14718001
G1.P2.314.1	13,97090498	2	6,985452491
G8.P1.302.1	51,37582179	1	51,37582179
G8.P1.303.1	51,26040641	1	51,26040641
G4.P1.304.2	29,85440378	1	29,85440378

Fundamentnavn	Max verdi per fundament	Antal peler per fundament	Horisontalkraft per pel
G4.P1.305.1	31,44784336	1	31,44784336
G9.P2.400.1	114,5690298	2	57,28451488
G7.P2.311.1	102,5736721	2	51,28683605
G7.P2.312.1	95,59072194	2	47,79536097
G8.P2.406.1	112,6675432	2	56,33377159
G9.P2.401.1	114,1321429	2	57,06607147
G7.P2.403.1	99,87256389	2	49,93628194
G7.P2.313.1	93,34912277	2	46,67456138
G8.P2.407.1	111,6693699	2	55,83468496
G8.P2.408.1	110,0679891	2	55,03399454
G8.P2.403.1	104,1536502	2	52,0768251
G8.P2.305.1	102,6801297	2	51,34006483
G8.P2.302.1	102,3760951	2	51,18804756
G8.P2.404.1	105,416648	2	52,70832399
G8.P2.400.1	106,6699502	2	53,33497511
G8.P2.306.1	101,5770436	2	50,7885218
G8.P2.401.1	106,802989	2	53,40149451
G8.P2.307.1	102,4415168	2	51,2207584
G8.P2.405.1	111,5757358	2	55,78786791
G9.P2.403.1	112,1059494	2	56,0529747
G8.P2.402.1	110,4746424	2	55,23732119
G9.P2.402.1	106,4472564	2	53,22362821
G8.P2.300.1	108,8604317	2	54,43021586
G8.P2.303.1	107,0529695	2	53,52648476
G8.P2.301.1	111,7519372	2	55,87596858
G7.P2.402.1	108,5901612	2	54,29508062
G7.P2.315.1	99,66112848	2	49,83056424
G7.P2.316.1	100,4043396	2	50,20216979
G7.P2.317.1	99,56876772	2	49,78438386

Fundamentnavn	Max verdi per fundament	Antal peler per fundament	Horisontalkraft per pel
G7.P2.318.1	100,9310261	2	50,46551303
G7.P2.310.1	97,81211823	2	48,90605911
G7.P2.309.1	97,53388679	2	48,7669434
G7.P3.1.1	144,4804948	3	48,16016493
G7.P3.2.1	142,2036963	3	47,40123209
G7.P2.307.1	95,84825374	2	47,92412687
G7.P2.308.1	96,29823478	2	48,14911739
G7.P2.319.1	98,47038289	2	49,23519144
G7.P2.320.1	98,0554305	2	49,02771525
G7.P2.404.1	99,68792804	2	49,84396402
G7.P2.321.1	98,20516077	2	49,10258038
G7.P1.300.1	48,92437123	1	48,92437123
G7.P1.301.1	46,76121968	1	46,76121968
G7.P1.302.1	47,12261379	1	47,12261379
G7.P1.303.1	48,19884128	1	48,19884128
G7.P2.306.1	95,63986972	2	47,81993486
G7.P2.303.1	94,23783908	2	47,11891954
G7.P2.305.1	93,98561907	2	46,99280954
G6.P2.407.1	94,9797162	2	47,4898581
G6.P2.408.1	94,59509491	2	47,29754745
G6.P2.409.1	94,81014986	2	47,40507493
G6.P2.410.1	94,4675749	2	47,23378745
G6.P2.402.1	81,71571003	2	40,85785502
G6.P2.400.1	81,01523918	2	40,50761959
G6.P2.401.1	81,05585635	2	40,52792817
G6.P2.403.1	83,25166897	2	41,62583448
G6.P2.404.1	80,99278665	2	40,49639332
G1.P2.300.1	20,22893027	2	10,11446514
G1.P2.400.1	13,55012845	2	6,775064225

Fundamentnavn	Max verdi per fundament	Antal peler per fundament	Horisontalkraft per pel
G7.P2.401.1	88,16503276	2	44,08251638
G1.P2.308.1	19,27606228	2	9,63803114
G7.P2.400.1	86,69502076	2	43,34751038
G1.P2.309.1	13,90112521	2	6,950562603
G1.P2.301.1	20,24491047	2	10,12245524
G4.P1.300.1	31,60919191	1	31,60919191
G4.P1.307.1	29,98289062	1	29,98289062
G8.P1.400.1	53,37585541	1	53,37585541
G8.P1.401.1	53,40727179	1	53,40727179
G1.P2.310.1	14,10415889	2	7,052079445
G5.P2.401.1	74,89779795	2	37,44889898
G1.P2.311.1	8,170846345	2	4,085423173
G1.P1.302.1	2,680964379	1	2,680964379
G1.P1.300.1	4,056035749	1	4,056035749
G8.P2.311.1	112,5819022	2	56,2909511
G1.P2.315.1	8,170560385	2	4,085280192

Fundamentenes navn er benyttet for å kontrollere at fundamentene har rett navn, og stivhet. Det er derfor ikke sammenheng mellom navnene på fundamentene i de ulike pelemoellene.

Vedlegg 9 – Masseberegning for tidshistorieanalyser

Beregning av massene. Tilstreber å ha egenfrekvens på ca 0.14 i begge retninger

Tetthet betong: $\rho_{betong} := 25 \frac{kN}{m^3}$ $g := 9.81 \frac{m}{s^2}$

$V_1 := 338.6 m^3 = 338.6 m^3$ Vegg 1 etasje

$V_2 := 140.9 m^3 = 140.9 m^3$ Vegg 2. etasje

$m_1 := 1276 \cdot 10^3 kg$ Masse hulldekker 1. etasje

$m_2 := 1422.9 \cdot 10^3 kg$ Masse hulldekker 2. etasje

Areal av første etasje

$A_1 := 525 m^2 + 2 \cdot 828.9 m^2 + 294 m^2 + 256 m^2 + 525 m^2 = 3257.8 m^2$

Areal av andre etasje

$A_2 := 2 \cdot 525 m^2 + 2 \cdot 828.9 m^2 + 298 m^2 + 3 \cdot 34.5 m^2 + 384.5 m^2 = (3.494 \cdot 10^3) m^2$

Verdi av flatelaster:

$q_1 := 3 \frac{kN}{m^2}$ Nyttelast

$g_1 := 0.47 \frac{kN}{m^2}$ Egenlast: Påstøp

$g_2 := 0.491 \frac{kN}{m^2}$ Egenlast: Lettvegger

$q_2 := 2.8 \frac{kN}{m^2}$ Snølast

$g_3 := 0.491 \frac{kN}{m^2}$ Taktekking

$g_4 := 0.39 \frac{kN}{m^2}$ Fuging

Non-Commercial Use Only

Lastfaktorer i jordskjelvsituasjon:

$$\psi_{sn\ddot{o}} := 0.2 \quad \psi_{nytte} := 0.6$$

Flatelaster i jordskjelvsituasjon:

For tidshistoriemodellen vil modellen bli laget slik at alle disse lastene vil bli tatt med i massen. Dekkene vil bli modellert som med en tykkelse slik at de tilsvarer vekten av konstruksjonen, og tilleggslastene (egen påstøp, egen lettvegg, nytte, snø, osv) vil bli lagt på som en ekstra flatelast. Her er dimensjonerende flatelast beregnet.

Flatelast 1. etasje:

$$Q_1 := g_1 + g_2 + g_4 + q_1 \cdot \psi_{nytte} = 3.151 \frac{kN}{m^2}$$

Flatelast 2. etasje:

$$Q_2 := g_1 + g_3 + g_4 + q_2 \cdot \psi_{sn\ddot{o}} = 1.911 \frac{kN}{m^2}$$

Hver etasje har i tidshistorie-modellen et areal på 25 m^2 . Dette gjør at lasten på modellen da blir:

$$Q_{flate_1} := \frac{Q_1 \cdot A_1}{25 \text{ m}^2} = 410.613 \frac{kN}{m^2}$$

$$Q_{flate_2} := \frac{Q_2 \cdot A_2}{25 \text{ m}^2} = 267.066 \frac{kN}{m^2}$$

Massen av selve konstruksjonen vil bli tatt hensyn til ved å legge den i dekkene. Metoden som er benyttet går ut på å legge inn en massetetthet på dekkene, slik at de har rett tykkelse. For at Autodesk Robot skulle tillate en høy nok massetetthet, ble det benyttet 10 meter tykke dekker.

$$t := 10 \text{ m}$$

Tykkelse dekker.

$$M_1 := m_1 + \frac{V_1 \cdot \rho_{betong}}{2 \cdot g} + \frac{V_2 \cdot \rho_{betong}}{2 \cdot g} = (1.887 \cdot 10^6) \text{ kg}$$

Masse 1. etasje

$$M_2 := m_2 + \frac{V_2 \cdot \rho_{betong}}{2 \cdot g} = (1.602 \cdot 10^6) \text{ kg}$$

Masse 2. etasje

$$\rho_1 := \frac{M_1 \cdot g}{25 \text{ m}^2 \cdot t} = 74.045 \frac{kN}{m^3}$$

$$\rho_2 := \frac{M_2 \cdot g}{25 \text{ m}^2 \cdot t} = 62.88 \frac{kN}{m^3}$$

Non-Commercial Use Only