

# 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





## MASTEROPPGAVE 2014

FAGOMRÅDE: Konstruksjonsteknikk	DATO: 10.06.2014	ANTALL SIDER: 33
------------------------------------	------------------	------------------

TITTEL:

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

UTFØRT AV:



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.

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. Bygg er undersøkt etter at randbetingelsene er modifisert for å utligne 3D-effekter som dukker opp og skal tvinge konstruksjonens oppførsel i modelleringsprogrammet inn i ønsket stilling uten å forvrengte virkeligheten. En generell framgangsmetode søkes oppnådd.

Selve prosessen med fullstendig dimensjonering av bygget i henhold til øvrige norske standarder er delvis 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.

FAGLÆRER: Svein N. Remseth

VEILEDER(E): Svein N. Remseth, Thomas Fürst; Rambøll

UTFØRT VED: NTNU – Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet



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

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

Jordskjelvsikre prefabrikerte konstruksjoner søkes oppnådd ved at jordskjelveysitasjon 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

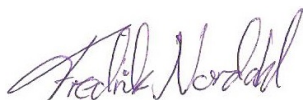
Denne oppgaven er skrevet i 2014 og er siste del av min mastergrad innen Bygg- og Miljøteknikk ved Norges Teknisk- Naturvitenskapelige Universitet i Trondheim. Oppgaven er utført tilsvarer et helt semester, gitt som 30 studiepoeng. Oppgaven er en videreføring av temaet i emnet TKT4520 Prosjektering av 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. Eller sagt på en annen måte, så kan ingen av dem fortelle deg nøyaktig hva du skal gjøre, men alle kan benyttes for å utlede modelleringen på egenhånd. De kan selvsagt ikke gi noen konkrete fremgangsmåter da det er så individuelt fra program til program hva som kan gjøres i hvert enkelt. For å belyse hvilke problemer som kan oppstå har jeg benyttet meg av FEM-design som er utviklet av STRUSOFT. Jeg gjennomgikk et omfattende kurs i SAP2000 på høsten i 2013 i forbindelse med fordypningsprosjektet mitt, men jeg føler at FEM-design håndterer problemområdet mitt på en bedre måte i forhold til min forståelse.

Oppgaven utføres med hjelp fra byggavdelingen til Rambøll 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. Aller helst burde det vært utført en dyp studie som tar for seg modellering knyttet direkte opp til ulike jordarter og bygningsmaterialer og på den måten utvikle et bibliotek av randbetingelser knyttet til ulike materialer. Dette er definitivt noe som er verdt å se videre på, men for akkurat denne oppgaven kan det bli for mye å dekke.

Oppgaveteksten gir mål for hvilket arbeid som skal være utført i denne rapporten. 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.

En takk rettes til NTNU's fagprogram gjennom masterstudie, veileder Svein N. Remseth, Thomas Fürst og andre ansatte ved Rambøll i Drammen.



---

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 sin del av verket 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 ulike strukturer er benyttet til å undersøke hva modifiserte randbetingelser har av effekt for å utligne 3D-effektene og hvorvidt de er istand til å tvinge konstruksjonen inn i ønsket stilling uten å forvrengte virkeligheten ufornuftig mye. Mye tyder på at randbetingelse kan benyttes uavhengig av antall etasjer da fremgangsmåten er uavhengig av antall etasjer. Byggene som er undersøkt i denne oppgaven er vedlig idealisert. Moduler av hulldekker er gitt som 1,2m så et aksesystem brutt opp i 3,6m inkremitter gir enkle modeller shvor man lett finner eventuelle feil. For mer komplekse strukturer behøves det muligens mer tid og mer erfaring for å få fram ønsket resultat.

Til å analysere konstruksjonene er FEM-design blitt benyttet. Dette er et solid FEM-program utviklet av "STRUSOFT". Analysene er ikke blitt utført som en SSI-analyse da dette innebærer store mengder med beregningsdata for selve jorden bygget plasseres på. Men ved hjelp av impedansanalyse kan man oppnå en tilnærmet SSI tilstand som kan etterligne disse effektene. Impedansanalysen krever en god del geologiske data som man kan benytte til å justere fastholdinger eller eventuelt opprette fjærkonstanter som etterligner effektene av jordarter.

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 FEM-design presenteres i form av egensvingeformer, egensvingefrekvenser, egenperioder og påvirkning fra modifiserte randbetingelser der det legges særlig fokus på innspenningsmomenter og baseskjær på fundamentnivå. Grunnen til at vi skal fokusere så mye på akkurat den nedre delen av bygget er at det ofte er her problemene oppstår når man faktisk må utføre dimensjonering for jordskjelv. I tillegg gir det en enklere metode for å undersøke hvorvidt man faktisk må dimensjonere for seismisk påvirkning dersom det står og faller på utelatelseskriterier eller ei.

Selve prosessen med fullstendig dimensjonering av bygget i henhold til øvrige norske standarder er ikke utført nøyaktig. Ved hjelp av programmets innebygde funksjoner kan man utføre dimensjonering etter rene statiske beregninger slik at konstruksjonen holder for påkjenninger fra vind, snø og generelle laster man forventer. Fokuset ligger på å se helheteffekten som randbetingelsene gir bygget. 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. 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 indications that there are no difference in whether the building is tall or short. Modules of hollow core slabs are normally in the area of 1,2m, thus making a grid for the building with 3,6m increments very useful in order to find out where the occasional error is located. To analyse buildings with a higher level of complexity, one would need more time and more practical experience to reach the results.

FEM-design is the program of choice to analyse the different structures for this report. This is a robust FEM-program design by "STRUSOFT". 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. Though with the help of impedanceanalysis, one can reach a state of modelling where the effects mimic those one would get from a full SSI-analysis. This method needs a lot of geological data in order to perform well, but it can result in modified restraints or even springstiffeners that can act with earthly properties.

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 FEM-design is presented in the form of eigenmodes, eigenfrequencies, eigenperiods and the influence of modified boundary conditions with high focus on foundationforces such as moment and baseshear. The reason for the high focus on the lower parts of the building is purely based on the fact that this is the area where one encounters the highest difficulty of problematic situations when designing for seismic forces. On the plus side of it all, it will also make it easier to determine if one even has to design for seismic forces at all.

The actual process of doing full design according to design codes for Norway and assigning dimensions to each component with a high utilization isn't performed to its fullest accuracy. With the built-in modules of the program, one can perform design due to static calculations 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

<b>Innhold</b>	<b>1</b>
<b>Figurer</b>	<b>2</b>
<b>Tabeller</b>	<b>3</b>
<b>1 Innledning</b>	<b>4</b>
1.1 Oppgavens formål . . . . .	4
1.2 Forsknings spørsmål . . . . .	5
1.3 Rapportens oppbygning . . . . .	5
<b>2 Bakgrunn fra eurokoden</b>	<b>6</b>
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
<b>3 Betongelementbøkene</b>	<b>10</b>
3.1 Horisontale prefabrikerte skiver . . . . .	10
3.2 Vertikale prefabrikerte skiver . . . . .	11
3.3 Modelleringsregler for hulldekker . . . . .	11
<b>4 Impedansanalyse for fundamentstivhet</b>	<b>12</b>
<b>5 Modellering</b>	<b>15</b>
5.1 Søyleføring i bygget . . . . .	16
5.2 Bjelker med leddet oppførsel . . . . .	16
5.3 Dekker og kontinuerlige plater . . . . .	17
5.4 Sjakter . . . . .	18
<b>6 Randbetingelser basert på impedansanalyse</b>	<b>20</b>
<b>7 Modellering og resultater</b>	<b>23</b>
<b>8 Konklusjon</b>	<b>30</b>
<b>9 Videre arbeid</b>	<b>31</b>
<b>Referanser</b>	<b>32</b>

# Figurer

2.1	Forbindelse med hensyn til kritiske soner . . . . .	9
2.2	Våt kobling, hentet fra presentasjon av Prof. Ing. Stefano Pampanin, 2010 . . . . .	9
4.1	Randbetingelser på jordelementer fra prosjektoppgaven . . . . .	12
4.2	Impedansfunksjonens grunnlag . . . . .	13
4.3	Impedansfunksjonens koeffisienter . . . . .	13
5.1	Tenkt søylefasade fra arkitekt . . . . .	15
5.2	Endret søylefasade for modellering . . . . .	15
5.3	Variierende elementstørrelse for kontinuitetskrav . . . . .	16
5.4	Mulig endring i bjelkers knutepunkt . . . . .	17
5.5	Typisk modellering for dobbelt sjakt . . . . .	19
5.6	Typisk modellering for dobbelt sjakt med tilstøtende dekker . . . . .	19
6.1	Innflylling av stivheter i SAP2000 for $V_s = 500m/s$ . . . . .	22
7.1	Byggets dimensjoner . . . . .	23
7.2	Beregningselementer på en etasje . . . . .	24
7.3	Prinsippet for fordeling av vind til sjakter . . . . .	24
7.4	Forventede resultater . . . . .	25
7.5	Komplett modell med sentrisk sjakt . . . . .	26
7.6	Vindkrefters effekt på fundamentnivå . . . . .	26
7.7	Vindkrefters effekt på fundamentnivå etter justering . . . . .	27
7.8	Prinsipp for splitting av sjakthjørner . . . . .	28
7.9	Resultat etter splitting av sjakthjørner . . . . .	29

# Tabeller

3.1	Huldekker - modifiserte verdier . . . . .	11
5.1	Skjærkapasitet for huldekker . . . . .	18
5.2	Veiledende stivheter for dekker . . . . .	18
5.3	Veiledende stivheter for skivekoblinger . . . . .	18
6.1	Tekniske data for jordtyper fra EC8 . . . . .	20
6.2	Jordtypers stivhet . . . . .	21
6.3	Fundamentstivhet for rektangulært fundament etter jordtype . . . . .	21

# 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 brakt 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 egenvingeperioden som går direkte på stivheten i bygget.

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 endrer prosjekteringsbehovet ved seismisk lastpåvikning både i positiv og negativ retning. Det er særlig ved modellering av skiver, også kalt dekker/gulv og vegger det gjøres mye feil.

For å kunne besvare de overnevnte punktene er FEM-design benyttet. Bygningene er modellert med utgangspunkt i fornuftige løsninger med lav kompleksitet når det gjelder bæresystem. Som vanlig må noe plasstøpes selv om bygget er regnet som prefabrikert. Det er antatt stålrammer som bæring for skiver da dette normalt utføres daglig. Byggene er belastet med alle de tradisjonelle lastene med lastdata fra Oslo kommune som referansenivå. I tillegg er elastiske responspektrum 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 bygningsselementer 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 statistiske 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.



## Kapittel 2

# Bakgrunn fra eurokoden

Det er en overveiende tendens til at spesielt prefabrikerte konstruksjoner blir altfor stive når man modellerer dem dersom man ikke modifierer randbetingelsene slik at man oppnår tilnærmet leddet oppførsel. Det er viktig å huske på at prefabrikerte elementer som oftest hektes sammen med bolting, gysing og friksjonselementer. Det betyr en mykere oppførsel som man må ta hånd om når man modellerer. En bjelke-søyle kobling er ofte veldig lik uavhengig om den er prefabrikert eller plasstøpt, men en dekke-bjelke kobling vil være mye mykere når den er prefabrikert fordi man ikke oppnår full momentoverføring ved bruk av sammenkoblede armeringsjern. Det er særlig skive-skive kobling som er synderen i modelleringen. Heisjakter og dekke på veggopplegg er der man som regel kan innføre randbetingelser som gjør at man modellerer seg bort fra en plasstøpt situasjon. Når man bearbeider randbetingelsene vil man som oftest myke opp bygget og dermed oppnå en litt lengre svingeperiode samt en oppførsel som er mer virkelighetstro for prefabrikerte elementer. Man skal likevel være litt forsiktig med modifieringen. 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 hver for seg.

### 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 tekning* som i all hovedsak betyr at man overdimensjonerer fornuftig. I standarden finner vi fire metoder som gir et velegnet estimat med passende størrelse 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 med prfabrikerte konstruksjoner og dermed står det ofte på punkt 4 til å avgjøre om seismisk dimensjonering er nødvendig. Bygget må ofte være veldig langt dersom man i det hele tatt kan ha et ønske om å tilfredsstille kriterie 5. 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 og man kan dimensjonere bygget på god gammel tradisjonsmessig måte. 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]. Dette er en metode som gjerne setter krav til lav kompleksitet for at man skal kunne benytte seg av frihetsgradene.

### 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. Denne metoden kan også kombineres med ikke-lineære beregninger.

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 eller avgjøre hvilke tiltak som må til for å unngå kollaps.

### 2.1.3 Modal responsspektrumanalyse

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]. Disse bør også være horisontale bidrag. En tommelfingerregel for norske forhold er at man neglisjerer svingemoder i vertikal retning. Disse har sjelden særlig stor betydning uansett. Massebidragene er avgjørende for utelatelseskriterium 4. Man kan likevel være uheldig å hamne utenfor kravet om 90% i en del situasjoner. 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 tilfredsstilt. 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

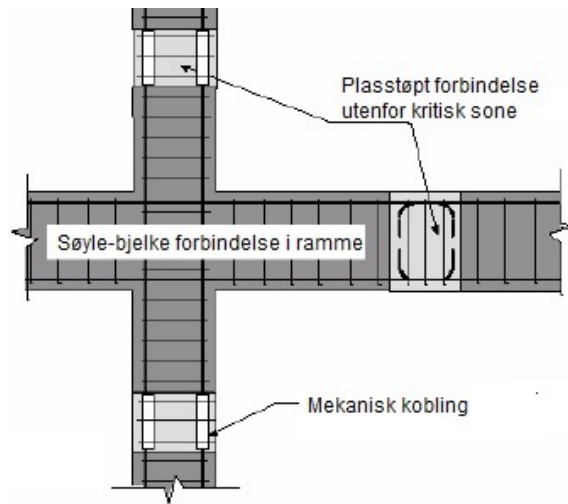
Denne metoden baserer utregningene på registrerte eller simulerte akselerogrammer fra et faktisk eller tenkt scenario. Dette gir en ikke-lineær analyse hvor forskyvningene kommer til syne samt at man kan påvise oppførselen under postelastiske avlastnings- og pålastningssykluser. Hvis det foreligger syv 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 jordskjelvscenario. 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

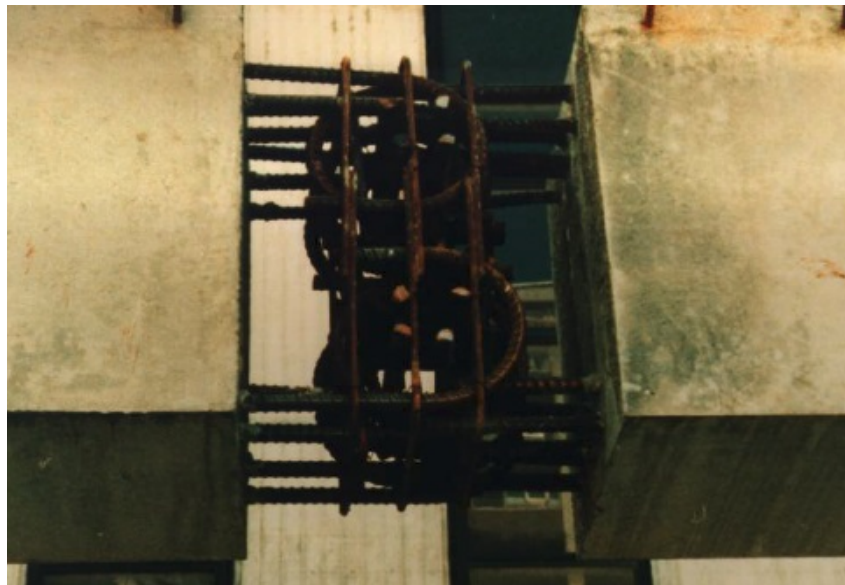
I et bygg blir enkelte konstruksjonselementer alltid plasstøpt. Dette er ofte av hensyn til uventede utfordringer ved byggplass eller rett og slett tidsbesparelse i prosjekteringsarbeidet. En annen faktor er at justering i utførelsesprosessen er lettere å gjennomføre, for eksempel flytting eller korrigerende 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. Delvis prefabrikerte konstruksjoner vil forøvrig alltid være i DCM mens totalt prefabrikerte konstruksjoner automatisk er DCL og man kan benytte  $q \leq 1, 5$ .

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 skjærkreftene er store 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

## Betongelementbøkene

Betongelementbøkene er en serie som gir svært god veiledning til dimensjonering og utføring av prefabrikerte konstruksjoner. Å sette seg inn i teorien i disse bøkene er et studie i seg selv, men for denne oppgaven er teorien i bind H meget aktuell. Som nevnt kan ikke denne boken hjelpe til i modelleringen direkte med tips og triks, men man kan ved bruk av teorien utlede metoder som kan brukes når man modellerer.

Kapittel 3 i elementboken er meget aktuell for å sette reglene til beregningene. Blandt annet ser man at prefabrikerte konstruksjoner uten videre kan benytte konstruksjonsfaktorer tilsvarende DCL. Dette gir økt duktilitet og dermed underbygger dette at konstruksjoner som er rene prefabrikerte er myke. Dette gir en del fordeler siden kravet til DCL er at  $a_g x S < 0.25 x g = 2,45 m/s^2$  og ofte vanskelig å oppnå for stål og betongkonstruksjoner da dette er øvre grense.

Det fine med bind H er at den gir klare konstruksjonsmessige detaljer som gjør at vi enkelt kan hente ut opplysninger om fastheter som hjelper oss til å modellere korrekt. Vi kan beregne randbetingelsene vi trenger via teorien som står i denne boken. Utregningen av dette skal vi gå nærmere inn på senere.

### 3.1 Horisontale prefabrikerte skiver

I de aller fleste tilfeller det slik at hulldekker armeres i fugene mellom hver modul [4]. Videre brukes bare tynnpudding til å fylle fugene, og da kan man naturlig nok anta at disse fugene er svært myke i vertikal retning. Noen ganger kan man bruke en ekstra påstøp for å stive av og øke kapasiteten, men dette er kun aktuelt for veldig store påkjenninger eller ved ekstreme krav til planhet i etasjeskillere eller lignende. Ved en eventuell påstøp må det modelleres med hensyn på dette. Støpen vil være å anse som et samvirke med hulldekkene å man må ta stivheten til påstøpen med i betraktningene. Skjærfastheten man oppnår med fylt fuge er gitt ved

$$V_{Rdi} = c x f_{ctd} x A_i + \mu x f_{yd} x A_s \leq 0.5 x v x f_{cd}$$

, så en vertikal fasthet per modul er greit å beregne. Men denne heftfastheten skal som man ser halveres ved utmatting og dynamiske laster. På den måten antar man også at skjøten er betydelig opprisset, og man kan faktisk sette  $c = 0$  slik at tverrarmingen nå må dimensjoneres for hele skjærkraften alene og vi setter

$$V_{Rdi} = \mu x f_{yd} x A_s$$

Øvre grense for skjærspenninger settes ofte til  $0.15 MPa$  etter 10.9.3(12) i eurokoden, men for prefabrikerte konstruksjoner i DCL kan man justere denne grensen til

$$0.15 x \frac{\gamma_c}{\gamma_{cDCL}} = 0.15 x \frac{1.5}{1.2} = 0.19 MPa$$

og denne er betydelig lavere enn den øvre grensen man vanligvis benytter, noe som igjen virker som en mykgjørende faktor.

Fugen mellom hulldekker får derfor en fasthet mot skjær gitt som

$$V_{Rdi} = 0.6x f_{yd} x A_s \leq 0.19x A_i$$

hvor man antar at fugen er risset opp for ikke-lineær oppførsel. Dekkene skal også kontrolleres for skiveskjær, men den øvre grensen setter strenge begrensninger som i all hovedsak gjør øvrige kontroller overflødig. Fugene vil ved dette inneha høy fasthet i lokale x-y-retninger og svært lav fasthet i z-retning.

### 3.2 Vertikale prefabrikerte skiver

Denne typen skiver er de vi gjerne setter høyest krav til i et bygg. Disse overfører, i mange typer bygg, skiveskjær fra etasjer ned til fundamentet og er i all hovedsak å anse som byggets hovedbæring for horisontale laster, hvilket betyr vindkrefter og seismisk last. Det er disse vi skal se nærmere på senere for å avgjøre om modelleringen er utført fornuftig, da de gjerne er enkle å kontrollregne for hånd ved noen forenklinger. I bind H står det at slike skiver skal konstrueres som enkeltskiver, men at de kan skjøtes både horisontalt og vertikalt men at man da må dimensjonere denne bygningsdetaljen i DCM. Normalt sett brukes ikke dette veldig mye i Norge, da man gjerne plasstøper avstivende vertikale skiver som for eksempel heissjakter som vi skal se mer på senere. Horisontale fuger ved skjøting av vertikale skiver får følgende uttrykk for fastheten

$$V_{Rdi} = 0.03x f_{ctd} x A_i + 0.5x f_{yd} x A_s + 0.5N_{Ed} \leq 0.5x \nu x f_{cd}$$

og vi ser fra dette at aksialkraften som står i veggskiven spiller en avgjørende rolle i denne ligningen. Vi skal se litt på hvor mye fasthet vi kan anta i veggfuge ved modellering når vi har dette i bakhodet.

### 3.3 Modelleringsregler for hulldekker

For å benytte seg av egenskapene til hulldekkene i FEM-design kan man gå veien om ekvivalente stivheter dersom man har tilstrekkelig informasjon om hulldekkene. Tabellen under gir en oversikt over vitale elementer som må beregnes dersom man skal benytte ekvivalente stivheter

Tabell 3.1: Hulldekker - modifiserte verdier

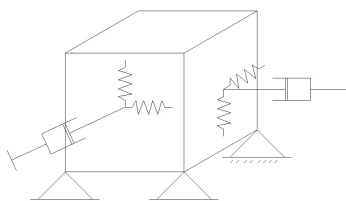
	HD200	HD265	HD320	HD400
$A_B [mm^2]$	119800	174500	188547	212100
$A_L [mm^2]$	54000	144000	84000	96000
$E2E1 = \frac{A_L}{A_B}$	0.451	0.550	0.446	0.453
$t [mm]$	200	265	320	400
$g [kg/m^2]$	255	371	400	451
$g_{fugget} [kg/m^2]$	268	388	421	477
$\rho_{fugget} = \frac{g_{fugget}}{t} [kg/m^2]$	1340	1464	1316	1192
$E_{cm-red} = \frac{\rho_{fugget}}{\rho_{betong}} [N/mm^2]$	18404	20110	18070	16380

Ved hjelp av verdiene i tabellen kan man utlede noen konstanter som gjør at man kan bruke modifiserte dekker i modellen av betong som etterligner egenskapene til hulldekker. Et HD265 dekke kan dermed erstattes med et betongdekke som er  $530mm$  tykt, har masse på  $732kg/m^3$  og med redusert E-modul på cirka  $10000MPa$ .

## Kapittel 4

# 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 responspektrumpåkjenning og tidsseriepåkjenning. 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 4.1: Randbetingelser på jordelementer fra prosjektoppgaven

Figur 4.1 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 størrelsesorden 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 "tommelfingerregel" 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

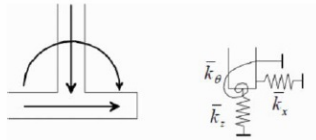
$$\bar{K} = k_j(\omega) + i\omega c_j(\omega)$$

og ligner på det vi kan om dynamikk hvor vi plasserer reponen 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:

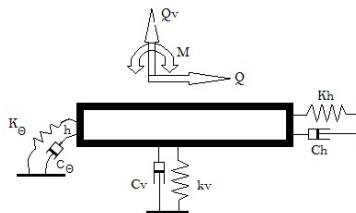
1. jordens lagdeling
2. jordens stivhet
3. fundamentets stivhet
4. fundamentets geometri

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 4.2: 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 4.3: Impedansfunksjonens koeffisienter

og med figur 4.3 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  $\nu$  er tverrkontraksjonskoeffisienten til jordsmonnet, som ofte settes til 0.25 for enkelhets skyld. Skjærmodulen G forholder seg direkte til jordsmonnet. Denne må 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 men det kommer til å bli en stor del av arbeidslivet ettersom pæling ofte er den tryggeste måten å fundamenterer på når man prosjekterer konstruksjoner i havnebyer.

# Kapittel 5

## Modellering

Når det skal modelleres i FEM-design, 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 programmet mot unntakstilstander der det oppstår problemer med modellen fordi beregningslinjene i komponentene ikke ligger på linje eller at de ikke treffer samme fastholdingspunkt. Det er problemer man ofte kan få dersom viser seg at arkitekt ønsker fasader med kompleks geometri for eksempel, som vist under.



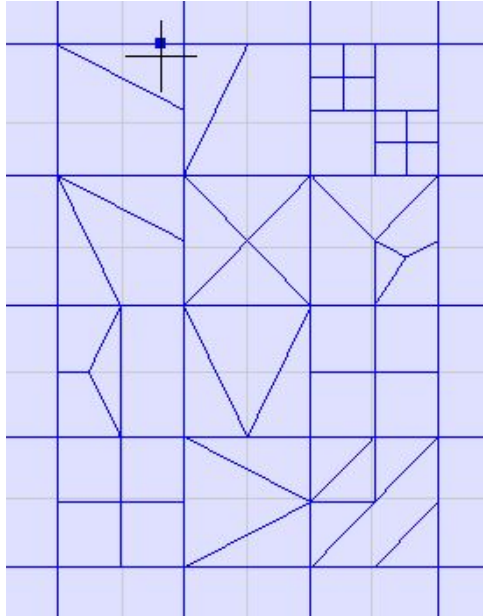
Figur 5.1: Tenkt søylefasade fra arkitekt

Rent teknisk sett vil ikke variasjonen i søyeplassering gjøre store utslag om de står som plassert på figur 5.1 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. Man kan rett og slett ikke modellere hver minste lille detalj i en beregningsmodell av hensyn til tidsbruk og kompleksitet. Dessuten vil det ha særdeles liten betydning for resultatet. Figuren under viser hvordan søylefasaden typisk ville blitt modellert for at man skal forhindre at det dukker opp feil med beregningslinjer.



Figur 5.2: 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. Man kan jo for eksempel se at den slik plassering rent beregningsmessig blir komplisert når man skal legge opp etasjeskillere eller lignende. Det vil kreve høy oppløsning av elementstrukturen i modellen over dekket og vil øke beregningstiden dramatisk uten at resultatet egentlig endres. Elementstrukturen opprettes som et nett av beregningsselement 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 beregningsselementer og dermed få økt graden av nøyaktighet, men samtidig også økt mengden beregningdata. Slik fininnstilling av beregningsselementer kan gjøre at selv unntakselementene vil bli analysert dersom du har justert det fornuftig men på bekostning av tid.



Figur 5.3: Varierende elementstørrelse for kontinuitetskrav

Av figur 5.3 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 glippe informasjon dersom de er for store. Skivene forøvrig kan ha en større struktur fordi det ellers skjer svært lite endring i lastsituasjonen.

## 5.1 Søyleføring i bygget

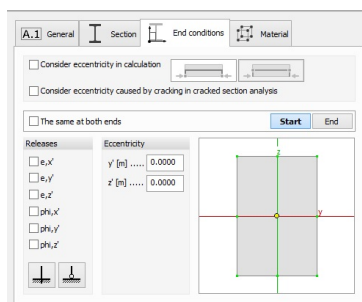
Som regel når man modellerer er det naturlig å sette opp selve skjelettet for bygget først, med andre ord søyler og bjelker eller heissjakt. Deretter legges etasjene ut i ønsket system. Det som er viktig å ha i bakhodet når man setter ut søyler, er at søylene trenger knutepunkter i hver etasje slik at 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 i flere tilfeller, og det forstyrrer verdier som knekkledder og konstanter for vridningstorsjon. Som en anbefaling bør søyler modelleres en etasje av gangen. Egentlig bør man modellere en etasje av gangen og kontrollere at denne etasjen har tilfresstillende randbetingelser og oppfører seg som ønsket. Men de aller fleste programmene lar deg manuelt gå inn i et knutepunkt å endre hvorvidt koblingen kan vri seg eller forskyves. Forhindrer man vridning for eksempel, vil søylene oppføre seg som kontinuerlig fra fundament til tak, men med knutepunkter for hver etasje der man kan føre inn etasjelastene.

Normalt sett når man har et søyle- og bjelkesystem 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. Dette vil vi se når vi kontrollerer bygget for korrekt modellering.

## 5.2 Bjelker med leddet oppførsel

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 leddes

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 5.4: Mulig endring i bjelkers knutepunkt

Som vi ser av figur 5.4 kan man velge å løse opp fastholdinger for momenter 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. Leddet oppførsel søkes oppnådd, og dette steget vil definitivt bidra til å nå målet.

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 utføres som 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. Dette vil øke stivheten til forbindelsen, noe som kan være gunstig dersom man er avhengig av at knutepunktets dimensjoner er satt og man ligger i grenseland kapasitetsmessig.

### 5.3 Dekker og kontinuerlige plater

Når det gjelder utlegging av plater og hulldekker i FEM-program er dette rimelig rett fram. Som regel legges de ut etter koordinatsystemet og blir fastspent i alle elementer de deler noder med. Dette gir bygget veldig gode og stive egenskaper som man må håndtere. Noen ganger kan det føre til veldig stive egenskaper og unaturlig 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 på samme måte som for fugen mellom hulldekker. 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. Opprissning vil føre til redusert kapasitet og deformasjoner, så da er det et spørsmål når man vil håndtere det. Siden man allerede forventer en vertikal deformasjon, hvorfor ikke bare legge den inn før analysen? 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 5.1: 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 5.2: Veiledende stivheter for dekker

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

Tabell 5.3: Veiledende stivheter for skivekoblinger

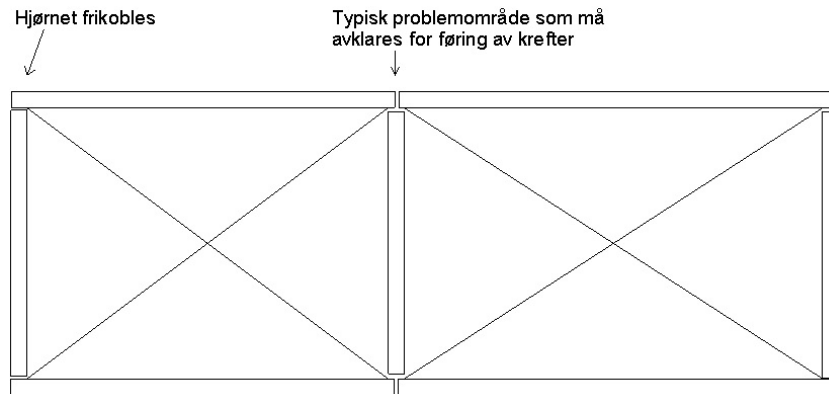
Numerisk stivhetsverdi [ $kN/m$ ]			
Dekke på vegg	Vegg mot vegg	Vegg på fundament	Dekkekant
$K_x = 10^7$	$K_x = 0$	$K_x = 10^7$	$K_x = 0$
$K_y = 10^7$	$K_y = 10^4$	$K_y = 10^7$	$K_y = 0$
$K_z = 10^7$	$K_z = 10^4$	$K_z = 10^7$	$K_z = 10^4$
$\theta_x = 1.745 * 10^5$	$\theta_x = 0$	$\theta_x = 0$	$\theta_x = 0$
$\theta_y = 1.745 * 10^5$	$\theta_y = 0$	$\theta_y = 0$	$\theta_y = 0$
$\theta_z = 1.745 * 10^5$	$\theta_z = 0$	$\theta_z = 0$	$\theta_z = 0$

## 5.4 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. Da nytter det ikke mye at man har sitt på det rene når det gjelder valg av beregningsmetode for de seismiske kreftene, når man likevel ender opp med feil resultat.

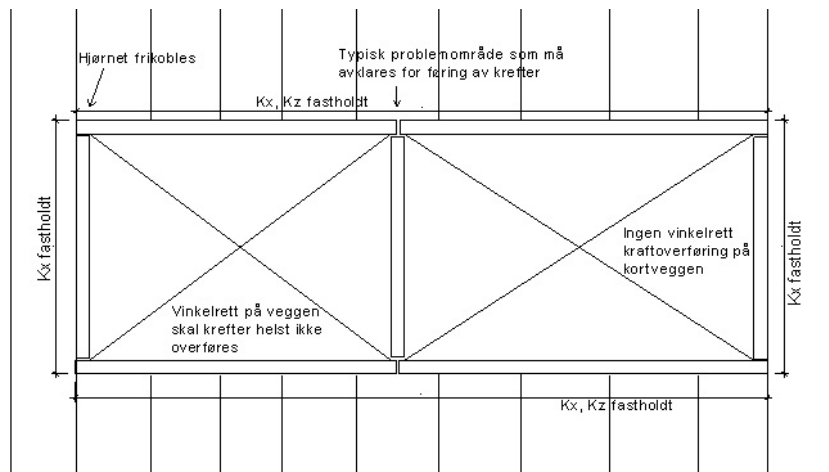
Det er som med vegger som det er med søyler. Man må få de til å virke som kontinuerlige fra topp til bunn men fortsatt være istand til å ta inn skjærkrefter fra etasjeskillere når det utsettes for vindkrefter eller rystelser fra skjelv. Når man modellerer sjakter vil man fort se at det å ha de sammenhengende i hjørnene kan by på uventede resultater. Det 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 uventede effekter som den nevnte 3D-

effekten samt at man styrer kreftene dit man ønsker å ta de opp.



Figur 5.5: 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 [4].



Figur 5.6: Typisk modellering for dobbelt sjakt med tilstøtende dekker

Som vi ser av figur 5.6 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 verikallaster ned i veggen, altså slik at dekkene oppfører seg tilnærmet leddet. Dette blir på mange måter samme tankegangen som man har ved bruk av bjelker. Man vil ha aksialkreftene inn i vegger som er orientert slik at de kan ta de imot, og man vil overføre momentene som trykkrefter i opplegg. Siden man ikke klarer å få til en momentstiv kobling mellom vegger og prefabrikerte dekker, virker dette som en god løsning selvom den muligens er litt for konservativ. Det kan hende at momentene man ender opp med i dekkene er noe større enn det de reelt sett vil være, noe som fører til overdimensjonering. Som nevnt vil vi alltid overdimensjonere til en viss grad, men dette kommer som et tillegg med de ulemper og fordeler det fører med seg.

## Kapittel 6

# Randbetingelser basert på impedansanalyse

Konfigurasjonene som jeg ser nærmere på her er å anse som godt egnet til eksterne belastninger som ofte skaper torsjon, slik som jordskjelv, vindkrefter og skjevstilling [5]. Stivhetene som kommer fra impedansanalysen kan man beregne ved hjelp av jorddata, og i dette tilfellet benytter vi standard verdier fra eurokoden. Verdiene fra disse kan benyttes videre til å regne ut stivhetene man må innføre i fundamentnivå ved modellering [6].

Tabell 6.1: Tekniske data for jordtyper fra EC8

Type	Skjærbølge	Densitet	Skjærmodul	Poissonrate	E-modul
-	$V_s$	$\rho$	G	$\nu$	E
-	[m/s]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[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

Tabellen 6.1 er et første steg i prosessen for å beregne stivheten man vil innføre på fundamentnivå. Ved hjelp av bulkmodulen til jordtypene kan vi beregne hvor mye de forskjellige jordtypene kan oppta av belastning ved hjelp av kompressjon. Den prosessen kan sees på som en viskøs demper koblet med elastiske fjærer, og begge deler er vitale når man skal beskrive oppførselen i jorden. Hvis vi fortsetter beregningene fra til neste steg kan vi finne ut hvor store krefter de antatte demperne og fjærene kan oppta [6].

Tabell 6.2: Jordtypers stivhet

Type	Tyngde	Skjærstivhet	Bulkmodul	Kompressjonshastighet	Dempning
-	$F_W$	$V_{  }$	$\lambda$	$V_C$	$V_{demp}$
-	[N/mm <sup>3</sup> ]	[N/mm <sup>3</sup> ]	[MPa]	[m/s]	[Ns/mm <sup>3</sup> ]
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

Tabellene 6.1 og 6.2 gir nå et bilde av hvor mye stivhet vi kan anta at man har i jordsmonnet og man kan nå gå veien innom en modellering av jordsmonnet. Men er dette egentlig fornuftig? Jeg har tidligere argumentert med beregningstid som hovedsak. Man har ofte mer nytte av å kunne krympe mengden data som skal beregnes hver gang man analyserer en modell, og erfaring sier at analyser gjerne kjøres mer enn en gang før man sier seg ferdig med arbeidet. Derfor tar vi nå steget videre og benytter impedansanalyse for rektangulære fundamenter. For enkelthetsskyld overdimensjonerer vi fundamentene litt og setter ut rektangulære fundamenter med utspredding på 500mm x 400mm under samtlige søyler. Stivhetene vi kan bruke videre er gitt i sine respektive retninger avhengig av fundamentets orientering med henholdsvis translasjons- og rotasjonsstivheter [3].

Tabell 6.3: Fundamentstivhet for rektangulært fundament etter jordtype

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

Tabell 6.3 viser fundamentstivhetene vi kan benytte i modelleringen. På bakgrunn av jordtype kan vi nå utlede noen enkle stivheter som vi setter inn på fundamentnivå framfor å si at for eksempel en søyle er innspent eller leddlagret. 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. Stivhetene kan defineres i FEM-design og settes ut i fotpunkt på søyler og vegger ved bruk av "support" eller "supportgroup".



## Kapittel 7

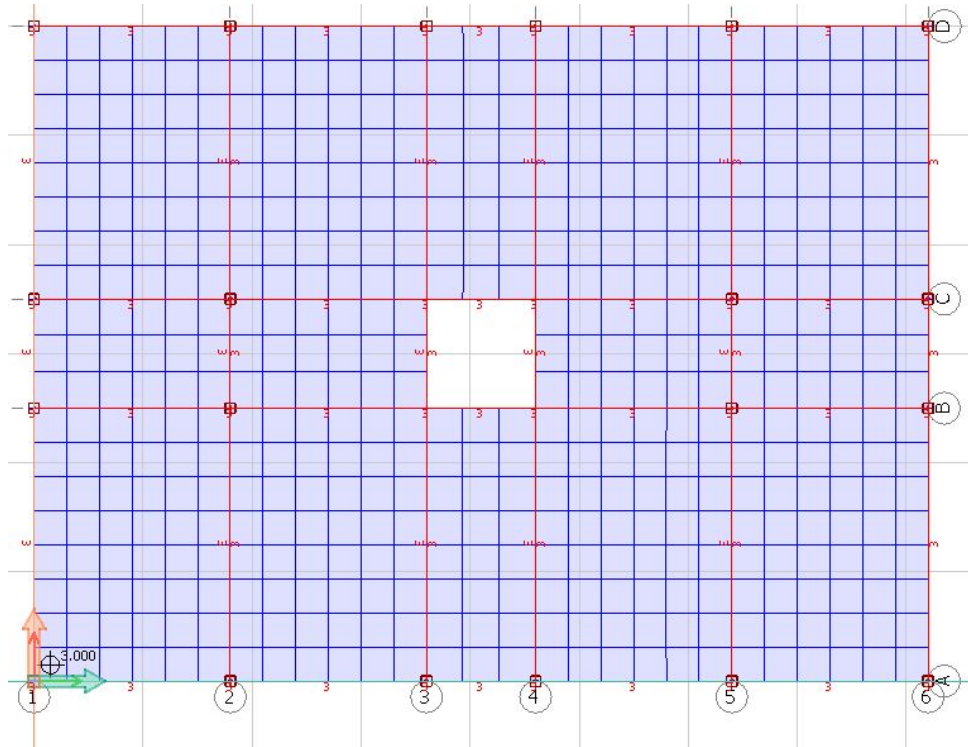
# Modellering og resultater

Som nevnt kan det være lurt å modellere en etasje i bygget og kontrollere at denne fungerer som den er tenkt med tanke på beregningslementer. Ofte gjør man dette uten å tenke spesielt over randbetingelser. På bygget legges det ut en vindlast på bygget på  $0,67kN/m^2$ , snølast på  $4kN/m^2$ , litt generell nyttelast på  $2,5kN/m^2$ . Fundamentpunktene får vanlig fastholding med rotasjonsfrihet og dekker, søyler og bjelker får tilegnet standardverdiene som programmet innehar. Følgende data for byggets geometri er benyttet til de påfølgende beregningene:

#	Storey	Height [m]	Level [m]
1	Storey 1	3.000	3.000
2	Storey 2	3.000	6.000
3	Storey 3	3.000	9.000
4	Storey 4	3.000	12.000

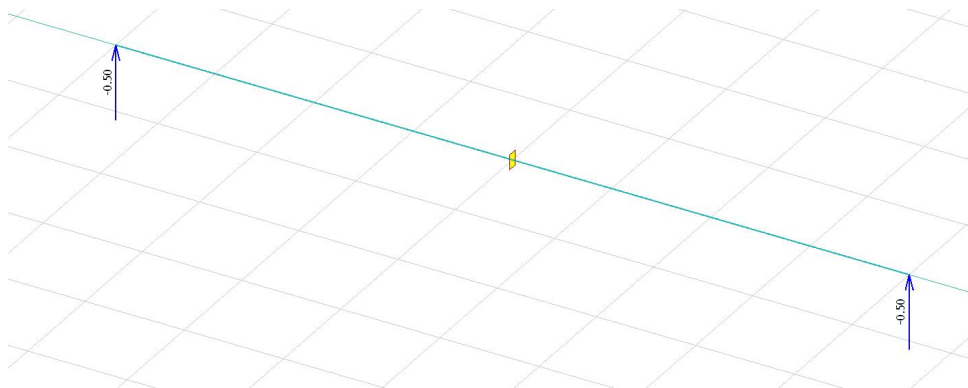
Figur 7.1: Byggets dimensjoner

Ved en kontroll av beregningslementer får man ingen feilmeldinger og det later til at nettet som er lagt ut virker på tilfredstillende måte. På dette tidspunktet har man en beregningsmodell over en etasje som bør gi resultater man kan leve med.



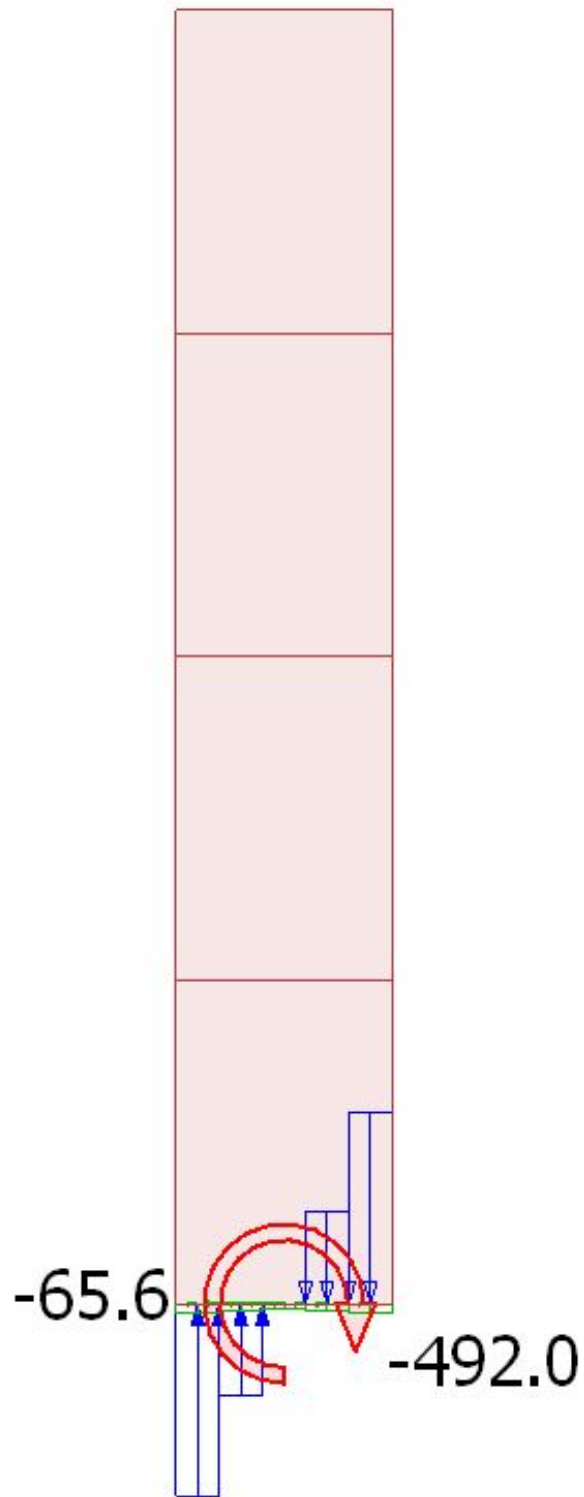
Figur 7.2: Beregningselementer på en etasje

Herfra kan man kopiere etasjen oppover til ønsket høyde, som i dette tilfellet er alle etasjene. Alt vel og bra? La oss se litt på fundamentene etter analysen. Som ingeniører vet, er det alltid mulig å forenkle et tilfelle ved bruk av enkel konstruksjonsanalyse. Vindkreftene som vi belaster bygget med vil legges seg som linjelaster i alle etasjer på  $2kN/m$  og deretter føres til sjakter. Fra konstruksjonsanalyse vet vi følgende om bygget allerede før analysen gjennomføres: slik vinden er introdusert her vil gi en 50 – 50 fordeling av lasten når man kommer til sjaktene. Altså vil sjaktene i dette tilfellet opptre likt og vi kan utlede noen teoretiske verdier for momentet og baseskjæret basert på dette. Dette kan sammenlignes med en fritt opplagt bjelke.



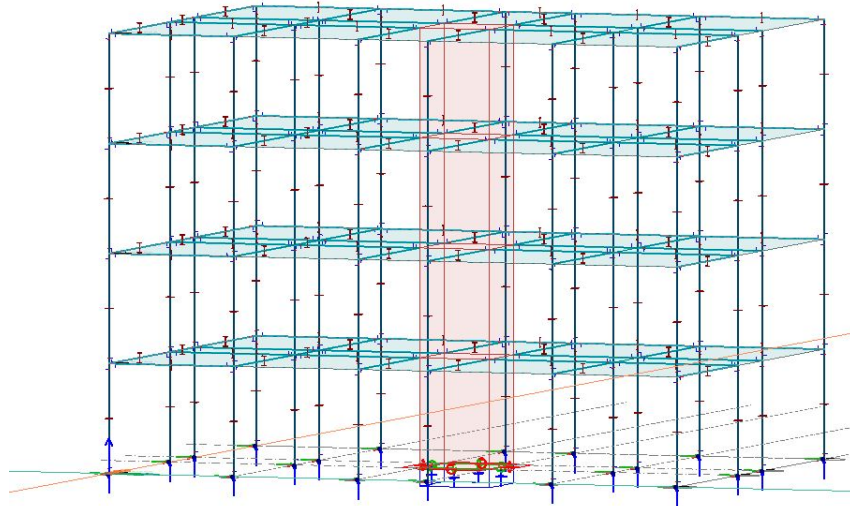
Figur 7.3: Prinsippet for fordeling av vind til sjakter

Med lastene som nå står i modellen bør det teoretisk sett være mulig å anse sjaktveggene som utkragede veggskiver fra fundamentet. Forenklet sett bør momentet i fundamentet kunne beregnes ved å slå sammen vindkreftene til punktlaster. Lastene vil være  $P = 2kN/m * 16,4m = 32,8kN$  og spres til de to sjaktveggene som står orientert med sterk akse mot vindlasten med  $16,4kN$  i hver etasje. Følgende modell gir oss en pekepinn til hva vi bør forvente av resultater:



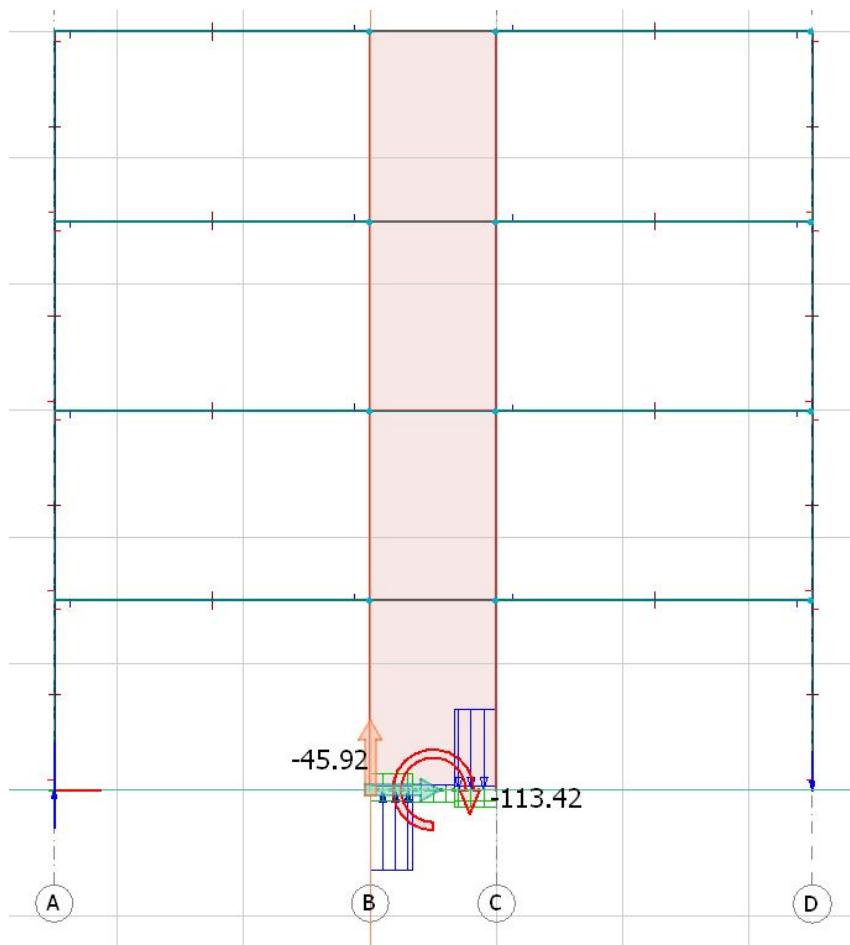
Figur 7.4: Forventede resultater

Momentet  $M = 16,4kN * (3+6+9+12)m = 492kNm$  er hva vi teoretisk sett kan forvente ved fullstendig leddet oppførsel på en utkraget vegg. Baseskjæret  $V = 16,4kN * 4 = 65,5kN$  er også en forventet verdi i fundamentet. Så hvordan ligger det an i modellen vår som etter kopiering nå ser slik ut:



Figur 7.5: Komplette modell med sentrisk sjakt

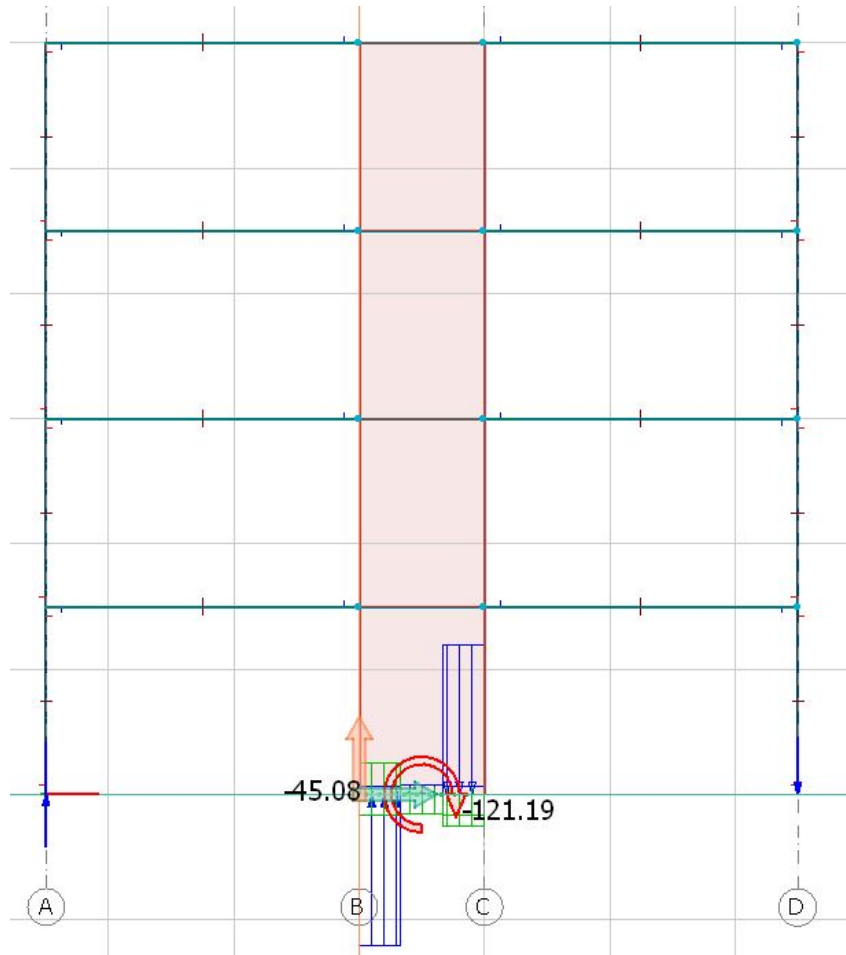
I modellen har søyler fått normal fastholding, sjaktvegger full innspenning og bjelker er lagt opp fritt. Ingen andre forhold er tatt hensyn til, så la oss se hva vindlasten gjør på fundamentnivå slik at vi kan sammenligne det med det teoretiske resultatet.



Figur 7.6: Vindkrefters effekt på fundamentnivå

Som vi ser er det tydelig avvik for både momentet og baseskjæret. Den første egensvingeperioden av betydning er på  $T = 0.377s$  noe som er veldig stivt. Disse tre faktorene tyder på at modellen er gal, men hvor er feilen?

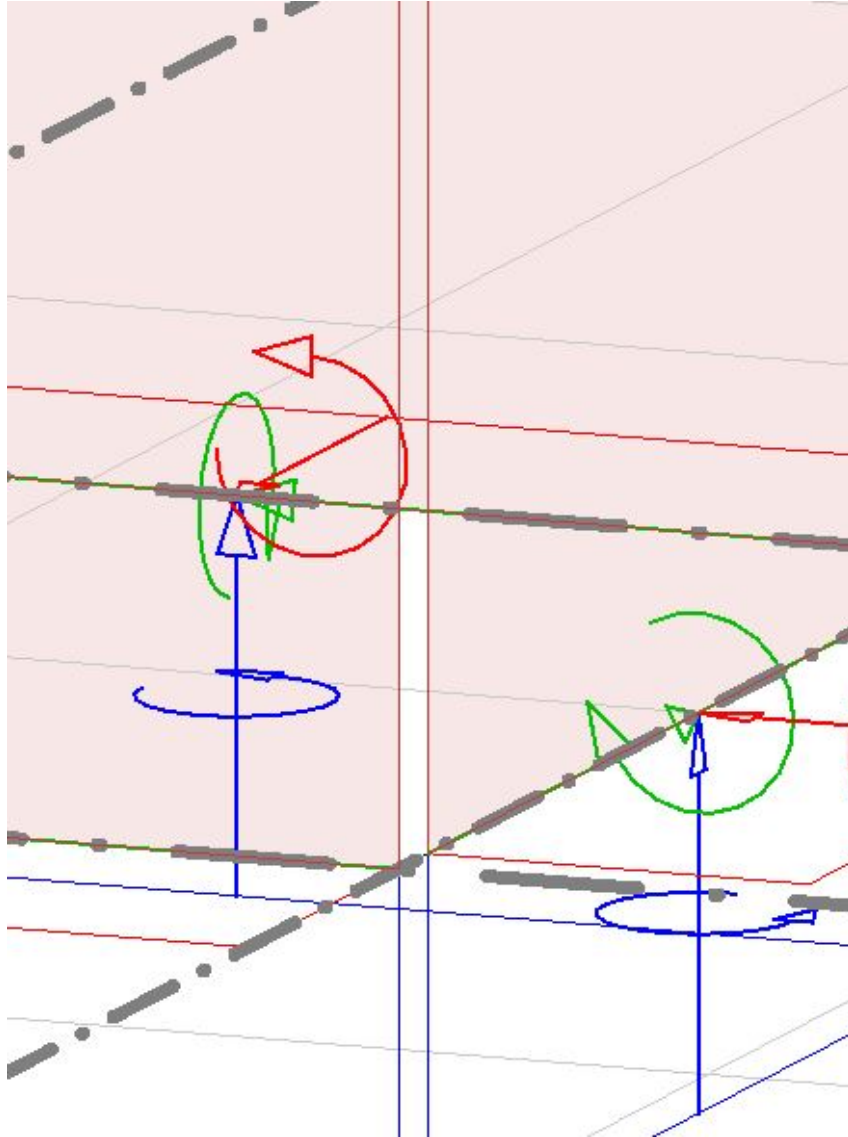
For å eliminere en del faktorer benyttes samtlige stivheter for dekker på bjelker, mot vegger og ned i fundament. Dette vil mye opp bygget betydelig og forhåpentligvis også refordle kreftene etter stivheter slik at avvikene minker. Etter ny gjennomført analyse står følgende resultater klare.



Figur 7.7: Vindkrefters effekt på fundamentnivå etter justering

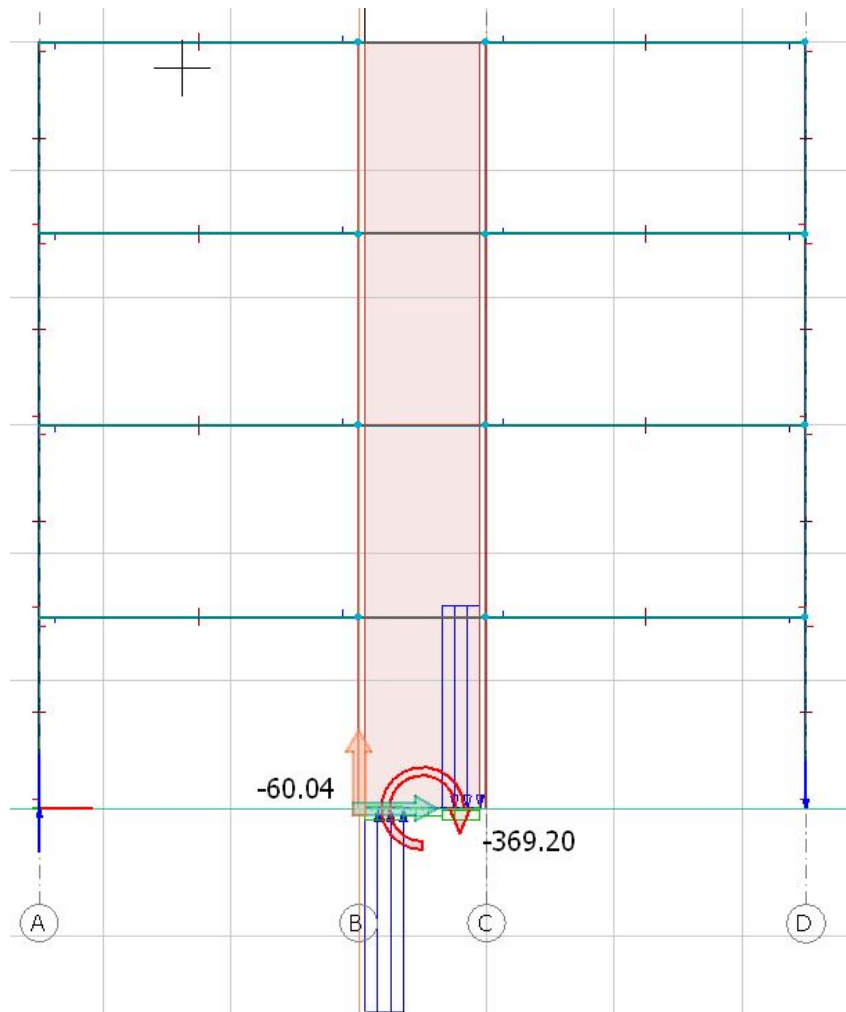
Som vi ser fikk vi en liten endring, men absolutt ikke den endringen vi egentlig vil se. Det er tydelig at modelleringen går i den retningen vi vil ha det, men hvor blir det egentlig av kreftene? Egensvingeperioden har økt til  $T = 0.398s$  som ikke akkurat er mye endring, men et tydelig tegn på at vi har myket opp bygget. Neste steg blir derfor å finne ut hvor kreftene egentlig går. Som nevnt skal sjakter i prefabrikerte bygg modelleres med omhu. Det ligger wireløkker i "endeveden" av veggene som skal benyttes ved sammenkobling av vegger og denne er så absolutt ikke momentstiv. Så hvilke krefter kan vi egentlig overføre mellom sjaktveggene? Svaret kan ligge i hvordan FEM-design håndterer vegg hjørner. Gjennom analysene kan det se ut som om programmet regner en kraftfordeling gjennom hjørnet. Vindkraften er satt til å belaste bygget i y-retning, men det oppstår momenter i veggene som står vinkelrett på denne retningen.

Løsningen kan ligge i en enkel detalj for modelleringen hvor vi splitter opp vegg hjørnet som vist på bildet under. En fysisk splitt er lagt inn på  $100mm$  for å tvinge kreftene til å gå i ønsket retning.



Figur 7.8: Prinsipp for splitting av sjakthjørner

Ved å gjøre denne endringen øker svingeperioden til  $T = 0.773s$  og vi får en solid økning i momentet i fundamentnivå samt at baseskjæret beveger seg mot målet vårt.



Figur 7.9: Resultat etter splitting av sjakthjørner

Denne endringen gjorde at vi gikk fra avvik på cirka 77% for momentet og 30% for baseskjæret, til et redusert avvik på henholdsvis 25% og 9%. Denne endringen er så stor at vi helt tydelig har fått en omfordeling av kreftene. I tillegg har vi økt egensvingeperioden med 94%. Dette betyr at bygget har en totalt endret oppførsel og nå kan kontrollregnes for hånd i forhold til en virkelighetstro modell. Avviket for momentet er muligens fortsatt noe stort, men som nevnt tidligere er håndberegninger meget konservative. Man kan om mulig argumentere med at stivhetene kan justeres ytterligere innen fornuftighetens grenser, som blandt annet kobling mellom dekkekant mot heissjakt og bjelkerotasjonsstivhet. Metoden for å bestemme fundamentstivhetene inneholder også en del antagelser som er med på å justere resultatet på en slik måte at vi ikke ender opp med teoretisk svar.

## Kapittel 8

# Konklusjon

Korrigerende av randbetingelser spiller en stor rolle for byggets oppførsel. Vi ser at det er mulig å mye opp bygget ved å anta opprissing og kompensere for fugekapasiteter og stivheter ved ferdig oppført bygg. Det som derimot er den avgjørende faktoren er hvordan man tvinger kreftene i konstruksjonen inn i de rette elementene. Justering av stivheter mellom dekker, vegger, fundament og jord utgjør forskjeller som har særlig innvirkning på svingeperioder og bygget oppførsel under jordskjelvsbelastning. Men det som virkelig gjorde utslaget for kreftene var å legge inn en fysisk splitt i sjakter. Man kan redusere avviken betydelig og man går bort fra en uforklarlig situasjon der uttrykk man ikke helt forstår seg på får lov til å utpekes som årsak.

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

Forsøk på å øke antall etasjer i modellene og benytte seg av samme randbetingelser viste seg å være likegyldig da betingelsene er entydige uansett etasjeantall og etasjehøyde. Men ved jordtyper og geotekniske data står det fortsatt igjen litt jobb. Det ville vært interessant å jobbe videre med dette og danne seg et bibliotek over jordtyper og byggematerialer slik at man kan plukke ut verdier som man vet vil gi ønsket avviksprosent.

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. Modellen i denne oppgaven er bevis på at selv små bygg kan få merke endringene som oppstår som følge av randbetingelser, og de er ganske drastiske tatt i betraktning. Med tanke på at feil i modellen kan føre til underdimensjonerte sjakter og overdimensjonerte dekker, dragere og søyler, kan det gi fatale utslag dersom størrelsen økes. Sjaktene skal virke som bygget stivhet og er vitalt for byggets bæresystem.



## Kapittel 9

# 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 et lite utvalg av metoder som kan benyttes ved prefabrikerte konstruksjoner, men det finnes garantert flere løsninger. 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 laboratorieforsøk. 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 for dypere studie.

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 ved flytgrense 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.