

Effekt av randbetingelser ved seismisk dimensjonering av prefabrikerte konstruksjoner

Fredrik Nordahl

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2014

Hovedveileder: Svein N Remseth, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk

**Effekt av randbetingelser ved seismisk
dimensjonering av prefabrikerte konstruksjoner.**

**Modellering med spesiell vekt på korrekte
randbetingelser ved dimensjonering av
prefabrikerte konstruksjoner ved
jordskjelvseksitasjon**

Masteroppgave levert i emnet
TKT4920 Prosjektering av Konstruksjoner
ved Norges Tekniske-Naturvitenskapelig universitet

Fredrik Nordahl

10. juni 2014

Masteroppgave for stud. techn. Fredrik Nordahl våren 2014:**Modellering med spesiell vekt på korrekte randbetingelser ved dimensjonering av prefabrikerte konstruksjoner ved jordskjelveksitasjon**

Modelling with particular attention to boundary conditions for structures exposed to earthquake excitation

Jordskjelvsikre prefabrikerte konstruksjoner søkes oppnådd ved at jordskjelveksitasjon ikke innfører lastvirkninger som konstruksjonen ikke hensiktsmessig kan dimensjoneres for. Ved dynamisk analyse med elementprogrammer er det viktig at spesielt randbetingelser innføres i samsvar med slik konstruksjonen er bygget.

Opgavens formål er å:

- opparbeide en forståelse for de grunnleggende prinsipper bak den dynamiske modelleringen for jordsjeldimensjonering av prefabrikerte bygninger.
- utføre modellering og dynamisk analyse av prefabriert bygning konstruksjon og vurdere hvor godt reelle randbetingelser mellom de enkelte konstruksjonselementene er oppnådd.

Besvarelsen av oppgaven bør ha med følgende temaer:

- Sjekke litteraturen for aktuelle publikasjoner. Kort rapportering.
- Etablere en elementmodell for en typisk bygning i prefabriert utførelse (antar at tegninger skaffes til veie av Rambøll) og utfør egenverdianalyse.
- Gjennomfør responsanalyser i tidsplanet med mulig ikkelineær betongmodell for elementer hvor dette er aktuelt.
- Sammenligning med tilsvarende analyser der en gjør tilnærmelser i modellen, eksempelvis med ekvivalente platetykkelse for å representere reell stivhet av det prefabrikerte dekket, og uten kontinuitet mellom ortogonale skiver i avstivninger.
- Gjennomfør tilsvarende forenklete analyser etter Eurocode 8. Sammenlign.
- Hvis tiden tillater etableres en plassstøpt modell for et tilsvarende bygg som det utføres elementanalyser for. Sammenlign og diskuter resultatene og også så langt mulig med hensyn på usikkerheter i modellene. Gi anbefalinger.
- Konklusjoner

Opgaven skal utføres i henhold til retningslinjer for utførelse av hovedoppgave ved Institutt for konstruksjonsteknikk (se Instituttets hjemmeside). Tillempinger til redigering må vurderes i forhold til oppgavens art.

Faglærer: Svein Remseth

Veiledere: Svein Remseth og Thomas Fürst, Rambøll

Besvarelsen skal leveres til Institutt for konstruksjonsteknikk innen 10. juni 2014

Forord

Denne oppgaven er skrevet våren 2014 og er siste del av min mastergrad innen Bygg- og Miljøteknikk ved Norges Teknisk- Naturvitenskapelige Universitet i Trondheim. Oppgaven er utført gjennom tjue uker og tilsvarer et helt semester, gitt som 30 studiepoeng. Oppgaven er en videreføring av temaet i emnet TKT4520 Prosjektering av Konstruksjoner der jeg også har gjennomført et fordypningsprosjekt høsten 2013. Masteroppgaven er avslutningen i rekken av emner under studieretningen *Prosjektering av konstruksjoner* og støtter oppunder fordypningsemnet TKT4198 Prosjektering av Konstruksjoner.

Rapporten omhandler problemene som kan oppstå når man skal sette i gang modellering av konstruksjoner i BIM-programmer for å kalkulere krefter og generell oppførsel av ulike bygg men med særlig vekt på prefabrikerte bygningselementer. Både Eurokode 8, RIF-veiledningen *Dimensjonering for jordskjelv* og bind H i betongelement serien tar for seg regler og utførelsesmetoder for konstruksjoner som er, eller kan bli utsatt for, jordskjelv. Desverre kan ingen av disse gi noen tips til hvordan man modellerer konstruksjoner slik at kreftene man kalkulerer blir virkelighetstro. Dette har selvsagt flere grunner som blandt annet at det benyttes enormt mange forskjellige programmer og man kan dermed ikke gi konkrete eksempler fra alle, og heller ikke ett. For å belyse hvilke problemer som kan oppstå har jeg benyttet meg av SAP2000 ettersom at jeg gjennomgikk en omfattende selvopplæringsprosess i programmet under arbeidet med fordypningsprosjektet.

Oppgaven utføres i samarbeid med Rambøll sin byggavdeling ved hovedkontoret i Drammen som også gav opphavet til problemstillingen for denne oppgaven. Ønsket var å undersøke områder som ikke var så vanlige å ta for seg ved NTNU samt gjennomføre prosesser som til stadighet blir utført på forskjellige måter i bransjen, med uenighet hva riktighet gjelder.

Oppgaveteksten gir mål for hvilket arbeid som skal være utført i denne rapporten og analyser og beregninger er utført med dette som bakgrunn. Rapporten er skrevet på en slik måte at det forutsettes at leseren har grunnleggende kjennskap til dynamisk oppførsel av enkle konstruksjoner, god forståelse for konstruksjonsanalyse men uten noen form for dypere forståelse for seismisk dimensjonering og modellering. Det vil bli gitt henvisninger fortløpende til utdrag fra norsk standard på dimensjonering for jordskjelv der det later til å være nødvendig.

Jeg vil rette et takk til min veileder ved NTNU, Svein N. Remseth for rettleidelse og konstruktive innspill til oppgaven. Et stort takk også til veileder ved Rambøll, Thomas Fürst som har bidratt med store mengder lektyre og gode innspill allerede før oppgaveteksten var et faktum.

Trondheim, 10. juni 2014



Fredrik Nordahl

Sammendrag

Erfaring tyder på at modellering av ulike typer konstruksjoner i DAK-program utføres forskjellig avhengig av hvilken bedrift man jobber i og hvilke forutsetninger man har for å drive analyse i dataprogrammer. Det er lett å bli naiv når man holder på med slike programmer og man forventer fort at programmet gjør alt riktig og analyserer nøyaktig. At programmet gjør det riktig er i og for seg en god påstand, men spørsmålet er om brukeren har gjort det riktig.

Hos Rambøll har man fått inn modeller fra eksterne enheter i prosjekteringsfasen der det er rettet spørsmål til hvor riktig modellene er. Forventningsverdiene fra overslagsberegninger har hatt 50 % treff med verdiene over resultatene fra analysene. Så hvor ligger egentlig feilen? Nå kan man argumentere med at kompleks struktur gjør kontrollregning utfordrende og at håndberegninger generelt sett gir økte verdier, men man burde jo kunne se noe korrelasjon mellom analysert verdi og forventningsverdien. Et av svarene som har dukket opp er at løsningen ligger i det noe diffuse begrepet "3D-effekter" og det argumenteres for at kraftspredningen skyldes disse effektene. Denne rapporten søker å finne svar på hvor vidt denne påstanden er korrekt.

For å finne svar på hvordan modelleringen avgjør hvor kreftene i konstruksjonen ender opp har det blitt gjort analyser på normale bygg med en bærestruktur vi kan anse som fornuftig. To strukturer er undersøkt etter at randbetingelsene er modifisert for å utligne de nevnte 3D-effektene og tvinge konstruksjonens oppførsel i modelleringsprogrammet inn i ønsket stilling uten å forvrengte virkeligheten. Forsøk på å finne en generell fremgangsmåte som er uavhengig av antall etasjer utføres også.

Til å analysere konstruksjonene er SAP2000 blitt benyttet. Dette er et solid FEM-program utviklet av "Computers and Structures Inc". Bygninger på tre og åtte etasjer med ulik grunnflate er benyttet for å se om det er mulig å finne en korrelasjon og en norm man kan benytte seg av hver gang man skal modellere bygg der kravene til nøyaktighet og forventningsverdier er høye. Analysene er ikke blitt utført som en SSI-analyse da dette innebærer store mengder med beregningsdata for selve jorden bygget plasseres på. Normalt sett er verdier for grunnforholdene som regel å oppdrive fra geologiske rapporter slik at man kan justere fastholdingspunkter deretter.

Denne rapporten inneholder også et utdrag av de fastsatte kravene som settes i Eurocode 8 for seismisk design av konstruksjoner slik at man kan se sammenhengen mellom prosjekteringen og modelleringen direkte. Resultatene etter analyse i SAP2000 presenteres i form av egensvingeformer, egensvingefrekvenser, egenperioder og påvirkning fra modifiserte randbetingelser der det legges særlig fokus på innspenningsmomenter, baseskjær og deformasjoner.

Selve prosessen med fullstendig dimensjonering av bygget i henhold til øvrige norske standarder er utført i programmet da det er i stand til å utføre rene statiske analyser slik at konstruksjonen tåler påkjenninger som vind, snø og generelle laster man forventer i slike bygg. Fokuset ligger på å se helhetseffekten som randbetingelsene gir bygg i av denne typen. Av den grunn må opplistede dimensjoner av konstruksjonsdeler ikke sees som endelige, men heller som benyttet til oppgavens formål.

Summary

Throughout experience, one can see a pattern in which modelling with CAD-programs tend to vary depending on which company one does work for along side with the level of competence one inherit for doing analysis in the programs. When using programs like this, one can easily become naive and expect the program to do everything correctly and analyse with precision. And that is partly right, but the question is whether the user has done the input correctly.

During planing phases for projects, it has become clear that Rambøll has gotten modelling work from external units in which there is raised suspicion towards the level of correctness in the models. Expected values from estimates seems inaccurate as the accuracy for the estimates versus the actual results are in the area of 50 % or slightly higher. So where is the mistake done? There are arguments to be used backing up the fact that complex geometry makes controlling the structure by hand difficult and that these calculations generally results in higher values, but engineers would like a certain degree of correlation between the estimated and the analysed values. The answer to the lack of correlation has come as a rather diffuse term called "3D-effects" which is being blamed for the unexpected behaviour of the forces in the structure. The work done in the report will be seeking an answer to whether this statement is right or wrong.

In the search for the answers in how the modelling decides where forces in the structure ends up, there has been done analysis on normal buildings with a structural load bearing system that seems reasonable for the requested situations. Three different configurations has been researched after a series of modifications to the structures boundary conditions has been made. The modifications are specifically designed to handle the 3D-effects and force the structural behaviour to a expected pattern without altering the true reality of the building. There's been done tests to seek a general rule to be used regardless of the number of storeys in the structure.

SAP2000 is the program of choice to analyse the different structures for this report. This is a robust FEM-program design by "Computers and Structures Inc". Configurations with both three and eight storeys is used to see if there exists a general norm one can use each and every time one has to model buildings where the level is set high for both accuracy and estimates. The analysis has not been done as a full SSI-analysis due to the fact that this method increases the amount of calculated data to unnecessary measures. In general, the values one can use as foundationstiffness can be found in report done by a geotechnical crew.

This report also contain excerpts of the different demands and rules set in Eurocode 8 for seismic design of structures to see the context of both modelling and planning directly. The results from each analysis from SAP2000 is presented in the form of eigenmoden, eigenfrequencies, eigenperiods and the influence of modified boundary conditions with high focus on foundationforces such as moment, baseshear and deformations.

The actual process of doing full design according to design codes for Norway and assigning dimensions to each component with a high utilization is done in the program due to the fact that SAP2000 can preform static analysis to ensure capacity to external loads like wind, snow and general loads for such buildings. The main focus is set to see the full picture of what the boundary conditions are able to inflict on these types of structures. That being said, dimensions given in this report might not be seen as final, but rather utilized to prove the point of the task at hand.

Innhold

Innhold	1
Figurer	2
Tabeller	3
1 Innledning	4
1.1 Oppgavens formål	4
1.2 Forsknings spørsmål	5
1.3 Rapportens oppbygning	5
2 Bakgrunn fra eurokoden	6
2.1 Responsanalyser etter NS-EN1998-1	6
2.1.1 Tverrkraftmetoden	7
2.1.2 Påført forskyvningsanalyse	7
2.1.3 Modal responspektrumanalyse	7
2.1.4 Tidsplananalyse	8
2.2 Prefabrikerte betongkonstruksjoner	8
3 Modellering	10
3.1 Impedansanalyse for fundamentstivhet	11
3.2 Søyleføring i bygget	13
3.3 Bjelker med leddet egenskap	14
3.4 Dekker og kontinuerlige plater	14
3.5 Sjakter	15
4 Resultat ved modifisering av randbetingelser	17
4.1 Modell 1 - første oppsett	19
4.2 Modell 1 - med endringer	21
4.3 Modell 2 - første oppsett	21
4.4 Modell 2 - med endringer	23
5 Konklusjon	24
6 Videre arbeid	25
Referanser	26

Figurer

2.1	Forbindelse med hensyn til kritiske soner	9
2.2	Våt kobling, hentet fra presentasjon av Prof. Ing. Stefano Pampanin, 2010	9
3.1	Tenkt søylefasade fra arkitekt	10
3.2	Endret søylefasade for modellering	10
3.3	Variierende elementstørrelse for kontinuitetskrav	11
3.4	Randbetingelser på jordelementer fra prosjektoppgaven	11
3.5	Impedansfunksjonens grunnlag	12
3.6	Impedansfunksjonens koeffisienter	12
3.7	Mulig endring i bjelkers knutepunkt	14
3.8	Typisk modellering for dobbelt sjakt	16
3.9	Typisk modellering for dobbelt sjakt med tilstøtende dekker	16
4.1	Innfylling av stivheter i SAP2000 for $V_s = 500m/s$	19
4.2	Resultater etter første oppsetting av modell 1	20
4.3	Teoretisk verdi for sjaktveggen	20
4.4	Nye randbetingelser innført	21
4.5	Resultater etter første oppsetting av modell 2	22
4.6	Teoretisk verdi for sjaktveggen	22
4.7	Nye randbetingelser innført	23

Tabeller

3.1	Skjærkapasitet for hulldekker	15
3.2	Veiledende stivheter for dekker	15
4.1	Inndata for oppførsel i jordelementer	17
4.2	Inndata for randbetingelser i jordelementer	17
4.3	Inndata for fundamentstivhet ved $L_x=500\text{mm}$ og $L_y=400\text{mm}$	18
4.4	Inndata for fundamentstivhet ved $L_x=500\text{mm}$ og $L_y=400\text{mm}$	19
4.5	Verdier fra kjørte analyser, teoretisk og reelt	20
4.6	Verdier fra kjørte analyser, teoretisk og reelt	21
4.7	Verdier fra kjørte analyser, teoretisk og reelt	22
4.8	Verdier fra kjørte analyser, teoretisk og reelt	23

Kapittel 1

Innledning

I april 2010 innførte Norge et nytt lovverk som sier at alle nye byggeprosjekter på norsk jord skal kontrolleres for seismisk påkjenning fra sine respektive seismiske soner. Dette kommer som et tillegg til den tradisjonelle dimensjoneringen etter de øvrige standardene for ulike byggematerialer. Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning ble bragt inn som et regelverk for byggverk. Den nye standarden gav økt krav til dokumentasjon for store bygninger i forhold til seismisk lastkapasitet og bød på store utfordringer for prosjekterende ingeniører. For mindre bygninger kunne standarden i enkelte tilfeller øke dimensjonene i bygget fordi det nå måtte tas hensyn til seismisk last på grunnlag av faktorer som blandt annet egsvingeperioden.

Kravene til konstruksjoner fra tidligere har dreid seg om kapasitet for vind-, snø- og nyttelast samt egenvekten, men man ser en trend de siste årene hvor de seismiske lastene får økende fokus. I tillegg får vi stadig økende krav om tettere og tykkere isolering, klimaprotokoller og økende krav i ulike risikoklasser. Jordskjelv som belastning går under kategorien ulykkeslast og man får tydelig konsekvenser i forhold til dimensjoneringen når alle disse faktorene må vurderes, ofte i form av økende materialbruk. Så kan man spørre seg hvorvidt dette er nødvendig eller ei i og med at jordskjelv oppstår så sjeldent som de gjør. Offshore konstruksjoner, sykehus og skoler er særlig berørt av de nye kravene.

For å imøtekomme alle de nye kravene, jobbes det aktivt med å øke kunnskapsnivået hos ingeniørene. Behovet for solid sikkerhet øker nærmest proporsjonalt med konsekvensen av en eventuell kollaps og det er derfor meget viktig at man klarer å se effektene av de seismiske påvirkningene for alle typer bygg. For å se effektene brukes som regel FEM-programmer som er i stand til å utføre seismisk analyse. Av erfaring i bransjen er det mye som tyder på at ikke alle er like nøye når de bruker disse programmene, eller at de rett og slett modellerer på en slik måte at prosjekteringen skal bli lettere.

1.1 Oppgavens formål

Eurokode 8 setter flere krav til beregningsmetoder og dimensjoneringsprinsipper, men den er ingen hjelp når man skal gå igang med modellering av konstruksjoner. Igjennom denne oppgaven skal jeg ta for meg noen ulike problemer som gjerne dukker opp når man ikke er nøye nok med modelleringen. Vi skal se at graden av nøyaktighet endre prosjekteringsbehovet ved seismisk lastpåvikning både i positiv og negativ retning.

For å kunne besvare de overnevnte punktene er SAP2000 benyttet. Tre typer bygg er modellert med utgangspunkt i fornuftige løsninger med lav kompleksitet når det gjelder bæresystem. Byggene er belastet med alle de tradisjonelle lastene med lastdata fra Oslo kommune som referansenivå. I tillegg er elastiske responsspektrum opprettet som skal være representative for norske forhold og dermed kan belaste konstruksjonene med en standardisert lastkurve. Det er lagt stort fokus på randbetingelser i alle bygningene for å vise hva som skjer i alle deler av bygget. Dette er områder der det gjøres mest feil og dette kan selvsagt føre til inkorrekte resultater og uventet oppførsel som er vanskelig å forsvare dersom det rettes spørsmål til hvorfor det ble akkurat slik.

1.2 Forskningsspørsmål

I denne rapporten ligger hovedfokuset på parameterne som opptrer i beregningsmodellen i bruk for seismisk design, og da særlig ved prefabrikerte bygningselementer. Det er lagt vekt på å modellere knutepunkter i konstruksjonen på en slik måte at bygget ikke fremstår som stivere enn det som er naturlig. I tillegg er det gjort store mengder modifisering av render langs bygningselementer for å oppnå resultater som er fornuftige samt at resultatene skal kunne kontrollregnes med enkle håndberegninger. I dette ligger store mengder konstruksjonsanalyse og forståelse som benyttes til å avgjøre hvorvidt alle endringer synes å være fornuftige. Tanken bak det hele er at hvert bygg modelleres på en slik måte at rene statiske analyser ikke skal gi uventet kraftspredning, et tema vi skal se mer på i et senere kapittel.

En kartlegging av potensielle feilkilder ved modellering i FEM-programmer forsøkes oppnådd for å synliggjøre hvor det oftest gjøres feil. Kan man på en fornuftig måte opprette en generell regel for hvordan man kan modellere bygg av denne typen hver gang? Ulike metoder for å endre oppførselen i bygget benyttes for å oppnå resultater som ikke avviker fra det som er forventet ut ifra konstruksjonsanalyse.

1.3 Rapportens oppbygning

Først og fremst vil det introduseres noe generell teori fra eurokoden for å kartlegge hva man ser etter i analyser av prefabrikerte konstruksjoner for å avgjøre nødvendig seismisk designproses. Teorien i dette benyttes når modellene settes opp i SAP2000.

Kapittel 2

Bakgrunn fra eurokoden

Det er en overveiende tendens til at spesielle prefabrikerte bygg blir altfor stive når man modellerer dem dersom man ikke modifierer randbetingelsene slik at man oppnår tilnærmet leddet oppførsel. Når man bearbejder randbetingelsene vil man som oftest myke opp bygget og dermed oppnå en litt lengre svingeperiode samt en oppførsel som er mer virkelighetstro. Man skal likevel være litt forsiktig med modifiseringen. Et mykere bygg vil helt klart føre til større deformasjoner som gir utslag på avstivningssystemet i bygget og særlig på komponenter som ligger langt unna stivhetssenteret i bygget.

Det er på en måte en norsk metode å søke etter mykere konstruksjon

- Farzin Shahrokhi

Vi søker ofte løsninger som myker opp bygget og dermed gir en mildere total seismisk påvirkning. Skal et bygg motstå rystelser fra jordskjelv må det være så mykt som mulig, helst som en gummistrikk. Men bygget skal i tillegg motså belastning fra andre naturkrefter som vind og snø, og da bør bygget være så stivt som overhodet mulig. Med dette som basis er det naturlig at man prøver å finne en gylden middelveislik at bygget er optimalt for begge tilfeller. En annen grunn til at vi søker en oppmykning av bygget er direkte knyttet til regelverket, og vi skal se litt på hva det innebærer.

2.1 Responsanalyser etter NS-EN1998-1

Ved seismisk påvirkning på konstruksjoner er det ofte snakk om usikkerheter som må kompenseres for. Ingeniører er kjent for uttrykkene *på sikker side* og *konservativ teknisk* som i all hovedsak betyr at man overdimensjonerer fornuftig. I standarden finner vi fire metoder som gir et velegnet estimat med passende verdi for krefter under dimensjonering. Metodene kan benyttes dersom bygget ikke tilfredsstiller utelatelseskriteriene listet i NS-EN 1998 punkt NA.3.2.1(5)P:

1. Grunnakselerasjonen er $a_g S = \gamma(0.8a_{g40Hz}) \leq 0.49m/s^2$
2. Tabell NA.4(902) Bygget er i seismisk klasse 1
3. Bygget er en lett trekonstruksjon
4. Siste svingemode av betydning gir $S_d \leq 0.49m/s^2$
5. Fundamentskjærkraften for dimensjonerende seismisk lastkombinasjon er mindre enn andre relevante kombinasjoner

Kriteriene sørger for at man kan skille tilfeller der man *må* dimensjonere for seismiske krefter og der man ikke behøver. Av listen kan vi se at punkt 1, 2 og 3 ofte er vanskelige å tilfredsstille og dermed står det ofte på punkt 4 til å avgjøre om seismisk dimensjonering er nødvendig. Når vi sier siste svingemode av betydning, mener vi moden med massebidrag og energibidrag som er av en viss størrelse. Da er det slik at egenperioden til denne bør være såpass lang at bygget ansees som mykt nok i forhold til punkt 4. Det gir store fordeler til videre arbeid. Det er tross alt en del timers arbeid man kan unngå dersom bygget kommer innunder en av kriteriene. Hvis ikke må metodene under benyttes.

2.1.1 Tverrkraftmetoden

Punkt 4.3.3.2 i Eurokode 8 gir krav og utførelse til en responsanalyse som etterligner ekvivalent statisk beregning. Metoden gir enkle retningslinjer for å beregne skjærkrefter i fundamentet. Svingeperioden i denne metoden kalkuleres direkte etter ligning (4.6) gitt at bygget ikke overstiger 40 meter i høyde. Perioden til bygget kan settes til $T_1 = C_t * H^{0.75}$. Faktoren C_t avgjøres ut ifra hvilken type bærende konstruksjon som er valgt ut og ligger i området $[0.05 - 0.085]$ der stigende tall indikerer økende stivhet i konstruksjonen. Fundamentkreftene finnes enkelt ved:

$$F_b = S_d(T_1) * M_{tot} * \lambda$$

Skjærkreftene kan fordeles til frihetsgradene i konstruksjonen etter punkt 4.3.3.2.3 slik at man kan dimensjonere bygget deretter [1].

2.1.2 Påført forskyvningsanalyse

Denne metoden er ikke-lineær statisk analyse og benytter seg av en modell som ofte kalles "pushover". Denne påfører horisontallastene gradvis og skal kunne påvise svake punkter i konstruksjonen, gjerne vist som flytmekanismer. I metoden holdes vertikallastene konstante mens de horisontale får små økninger over tidsinkrementer isolert i en retning av gangen.

Metoden er spesielt god for murkonstruksjoner der man enkelt kan analysere hver etasje isolert for å finne skjærkreftene. Den ikke-lineære analysen gjør det praktisk å beregne bygg som ikke oppfyller krav til regularitet[1]. For prefabrikerte betongbygg kan denne metoden benyttes for å se når og hvor koblinger ryker under belastning slik at man kan gå inn og justere randbetingelsene deretter.

2.1.3 Modal responspektrumanalyse

Etter at man har funnet alle svingeformene av betydning for konstruksjonen, kan man benytte denne metoden i punkt 4.3.3.3 for å kalkulere forskyvningene i konstruksjonen. Kravet til svingemoder av betydning er at summen av de effektive modale massene summerer seg opp til minimum 90% av konstruksjonens totale masse samt at bidragene i svingeformene må være på minimum 5% av totalmassen[1]. Det er disse verdiene som er avgjørende for utelatelseskriterium 4. Man kan likevel være uheldig å hamne utenfor dette kravet. Løsningen blir at man må se de modale massene isolert i en retning av gangen og deretter påvise at de summerer seg opp til den totale massen av konstruksjonen før man kan si at kravet er tilfredsstillt. Siste utvei dersom det ikke lar seg gjøre er å se om følgende krav er godkjent

$$k \geq 3 * \sqrt{n}$$

der k er antall svingeformer man tar hensyn til og n er antall etasjer over kjeller eller stivt fundament.

I denne metoden settes det krav til kombinatorikk av responspektrum. For de tre retningene X, Y og Z skal følgende lastkombinasjon settes i henhold til 4.3.3.5.2(4)

1. E_{Edx} "+" $0.3E_{Edy}$ "+" $0.3E_{Edz}$
2. $0.3E_{Edx}$ "+" E_{Edy} "+" $0.3E_{Edz}$
3. $0.3E_{Edx}$ "+" $0.3E_{Edy}$ "+" E_{Edz}

Her betyr "+" kombinert med slik at man får definert en skikkelig lastkombinasjon. Kombinasjonene forutsetter at $a_{vg} \geq 2.5m/s^2$. Hvis dette ikke er tilfellet, kan kombinasjon 3 neglisjeres samt at bidragene fra z-komponenten i de øvrige kombinasjonene fjernes i henhold til 4.3.3.5.1(3). Denne metoden skal vi benytte videre i oppgaven for å utsette bygningene for seismiske laster.

2.1.4 Tidsplananalyse

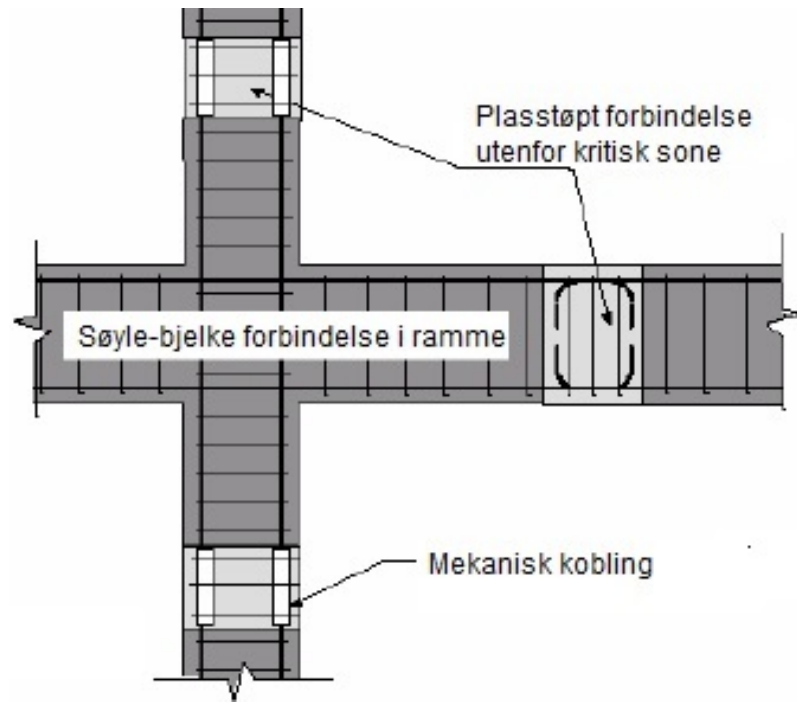
Denne metoden baserer utregningene på registrerte eller simulerte akselerogrammer fra et faktisk eller tenkt scenario. Dette gir en ikke-lineær analyse hvor forskyvningene kommer til syne samt at man kan påvise oppførselen under postelastiske avlastnings- og pålastningssykluser. Hvis det foreligger syv eller fler tidshistorier man må basere analysen sin på, bør det regnes ut en gjennomsnittlig verdi for bevegelsene i grunnen før man går videre i designprosessen. Kombinasjonsreglene for denne metoden er nøyaktig de samme som for responspekter analysen.

Tidsplananalyser kan benyttes for å undersøke om konstruksjonen tåler påkjenningen fra jordskjelvscenarie. Man kan med andre ord benytte registreringer fra andre områder i verden for så å skalere målingene til fornuftige verdier som passer inn i området der konstruksjonen skal oppføres [2].

2.2 Prefabrikerte betongkonstruksjoner

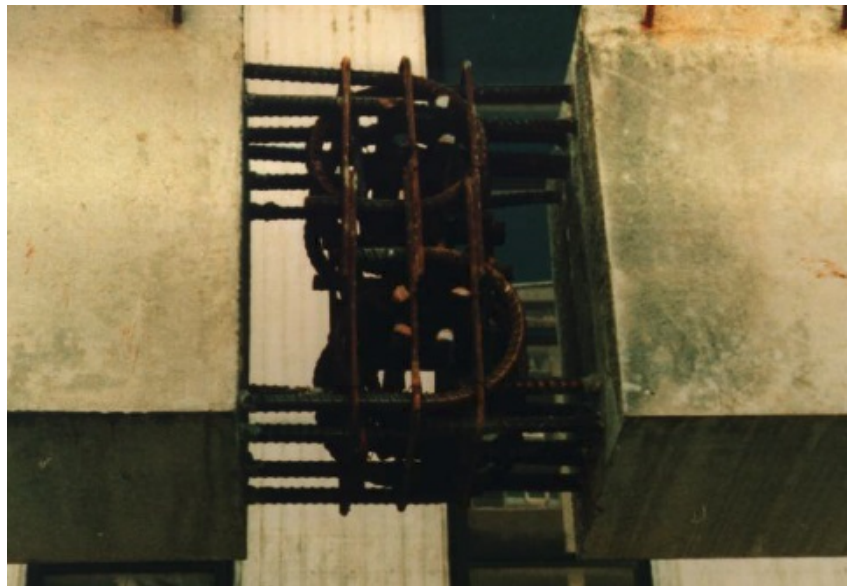
I et bygg blir enkelte konstruksjonselementer alltid plastøpt. Dette er ofte av hensyn til uventede utfordringer ved byggplass eller rett og slett tidsbesparelse i prosjekteringsarbeidet. En annen faktor er at justering i utførelsesprosessen er lettere å gjennomføre, for eksempel flytting eller korrigerende konstruksjonsdetalj da denne lages direkte på byggeplass. Prefabrikerte elementer har ikke den muligheten og da kan det bli kostbart dersom man må bestille nytt. Eurokoden punkt 5.11 inneholder regler for konstruksjoner og konstruksjonsanalyse ved bygging som kan kalles delvis prefabrikert. Eurokoden dekker rammesystemer, skivesystemer og dobbeltsystemer samt at den har punkt som er til hjelp til cellekonstruksjoner. Punkt 5.11.1.2c tar for seg et viktig poeng med at man må være nøye med å bestemme ikke-bærende deler da disse kan være fullstendig fraskilt fra konstruksjonen. Dette er teori jeg skal benytte meg av senere i rapporten for å definere randbetingelser ved modellering av konstruksjoner. Det er viktig å presisere at punkt 5.11 bare dekker regulære prefabrikerte konstruksjoner, men kan likevel gi dokumentasjon til uregelmessige konstruksjoner. Det dekker altså bygg der alle vertikale konstruksjonsdeler forlenges til fundamentnivå uten avbrudd eller der det er sikkerhet til kapasiteter og duktilitet fra punkt 5.2.3.7. For å kunne bruke eurokoden dersom bygget ikke er i henhold til 5.11 må man på samme måte som i DCM sette konstruksjonsfaktoren, q , til veriden 1.5 men ikke høyere.

Punkt 5.11.2 gir flere gode råd til hvordan man skal utføre knutepunkter i prefabrikerte konstruksjoner. Ofte er det tatt sikte på plassere forbindelser utenfor kritiske soner der for eksempel skjærkrefter er stor og gjerne ha forbindelsene noe overdimensjonert.



Figur 2.1: Forbindelse med hensyn til kritiske soner

Igjen er det ønskelig å være konservativ, for ved jordskjelv blir kreftene i disse sonene store. For å sikre bygget ytterligere kan man også montere energiabsorberende koblinger eller kalt emulativ kobling som er designet slik at den skal gi etter ved påvirkning fra jordskjelv. Dette kan vi også kalle en "våt koblingsom er et mer brukt uttrykk på byggeplass.



Figur 2.2: Våt kobling, hentet fra presentasjon av Prof. Ing. Stefano Pampanin, 2010

Kapittel 3

Modellering

Når det skal modelleres i SAP2000, eller andre lignende programmer, er det stort sett de samme grunnreglene som gjelder. Begynnelsen på modelleringen starter som oftest med oppretting av et fornuftig aksesystem. Det er viktig å ha et solid system før modelleringen settes igang. Med dette betyr det at man skal forsøke å søke etter knutepunkter som ligger fornuftig plassert i aksekryss og videre ha komponenter som forholder seg i stor grad parallelle til de øvrige akselinjene. Dette sikrer at programmet mot unntakstilstander der det oppstår problemer med modellen fordi beregningslinjene i komponentene ikke ligger på linje. Det er problemer man ofte kan få dersom viser seg at arkitekt ønsker fasader med kompleks geometri for eksempel, som vist under.



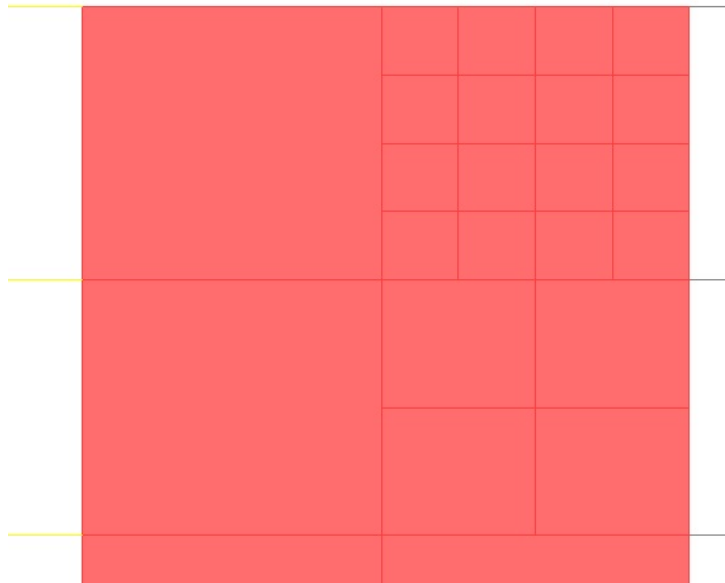
Figur 3.1: Tenkt søylefasade fra arkitekt

Rent teknisk sett vil ikke variasjonen i søyeplassering gjøre store utslag om de står som plassert på figur 3.1 kontra en situasjon der de står likestilt på rekke uten variasjon. Ofte er det slik i modelleringen at man må gjøre små forenklinger dersom man tar hensyn til de på en skikkelig måte. Figuren under viser hvordan søylefasaden typisk ville blitt modellert for at man skal forhindre at de dukker opp feil med beregningslinjer.



Figur 3.2: Endret søylefasade for modellering

Den utførte endringen forenkler modelleringen ettersom alle søyler nå plasseres midtstilt på akselinjen. Beregningsmessig vil dette ha særdeles liten innvirkning på analysert resultat, men er nødvendig for at programmet skal klare opprette korrekt elementstruktur til konstruksjonen. Elementstrukturen opprettes som et nett av beregningselement som har høyt krav til kontinuitet. Dersom kontinuiteten ikke er tilfredsstillende kan programmet velge å behandle disse som unntakselementer og dermed ikke beregne verdier for disse. Da kan du gå inn å dele opp elementene i mindre beregningselementer og dermed få økt graden av nøyaktighet, men samtidig også økt mengden beregningdata. Slik fininnstilling av beregningselementer kan gjøre at selv unntakselementene vil bli analysert dersom du har justert det fornuftig.

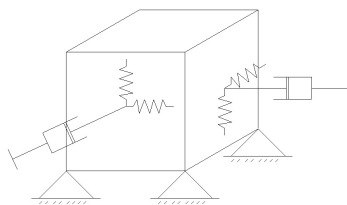


Figur 3.3: Varierende elementstørrelse for kontinuitetskrav

Av figur 3.3 ser vi at ulike innstillinger er brukt på samme type plate. Dette vil bidra til å øke presisjonen på det ferdige analyserte resultatet. Desto mindre rutene er, desto mer informasjon kan man ta vare på. Da er det nokså greit å se for seg at slike oppdelinger bør brukes for horisontale og vertikale plater nær opplegg eller støttepunkt der ansamling av krefter ofte er store og endringen mellom hvert beregnings-element kan glipe informasjon dersom de er for store.

3.1 Impedansanalyse for fundamentstivhet

I prosjektoppgaven jeg skrev på høsten i 2013 forsøkte jeg å modellere jordsmonnet som et bestemt bygg sto på før jeg utsatte begge deler for seismisk belastning. Metoden viste seg å være robust og viste meget gode egenskaper for oppførsel i jorda under påvirkning av både responsspektrumspåkjennning og tidsseriepåkjennning. Jorden ble i den oppgaven bygget opp av kubiske jordelementer med dimensjonene $5m * 5m * 5m$. De ble utført som *solid element* og hadde lineære egenskaper. For å simulere fjell under laget med jord, hadde samtlige knutepunkt i jordens nederste element fått fastholding i z-retning. Skjærstivheten mellom fjell og jord kunne vært gitt som fastholding i x- og y-retning men det hadde såpass lite betydning at den ble neglisjert. For å hindre stivlegeme bevegelse av jorden som total enhet ble det ytterste elementet i nederste lag fullstendig låst fast, mens de øvrige lagen ble holdt fast sideveis ved hjelp av dempningsstivheter tilhørende jordens egenskaper.



Figur 3.4: Randbetingelser på jordelementer fra prosjektoppgaven

Figur 3.4 viser hvordan hjørneelementene ble tildelt randbetingelser for å opptre som virkelighetstro jordsmonn. Problemet med denne metoden var mengden beregninger som måtte gjennomføres. Det dro kraftig opp tiden hver analyse brukte. I tillegg var det usikkerhet om hvor bra jorden var i størrelses orden i forhold til bygget. Fra byggets ytterkant og ut til enden av jorden la jeg inn en avstand på hele $60m$ som

følge av forholdet $3 * Jord_{dybde} = Utspredningfravegg$ og med en jorddybde til fjell på 20m så det ut til å gi gode resultater, men hvorvidt dette kun er en "tommefingerregel" eller en god løsning var vrient å si noe om.

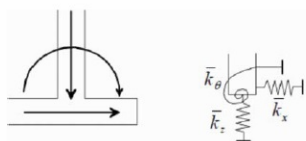
I denne rapporten har jeg tatt steget videre. Jeg hadde stor interesse av å senke kalkulasjonstiden og var derfor på utkikk etter metoder der man kan justere fastholdingspunkter i 0-nivået for konstruksjonen til å etterligne oppførselen man kan forvente i jordsmonnet. Løsningen ligger i å beregne dynamiske fundament stivheter ut ifra impedansanalyse av jord-konstruksjon interaksjon, forkortet til SSI. Impedansfunksjonen for fundamentstivheter er definert ved dempningskoeffisienter som inneholder fjærstivheter og demperstivhet [3]. Funksjonen er gitt som

$$\bar{K} = k_j(\omega) + i\omega c_j(\omega)$$

og ligner på det vi kan om dynamikk hvor vi plasserer reponsen i argand diagram fordi vi benytter imaginære enheter. På samme måte som vi deler respons opp i partikulærløsning og homogenløsning, kan vi skille ut komponentene i ligning. Stivhetn tar den reelle delen og dempningen har den imaginære delen. Innholdet i impedansfunksjonen må bestemmes på bakgrunn av følgende faktorer:

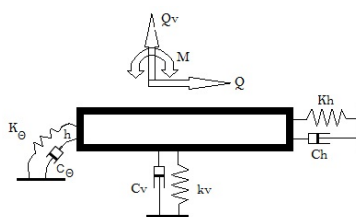
1. jordens lagdeling
2. jordens stivhet
3. fundamentets stivhet
4. fundamentets geometri

og vi deler inn stivhetene i tre komponenter; rotasjonsstivhet og to translasjonsstivheter, henholdsvis $\bar{K}_\theta, \bar{K}_X, \bar{K}_Z$. Foreklet kan vi se på forholdet som en ukoblet fjærmodel som vist på figuren under:



Figur 3.5: Impedansfunksjonens grunnlag

Men studerer vi det litt nærmere kan vi opprette en mer detaljert versjon som bunner ut i koeffisienter vi kan plassere i et matrisesystem. Figuren under skal vise hvilke koeffisienter vi kan anta at opptrer i en SSI



Figur 3.6: Impedansfunksjonens koeffisienter

og med figur 3.6 som basis kan følgende matrise opprettes, på bakgrunn av likevekten mellom stivheten i henhold til $K_v = k_v + iC_v\omega$,

$$K_v = \begin{bmatrix} \delta_X & \delta_Y & \delta_Z & \theta_X & \theta_Y & \theta_Z \\ K_{11} & 0 & 0 & 0 & -K_{15} & 0 \\ 0 & K_{22} & 0 & K_{24} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_{42} & 0 & K_{44} & 0 & 0 \\ -K_{51} & 0 & 0 & 0 & K_{55} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{66} \end{bmatrix}$$

Matrisen i seg selv er ikke så komplisert, og man kan med denne som bakgrunn utlede noen uttrykk for stivhetene i de 6 frihetsgradene for et firkantet fundament plassert på mark:

- $K_x = \frac{GB}{2-\nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right]$
- $K_y = \frac{GB}{2-\nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 \frac{L}{B} + 0.8 \right]$
- $K_z = \frac{GB}{1-\nu} \left[1.55 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 0.8 \right]$
- $K_{\theta_x} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[0.4 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.1 \right]$
- $K_{\theta_y} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[0.47 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.034 \right]$
- $K_{\theta\theta} = GB^3 \left[0.53 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 0.51 \right]$

Her vil B og L svare til lengden og bredden av fundamentet i forhold til hvilken retning man regner stivheten. Konstanten ν er tverrkontraksjonskoeffisienten til jordsmonnet, som ofte settes til 0.25 for enkelhets skyld. Skjærmodulen G forholder seg direkte til jordsmonnet. Denne må det finnes gjennom tester på skjærstyrke via geotekniske analyser. Med andre ord er det som regel en verdi du får tilsendt fra det geotekniske teamet som har gjort undersøkelser i grunnen på byggeplassen.

Dersom man ikke forholder seg til firkantede fundamenter, men runde, må formlene endres og frihetsgradene reduseres. Siden runde fundamenter er retningsuavhengige i x-y-planet vil stivhetene for fundamentet mot grunnen bli som følger:

- $K_x = \frac{8}{2-\nu} Gr_u$
- $K_\theta = \frac{8}{3(1-\nu)} Gr_\theta^3$
- $K_z = \frac{4}{1-\nu} Gr_u$

Den vanskelige delen kommer når man skal bevege seg over i å bruke pæler til fundamentering. Dette innebærer at man drar med seg en rekke andre faktorer som man må ta hensyn til. I dette vil det settes større behov til geotekniske data som langdeling, belastningsbetingelser for marktrykk utenfor byggeområde, avstand til grunnfjell, pæletopp betingelser, dynamisk friksjon langs pælens lengde samt vinkling av pæler ned i jorda. Dette er et tema jeg ikke vil gå nærmere inn på gjennom denne oppgaven.

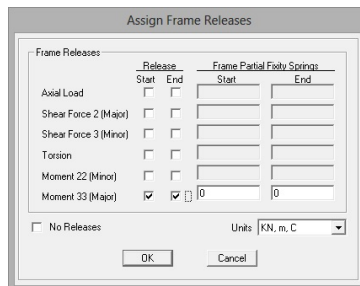
3.2 Søyleføring i bygget

Som regel når man modellerer er det naturlig å sette opp selve skjelettet for bygget først, med andre ord søyler og bjelker eller heissjakt. Deretter legges etasjene ut i ønsket system. Det som er viktig å ha i bakhodet når man setter ut søyler, er at søylene trenger knutepunkter i hver etasje slik at bjelker får kontaktpunkter. De fleste FEM-programmer opererer med kontinuerlige søyler fra punkt til punkt, slik at det å ha en søyle gående over flere etasjer uten knutepunkt i hver etasje gir feil funksjon. Bjelker man eventuelt prøver å koble til søylens midtpunkt vil dermed ikke bli registrert som koblet sammen. Som en anbefaling bør søyler modelleres en etasje av gangen. Programmet skal ha funksjoner som gjør at man går inn å endre egenskapene til knutepunktet slik at det ikke lenger får rotasjonsfrihet. Dermed vil søylene oppføre seg som kontinuerlig fra fundament til tak, men med knutepunkter for hver etasje der man kan føre inn etasje lastene.

Normalt sett når man har et søyle og bjelke system i tillegg til sjakter skal ikke søylene inneha andre krefter enn trykk og strekk da sjaktene skal oppta momenter fra laster. Deformasjoner i x-y-planet vil dog likevel gi andre ordens effekter om man ikke er forsiktig med avstivning.

3.3 Bjelker med leddet egenskap

Når man modellerer bjelker i et program må man alltid undersøke hvilke egenskaper programmet vanligvis setter. Ofte vil bjelker bli spent inn i søyler når de modelleres, noe som fører til en ekstremt stiv forbindelse som man vanligvis ikke klarer å argumentere for at finnes. Det normale er at bjelker ledde mot søyler og sjakter, dette fordi det setter litt lavere krav til knutepunktets utføring, men også fordi det har positiv effekt når man skal myke opp bygget for å øke kapasiteten ved jordskjelv.



Figur 3.7: Mulig endring i bjelkers knutepunkt

Som vi ser av figur 3.7 kan man velge å løse opp fastholdinger for momenter i det som her heter ”major 33”, som betyr at bjelker nå fungerer som fritt opplagt. Ergo vil bjelken kun overføre vertikale laster til søylen uten å deformere søylen i x-y-planet.

Skal man likevel ønske å ha en viss rotasjonsstivhet i enden av bjelken kan man benytte seg av NS-EN 1993-1-8 som gir regler for knutepunkter i stål eller NS-EN 1992-1-1 som gir regler for knutepunkter av betong. I prefabrikerte bygg, blir det ofte brukt en kombinasjon av sjakter av betong og stålramme med hulldekker. Knutepunkter i byggets bæresystem blir da stålforbindelser som kan få rotasjonsstivheter gitt etter formelverket i kapittel 6 i standarden. I følge punkt 6.3.1(4) kan man tilegne bjelker en rotasjonsstivhet

$$S_j = \frac{Ez^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}}$$

hvor man ender ut med rotasjonsstivheten gitt i Nmm/rad som dermed kan legges inn som for eksempel en fjærstivhet mellom bjelken og søylen.

3.4 Dekker og kontinuerlige plater

Når det gjelder utleeging av plater og hulldekker i FEM-program er dette rimelig rett fra. Som regel legges de ut etter koordinatsystemer og blir fastspent i alle elementer de deler kontakt med. Dette har igjen en tendens til å gi bygget veldig stive egenskaper og unatrulig store krefter i prefabrikerte bygg. Dette prøver man å motvirke med å endre stivheten mellom plater og andre konstruksjonselementer. I utgangspunktet er det fornuftig å gi elementene en urealistisk lav stivhetsverdi i vertikal retning, Z, for å simulere opprissning av plata i overkant. Dette er en løsning man kan benytte seg av da man ved modellering ofte mister muligheten til å simulere denne opprissningen dersom programmet ikke håndterer ikke-lineær oppførsel eller at man ikke har tid til sånne store analyser som krever mye materialdata. Opprissningen vil føre til redusert kapasitet og deformasjoner, så man kan derfor bytte ut denne oppførselen med en vertikal deformasjon siden man allerede vet at det vil oppstå. Den innlagte lave vertikale stivheten sørger for å korrigere modellen slik at man tar hensyn til riss, uten at man nødvendigvis trenger å simulere selve opprissningen. Stivheter som dette kan beregnes ved å ta utgangspunkt i skjærkapasiteten

for dekkene, for eksempel hulldekker som vist i tabellen under.

Tabell 3.1: Skjærkapasitet for hulldekker

Skjærkapasitet [kN/m]	0.15[N/m^2]	
	Statisk	Seismisk
HD 200	25.5	31.9
HD 220	28.5	35.6
HD 265	35.3	44.1
HD 285	38.3	47.8
HD 340	46.5	58.1
HD 400	55.5	69.4
HD 500	70.5	88.1
HD 520	73.5	91.9

Her ser vi også at materialfaktoren i ulykkestilstand for seismisk dimensjonering kommer inn som en markant faktor for kapasiteten da den seismiske kapasiteten er en del høyere enn den statiske. Verdiene i tabellen er typiske, så i et reelt prosjekt bør det konsulteres med leverandøren hvorvidt verdiene kan benyttes da dette avgjøres av leverandøren og produsenten av elementene[4].

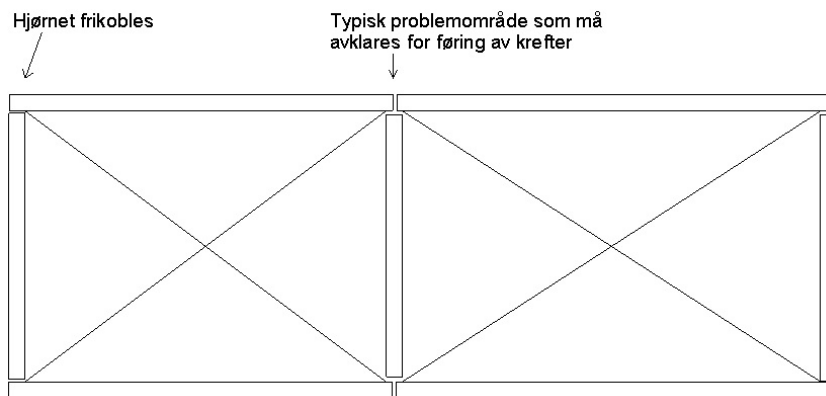
Tabell 3.2: Veiledende stivheter for dekker

Nummerisk stivhetsverdi [kN/m]				
med sjakt	⊥ på sjakt	Mellom dekker	På bjelke	Ulike lengder på elementer
$K_x = 10^5$	$K_x = 10^5$	$K_x = 10^7$	$K_x = 10^5$	$K_x = 10^7$
$K_y = 0$	$K_y = 0$	$K_y = 10^7$	$K_y = 10^5$	$K_y = 10^7$
$K_z = 0$	$K_z = 10^4$	$K_z = 10^4$	$K_z = 10^4$	$K_z = 0$

3.5 Sjakter

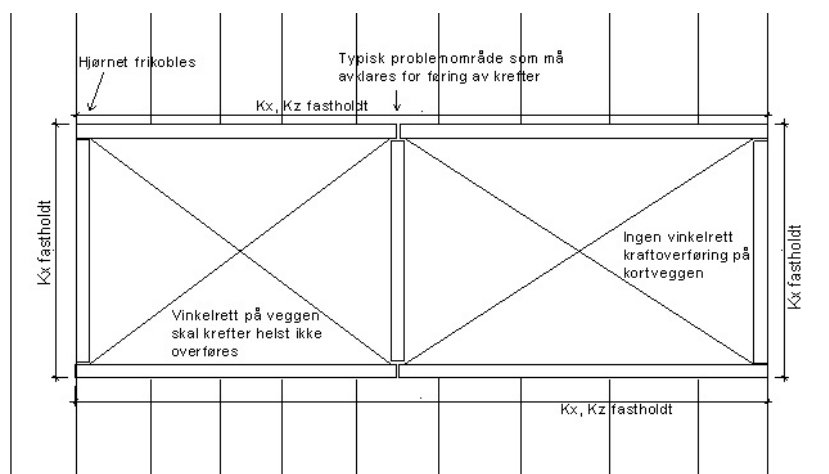
Uansett hvor nøye man følger Eurokode 8 når man velger dimensjoneringskriterer og andre faktorer kommer man ikke bort fra det faktum at randbetingelsene er sterkt delaktige i modellens oppførsel. Hvis forbindelsen mellom vegger og gulv er uriktig kan det gi feil momenter man skal føre med seg ned til fundamentet og man ender som oftest opp med at veggene blir underdimensjonerte fordi momentene har en uventet lav verdi. Vi skal se litt på dette i et senere kapittel.

Det er som med vegger som det er med søyler. Man må få de til å virke som kontinuerlige fra topp til bunn men fortsatt være istand til å ta inn skjærkrefter fra etasjeskillere når det utsettes for vindkrefter eller rystelser fra skjelv. Når man modellerer sjakter er kan lønne seg å tenke på fjærstivheter i koblingspunkt fremfor direkte kobling mellom elementene for å kunne simulere ønsket oppførsel. Figuren under gir en god oversikt over hvordan sjakten kan modelleres for å korrigere uventende effekter som den nevnte 3D-effekten samt at man styrer kreftene dit man ønsker å ta de opp.



Figur 3.8: Typisk modellering for dobbelt sjakt

Med tanke på at det normale ved prefabrikerte konstruksjoner er å overføre samtlige krefter via sjakter må man tenke nøye over hvordan man ønsker å belaste sjakten fornuftig slik at den blir så effektiv som mulig uten å måtte bli enormt stor. Figuren under viser typiske randbetingelser for hvordan dekker føres mot sjakt i tillegg til sjaktens modellering.



Figur 3.9: Typisk modellering for dobbelt sjakt med tilstøtende dekker

Som vi ser av figur 3.9 er det normalt å la kreftene overføres inn i den sterkeste retningen av sjaktveggen, slik at momentene som oppstår fra skivekreftene skaper bøyning om sterk akse i veggen. Krefter i prefabrikerte konstruksjoner skal helst ikke overføres i hjørner og aller helst ønsker man å overføre kreftene som verikalt laster ned i veggen, altså slik at dekkene oppfører seg tilnærmet leddet.

Kapittel 4

Resultat ved modifisering av randbetingelser

Modellene jeg benytter meg av i denne rapporten er ansett som fornuftige i forhold til jordskjelv og skal være gode for ekstreme belastninger som ofte skaper torsjon [5]. I kapittel 3.1 skrev jeg om impedansanalyse. Stivhetene som kommer fra dette kan jeg nå regne ut ved hjelp av jorddata som er hentet fra eurokoden, bearbeidet og vist i tabellene under. Verdiene fra disse kan benyttes videre til å regne ut stivhetene man må innføre i fundamentnivå ved modellering [6].

Tabell 4.1: Inndata for oppførsel i jordelementer

Type	Skjærbølge	Densitet	Skjærmodul	Poissonrate	E-modul
-	V_s	ρ	G	ν	E
-	[m/s]	[kg/m ³]	[MPa]	-	[MPa]
A	800	2200	1408	0.25	3520
B	700	1900	931	0.25	2328
B	600	1900	684	0.25	1710
B	500	1900	475	0.25	1188
B	400	1900	304	0.25	760
C	300	1900	171	0.25	428
C	200	1900	76	0.25	190
D	100	1900	19	0.25	48

Tabell 4.2: Inndata for randbetingelser i jordelementer

Type	Tyngde	Skjærstivhet	Bulkmodul	Kompressjonshastighet	Dempning
-	F_W	$V_{ }$	λ	V_C	V_{demp}
-	[N/mm ³]	[N/mm ³]	[MPa]	[m/s]	[Ns/mm ³]
A	2.20E-5	1.76E-3	4224	1386	3.048E-3
B	1.90E-5	1.33E-3	2793	1212	2.304E-3
B	1.90E-5	1.14E-3	2052	1039	1.975E-3
B	1.90E-5	9.50E-4	1425	866	1.645E-3
B	1.90E-5	7.60E-4	912	693	1.316E-3
C	1.90E-5	5.70E-4	513	520	9.870E-4
C	1.90E-5	3.80E-4	228	346	6.580E-4
D	1.90E-5	1.90E-4	57	173	3.290E-4

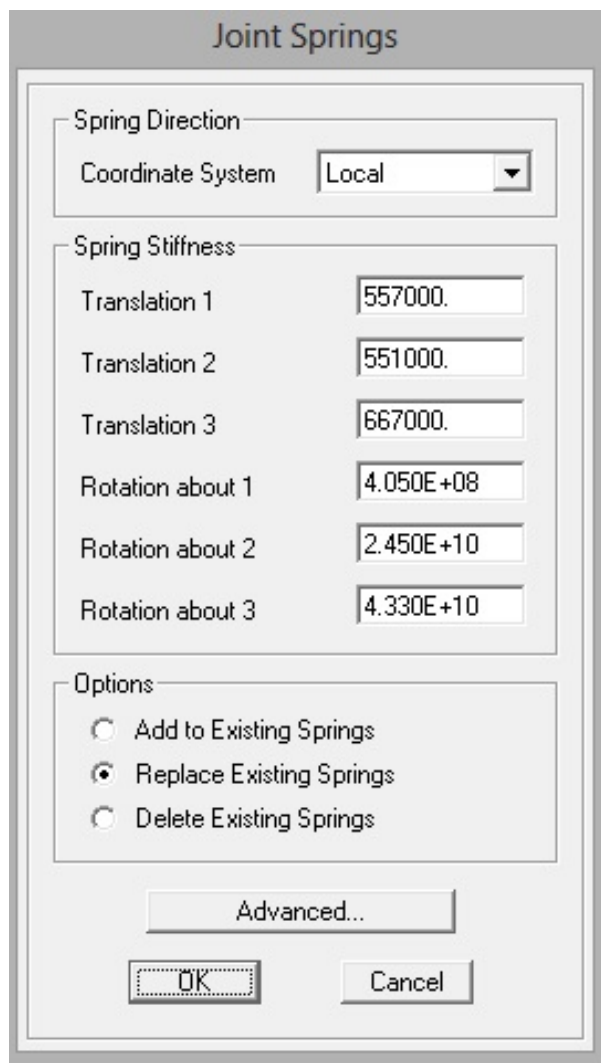
Fra tabell 4.1 og 4.2 ser vi hvordan man kan beregne stivheten som er nødvendig for å definere elementer som kan etterligne jordsmonnet. Dette er som sagt en solid metode men jeg går steget videre og

beregner dynamiske fundamentstivheter som jeg kan modellere direkte på fundamentpunktet i modellene.

Tabell 4.3: Inndata for fundamentstivhet ved Lx=500mm og Ly=400mm

Type	Skjærmodul	Poissonrate	Trans.X	Trans.Y	Trans.Z	Rot.X	Rot.Y	Rot.Z
-	G	ν	K_x	K_y	K_z	K_{tx}	K_{ty}	K_{tz}
-	[MPa]	-	[N/mm]	[N/mm]	[N/mm]	[Nmm/rad]	[Nmm/rad]	[Nmm/rad]
A	1408	0.25	1.65E6	1.63E6	1.97E6	1.20E10	7.25E10	1.28E11
B	931	0.25	1.09E6	1.08E6	1.31E6	7.94E9	4.80E10	8.49E10
B	684	0.25	8.02E5	7.93E5	9.60E5	5.83E9	3.52E10	6.24E10
B	475	0.25	5.57E5	5.51E5	6.67E5	4.05E9	2.45E10	4.33E10
B	304	0.25	3.56E5	3.53E5	4.27E5	2.59E9	1.57E10	2.77E10
C	171	0.25	2.01E5	1.98E5	2.40E5	1.46E9	8.81E9	1.56E10
C	76	0.25	8.91E4	8.81E4	1.06E5	6.49E8	3.91E9	6.93E9
D	19	0.25	2.22E4	2.20E4	2.26E4	1.62E8	9.79E8	1.73E9

Tabell 4.3 viser de ulike verdiene vi nå kan benytte for å definere ulike underlag for modellene som kan simulere motstanden i jordsmonnet. På den måten unngår vi store mengder med beregningspunkter og resultatdata som vi i grunn ikke behøver i den store sammenhengen. I tillegg er det tidsbesparende med tanke på beregningstid. Analysene som er tatt med her er utført på grunnforhold der $V_s = 500m/s$. Trenden gjentar seg i resultatene selv når grunnforholdet endres, hvilket viser at beregningen synes å være fornuftige.



Figur 4.1: Innfylling av stivheter i SAP2000 for $V_s = 500m/s$

Tabell 4.4: Inndata for fundamentstivhet ved $L_x=500mm$ og $L_y=400mm$

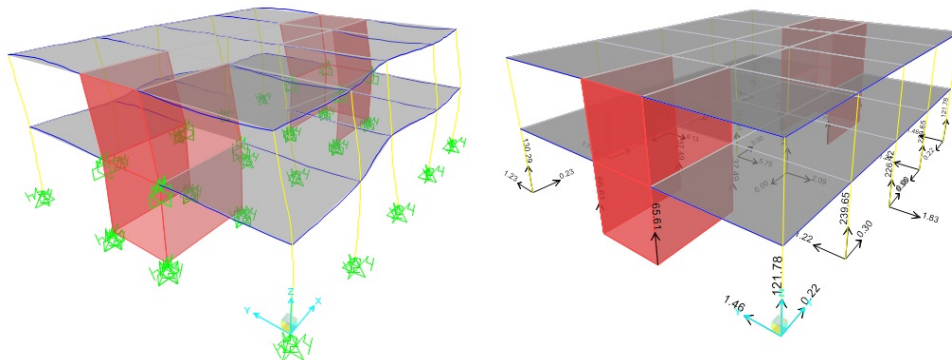
Type	Skjærmodul	Poissonrate	Trans.X	Trans.Y	Trans.Z	Rot.X	Rot.Y	Rot.Z
-	G	ν	K_x	K_y	K_z	K_{tx}	K_{ty}	K_{tz}
-	[MPa]	-	[N/mm]	[N/mm]	[N/mm]	[Nmm/rad]	[Nmm/rad]	[Nmm/rad]
A	1408	0.25	1.65E6	1.63E6	1.97E6	1.20E10	7.25E10	1.28E11
B	931	0.25	1.09E6	1.08E6	1.31E6	7.94E9	4.80E10	8.49E10
B	684	0.25	8.02E5	7.93E5	9.60E5	5.83E9	3.52E10	6.24E10
B	475	0.25	5.57E5	5.51E5	6.67E5	4.05E9	2.45E10	4.33E10
B	304	0.25	3.56E5	3.53E5	4.27E5	2.59E9	1.57E10	2.77E10
C	171	0.25	2.01E5	1.98E5	2.40E5	1.46E9	8.81E9	1.56E10
C	76	0.25	8.91E4	8.81E4	1.06E5	6.49E8	3.91E9	6.93E10
D	19	0.25	2.22E4	2.20E4	2.26E4	1.62E8	9.79E8	1.73E10

4.1 Modell 1 - første oppsett

Her har jeg gått i gang med modell 1 uten spesielt fokus på randbetingelser. Fundamentpunktene har fått vanlig fastholding med rotasjonsfrihet og dekker, søyler og bjelker har fått tilegnet standardverdiene

4.2 Modell 1 - med endringer

Som vi ser er det avvik mellom teoretisk og analysert verdi, hvilket er forventet med tanke på at modellen slik den er i første omgang er feil modellert. Så endrer vi randbetingelsene etter teorien som er beskrevet i tidligere kapitler. Dette fører til at egensvingeperioden endres til 0.8 sekunder og tyder på at modellen har blitt noe mykere. Likevel er det ikke nok til at den eventuelt skal tilfredsstille utelatelseskriterier og må derfor gjennomgå responsanalyser ved jordskjelvsbelastning.



Figur 4.4: Nye randbetingelser innført

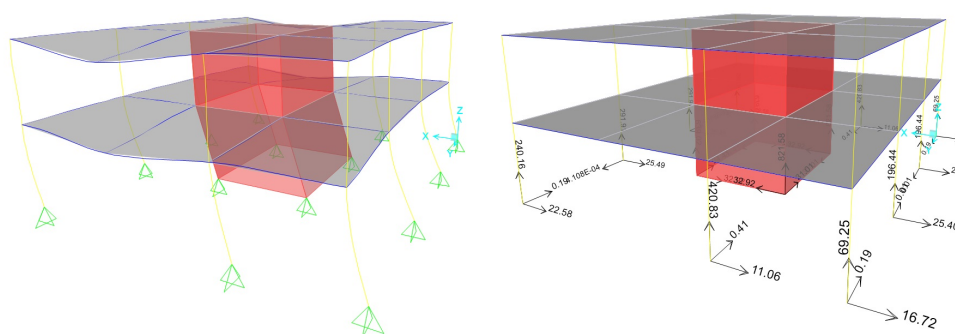
Tabell 4.6: Verdier fra kjørte analyser, teoretisk og reelt

	Reelt [kN]	Teoretisk[kN]	Differanse [%]
$F_{x,høyre}$	0.11	0.45	24
$F_{z,høyre}$	60.75	64.64	7
$F_{x,venstre}$	2.45	8.55	29
$F_{z,venstre}$	65.61	76.74	17

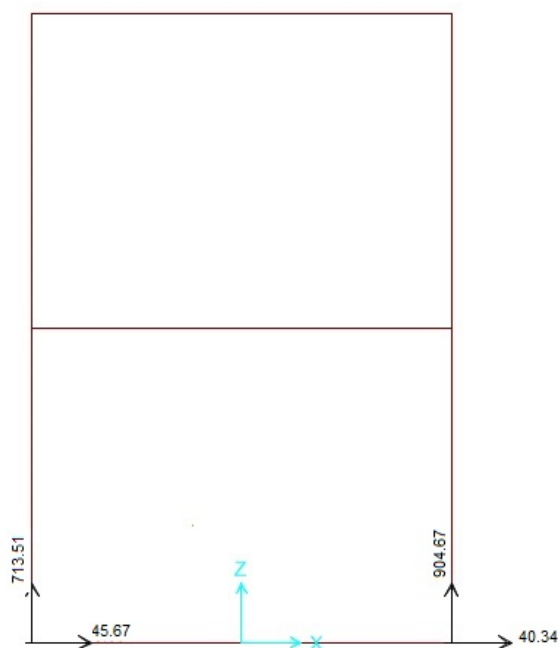
Baseskjæret endret seg noe samt at kraftparet i sjakten endret seg minimalt. Det kan tyde på konstruksjonen ikke er stor nok med tanke på grunnflate. Det er skjedd en endring, men den er ikke så stor som jeg først hadde forventet. Bearbeiding av randbetingelsene med større nøyaktighet, samt økning av modellens størrelse kunne vært fornuftig for å kunne belyse endringene bedre. Man vil alltid søke treffsikkerhet mot estimat på rundt 90%, men vi ser her at vi ikke er kommet så nære. Det er mulig at andre metoder eller en annen konfigurasjon ville gitt resultater med andre avvik, men poenget er uansett å se at endringer oppstår. Det vil i såfall være aktuelt for videre arbeid dersom man skal se nærmere på emnet. Dermed ser man også viktigheten av å ha korrekte randbetingelser da utfallet kan være at prosjekteringen av en konstruksjon utføres på feil grunnlag.

4.3 Modell 2 - første oppsett

Her har jeg satt opp en annen modell med en anderledes konfigurasjon i forhold til den første modellen uten spesielt fokus på randbetingelser. Fundamentpunktene har fått vanlig fastholding med rotasjonsfrihet og dekker, søyler og bjelker har fått tilegnet standardverdiene som programmet innehar. Jeg vil sjekke troverdigheten til modellen på samme måte som med den første modellen.



Figur 4.5: Resultater etter første oppsetting av modell 2



Figur 4.6: Teoretisk verdi for sjaktveggen

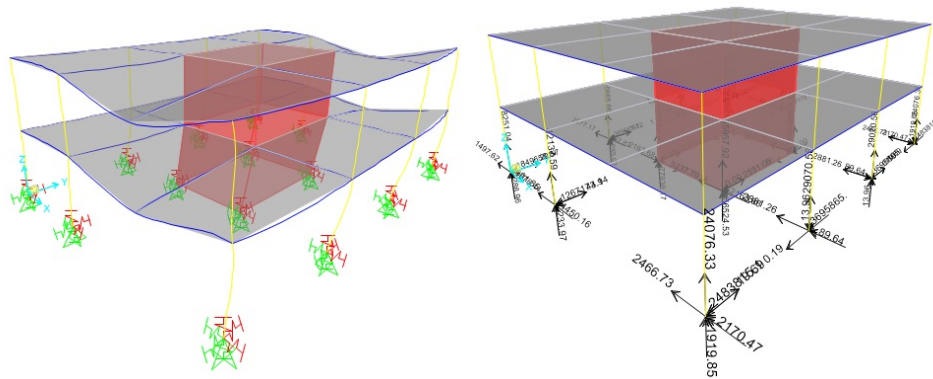
Verdiene for fundamentkreftene etter analysen har jeg listet opp i tabellen under. Analysen viser at bygget har største egensvingeperiode på ca 1.6 sekunder hvilket betyr at bygget slik det står nå, tilfredstiller utelatelseskriterie 4 såvidt. Men det finnes energi i svingeperiodene lengre ut i systemet av betydning i følge massebidragsfaktorene. Med andre ord bør man også her bearbeide randbetingelsene for å se om man kan komme innunder kriterie 4 ved bruk av løsningene som er listet opp i foregående kapitler. Klarer man å flytte energien inn i svingeperioder av høyere verdi kan det være en mulighet å unngå seismisk dimensjonering.

Tabell 4.7: Verdier fra kjørte analyser, teoretisk og reelt

	Reelt [kN]	Teoretisk[kN]	Differanse [%]
$F_{x,høyre}$	40.34	32.45	20
$F_{z,høyre}$	904.67	815.67	10
$F_{x,venstre}$	45.67	31.46	32
$F_{z,venstre}$	713.51	689.76	4

4.4 Modell 2 - med endringer

Som vi ser er det avvik mellom teoretisk og analysert verdi, hvilket er forventet med tanke på at modellen slik den er i første omgang er feil modellert. Så endrer vi randbetingelsene etter teorien som er beskrevet i tidligere kapitler. Dette fører til at egensvingeperioden endres til 1.9 sekunder og tyder på at modellen har blitt noe mykere. Likevel er det ikke nok til at den eventuelt skal tilfredsstille utelatelseskriterier og må derfor gjennomgå responsanalyser ved jordskjelvsbelastning.



Figur 4.7: Nye randbetingelser innført

Tabell 4.8: Verdier fra kjørte analyser, teoretisk og reelt

	Reelt [kN]	Teoretisk[kN]	Differanse [%]
$F_{x,høyre}$	40.34	32.45	20
$F_{z,høyre}$	904.67	896.32	1
$F_{x,venstre}$	45.67	31.46	32
$F_{z,venstre}$	713.51	699.13	2

Baseskjæret endret seg noe samt at kraftparet i sjakten endret seg minimalt. Det kan tyde på at også denne konstruksjonen ikke er stor nok med tanke på grunnflate til å se endringene tydelig nok. Det er skjedd en endring, men den er igjen ikke så stor som jeg først hadde forventet. Bearbeiding av randbetingelsene med større nøyaktighet, samt økning av modellens størrelse kunne vært fornuftig for å kunne belyse endringene bedre.

Kapittel 5

Konklusjon

Som vi ser av tabellene i forje kapittel etter at modifiseringene er utført, så går kreftene nærmere en teoretisk verdi når randbetingelsene modifiseres. Disse modellene er muligens litt små til at avvikene blir store. Derfor utgjør ikke endringene av randbetingelsene veldig store forskjeller, men likevel korrigerer de modellen til en viss grad slik at resultatet nærmer seg den estimerte verdien, og det er nettopp denne effekten vi er ute etter å påvise.

Når endringene er synlige på dette vanskelighetsnivået hva gjelder struktur og bæresystem, vil det være naturlig å anta at det vil gi større utslag dersom modellstørrelsen øker og kompleksiteten er større. Modifisering vil med høy sansynlighet endre resultatene og sørge for mer korrekte krefter i fundamentnivået slik som det er vist her.

Forsøk på å øke antall etasjer i modellene og benytte seg av samme randbetingelser viste seg å ikke bære frukter. Det må innføres et helt nytt sett med randbetingelser dersom bygget med åtte etasjer skal være i nærheten av å vise de samme egenskapene. Dette valgte jeg derfor ikke å ta med ettersom den biten er uferdig og behøver mer arbeid, samt kompetanse fra bedrift dersom det lar seg oppdrive.

Jeg har til en viss grad lyktes i å vise effekten av randbetingelsene og prøvd å belyse hvorfor akkurat dette er så viktig å ha fokus på. Alle kan gjøre feil, enten på grunn av tidsfrister eller kompetansemangel. Modellene i denne oppgaven er bevis på at selv små bygg kan få merke endringene som oppstår som følge av randbetingelser, til tross for at de synes å være minimale på dette nivået. Jeg har valgt et lavt kompleksitets nivå og forholdt meg til to fornuftige utforminger

Kapittel 6

Videre arbeid

Temaet randbetingelser er et område som er ekstremt bredt. Det er veldig mange muligheter og løsninger som kan gjøres for å ta hensyn til opprissning, forventede deformasjoner, forventet kraftoverføring og tilnærmelser mot estimerte resultater. I denne rapporten har jeg sett på kun et lite utvalg av metoder som kan benyttes ved prefabrikerte konstruksjoner. Problemet ligger i å oppdrive de forskjellige løsningene, og som erfart kan dette ligge hos enkeltpersoner i bedrifter spredt over hele verden. Rambøll har opprettet en egen gruppe med et knippe personer som driver med dette daglig og holder presentasjoner om fagfeltet for å spre kunnskapen. Erfaringen deres er som nevnt at det gjøre feil, og det er interesse av å endre dette.

For å videreføre arbeidet jeg har gjort i denne oppgaven kunne det vært interessant å se på enda mer komplekse konfigurasjoner. Til tross for at RIF-veiledningen for jordskjelv dimensjonering gir tips til fornuftige løsninger, kan vi jo daglig se at disse ikke er i bruk overalt. Både økt kompleksitet og usymmetiske bæresystemer kunne vært fornuftig å sett videre på selv om det er nokså krevende. Her kunne man kanskje inngått i samarbeid med andre bedrifter for å finne løsninger på problemer som man møter på daglig. For selv om Norge ikke utsettes for skjelv så ofte, skal det fortsatt utføres design som tar hensyn til dette hver dag.

Det ville vært interessant å kjørt ikke-lineære analyser og testet de opp mot laboratoriums forsøk. Det er mye materialdata som kan hentes ut fra betongen som man kunne brukt videre til å virkelig gå i dybden på enkeltforbindelser og testet de modifiserte randbetingelsene på mikronivå. Koblinger som dekker mot sjakt eller fundament mot grunnen kunne vært aktuelle områder å sett mer på.

Et område det gjøres mye tester på er energiabsorberende koblinger. I denne rapporten har jeg ikke dekket hvordan disse kan modelleres, men det ville vært av interesse å sett nærmere på hvordan disse koblingene utføres, beregnet stivheten av de for flyt og funnet de ikke-lineære egenskapene som disse innehar. Foreløpig har jeg ikke klart å oppdrive solid informasjon om dette området, og ville kanskje vært egnet til et område jeg kan utforske ved siden av jobberfaring senere i livet.

Referanser

- [1] *Eurokode 8: Prosjektering av Konstruksjoner for Seismisk Påvirkning. Del 1: Almenne regler.*
- [2] NORSAR and Norwegian Geotechnical Institute. *Seismic Zonation For Norway.* Technical report, Norwegian Council for Building Standardization, 1998.
- [3] Farzin Shahrokhi and Alexander Ziotopoulos. *Innføring i seismisk jord-konstruksjonssamvirke*, 2012.
- [4] *Bind H Dimensjonering for jordskjelv.* Norsk Betongelementforening, 2014.
- [5] *Dimensjonering for jordskjelv.* •, 2010.
- [6] Edward L. Wilson. *Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures.* Computers and Structures, 3 edition, 2002.