



Universitetet
i Stavanger

DET TEKNISK-NATURVITENSKAPELIGE FAKULTET

MASTEROPPGAVE

Studieprogram/spesialisering:

Vårsemesteret, 2010

Konstruksjoner og materialer – Bygg

Åpen / ~~Konfidensiell~~

Forfatter: Eirik Osa Skjæveland

Eirik Osa Skjæveland

.....
(signatur forfatter)

Fagansvarlig: Eilert Mariero

Veileder: Anton Gjørven, Norconsult AS

Tittel på masteroppgaven:

Beregnet virkning av jordskjelv på prefabrikkerte betongelementbygg

Engelsk tittel:

Calculated effect of earthquakes on precast concrete structures

Studiepoeng: 30

Emneord:

Jordskjelv, betongelementbygg,
modalanalyse, Abaqus, NS3491-12.

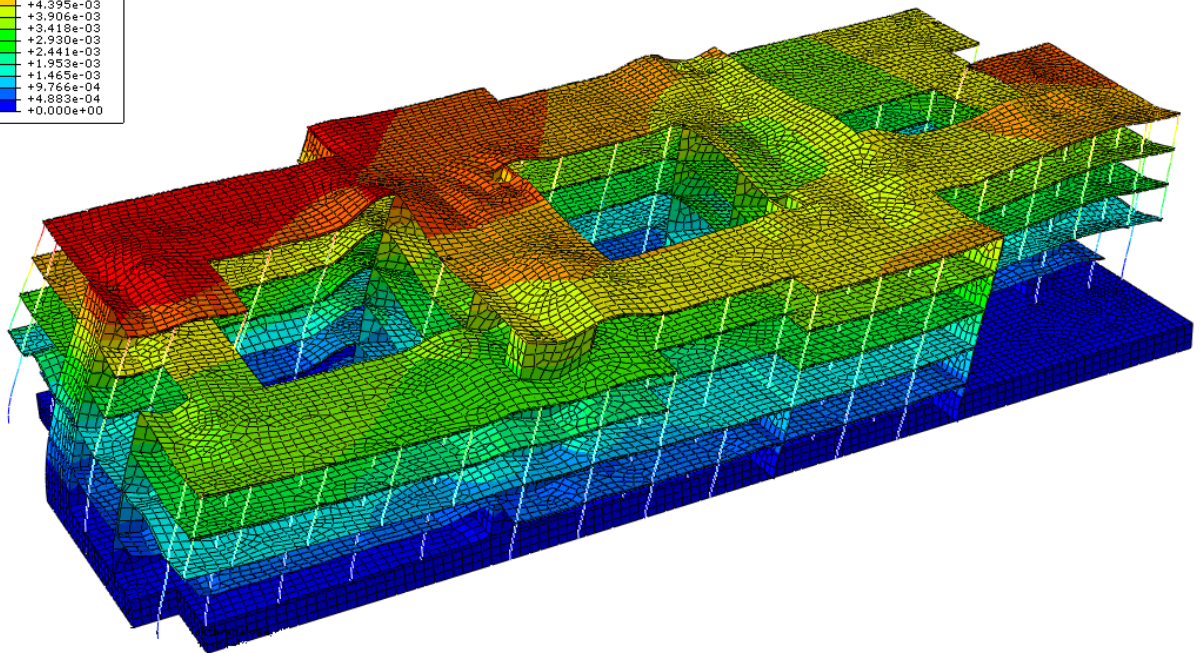
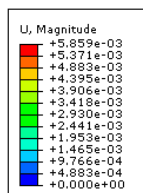
Sidetall: 97

+ vedlegg/annet: 27

Stavanger, 14.6.2010

Beregnet virkning av jordskjelv

på prefabrikkerte betongelementbygg



Eirik Osa Skjæveland, våren 2010

Innholdsliste

1	Innledning.....	5
1.1	Sammendrag.....	5
1.2	Forord.....	7
1.3	Generelt om jordskjelv.....	8
1.3.1	Platebevegelser.....	8
1.3.2	Jordskjelvbølger.....	9
1.3.3	Jordskjelvstyrke.....	10
1.3.4	Jordskjelvkatastrofer.....	11
1.3.5	Jordskjelv i Norge.....	13
1.3.6	Forventet jordskjelvstyrke.....	13
1.3.7	Dimensjoneringsfilosofi.....	14
1.4	Om bygget.....	15
1.4.1	Generelt.....	15
1.4.2	Konstruksjon.....	15
1.4.3	Grunnforhold og fundamentering.....	15
1.4.4	Belastning.....	16
1.4.5	Materialer.....	16
1.4.6	Andre forutsetninger.....	16
1.5	Standarder og forskrifter.....	17
2	Dimensjonering etter norsk standard.....	18
2.1	Symboler og forkortelser.....	18
2.2	Responsspektrummetoden.....	19
2.3	Svingeformer og egenfrekvenser.....	22
2.4	Dimensjonering etter NS3491-12.....	24
2.4.1	Forsterkningsfaktor for grunnforhold, k_S	26
2.4.2	Seismisk faktor, γ_1	26
2.4.3	Grunnens akselerasjon, a_g	27
2.4.4	Konstruksjonsfaktor for duktilitet, k_Q	28
2.4.5	Horisontalt normalisert elastisk responsspekter, $S_e(T_1)$	29
2.4.6	Kombinasjoner av jordskjelvpåvirkning.....	30
2.5	Enfrihetsgradsystem.....	31
2.5.1	Første egensvingeperiode, T_1	31
2.5.2	Skjærkraft ved grunnivå.....	31
2.5.3	Seismisk horisontal kraft per dekke, F_i	32
2.6	Laster og lastkombinasjoner.....	33
2.7	Flerfrihetsgradsanalyse.....	34
2.8	Gode dimensjoneringsprinsipper.....	36
2.8.1	Komplisert geometri.....	36
2.8.2	Symmetrisk avstivning.....	37
2.8.3	Betongelementbygg og jordskjelv.....	38
2.8.4	Andre forhold.....	39
3	Enfrihetsgradsanalyse.....	40
3.1	Horisontal dimensjonerende seismisk akselerasjon.....	40
3.2	Beregning av laster.....	42

4	Abaqus – modellering og beregning	45
4.1	Om Abaqus.....	45
4.2	Modellering i Abaqus.....	47
4.2.1	Utarbeiding av skisser	47
4.2.2	Lage konstruksjonsdeler.....	48
4.2.3	Sammensetning av deler.....	49
4.2.4	Generere elementinndeling	49
4.2.5	Materialer og tverrsnitt.....	51
4.2.6	Laster og grensebetingelser.....	52
4.2.7	Beregninger	53
4.2.8	Behandling av resultater.....	55
4.3	Forutsetninger og antagelser	58
4.3.1	Valg av elementtyper	58
4.3.2	Stivhet av hulldekker.....	60
4.3.3	Oppsummering av erfaringer fra Abaqus.....	61
5	Resultater fra flerfrihetsgradsanalyse.....	63
5.1	Kontroll av resultater.....	63
5.1.1	Aksiallast i søyler	63
5.1.2	Totale oppleggskrefter.....	64
5.1.3	Aksialkraft i bunn av vegger	64
5.1.4	Fordeling av laster	66
5.2	Resultater fra svingefrekvensberegningen	67
5.3	Tilleggslaster fra jordskjelv.....	71
5.3.1	Trykkraft i søyler og vegger.....	71
5.3.2	Strekraft i søyler	73
5.3.3	Moment i dekkeskiver	74
5.3.4	Trykkspenninger i søyler.....	76
5.3.5	Spenninger i vegger.....	77
5.3.6	Bøyemoment i søyler	78
5.3.7	Bøyemoment i dekker	79
5.3.8	Membrankrefter i dekker.....	82
5.4	Effekt av kontinuerlige dekker	85
6	Sammenligning av resultater	87
6.1	Svingeperioder	87
6.2	Skivemoment i dekker.....	89
6.3	Aksialkraft i søyler	91
7	Eurocode 8 og NS3491-12	92
8	Konklusjon	94
9	Kilder.....	96
10	Vedlegg	97

1 INNLEDNING

1.1 Sammendrag

I Norge har en ikke hatt tradisjon for å dimensjonere konstruksjoner for jordskjelv, men i 2004 ble det innført krav om at nye bygg oppført i Norge skal dimensjoneres for jordskjelvlaster.

Frem til nå har jordskjelvdimensjonering blitt gjort etter *NS3491-12: Laster fra seismiske påvirkninger*. Oppgaven tar for seg dimensjonering av konstruksjoner for jordskjelv i Norge, med utgangspunkt i den nevnte standarden og øvrige standarder i NS-serien.

Den norske standarden angir flere metoder for dimensjonering av jordskjelv. Den ene av disse, enfrihetsgradsanalysen, er en veldig forenklet metode. En annen metode som beskrives er en flerfrihetsgradsanalyse, som forventes å gi mer nøyaktige resultater, men samtidig være mer arbeidskrevende. En viktig del av oppgaven vil være å sette seg inn i hvordan disse to beregningsmetodene virker, og forsøke å benytte begge disse på bygget vi har valgt som utgangspunkt for denne oppgaven. Formålet med dette er å finne sammenlignbare resultater for de to metodene, som kan si noe om fordeler og ulemper med beregningsmetodene. I tillegg ønsker vi å studere tilleggslaster på grunn av jordskjelv, sammenlignet med belastning på grunn av statisk last.

Beregningene tar utgangspunkt i et prefabrikkert betongelementbygg som er bygd på Forus. Det aktuelle bygget er spesielt interessant fordi de bløte grunnforholdene i området medfører forsterket effekt av jordskjelv. Grunnforholdene på byggetomta på Forus gjør at en må dimensjonere for høyere belastninger enn hva som ville vært aktuelt om bygget for eksempel stod rett på fjellgrunn. Selv om det aktuelle bygget består av prefabrikkerte betongelementer, vil mange av prinsippene gjelde også for andre typer bygg.

For å kunne belyse problemstillingen godt nok har en først vært nødt til å sette seg inn i og beskrive grunnleggende emner innen jordskjelv som fagfelt, og få et overblikk over hvordan en dimensjonerer etter den aktuelle standarden.

Videre beskriver oppgaven bruk av elementanalyseprogrammet Abaqus, som er et nyttig verktøy ved dimensjonering av kompliserte konstruksjoner for seismisk påvirkning.

Vi har studert belastninger i konstruksjonens ulike deler, både belastninger på grunn av statisk last og tilleggsbelastninger på grunn av jordskjelv. Det viste seg raskt at jordskjelv blir dimensjonerende for stabilitet, ettersom total skjærkraft ved grunnnivå ved jordskjelvtilfellet blir tre ganger større enn skjærkraft på grunn av vindlast. Veltemomentet ble også størst ved jordskjelvtilfellet, dette ble nærmere fire ganger større enn maksimalt veltemoment på grunn av vindlaster og skjjevstilling.

I bunn av vegger har vi funnet at jordskjelvlasttilfellet blir dimensjonerende for vertikalkrefter i mange av veggene. Det vil si at disse har høyere utnyttelse av kapasitet ved jordskjelvtilfellet enn ved bruddgrenselaster. For søylene derimot, gav bruddgrenselast høyere utnyttelse av knekkapasiteten i alle søylene sammenlignet med laster på grunn av jordskjelv.

Noen tilleggsbelastninger fra jordskjelv blir relativt store. Dette gjelder blant annet aksialkrefter i søyler, hvor en i noen søyler har funnet tilleggsbelastninger høyere enn hva den statiske lasten er. Dette gjelder først og fremst i de søylene som står i kjelleren under hjørnet av en høy veggskive. I tillegg har vi funnet nokså store tilleggsbelastninger til vertikalkrefter i enkelte av veggskivene. Utover dette har vi funnet at tilleggsbelastningene på grunn av et jordskjelv ikke er så store sammenlignet med statisk last for vår konstruksjon.

En viktig forskjell mellom de to beregningsmetodene brukt i denne oppgaven, er arbeidsmengde og tidsforbruk. Enfrihetsgradsanalysen krever mindre arbeid, men samtidig blir en nødt til å gjøre flere forenklinger og antagelser ved bruk av denne. Belastninger kan ikke fastslås like nøyaktig, hvilket igjen gjør det vanskelig å dimensjonere konstruksjonens ulike deler optimalt. Ved hjelp av vår flerfrihetsgrad- og elementanalyse, finner vi mer eksakte resultater, slik at vi har muligheter for å dimensjonere hver konstruksjonsdel individuelt om dette skulle være ønskelig.

Oppsummert kan kapitlene beskrives som følger

- Kapittel 1 gir innledende informasjon om jordskjelv og om det aktuelle bygget.
- Kapittel 2 dekker nødvendig teori for å forstå grunnlaget for jordskjelvdimensjonering. I tillegg beskrives hvordan en dimensjonerer etter Norsk Standard.
- Kapittel 3 viser hvordan en kan finne laster på grunn av jordskjelv ved hjelp av en forenklet analyse.
- Kapittel 4 beskriver hvordan vår regnemodell i elementprogrammet Abaqus er bygd opp, og hvilke forutsetninger som ligger til grunn for denne.
- Kapittel 5 inneholder resultater fra vår avanserte analyse med Abaqus.
- Kapittel 6 sammenligner resultater fra de to analysene i kapittel 3 og 5.
- Kapittel 7 sammenligner kort Norsk standard for dimensjonering av jordskjelv mot tilsvarende Eurocode.
- Kapittel 8 inneholder konklusjon.
- Kapittel 9 og 10 inneholder henholdsvis kilder og vedlegg.

1.2 Forord

Jordskjelv er en naturlast som forårsaker store skader og krever mange menneskeliv hvert år på verdensbasis. Det faktum at jordskjelv er en såpass ny problemstilling i Norge, er med på å gjøre det til et interessant tema for en masteroppgave.

Formålet med oppgaven er å sammenligne to ulike beregningsmetoder for jordskjelvlast, og studere de tillegglaster en får på grunn av seismiske påvirkninger.

Fra våren 2010 skal en gå over til å dimensjonere etter *Eurocode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning*. Her har jeg i samråd med min veileder valgt å benytte meg av *NS3491-12*. Hovedargumentet for å gjøre dette valget har vært at jeg selv er kjent med NS-serien og ikke Eurokode-serien fra tidligere, og ettersom en ikke skal blande ulike standarder må en velge en serie å holde seg til. Ved å velge NS trenger en ikke bruke unødvendig mye ressurser på å sette seg inn i en rekke nye standarder. Prinsippene er mye de samme i begge standardene, så dette burde ikke ha noen stor betydning.

Mye av arbeidet med oppgaven har vært knyttet til å modellere det aktuelle bygget, og gjøre beregninger i Abaqus. Ettersom jeg ikke var kjent med programvaren fra før, var det i begynnelsen relativt mye arbeid knyttet til å lære hvordan programvaren skulle brukes.

I forbindelse med oppgaven har jeg fått god hjelp fra Norconsult AS, og jeg vil benytte anledningen til å takke spesielt Anton Gjørven og Arne Moen for god oppfølging.

Sandnes, 14.06.2010

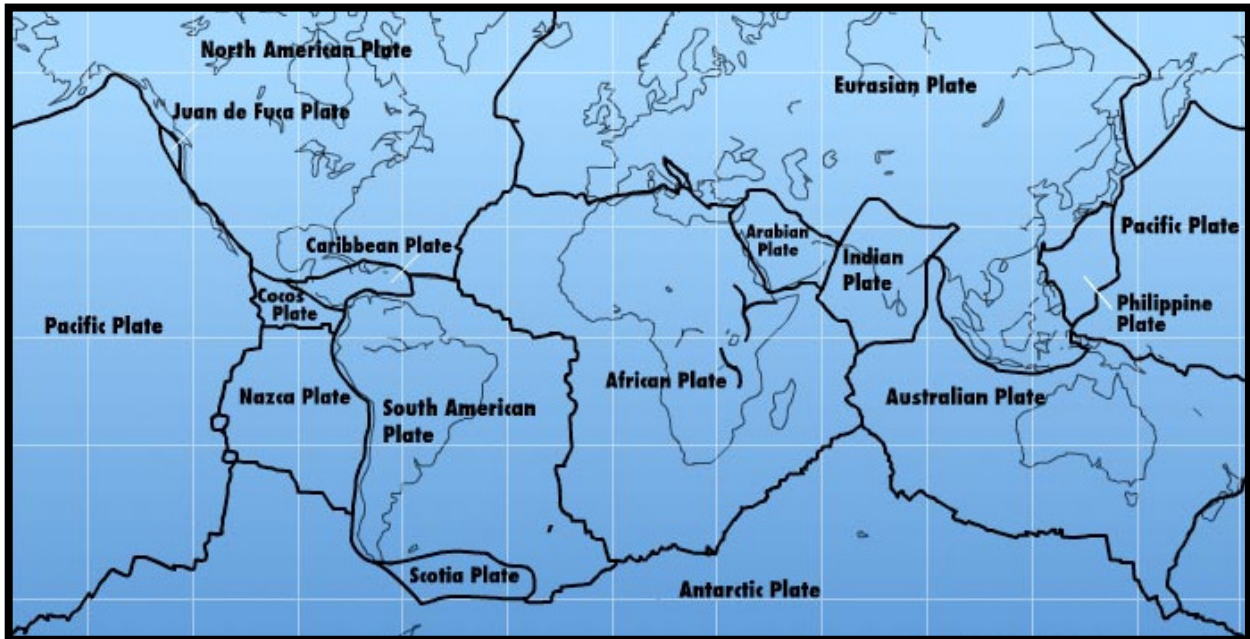
Eirik Osa Skjæveland

Eirik Osa Skjæveland

1.3 Generelt om jordskjelv

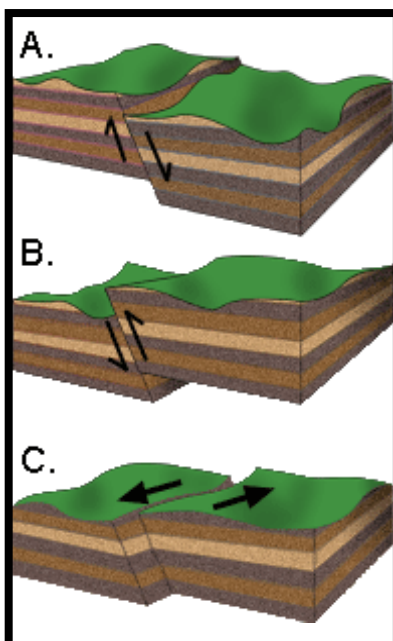
1.3.1 Platebevegelser

Hvert år måles det mange jordskjelv verden rundt. De fleste jordskjelvene er så små at en ikke merker noe til dem uten måleutstyr. Noen få av disse jordskjelvene er så store at de medfører skader og tap av menneskeliv. Hvordan oppstår egentlig jordskjelv?



Figur 1: Tektoniske plater [14]

Jordskjelvaktiviteten i verden skyldes at de tektoniske platene som jordskorpen er oppbygd av beveger seg i forhold til hverandre. Det finnes åtte store og flere små tektoniske plater, som illustrert på Figur 1. Norge ligger inne på den eurasiske platen.



Jordskjelv oppstår vanligvis ved at to sider av en sprekk i jordskorpen glipper i forhold til hverandre. Jordskorpa er i stadig bevegelse. Dette fører til at spenningen bygger seg opp langs sprekke, og når spenningene blir store nok vil platene bevege seg. Da oppstår det jordskjelv.

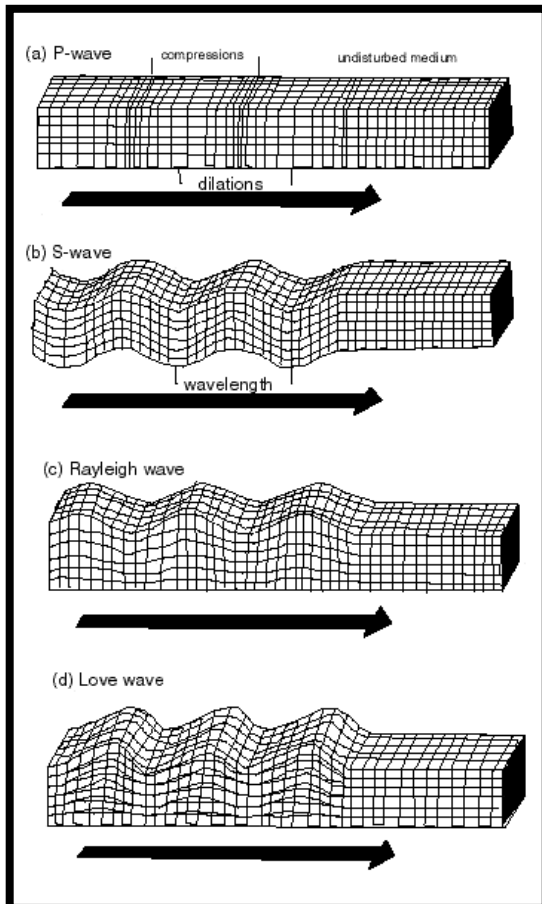
Figur 2 viser de tre hovedtypene bevegelse i jordskorpa som gir oss jordskjelv. En skiller mellom platebevegelser hvor platene går mot hverandre, fra hverandre, eller beveger seg parallelt med hverandre. I praksis vil et jordskjelv ofte være en kombinasjon av disse bevegelsene.

Punktet hvor jordskjelvet oppstår kalles hyposenter. Hyposenteret kan ligge dypt nede i jordskorpa, nære overflaten eller et sted imellom. En snakker også ofte om jordskjelvets episenter. Episenteret er punktet på jordskorpa som ligger over hyposenteret.

Figur 2: Bevegelser i jordskorpa [3]

1.3.2 Jordskjelvbølger

Figur 3 viser de 4 viktigste hovedtypene bølger i jordskorpa som følge av jordskjelv. P- og S-bølger er bølger som beveger seg gjennom hele jordskorpa, mens Rayleigh- og Love-bølger er overflatebølger.



Figur 3: Bølger i jordskorpa [6]

P-bølgene er trykkbølger som beveger seg gjennom jordskorpa. Disse bølgerne er de første som når frem, ettersom disse beveger seg raskest. P-bølgene kalles ofte primærbølger, og beveger seg på en måte som minner om lydbølger.

S-bølgene, de såkalte sekundærbølgerne eller skjærbølgerne, er den andre bølgetypen og kommer kort etter trykkbølgerne. S-bølgene er skjærbølger med amplitude som beveger seg vinkelrett på bølgens bevegelsesretning, og har amplitude mange ganger større enn P-bølgene. Skjærbølgerne kan deles opp i to komponenter; en horisontal bevegelse (SH) og en vertikal bevegelse (SV). Skjærbølgerne er de en i hovedsak er opptatt av ved dimensjonering, da disse er farligst for konstruksjoner når det gjelder jordskjelvbeklastning.

Rayleigh-bølgene beveger seg på en måte som ligner bølger i vann, og beveger seg noe saktere enn S-bølgene. Rayleigh-bølgene er en kombinasjon av P- og SV-bølgene.

Love-bølgene er i likhet med S-bølgene en form for skjærbølger som gir horisontal forskyvning ved overflaten. Disse kan tolkes som SH-bølger som beveger seg langs overflaten.

Overflatebølger oppstår som en kombinasjon av trykk- og skjærbølger ved overflaten. Disse vil ofte være mer fremtredende lenger bort fra jordskjelvetts episenter. Felles for overflatebølger er at forskyvningene avtar med dybden.

Bølgene kan i enkelte tilfeller virke som et forvarsel. Dette fordi bølgerne beveger seg med ulike hastigheter. P-bølgene når frem først, og kan gi noen sekunders forvarsel slik at en rekker å komme seg ut før skjærbølgerne når fram. For å forestille seg hvordan S-bølgene oppfører seg, kan en se for seg et langt tau som en strekker ut og gir en rask "piskeslagbevegelse". På samme måten som bølgerne vil bevege seg gjennom tauet, vil skjærbølgerne bre seg gjennom jordskorpa.

1.3.3 Jordskjelvstyrke

Rundt om i verden finnes det mange målestasjoner som registrerer jordskjelv. Basert på disse målingene er det mulig å bestemme omtrentlig episenter, styrke ved episenter og type platebevegelse. For å kunne lokalisere jordskjelvet må det være stort nok til å at det kan måles, og jo flere stasjoner som har målt skjelvet jo lettere blir det å lokalisere det. Når man vet når de ulike jordskjelvbølgene inntraff ved forskjellige målestasjoner, og kjenner bølgetypenes hastighet i jordskorpa, er det mulig å bestemme hvor skjelvet oppstod.

Jordskjelvets styrke kan angis på flere måter, hvorav den mest vanlige er Richters skala. Denne skalaen er logaritmisk, noe som medfører at om en sammenligner to jordskjelv med magnitudo 4,0 og 5,0 på Richters skala, vil sistnevnte ha 31,6 ganger større energi. Det vil si at når magnituden øker med 1, kan det vises at energien øker med 31,6. Richters skala tar utgangspunkt i grunnbevegelsene målt av en seismograf, målingene fra seismografen settes inn i en formel og styrken beregnes.

Richters skala ble utviklet i 1935, og har sine svakheter. For eksempel egner ikke skalaen seg for jordskjelv med styrke som overskrider 7.5, eller for jordskjelv mer enn 1000km unna. [3]

Tabell 1 gir en oversikt over hvilke effekter en kan vente seg av et jordskjelv med en gitt styrke på Richters skala. En kan merke seg at en skal et stykke opp i styrke før det begynner å bli fare for nevneverdige skader på konstruksjoner. Det er også verdt å merke seg hvor mange jordskjelv som faktisk oppstår på verdensbasis hvert år.

Tabell 1: Oversikt over jordskjelvstyrke [10].

Richters magnituder	Beskrivelse	Jordskjelveffekter	Frekvens (verdensbasis)
Mindre enn 2.0	Mikro	Mikrojordskjelv, ikke merkbart for mennesker.	~8,000 per dag
2.0-2.9	Lite	Vanligvis ikke merkbart, kan måles.	~1,000 per dag
3.0-3.9		Kan merkes, gir sjelden skader.	~49,000 per år
4.0-4.9	Lett	Merkbar risting innendørs. Lite sannsynlig med større skader.	~6,200 per år
5.0-5.9	Moderat	Kan gi store ødeleggelser på svake konstruksjoner i små områder. Mindre skader på sterke konstruksjoner er mulig.	~800 per år
6.0-6.9	Kraftig	Kan forårsake skader over 160km lange bebygde områder.	~120 per år
7.0-7.9	Større	Kan forårsake alvorlige ødeleggelser over store områder.	~18 per år
8.0-8.9	Svært kraftig	Kan gi alvorlige skader over flere hundre kilometer store områder.	~1 per år
9.0-9.9		Store ødeleggelser over flere tusen kilometer store områder.	1 per 20. år
10.0+	Episk	Har aldri blitt målt.	Svært sjeldent (Ukjent frekvens)

En kan spørre seg hvorfor en ikke ser flere jordskjelvkatastrofer, når så mange relativt kraftige jordskjelv oppstår hvert år. Dette henger sammen med at ikke alle store jordskjelv inntreffer i tettbefolkede områder. Om jordskjelvet oppstår et stykke ifra befolkning, vil styrken på jordskjelvet raskt avta slik at bølgene treffer de befolkede områdene med lavere styrke.

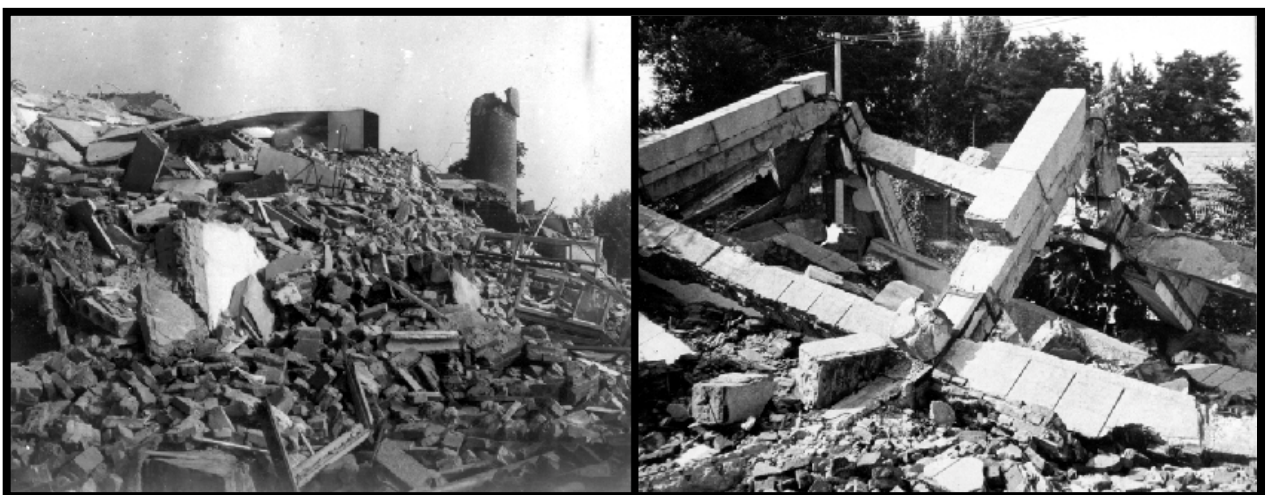
Man antar at det først er fare for skader på bygninger ved jordskjelv med styrke høyere enn 5 på Richters skala. Ifølge Statens Bygningstekniske Etat regner en med at norske bygg dimensjonert for øvrige naturlaster skal være relativt sikre også mot laster fra seismiske påvirkninger [2]. Dette gjelder selvsagt ikke alle bygg, og spesielt ikke ved vanskelige grunnforhold.

Det har blitt utviklet flere skalaer for å måle jordskjelvstyrke, men de gir nokså like resultater. Seismisk moment er navnet på det målet som gir mest nøyaktige tall, og kan anvendes for alle jordskjelvtørrelser. Det seismiske momentet kan videre regnes om til momentmagnitudo, som kan sammenlignes med andre magnituder.

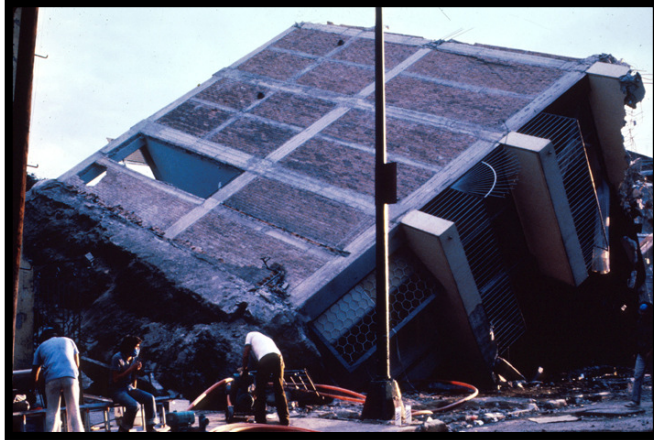
1.3.4 Jordskjelvkatastrofer

Jordskjelv har forårsaket katastrofer med svært mange omkomne, og store skader på bygninger. De siste 2000 årene har 30 jordskjelv tatt livet av 10.000 mennesker, og omkring halvparten av disse har hatt mer enn 100.000 omkomne.

I den senere står et jordskjelv i Tangshan, Kina i 1976 som det verste hva tap av menneskeliv angår. Offisielle tall anslår 240.000 omkomne, mens en antar det i realiteten var bortimot det tredoble.



Figur 4: Bilder av skadene fra Tangshan-jordskjelvet i Kina, 1976. [11]



Figur 5: Veltet bygning fra jordskjelvet i Mexico City. [12]

Et annet interessant skjelv i dimensjoneringsammenheng, er jordskjelvet i Mexico City 1985. Jordskjelvet som oppstod mer en 35mil utenfor byen førte til store skader. Mexico City er sårbar for jordskjelv på grunn av grunnforholdene i området. Da jordskjelvet kom inn til byen kom de i resonans med et jordlag som forsterket bølger med en viss frekvens. Dette førte til at 412 bygninger kollapset, og 10.000 mennesker mistet livet.

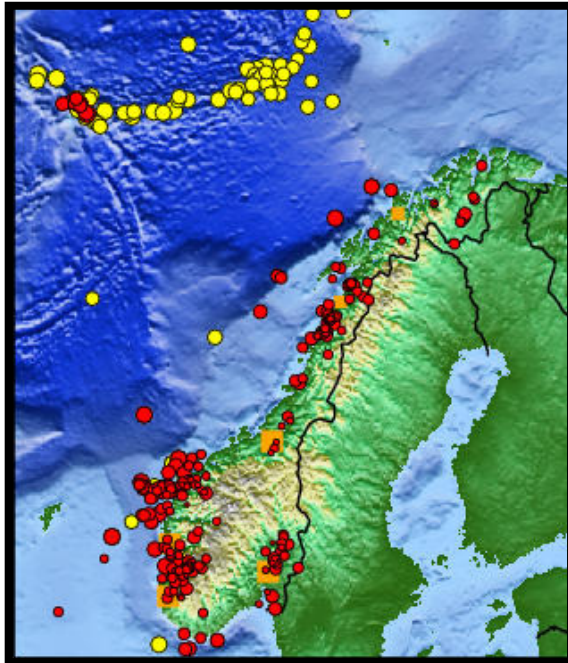
Av mer dagsaktuell art kan en nevne jordskjelvet på Haiti, som inntraff i januar 2010. Over 200.000 ble bekreftet døde, og en anslår så mange som 400.000 kan ha mistet livet. Jordskjelvets magnitudo var på 7,0, og de påfølgende ukene ble det registrert over 50 etterskjelv i området. Det anslås at 250.000 boliger og 30.000 bygninger ble alvorlig skadet. Konstruksjonene på Haiti er generelt dårlige, og landet har ingen dimensjoneringsregler for bygninger.[16]

Enkelte områder i verden er mye mer utsatt for store jordskjelv enn andre. Det vil aldri være mulig å helgardere seg mot jordskjelv, men det vil være mulig å utarbeide dimensjoneringsregler som minsker risikoen for bygningskollaps og påfølgende tap av menneskeliv. Når det allikevel fortsetter å oppstå jordskjelvkatastrofer i verden, er dette ofte fordi noen av de spesielt utsatte områdene er fattige land med liten økonomisk mulighet til å oppgradere bygningene til nødvendig nivå. I slike områder skal det ofte ikke store jordskjelv til før det får store følger.

Det trenger ikke være dyrt å bygge bygninger som tåler jordskjelv, men mange bygninger i jordskjelvutsatte land henger altså etter med dårlige og svake konstruksjoner.

1.3.5 Jordskjelv i Norge

Selv om vi ikke har tilsvarende katastrofer å vise til i Norge, er det ikke dermed sagt at det ikke forekommer jordskjelv også i vår del av verden. Norge er ifølge NORSAR (Norwegian Seismic Array) det området i Nord-Europa hvor det registreres flest jordskjelv.



Figur 6: Jordskjelvaktivitet i Norge

Det har også blitt registrert noen større jordskjelv her i Norge de siste par hundre årene. Sør for Oslo ble det i 1904 registrert et jordskjelv med styrke 5,4, som medførte skader på enkelte bygninger. Et enda større jordskjelv ble registrert i 1819 ved Helgeland. En har i senere tid anslått styrken av dette jordskjelvet til å være omkring 6.

Sammenlignet med mange andre land er det sjelden vi merker noe til jordskjelv i Norge, men det registreres en hel del jordskjelv her allikevel.

Figur 6 viser jordskjelvaktivitet i Norge de siste 30 årene. Røde sirkler markerer jordskjelv merket av mennesker, gule sirkler markerer andre jordskjelv med målt styrke over 4. En ser det er spesielt mye jordskjelv på Vestlandet og i Nordsjøen.

1.3.6 Forventet jordskjelvstyrke

Når vi skal anslå sannsynligheten for at et jordskjelv vil inntreffe et sted, må vi ta utgangspunkt i historiske data. En tar utgangspunkt i statistiske beregninger, for å anslå sannsynligheten for at et jordskjelv med en gitt styrke skal inntreffe i løpet av en bestemt periode. For å kunne gi gode estimat for jordskjelvsannsynligheten, er en avhengig av målinger over en lengre periode. Om en har data for en hundreårsperiode er det mulig å finne en sammenheng mellom små jordskjelv og større jordskjelv. Når en vet hvor lenge det går mellom de mindre skjelvene, er det også mulig å si noe om hvor lang tid en kan forvente det vil gå mellom de større skjelvene. En kan på grunnlag av slike beregninger si noe om hvor store jordskjelv som sannsynligvis vil inntreffe et sted i løpet av en gitt periode.

I Norge dimensjonerer vi for et jordskjelvtilfelle med 475 års returperiode, eller ~0,2 % årlig sannsynlighet for overskridelse. For spesielle konstruksjoner kan det være aktuelt å dimensjonere for et jordskjelv med 10 000 års returperiode. Returperioden sier noe om sikkerhetsnivået som er valgt.

1.3.7 Dimensjoneringsfilosofi

Jordskjelvdimensjonering handler om å forstå hvordan en konstruksjon vil oppføre seg som følge av bevegelsene i grunnen, og sørge for et design som er i henhold til aktuelle dimensjoneringskrav.

Når en skal dimensjonere et bygg for en naturlast som jordskjelv, vil en måtte velge et sikkerhetsnivå. En kan lage svært sikre bygninger som tåler enorme påkjenninger, men da vil også prislappen stige. En må velge hvor store jordskjelv en vil ta høyde for, dette ut fra en avveining av sannsynligheten for ulike jordskjelvstyrker. Disse valgene er allerede tatt for oss når vi bruker laststandarden for jordskjelv.

Ettersom risikoen for jordskjelv er så liten er til lands, kreves det ikke at bygg skal stå uskadet etter et jordskjelv. Vanlige bygninger dimensjoneres slik at en kan godta skader på konstruksjonen, så lenge en unngår kollaps. En kan altså godta en skadet konstruksjon så lenge en unngår tap av menneskeliv.

Det stilles allikevel høyere krav til spesielt viktige konstruksjoner, som for eksempel sykehus og atomreaktorer, da skader på disse vil ha spesielt store konsekvenser. Det er selvsagt viktig at slike anlegg til en hver tid er operative.

Designregler er gitt av myndighetene i de fleste land. Kravene til konstruksjon med tanke på jordskjelvlaster avhenger av blant annet konstruksjonstype, bygningens formål og de aktuelle grunnforholdene i området.

1.4 Om bygget

1.4.1 Generelt

Bygget som skal vurderes i denne oppgaven, kalles Vestre Svanholmen 1 (VS1). VS1 er et kontor- og næringsbygg som ble oppført av Seabrokers i 2008/2009, og ligger på Forus i Sandnes kommune.

Grunnflaten av bygget er $\sim 6000\text{m}^2$, og totalt areal $\sim 30000\text{m}^2$ fordelt på 5 etasjer og kjeller. Kjelleren inneholder et parkeringsanlegg og teknisk rom, 1. etg. inneholder kantine, møterom og resepsjon, og de øvrige etasjene (2. til 5. etg.) er kontorlokaler.

1.4.2 Konstruksjon

Ytterveggene er stedstøpte betongvegger i kjelleren, og isolerte trevegger i øvrige etasjer. Innervegger i etasje 1-5 er prefabrikkerte betongelementer.

Som etasjeskillere er det brukt prefabrikkerte hulldekkeskiver. Disse bæres av prefabrikkerte betongdragere og betongsøyler i alle etasjer.

Inne i bygget finnes 3 atrium med stål-/glasstak over.

Horisontal stabilitet ivaretas ved hjelp av stive dekkeskiver og veggskiver i trapperom, innvendige skillevegger og vegger i fasadene.

1.4.3 Grunnforhold og fundamentering

Grunnforholdene i området er myrlignende og bløte. Tomten er opparbeidet ved utfylling med steinmasser, i et tidligere våtmarksområde.

En har ved geotekniske undersøkelser av nabotomt kommet frem til at grunnen består av et topplag 1-1,5m tykt sprengsteinslag, deretter 24-30m leire, og nederst er det 2-8m morene over fjellgrunn.

Bygget fundamenteres på betongpeler slått ned til faste masser.

Horisontale krefter tas opp ved trykk mot kjellervegger.

1.4.4 Belastning

- Nyttelast:
 - D.o. kjeller og d.o. 1.etg. $p = 5.0 \text{ kN/m}^2$
 - Øvrige etasjer $p = 3.0 \text{ kN/m}^2$
- Vindlast iht. NS 3491-4 $q_{\text{kast}} = 1.35 \text{ kN/m}^2$
- Snølast iht. NS 3491-3 $s = 1.5 \text{ kN/m}^2$
- Egenlaster som oppgitt av leverandør/produsent eller iht. NS 3491-1.

1.4.5 Materialer

Generelt gjelder følgende materialvalg, dersom ikke annet er spesifisert

- Betong: B30 M60 for både vegger og dragere.
- Betong: B45 M60 for søyler.
- Armeringsstenger B500C
- Overdekning: For stedstøpt betong gjelder:
 - 35 ± 10mm utvendig
 - 25 ± 10mm innvendig
- Konstruksjonsstål S355.

1.4.6 Andre forutsetninger

Forutsatt dimensjonerende brukstid 50 år. Pålitelighetsklasse 2.

1.5 Standarder og forskrifter

De forskrifter og standarder som er lagt til grunn for beregningene i denne oppgaven er som gitt under.

- Laster fra seismiske påvirkninger: NS 3491-12 1. utgave desember 2004
- RIF veileder: Realistisk dimensjonering for jordskjelv 1. utgave mars 2007
- Krav til pålitelighet NS 3490 2. utgave desember 2005
- Egenlaster og nyttelaster: NS 3491-1 1. utgave desember 1998
- Prosjektering av betongkonstruksjoner: NS 3473 6. utgave september 2003

2 DIMENSJONERING ETTER NORSK STANDARD

Dette kapitlet beskriver noen grunnleggende temaer og begreper en støter på ved dimensjonering av jordskjelv, i tillegg til en kort oppsummering av dimensjoneringsregler for seismisk påvirkning i henhold til Norsk Standard.

2.1 Symboler og forkortelser

\mathbf{a}_g - spissverdi av grunnens akselerasjon

\mathbf{k}_S - forsterkningsfaktor avhengig av grunnforhold

\mathbf{k}_Q - konstruksjonsfaktor avhengig av konstruksjonens duktilitet

γ_1 - seismisk faktor, velges fra seismisk klasse

$\mathbf{S}_e(\mathbf{T}_1)$ - normalisert horisontalt elastisk responspekter

$\mathbf{S}_d(\mathbf{T}_1)$ – dimensjonerende horisontalt elastisk responspekter

$\mathbf{k}_{f, \text{spiss}}$ - faktor avhengig av referanseperioden for grunnens akselerasjon \mathbf{a}_g

\mathbf{q} - faktor for konstruksjonsoppførsel

\mathbf{S}_d - dimensjonerende horisontal seismisk akselerasjon

\mathbf{F}_b - seismisk skjærkraft (ved terrengnivå)

\mathbf{M} - konstruksjonens totale masse

\mathbf{u}_m - maksimal forskyvning

\mathbf{u}_y - maksimal elastisk forskyvning

ω – egenfrekvens

\mathbf{T}_n – naturlig svingeperiode

DOF - antall frihetsgrader for konstruksjonen

LD - Lav duktilitet $0,7 \leq k_Q \leq 1,0$

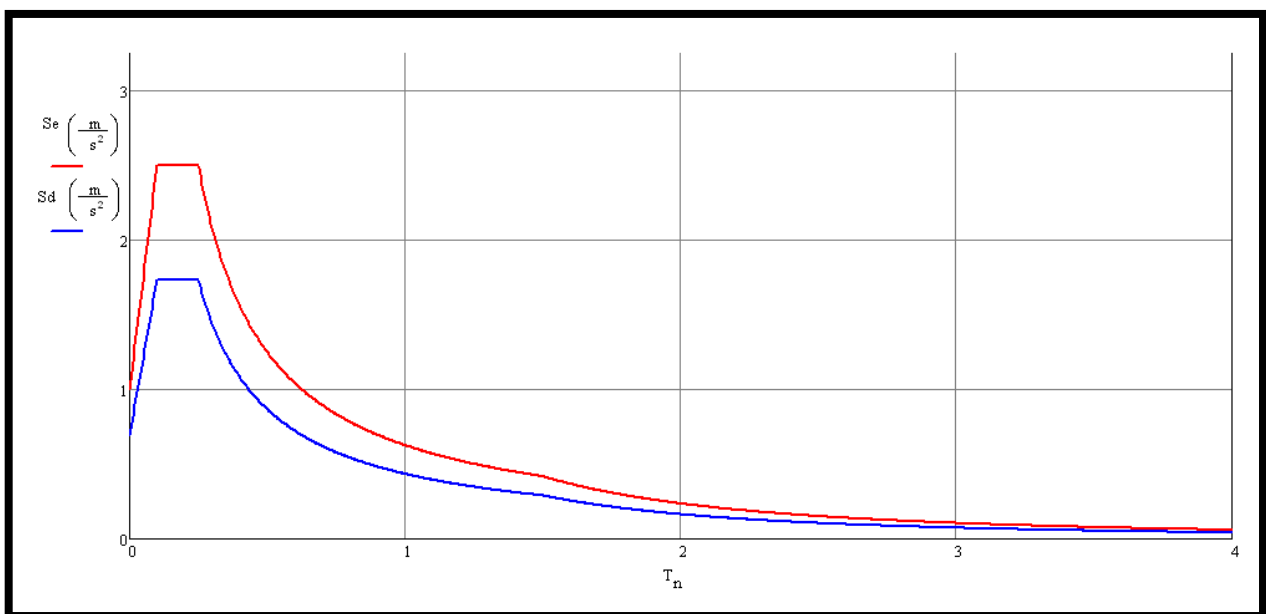
MD - Medium duktilitet $0,5 \leq k_Q \leq 0,7$

HD - Høy duktilitet $0,25(0,33) \leq k_Q \leq 0,5$

2.2 Responsspektrummetoden

Responsspektra er viktige verktøy for jordskjelvdimensjonering, som brukes for å finne en tilnærming til en konstruksjons oppførsel under et jordskjelv. Responsspektrummetoden er den beregningsmetoden som er beskrevet i NS3491-12, og som danner grunnlaget for formlene i standarden. Beregningsmetoden finner maksimum respons for et system under ikke-harmonisk, dynamisk last uten å ta hensyn til når responsen inntreffer.

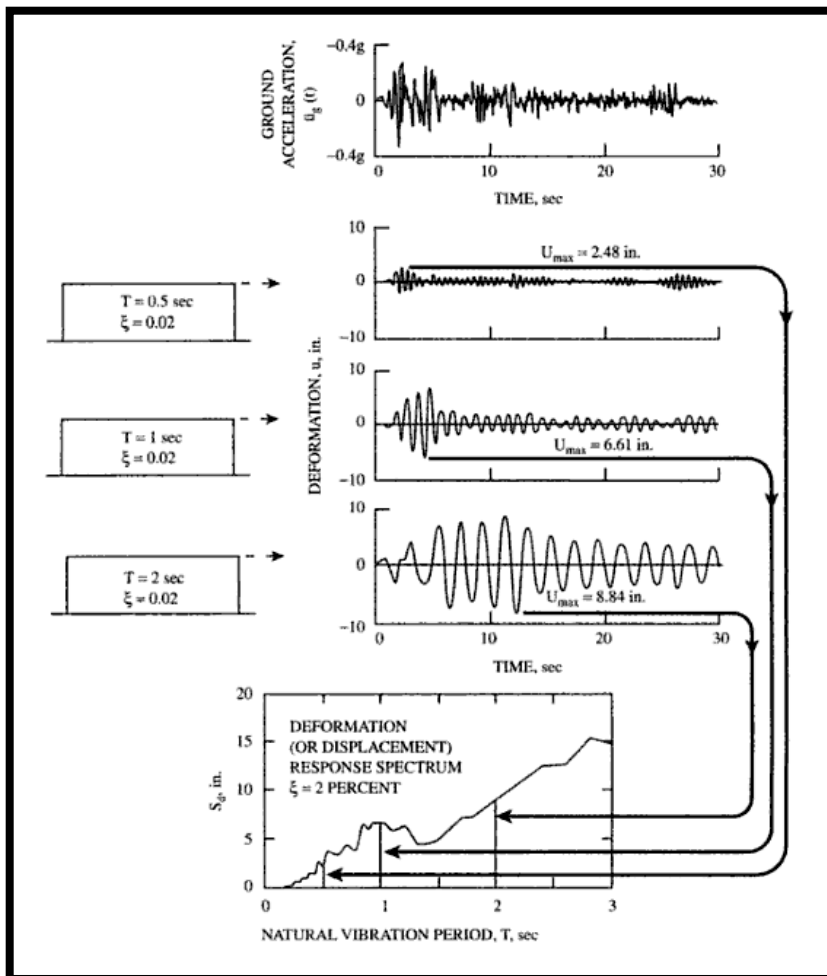
Et responsspektrum er en kurve som beskriver maksimal respons (akselerasjon, hastighet eller forskyvning) for et enfrihetsgradsystem under ikke-harmonisk last, mot egenfrekvens eller naturlig periode. For vår analyse er det brukt et responsspekter med grunnakselerasjon S_e som funksjon av systemets naturlige periode T_n , som vist på Figur 7 under.



Figur 7: Responsspekter for vår analyse

En ser tydelig at de to kurvene S_e og S_d har samme form. Dette fordi S_d fremkommer ved å multiplisere S_e med en rekke faktorer. Se 2.4 Dimensjonering etter NS3491-12 for nærmere informasjon.

En viktig fordel med responsspekteranalyser er at en kan finne en relativt god tilnærming til respons av et flerfrihetsgradsystem uten å måtte gjennomføre en full tidshistorieanalyse. En tidshistorieanalyse kan gjøres ved hjelp av *Duhamel-integralet*, men dette er mer tidkrevende. For dimensjoneringsformål er det som oftest tilstrekkelig å finne maksimumsrespons fra nevnte tidshistorie.



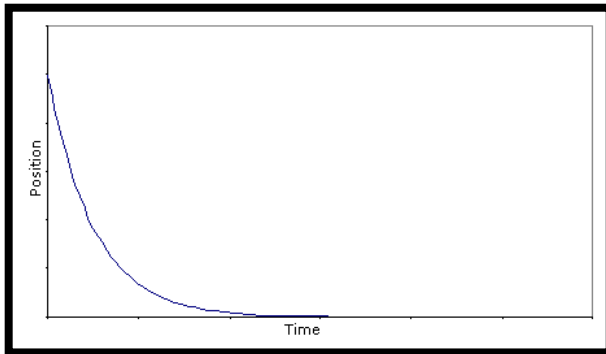
Figur 8: Beregning av responspekter [19]

Figur 8 viser hvordan en kommer frem til et responspekter. En har gitt tidshistorie for grunnakselerasjon, som vist øverst. Så tar en for seg ulike tenkte enfrihetsgradsystem med ulike svingeperioder (her $T=0.5$, $T=1.0$ og $T=2.0$) og finner maksimum respons for hver av disse svingeformene. Når en etter hvert har gjentatt dette for mange nok svingeperioder, kan en tegne responspekteret ut fra disse punktene, som illustrert nederst i figuren. Riktignok viser dette responspekteret forskyvning og ikke akselerasjon, men prinsippet blir det samme. Hvert punkt på kurven må derfor tolkes som maksimalverdien av respons for et enfrihetsgradsystem med den aktuelle egningsperioden.

For å kunne bruke responspektret på et flerfrihetsgrad-system, må en foreta en modalanalyse som finner de ulike svingemodene for systemet. Når Abaqus har beregnet våre svingeformer med tilhørende egenfrekvenser og naturlige perioder, kan responsen for disse svingemodene bestemmes ut fra responspektret. Når en kjenner responsen kan en videre finne belastning i konstruksjonens ulike deler.

Når en bruker responspektret for et flerfrihetsgrad-system, forutsetter dette at dempingen er lav, for å få nøyaktige resultater. For våre beregninger er det forutsatt dempingsforhold

$$\xi = \frac{C}{C_c} = 5\% \text{ , der } C=\text{demping og } C_c=\text{kritisk demping}$$



Figur 9: Forskyvning for et system med kritisk dempning

Kritisk dempning vil si den dempningen som trengs for at systemet skal vende tilbake til sin likevektsposisjon uten å svinge forbi denne. Dette er illustrert i Figur 9, hvor en ser et system forskjøvet til en gitt posisjon. Systemet går tilbake til likevektsposisjonen uten å svinge forbi, det vil si at farten avtar ned til null ved likevektslinja, hvor systemet stopper.

5% demping er vanlig dempingsforhold for jordskjelvdimensjonering. For å kunne finne responsspektret må en ha en viss demping, uten demping ville responsen aldri avtatt.

Responsspektrummetoden danner grunnlaget for dimensjoneringsregler for jordskjelv i mange land. En bruker da responspekteret til å finne de kreftene konstruksjonen må tåle for å oppfylle de krav som stilles til bygninger under et jordskjelv.

Kort oppsummert kan vi altså si at responspekteranalysen går ut på følgende:

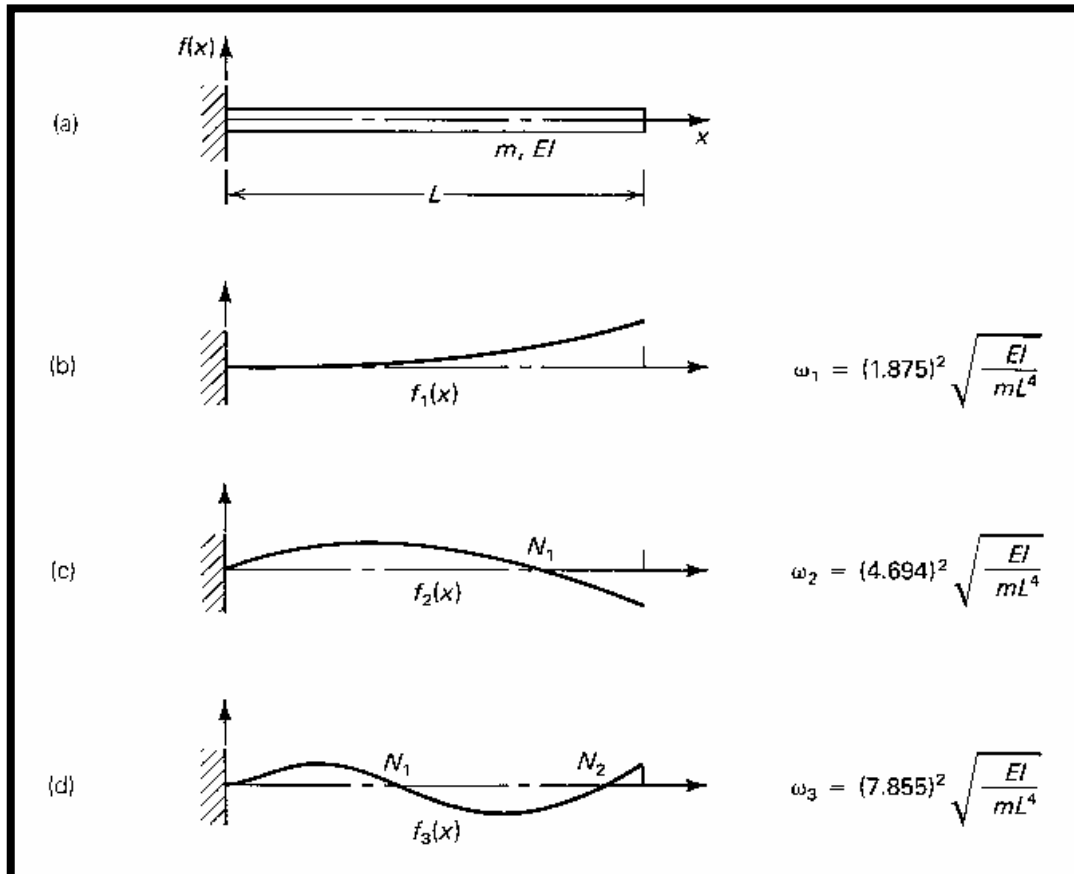
- **Modal analyse.** Her finner en konstruksjonens naturlige svingeformer og tilhørende frekvenser.
- **Maksimum respons.** Her bestemmes maksimum respons for hver av konstruksjonens svingeformer.
- **Kombinert respons.** Her kombineres forskyvninger for hver av svingeformene for å finne total respons.

For å summere respons for hver av egensvingemodene, brukes vanligvis *Square root of the sum of squares* (SRSS) :

$$q_{\max} = \sqrt{\sum q_{i,\max}^2}, \text{ der } q_{i,\max} \text{ er maksimal respons ved mode nummer } i.$$

2.3 Svingeformer og egenfrekvenser

Modalanalyser utføres for å bestemme en konstruksjons naturlige svingeformer med tilhørende frekvenser, når konstruksjonen utsettes for dynamisk belastning. Ved å løse et såkalt eigensystem, kommer en frem til eigenverdier og egenvektorer for systemet. Disse kan tolkes som systemets svingeformer, med sine ulike egenfrekvenser.



Figur 10: De tre første svingemodene for en fast innspent utkrager. [20]

Figur 10 viser en fast innspent utkrager, og dennes tre første svingemoder. Hver svingeform er uavhengig av de andre.

Til høyre på figuren kan en også se egenfrekvensene for svingeformene. Egenfrekvensene representerer den naturlige frekvensen for den aktuelle svingningen.

De laveste svingeformene vil alltid ha lavest egenfrekvens og størst forskyvningsamplitude. Selv om en skulle tro at disse dermed var de verste svingeformene, er det ikke slik. Lasten er gitt ved den generelle bevegelsesligningen:

$$F(t) = \vec{m} \cdot \ddot{z} + \vec{c} \cdot \dot{z} + \vec{k} \cdot z ,$$

der \vec{m} = byggets masse, \vec{c} = demping, \vec{k} = stivhet, \ddot{z} = akselerasjon, \dot{z} = hastighet og z = forskyvning og $F(t)$ = kraft,

Bidraget fra det tredje leddet i formelen blir stort når en ser på *høye* svingeperioder, men bidraget fra det første leddet blir enda større igjen når en ser på *lave* svingeperioder. Dette henger sammen med den voldsomme økningen i grunnakselerasjon for lave svingeperioder i responsspekteret på Figur 7. Som figuren viser, får svingeformene med svingeperiode $T_n \approx 0,25s - 0,5s$ svært høy akselerasjon. Det er dette bidraget som blir størst, og vi er derfor mest opptatt av svingeformer i dette området i første omgang.

For hele konstruksjoner er det vanskelig å forutsi svingeformer og egenfrekvenser, og vi er derfor avhengig av avanserte programmer for å finne gode løsninger.

Typiske globale svingeformer for et bygg er:

- Bygget svinger frem og tilbake, enten i den ene eller den andre av byggets hovedretninger. Denne svingeformen kan sammenlignes med mode 1 i Figur 10.
- Bygget svinger med en vridningsbevegelse, hvor bygget vrir seg om vertikalaksen. Hvordan bygget svinger vil være avhengig av forskjeller i konstruksjonens stivhet.

I tillegg til de vanlige globale svingeformene nevnt over, vil en ha flere lokale svingeformer. Dette kan for eksempel være et ukraget dekke som vil begynne å svinge opp og ned ved belastning med en gitt frekvens.

For kompliserte konstruksjoner vil en ikke ha rene bevegelser som kan klassifiseres i en enkelt kategori, men en vil ofte ha noen svingeformer som domineres av en av svingningene nevnt over.

De naturlige svingefrekvensene til et bygg avhenger av konstruksjonens stivhetsfordeling og konstruksjonens totale masse. Tunge konstruksjoner er i utgangspunktet ikke ønskelig. En skal være obs på at dersom en konstruksjon har samme naturlige svingefrekvenser som jordskjelvets frekvenser, kan dette få katastrofale følger. Når frekvensene er like, eller i nærheten av hverandre, vil dette føre til at virkningen av jordskjelvet blir forsterket.

2.4 Dimensjonering etter NS3491-12

NS3491-12 er egentlig en forenklet versjon av *NS-EN 1998-1 Eurocode 8*, tilpasset norske forhold. Den gir oss retningslinjer for hvordan vi skal dimensjonere bygg mot jordskjelv. Standarden gir formler for jordskjelvdimensjonering etter responspektrummets metode, som beskrevet i kapittel 2.2. Standarden beskriver hvordan lastene skal fastslås, enten ved forenklete beregninger eller mer nøyaktige analyser. Jordskjelvbelastningen en kommer fram til er å betrakte som en ulykkeslast, som behandles deretter i henhold til *NS3490 Pålitelighet av konstruksjoner* og øvrige laststandarder.

Formel (1) i standarden beskriver hvordan horisontal dimensjonerende seismisk akselerasjon S_d skal bestemmes:

$$S_d(T_i) = k_Q \cdot k_S \cdot \gamma_1 \cdot a_g \cdot S_e(T_i) \cdot k_{f,spiss}$$

der

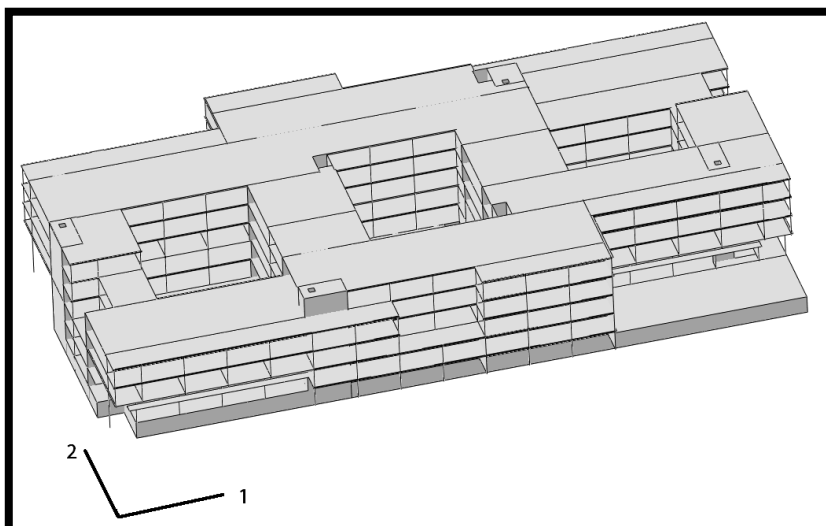
k_Q	er konstruksjonsfaktoren for konstruksjonens duktilitet
k_S	er forsterkningsfaktoren avhengig av grunnforhold
γ_1	er seismisk faktor avhengig av seismisk klasse
a_g	er spissverdi for grunnens akselerasjon på berggrunn, returperiode 475 år
$S_e(T_i)$	er horisontalt normalisert elastisk responspekter
$k_{f,spiss}$	er en faktor avhengig av a_g , settes til 0,8 ved bruk av sonekart i tillegg A.
T_i	er egensvingeperiode for svingeform nummer i .

Videre står det i standarden at dersom $S_d \leq 0,5m/s^2$ i det egensvingeområdet som gir vesentlig bidrag til responsen, vil det normalt ikke være nødvendig med noen videre påvisning av kapasitet mot seismisk påvirkning. Det er heller ikke nødvendig med kapasitetspåvisning for konstruksjoner i seismisk klasse I eller lette trekonstruksjoner i seismisk klasse II.

Forenklete metoder vil i et lavseismisk område som Norge normalt kunne benyttes. Unntak kan være konstruksjoner med lengre returperiode enn 2000 år, og konstruksjoner med komplisert geometri. Komplisert geometri finner en mer om under *2.8 Dimensjonering etter norsk standard*.

S_d påføres langs to ortogonale horisontale hovedretninger i konstruksjonen.

Hovedretningene velges slik at de gir en mest mulig symmetrisk fordeling av stivhet og masse. I praksis vil dette si at en for vårt bygg velger den ene horisontale hovedretning i byggets lengderetning, og den andre horisontale hovedretningen i byggets tverretning, som illustrert i Figur 11.



Figur 11: De to hovedretningene for påført seismisk akselerasjon

Standarden gir også et uttrykk for den vertikale komponenten av dimensjonerende seismisk påvirkning S_{vd} .

$$S_{vd}(T_{v,i}) = \gamma_1 \cdot a_g \cdot k_V \cdot S_e(T_{v,i}) \cdot k_{f,spiss}$$

der

k_V er forholdet mellom vertikalt og horisontalt responspekter (normalt $k_V = 0,7$)

$S_e(T_{v,i})$ er horisontalt normalisert elastisk responspekter

2.4.1 Forsterkningsfaktor for grunnforhold, k_S

Bølgene fra et jordskjelv beveger seg gjennom jordskorpa, og bølgenes oppførsel avhenger av grunnen de beveger seg gjennom. Bølgene vil også endre oppførsel ved overgang fra fjell til løs grunn. Bølger med høy frekvens filtreres ut, samtidig som lavfrekvente bølger blir forsterket. Når bølgene når frem til bygninger med egenfrekvenser i samme område som bølgene, fører disse til forsterkede svingninger i konstruksjonen. Dette skjedde i Mexico City i 1985. Bølgene som her ble forsterket i grunnen hadde samme frekvens som egenfrekvensen til middels høye betongkonstruksjoner. Dette førte til at svært mange av disse bygningene kollapset, samtidig som både høyere og lavere bygninger ble stående med kun mindre skader.

Faktoren k_S er en forsterkningsfaktor for grunnforhold. Denne inngår i formelen for horisontal dimensjonerende seismisk akselerasjon, og øker med løsere grunnforhold. Etersom sonkartene våre kun gir grunnakselerasjon på berggrunn brukes denne faktoren for å ta høyde for at grunnakselerasjonen må forventes å bli større ved løsere grunnforhold.

Som en ser i Tabell 2, bruker standarden $v_{s,30}$ og $s_{u,30}$ for å klassifisere de ulike grunnforholdstypene. Dette er en vanlig måte å fastslå grunnforhold på, og samme måten brukes i de fleste andre jordskjelvstandarder. $v_{s,30}$ er skjærbølgehastighet og $s_{u,30}$ er skjærfasthet for de øverste 30 meterne av grunnen.

Tabell 2: Forsterkningsfaktor k_S , tabell hentet fra NS3491-12.

Forsterkningsfaktor, avhengig av grunnforhold				
Grunnforhold	Beskrivelse	$v_{s,30}$ m/s	$s_{u,30}$ kPa	k_S
Type A	Berg eller meget stiv morene, tykkelse av løsmasser < 5 m	> 700	–	1,0
Type B	Stive løsmasser (morene) og/eller tykkelse av løsmasser < 15 m	700 - 250	> 200	1,5
Type C	Dype, mykere løsmasser (leire, silt og sand)	250 - 130	200 – 50	2,25
Type D	a) $v_{s,30} < 130$ m/s eller $s_{u,30} < 50$ kPa b) Inneholder kvikkleirelag med en tykkelse større enn 10 m c) Inneholder meget løs sand- eller siltlag som kan gå over i en væskefase			Bestemmes etter nærmere vurdering

2.4.2 Seismisk faktor, γ_1

Den seismiske faktoren kommer av den valgte seismiske klassen for bygget. Seismisk klasse forteller oss noe om konsekvens ved skader på eller sammenbrudd av konstruksjonen. Høyere seismisk klasse gir høyere seismisk faktor. Det vil si at vi øker den horisontale dimensjonerende seismiske akselerasjonen med økende seismisk klasse. Jo viktigere bygget er, jo kraftigere tar vi i når vi beregner $S_d(T)$. Standarden deler bygningstypene opp i fire seismiske klasser, hvor den høyeste klassen inneholder de viktigste konstruksjonene. I standardens tillegg finnes en oversikt over hvilke konstruksjonstyper som faller innunder de ulike kategoriene.

- Seismisk klasse I dekker hovedsakelig småhus og bygninger i én etasje.
- Seismisk klasse II dekker bl.a. kontorbygg, boligbygg, og industrianlegg.
- Seismisk klasse III gjelder bl.a. bruer, høye bygninger og bygg med store ansamlinger av mennesker.
- Seismisk klasse IV er for spesielt viktige konstruksjoner. Dette kan være byggverk hvor konsekvensen av sammenbrudd er store, og viktig infrastruktur som sykehus og kraftverk.

Tabell 3: Tabell for bestemmelse av seismisk faktor, hentet fra NS3491-12.

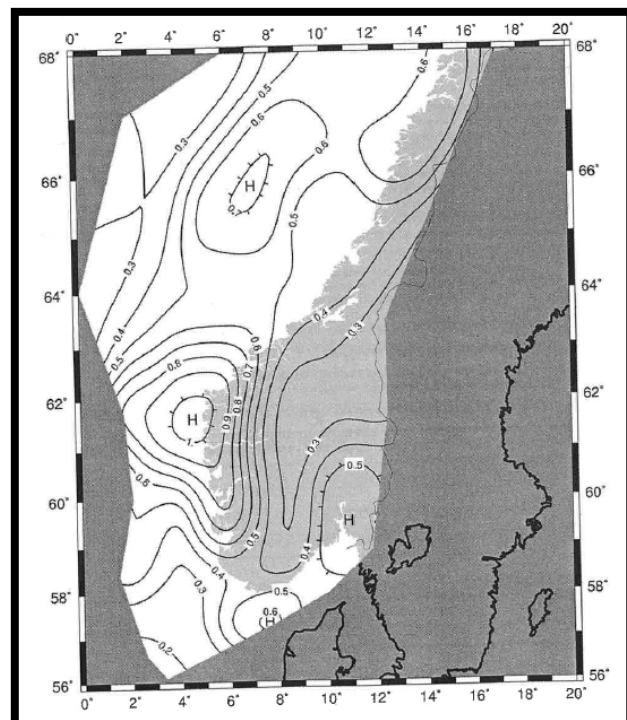
Seismisk faktor		
Seismisk klasse	η	Konsekvens ved sammenbrudd
I	0,7	liten
II	1,0	middels
III	1,4	stor
IV	1,8	meget stor ¹⁾

2.4.3 Grunnens akselerasjon, a_g

I standardens tillegg A finner en sonekart med grunnakselerasjon a_g for berg, med returperiode 475 år og 10 000 år. Grunnakselerasjon med returperiode 475 år vil ha en årlig sannsynlighet for overskridelse på

$$p = \frac{1}{475\text{år}} \approx 0,2\%$$

På Figur 12 ser en et utdrag av sonekartet for grunnakselerasjon med 475 års returperiode.



Figur 12: Utdrag av sonekart fra NS3491-12.

2.4.4 Konstruksjonsfaktor for duktilitet, k_Q

I standarden finner en et responsspekter for norske jordskjelvforhold. Ettersom dette er et elastisk responsspekter, tar det ikke høyde for ikke-lineær materialoppførsel. Vi tar dermed ikke hensyn til at ikke-lineær materialoppførsel medfører endrede egensvingeperioder eller reduserte krefter. For å korrigere for dette, tillater standarden at vi velger reduksjonsfaktoren k_Q i området $0,25 \leq k_Q \leq 1,0$. Når det gjelder konstruksjoners duktilitet kan vi dele konstruksjonstypene i tre klasser:

LD – Lav duktilitet

For konstruksjoner med lav duktilitet settes $0,7 \leq k_Q \leq 1,0$. Dette er konstruksjoner uten mulighet for å ta opp gjentatte plastiske deformasjoner. Et eksempel på en konstruksjon i klasse LD kan være en veggavstivet betongkonstruksjon hvor armeringen ikke er utført slik at konstruksjonen tåler gjentatt belastning utover flyt.

MD – Medium duktilitet

For konstruksjoner med medium duktilitet settes $0,5 \leq k_Q \leq 0,7$. For å kunne anta medium duktilitet stilles det flere krav til konstruktøren. En må velge et hovedbæresystem og være bevisst på dette gjennom dimensjoneringen. I følge standarden må en her påvise at rammehjørner og knutepunkter i hovedbæresystemet har styrke minst tilsvarende styrken på de tilstøtende delene. For å ta et eksempel, vil dette si at en søyle i hovedbæresystemet må ha større momentkapasitet enn summen av momentkapasiteten til dragerne som går inn mot søylen. Et eksempel på en slik konstruksjon kan være en betongkonstruksjon med armering utført slik at en ikke får skjærbrudd, og med spesiell sikring mot utknekking av trykkarmeringen.

HD – Høy duktilitet

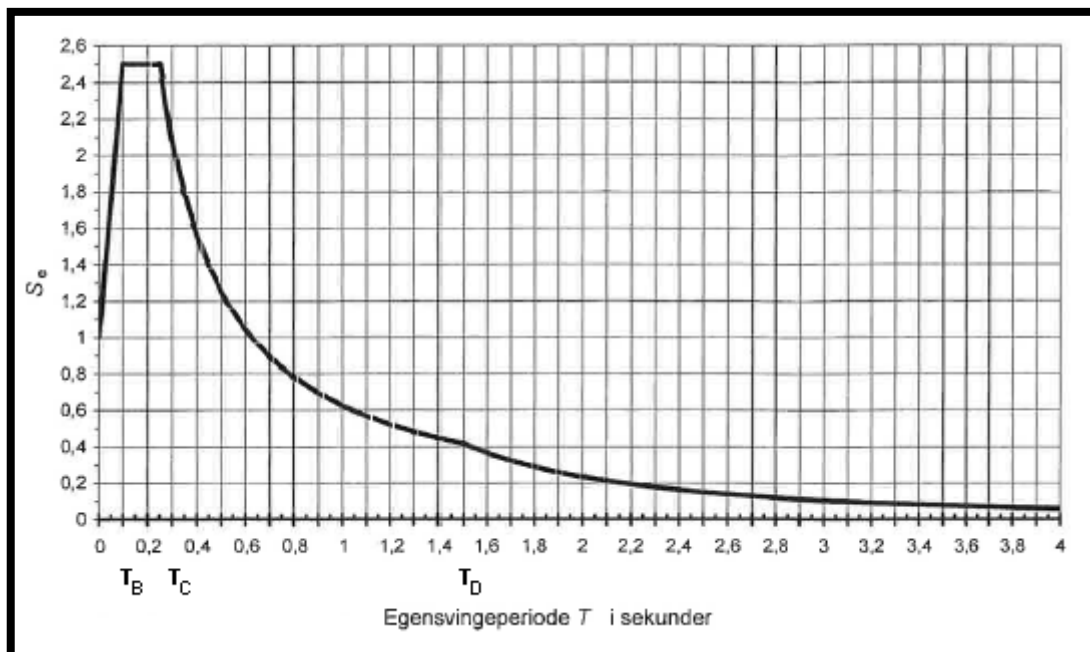
For konstruksjoner med høy duktilitet settes $0,25 \leq k_Q \leq 0,5$. For konstruksjoner i denne klassen må en samme krav som for MD, men i tillegg kreves det dokumentasjon på at alle elementer som utsettes for store tøyninger tåler denne, uten at en risikerer progressiv kollaps.

I praksis velger en vanligvis å sette $k_Q = 0,7$, for å slippe å måtte dokumentere konstruksjonens duktilitet. Dette vil i de fleste tilfeller være en antagelse til den sikre siden, ettersom de fleste konstruksjoner vil ha mulighet for å ta opp plastiske deformasjoner i større eller mindre grad. Når vi bruker en noe høyere k_Q enn nødvendig, vil dette igjen si at vi får ut en litt høyere horisontal seismisk akselerasjon og dermed noe overdimensjonerte konstruksjoner med hensyn til jordskjelvbelastning. Påvisning av duktilitet er veldig komplisert, og merarbeidet knyttet til dokumentasjon av duktilitet blir så omfattende at en ønsker å unngå det så langt dette lar seg gjøre. Generelt anbefales en å holde seg til LD ved dimensjoneringen, og se bort fra duktilitet.

2.4.5 Horisontalt normalisert elastisk responspekter, $S_e(T_1)$

I standarden finner en et elastisk normalisert responspekter for berg, S_e , som er illustrert under i Figur 13. En ser at kurven kan deles i 4 ulike områder, og en finner følgende formler for de ulike delene av kurven:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B : S_e(T) &= 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (2,5 \cdot \eta - 1) && \text{der} \\
 T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) &= 2,5 \cdot \eta && T_B = 0,1s \\
 T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) &= 2,5 \cdot \eta \cdot \frac{T_C}{T} && T_C = 0,25s \\
 T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) &= 2,5 \cdot \eta \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} && T_D = 1,5s \\
 &&& \eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55 \\
 &&& \xi = 5\%
 \end{aligned}$$



Figur 13: Horisontalt normalisert elastisk responspekter, hentet fra NS3491-12.

Modifikasjonsfaktoren for dempningsforhold, η , er innført for å korrigere verdien fra responspekteret S_e ved tilfeller med annen demping enn $\xi = 5\%$. Det vil gi lavere belastning dersom en antar en høyere verdi for dempningsforholdet, så da bruker vi η for å ta hensyn til den gunstige effekten større demping vil ha på den seismiske akselerasjonen. På tilsvarende måte vil lavere dempningsforhold bety høyere η . Det forutsettes for øvrig at $\eta = 1,0$ ved $k_o \leq 1,0$, som er tilfelle for vår beregning.

En bruker vanligvis å anta dempingsforholdet $\xi = 5\%$, som gir $\eta = 1,0$. Dette dempningsforholdet er akseptert som standard for jordskjelvdimensjonering i Norge og resten av Europa.

Når det er satt en nedre grense ved $\eta \geq 0,55$ vil dette si at standarden ikke tillater høyere dempningsforhold enn $\xi = 28\%$, men så høye dempningsforhold er ikke realistiske ved lineær materialoppførsel og vanlig dempning som vi ser på her.

Andre steder i verden, bl.a. i USA, er det vanlig å bruke ulike dempningsforhold for ulike konstruksjoner, avhengig av hvilket material som utgjør hovedbæresystemet for konstruksjonen. I den norske standarden skiller en ikke på dette, og bruker 5 % i alle tilfeller med mindre en har spesiell grunn til å velge noe annet. En kan også legge til at det i bl.a. USA er vanlig å bruke 2-3 % dempning for armerte betongkonstruksjoner, altså noe lavere dempningsforhold enn hva vi bruker her.

2.4.6 Kombinasjoner av jordskjelvpåvirkning

Ved dimensjonering for jordskjelv kan en tenke seg at jordskjelvet har tre ulike lastkomponenter, en for hver av byggets tre hovedretninger. Standarden beskriver at en skal undersøke følgende kombinasjoner av karakteristiske lastvirkninger:

- a) $1,0 \cdot E_x + 0,3 \cdot E_y + 0,3 \cdot E_z$
 - b) $0,3 \cdot E_x + 1,0 \cdot E_y + 0,3 \cdot E_z$
 - c) $0,3 \cdot E_x + 0,3 \cdot E_y + 1,0 \cdot E_z$
- , der $E_i =$ lastvirkning fra jordskjelv i hovedretning i

Det vil si at en skal tenke seg kombinasjoner hvor en har full seismisk akselerasjon i en av byggets 3 hovedretninger, og kombinere denne med 30 % seismisk akselerasjon i de øvrige to hovedretningene.

2.5 Enfrihetsgradsystem

Standarden åpner for at en forenklet kan betrakte mange konstruksjoner som enfrihetsgradsystem. For å kunne gjøre denne tilnærmingen har en følgende forutsetninger:

- bygget må kunne representeres med to ortogonale plane modeller
- bygget må ikke i vesentlig grad påvirkes av høyere svingeformer
- stivhet og masse må fordeles slik at en i liten grad får torsjonssvingeformer
- byggverkets høyde er under 40m

2.5.1 Første egensvingeperiode, T_1

For bygg beregnet som enfrihetsgradsystem kan byggets første egensvingeperiode, altså perioden for den horisontale egensvingeformen med lavest periode, beregnes etter følgende formel

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4}$$

der

H er byggets høyde over bakken

T_1 er byggets laveste egensvingeperiode

C_t er en faktor avhengig av konstruksjonens avstivningssystem (stålramme, skiver, etc)

2.5.2 Skjærkraft ved grunnivå

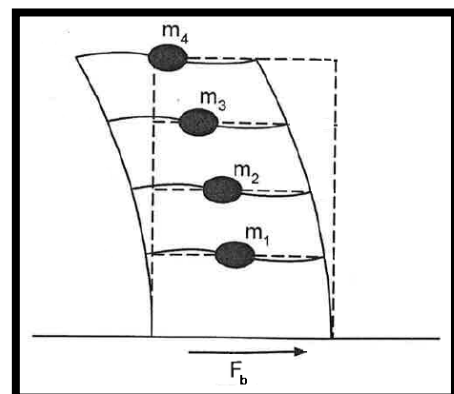
Ved dimensjonering er en ofte interessert i å finne skjærkraft ved grunnivå, F_b .

$$F_b = S_d(T_1) \cdot M$$

der

M er byggets totale masse, medregnet eventuelle nyttelaster i henhold til last- og pålitelighetsstandard

$S_d(T_i)$ er dimensjonerende horisontal seismisk akselerasjon



Figur 14: Skjærkraft ved grunnivå

2.5.3 Seismisk horisontal kraft per dekke, F_i

Standarden åpner for at en forenklet kan beregne seismisk horisontal kraft per dekke, ved å betrakte hver enkelt etasje som en konsentrert masse (såkalt "lumped mass") i en gitt høyde over grunnen. Da må en først finne etasjemasser m_i . Her må en være obs på at massen til en etasje ikke bare kommer fra egenlast, men også eventuelle nyttelaster, og at en må hente lastfaktorer for nyttelaster under et jordskjelv fra NS3490.

Deretter kan F_i beregnes ved hjelp av den forenklete formelen

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i^k \cdot m_i}{\sum_{j=1}^n z_j^k \cdot m_j}$$

der

z_i og z_j er høydene fra terrengnivå til etasje i og j .

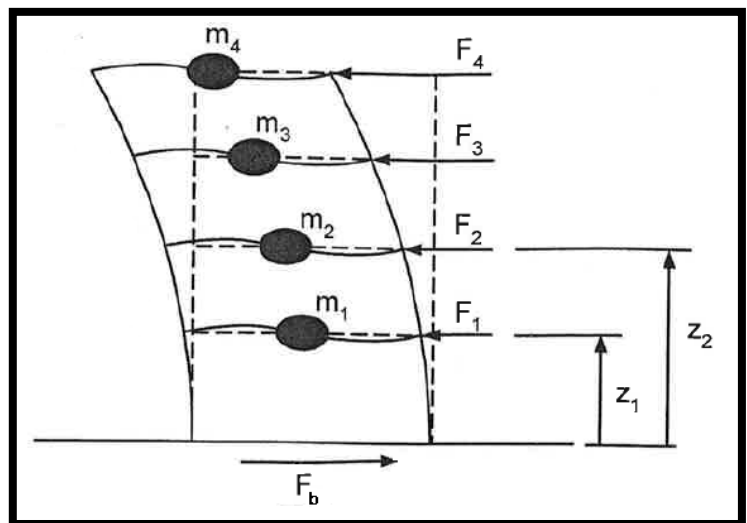
m_i og m_j er massene av etasje i og j .

k er en faktor som avhenger av konstruksjonenes laveste svingeperiode

n er antall etasjer over terrengnivå, det vil si $n = 5$

$k = 1$ for $T_1 \leq 0,5$

$k = 2$ for $T_1 \geq 0,5$



Figur 15: Fordeling av massekrefter i de ulike etasjene.

2.6 Laster og lastkombinasjoner

Jordskjelv skal betraktes som en ulykkeslast, og skal behandles deretter i henhold til NS3940 – *Krav til pålitelighet*.

Nyttelaster skal kombineres med jordskjelv, men hvor stor andel av karakteristisk nyttelast som skal kombineres med jordskjelv avhenger av type bygg, som vist i Tabell 4.

Tabell 4: Lastfaktor for nyttelast kombinert med jordskjelv, i henhold til E.2 i NS3490.

Boliger	Kontorer	Forsamlingslokale	Butikker	Lager
0,3	0,3	0,6	0,6	0,8

Vindlaster skal ikke kombineres med jordskjelvlaster, da det er lite sannsynlig at en har full vindlast samtidig som et eventuelt jordskjelv inntreffer.

Snølast skal kombineres med jordskjelv, 20 % av maksimal snølastverdi.

Ettersom jordskjelv er definert som en ulykkeslast, betyr dette at en bruker lavere lastfaktorer og materialfaktorer ved kapasitetsberegningen. Dette vil si at vi tillater at konstruksjonene er utnyttet i større grad i ulykkestilfeller. Ved sammenligning må en derfor ta hensyn til dette før en kan si om jordskjelv blir dimensjonerende eller ikke. På grunn av dette kan jordskjelvlaster i noen tilfeller være så mye som 30-100 % større enn vanlig bruddgrenselast før jordskjelvet blir dimensjonerende [4].

2.7 Flerfrihetsgradsanalyse

Byggverk som ikke tilfredsstillter kravene for bruk av enfrihetsgradsanalyse, bør vurderes nærmere ved hjelp av en flerfrihetsgradsanalyse. Her tar en med virkningen av flere svingeformer, og vil på den måten kunne oppnå bedre resultater.

Standarden krever at en slik analyse skal inkludere alle svingeformer med bidrag til den aktuelle responsen. Dette kan en oppfylle på en av følgende måter:

- a) Ved å påvise at summen av alle svingeform-massene (modale effektive masser) er større enn 90 % av konstruksjonens totale masse.
- b) Ved å påvise at alle svingeformene for masser større enn 5 % av byggets totalmasse er medregnet.

Alternativ a) kan i praksis ofte være vanskelig å oppnå for kompliserte konstruksjoner.

Alternativ b) forutsetter at en kjenner alle egensvingeformene for byggverket, og det gjør en i mange tilfeller ikke. For store og eller kompliserte konstruksjoner kan det bli svært mange svingeformer, og det ville tatt altfor lang tid om en skulle tatt med alle i beregningene.

Ettersom det i mange tilfeller vil være vanskelig å oppfylle krav a) eller b) har standarden lagt til et alternativ c).

- c) Dersom det ikke lar seg gjøre å oppfylle a) eller b), kan en fastsette minimum antall svingeformer ved følgende to kriterier

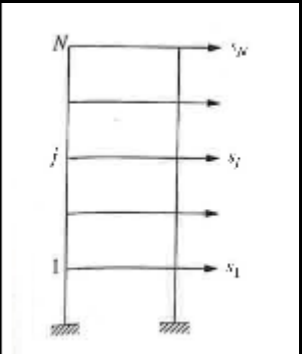
- 1) $k \geq 3 \cdot \sqrt{n}$, der n er antall etasjer over bakkenivå og k er antall medregnede svingeformer
- 2) $T_k \leq 0,2s$, der T_k er naturlig periode for svingeform k .

Sistnevnte alternativ (c) vil i mange tilfeller gi altfor grove resultater, avhengig av konstruksjon og hvilke resultater en ønsker å finne.

Regelen om 90 % er bare en tommelfingerregel, og den aktuelle ingeniør må alltid selv vurdere hvor mange svingeformer som er nødvendig for den aktuelle analysen. Hvor mange svingeformer som trengs avhenger av hvilke resultater en er ute etter, og hvor stor nøyaktighet en krever. Om en er mest opptatt av horisontal forskyvning i topp av bygget, vil det ikke nødvendigvis være behov for å ta hensyn til så mange svingeformer. Om en derimot er interessert i for eksempel bøyepening i et gitt område, kan det være viktig å få med flere svingeformer for å få tilstrekkelig gode resultater.

I boken *Dynamics of structures – Anil K. Chopra [22]* er denne problemstillingen nærmere diskutert. Her har forfatteren tatt utgangspunkt i en femetasjers ramme, og studert forskyvning av dekket over 5. etasje, og total skjærkraft ved terrengnivå for flere svingeformer. Figur 16 viser prinsippskisse for rammen, og resultater fra analysen. En har beregnet respons for de første fem svingeformene, og studert resultatene.

Mode nummer <i>n</i>	Forskyvning tak		Baseskjær	
	u_{5n}	$\sum u_{5n}$	V_{5n}	$\sum V_{5n}$
1	0,880	0,880	1,252	1,252
2	0,087	0,967	-0,362	0,890
3	0,024	0,991	0,159	1,049
4	0,008	0,999	-0,063	0,986
5	0,002	1,000	0,015	1,000



Figur 16: Modal respons for femetasjers ramme.

La oss ta utgangspunkt i at vi ønsker å begrense eventuelle regnefeil knyttet til antall svingeformer til 5 %. Når det gjelder forskyvningen av taket, ser en da at en allerede med bare 2 svingeformer har oppnådd 96,7 %, det vil si at feilen $e_j = 3,3\%$. Når det gjelder baseskjær i bunnen av konstruksjonen, må en opp i 3 svingeformer for å få feilen ned under 5 %.

Disse resultatene underbygger det vi har slått fast tidligere, at antallet nødvendige svingeformer avhenger av hvilken respons en er ute etter.

2.8 Gode dimensjoneringsprinsipper

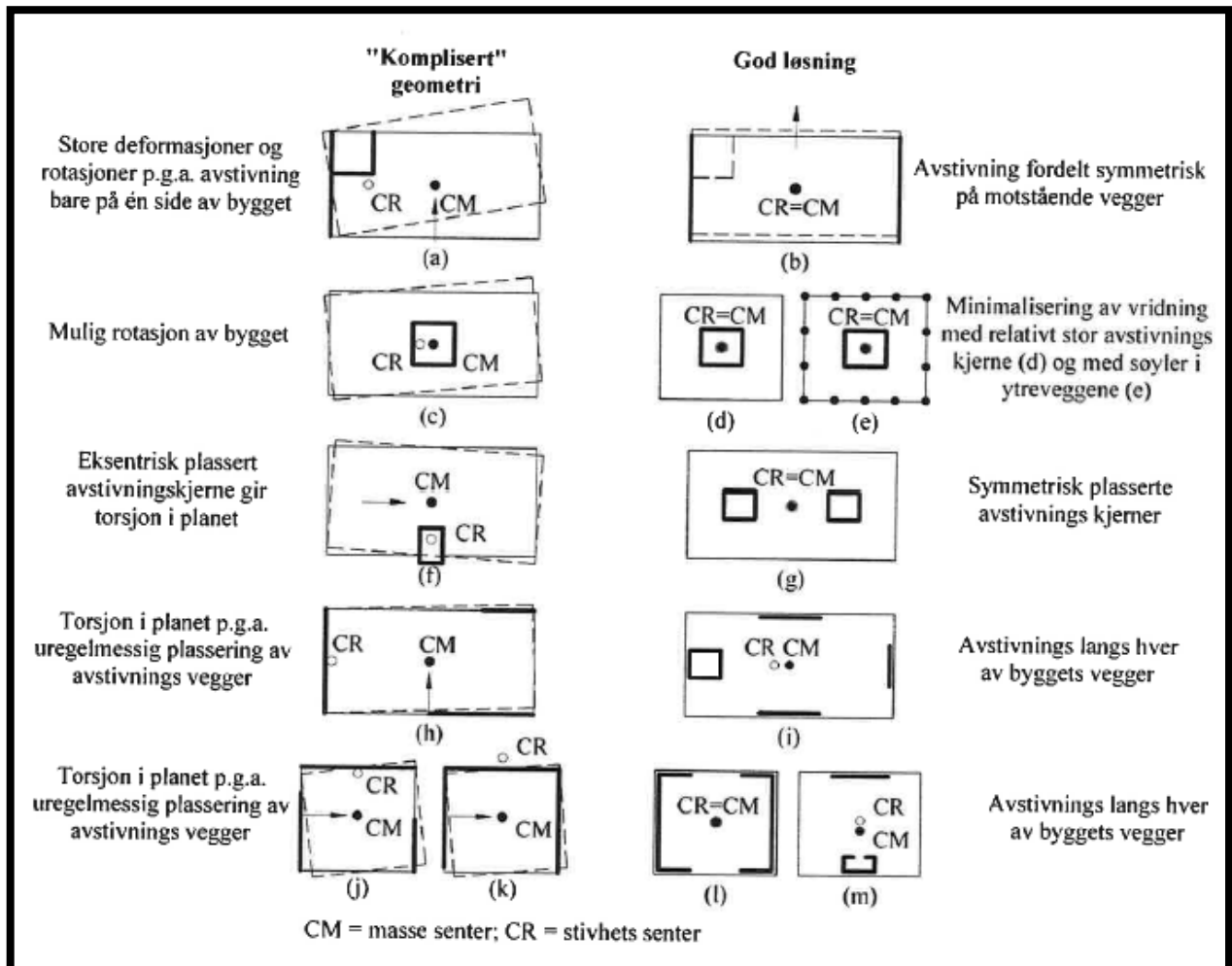
2.8.1 Komplisert geometri

Som nevnt krever standarden kapasitetspåvisning for konstruksjoner med komplisert geometri. En konstruksjon med komplisert geometri krever en nøyaktigere beregning for egenperioder enn hva en finner i den forenklete metoden. Det vil derfor være enklere å prøve å unngå slik komplisert geometri. I henhold til *RIF-veilederen for NS3491-12* [4] kjennetegnes kompliserte konstruksjoner av minst en av de følgende punktene:

- Konstruksjoner med veldig stivt sideveis bæresystem, som gir en lav verdi for første svingeperiode.
- Konstruksjoner med uvanlig stor masse, spesielt ved forholdsvis liten vindlast.
- En konstruksjon fundamentert på to vesentlig ulike grunnforhold
- Pæler delvis i jord, og delvis i friluft eller vann.
- Konstruksjoner med et asymmetrisk og rotete system for lastoptak i horisontal og vertikal retning

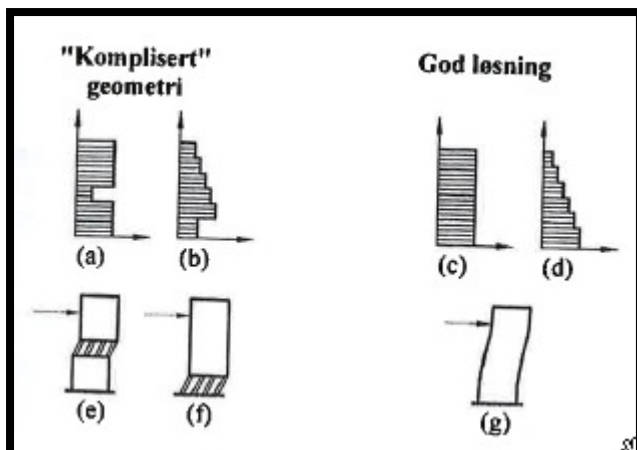
2.8.2 Symmetrisk avstivning

En har funnet ut at asymmetriske konstruksjoner oppfører seg dårligere under et jordskjelv enn hva konstruksjoner med symmetriske avstivningssystem gjør. RIF-veilederen definerer ikke-symmetriske avstivningssystem som en konstruksjon med stor avstand mellom konstruksjonens massesenter CM og (horisontalt) stivhetscenter CR . Dette er illustrert med flere eksempler i Figur 17. Når CR og CM ligger langt fra hverandre vil en få store torsjonspåkjenninger.



Figur 17: Gode og dårlige valg av horisontale avstivningssystem. [4]

Som figuren illustrerer, bør en tenke symmetri ved valg av avstivningssystem, for å unngå uheldige vridningseffekter. Horisontalt avstivende elementer bør plasseres symmetrisk om konstruksjonens massesenter.



Figur 18: Vertikal stivhetsfordeling. [4]

I tillegg til at avstivningssystemet bør være symmetrisk i horisontalplanet, bør en også etterstrebe mest mulig symmetrisk avstivning i vertikalplanet. En bør prøve å unngå store forskjeller i stivhet mellom to etasjer, og samtidig se til at stivheten øker nedover i etasjene. De nederste etasjene bør være de stiveste. Dette er forsøkt illustrert i Figur 18.



Figur 19: Typisk "soft storey"-skade[23]

I mange tilfeller ønsker en at første etasje skal være mest mulig åpen, og bruker minst mulig bærevegger i første etasje, og setter søyler under bæreveggene. Da får en problemer med stivheten her, som skisse (b) i Figur 18 viser. I et jordskjelvtilfelle kan en da få mekanismen en ser illustrert på skisse (f) i Figur 18. Her har første etasjen altfor lav stivhet sammenlignet med etasjene over, som igjen kan føre til kollaps på grunn av store rotasjoner i vertikalelementene i første etasjen. Dette fenomenet kalles "soft storey", og et typisk eksempel på slik skade sees på Figur 19.

2.8.3 Betongelementbygg og jordskjelv

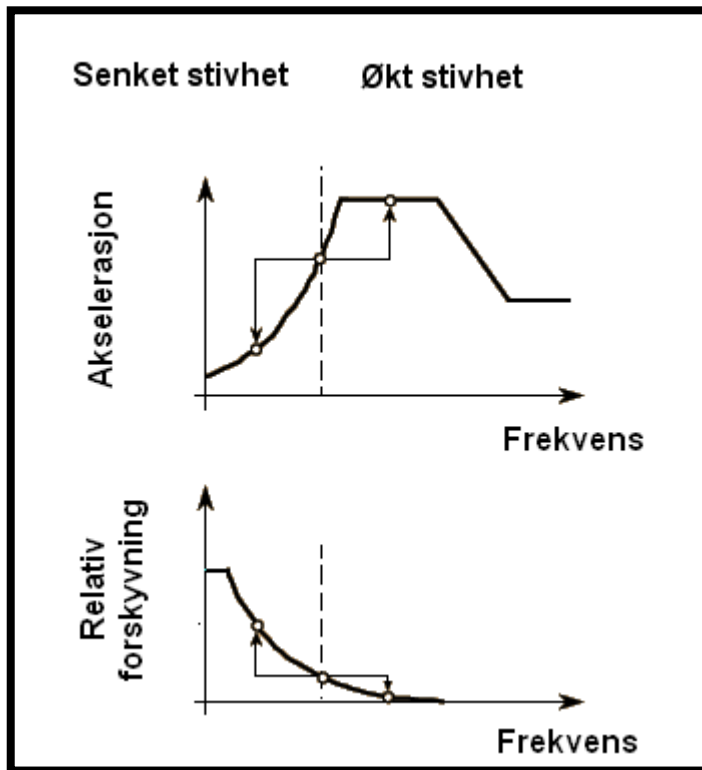


Figur 20: Kollapset bygning i Armenia[24]

Prefabrikkerte betongelementkonstruksjoner er et velfungerende byggesystem som er godt egnet for mange bygg. Etersom byggene består av ulike deler som settes sammen, er det viktig å ha kontroll med at elementene er godt knyttet sammen. Om de ikke er godt nok sammenbundet, kan det gå som vist på Figur 20. Her har dekkene vært for dårlig festet til veggene, og alle dekkene har rast sammen slik at det eneste som står igjen er en bærevegg.

Bygget våre beregninger gjelder, er et prefabrikkert betongelementbygg, hvor horisontal stabilitet er ivaretatt ved hjelp av stive dekke- og veggskiver. Å bruke veggskiver i et bygg som avstivning, er i mange tilfeller en god løsning når det gjelder jordskjelv.

2.8.4 Andre forhold



Figur 21: Effekt av endret stivhet

Når en skal forbedre en konstruksjon, tenker en ofte på å forsterke og stive av konstruksjonen bedre. For jordskjelv finnes det allikevel tilfeller hvor det vil være mer hensiktsmessig å gjøre konstruksjonen mindre stiv.

Fordelen med å gjøre en konstruksjon mindre stiv, er at en med dette kan få senket dimensjonerende akselerasjon og belastninger betraktelig. Samtidig må en huske på at forskyvningene da vil bli større, og en må se til at de økte forskyvningene kan aksepteres.

Lavere stivhet kan en oppnå for eksempel ved å sette hele konstruksjonen på gummiopplager (baseisolering). En annen fordel med dette er at det da kan være grunnlag for å anta høyere dempningsforhold ζ .

Det finnes mange måter å begrense jordskjelvbelastninger på. Baseisolering er bare en av disse, en annen metode kan være å montere en såkalt "tuned mass-damper". Sistnevnte utføres ofte som et stort lodd som henger inne i bygget som en pendel, og motvirker svingningene.

Felles for de mange måtene å kontrollere svingningene på, er at de er lite brukt i Norge. Ettersom jordskjelvpåkjenningene her er såpass små er det sjelden nødvendig med slike tiltak.

3 ENFRIHETSGRADSANALYSE

Den forenklede beregningen en finner i dette kapitlet, er en forenklet beregningsmetode i henhold til NS3491-12. Metoden betrakter bygget vårt som et enfrihetsgradsystem, og kan brukes under de forutsetninger som er gitt i standarden.

Standarden sier også at en ved moderate spennvidder kan se bort fra lastvirkning fra jordskjelvets vertikalkomponent. Vi velger derfor å gjøre dette ved vår enfrihetsgradsanalyse. For øvrig gjelder de forutsetninger som er gitt i standarden for enfrihetsgradanalyser, gjengitt i kapittel 2.

3.1 Horisontal dimensjonerende seismisk akselerasjon

Det første som må gjøres når en skal dimensjonere et bygg for jordskjelvlaster etter NS3491-12, er å fastslå seismisk klasse γ . Vårt bygg går under kategorien "Kontorer, forretningsbygg og boligbygg", som i de fleste tilfeller legges til seismisk klasse II.

$$\underline{\Rightarrow \gamma = 1,0}$$

Deretter må en fastslå k_Q . Når vi setter $k_Q \geq 0,7$ stilles det ikke krav til påvisning av duktilitet.

$$\underline{\Rightarrow k_Q = 0,7}$$

Videre må en velge forsterkningsfaktor for grunnforhold, k_S . For vårt bygg har en i samråd med geotekniker kommet fram til at grunnforholdene er av type C, "Dype, mykere løsmasser (leire, silt og sand)"

$$\underline{\Rightarrow k_S = 2,25}$$

Spissverdi for grunnens akselerasjon, a_g , velges i henhold til sonekart i standardens tillegg A.

$$\underline{\Rightarrow a_g = 0,55}$$

Deretter må byggets første svingeperiode beregnes.

$$\Rightarrow T_1 = C_t \cdot H^{3/4} = 0,05 \cdot 18,3^{3/4} = 0,44s$$

C_t settes lik 0,05 for ”skiver og andre avstivningssystem”

Videre må vi finne $S_e(T_1)$. I standardens punkt 4.2 finner en at:

$$0,25s \leq T_1 \leq 1,5s \quad \Rightarrow$$

$$S_e(T_1) = 2,5 \cdot \eta \cdot \frac{T_c}{T_1}, \quad \text{der } T_c = 0,25s$$

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55, \quad \text{der dempingsforholdet } \xi = 5\%$$

Angående modifikasjonsfaktoren η sier standarden at det forutsettes $\eta = 1,0$ ved $k_Q \leq 1,0$. Vi har dermed at

$$\underline{\eta = 1,0}$$

$$\underline{S_e(0,44) = 2,5 \cdot 1 \cdot \frac{0,25s}{0,44s} = 1,42m/s^2}$$

Til slutt må en fastslå faktoren $k_{f,spiss}$, som avhenger av referanseperioden for grunnakselerasjonen vi beregner for. Ved bruk av sonekartene i standarden settes denne til

$$\underline{k_{f,spiss} = 0,8}$$

Når en har fastslått alle disse verdiene er det enkelt å finne horisontal dimensjonerende seismisk akselerasjon $S_d(T_1)$ ved formelen

$$S_d(T_1) = k_Q \cdot k_s \cdot \gamma_1 \cdot a_g \cdot S_e(T_1) \cdot k_{f,spiss} = 0,7 \cdot 2,25 \cdot 1,0 \cdot 0,55 \cdot 1,42 \cdot 0,8 = \underline{\underline{0,98m/s^2}}$$

3.2 Beregning av laster

Etter å ha fastslått dimensjonerende horisontal seismisk akselerasjon $S_d(T_1)$, kan en beregne belastningene på bygget.

Seismisk skjærkraft ved grunnivå, F_b , er gitt ved

$$F_b = S_d(T_1) \cdot M$$

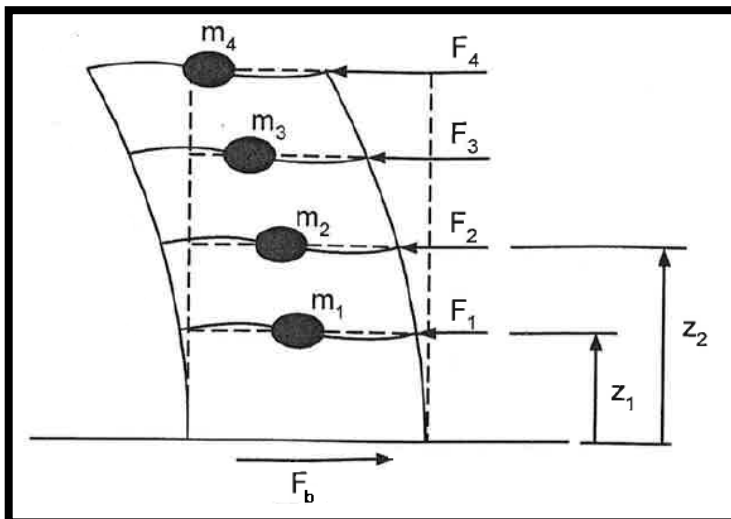
der

M er byggets totale masse, medregnet eventuelle nyttelaster i henhold til last- og pålitelighetsstandard

Som vist i Tabell 5 begynner en ved å liste opp de ulike etasjenes geometri. Deretter beregner vi en tilnærmet verdi for masse av hver enkelt etasje, m_i .

Når en har funnet etasjemasser m_i , kan vi bruke den forenklede formelen i standarden for å beregne seismisk horisontal kraft per dekke. Denne kan en lese mer om i 2.5.3.

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i^k \cdot m_i}{\sum_{j=1}^n z_j^k \cdot m_j}$$



Figur 22: Fordeling av massekrefter i de ulike etasjene.

Videre kan en da finne horisontal seismisk kraft per løpemeter dekke, gitt ved

$$F_{x,0} = \frac{F_i}{B}$$

$$F_{y,0} = \frac{F_i}{L}$$

der

B er byggets totale bredde

L er byggets totale lengde

$$S_d(T_1) = 0,98$$

Tabell 5: Beregning av horisontale seismiske krefter lands dekkekanter

	D.O. 1.	D.O. 2.	D.O. 3.	D.O. 4.	D.O. 5.	
Lengde, L	117	117	117	117	117	(m)
Bredde, B	64,5	64,5	64,5	64,5	64,5	(m)
Brutto gulvareal, A	7547	7547	7547	7547	7547	(m ²)
Areal utsparinger, A_0	2516	2143	2208	2426	3731	(m ²)
Netto areal, A_{eff}	5031	5404	5339	5121	3816	(m ²)
Etasjehøyde, h	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	(m)
Høyde over terreng, z	3,6	7,2	10,8	14,4	18,0	(m)
Egenlast dekke, g_i	5,45	5,45	5,45	5,45	5,45	(kN/m ²)
Egenlast yttervegger, g_v	520	520	520	520	520	(kN)
Nyttelast dekke, p_i	3,0	3,0	3,0	3,0	1,5	(kN/m ²)
Langtidsandel av nyttelast, ψ_2	0,3	0,3	0,3	0,3	0,2	-
Samlet "etasjemasse", m_i	3309	3551	3509	3368	2289	(tonn)
Horisontal seismisk kraft per dekke, F_i	1133	2432	3605	4614	3921	(kN)
<i>Horisontal seismisk kraft per meter dekke</i>						
$F_{x,0}$	17,57	37,71	55,89	71,53	60,79	(kN/m)
$F_{v,0}$	9,69	20,79	30,81	39,43	33,51	(kN/m)

$$M = \sum_{i=1}^5 m_i = 16025 \text{ tonn}$$

$$F_b = S_d(T_1) \cdot M = 15705 \text{ kN}$$

Nederst i Tabell 5 ser en horisontal seismisk kraft, både som total kraft per dekke, og som løpemeterlast på per dekke. Disse lastene er dimensjonerende lastvirkning på grunn av jordskjelv for vår konstruksjon.

Ved å sammenligne horisontal seismisk kraft og veltemoment fra denne med øvrige horisontale laster fra tidligere beregninger, ser en tydelig at jordskjelv blir dimensjonerende for byggets stabilitet. Dette vil si at en kan se bort fra vindlast og laster fra skjevstilling, ettersom jordskjelvlaster blir så mye større. I Tabell 6 kan en se disse resultatene. En ser at skjærkraften på grunn av jordskjelv er mer enn tre ganger større enn maksimal skjærkraft fra vind og skjevstilling. Når det gjelder veltemomentet, blir dette bortimot fire ganger større enn maksimalt veltemoment fra vind og skjevstilling.

Tabell 6: Kontroll av dimensjonerende laster for stabilitet.

Global likevekt		
	Total	
Total horisontal kraft ved maks vertikallast	Skjærkraft	Veltemoment
Vind x-retning + 0,5 % skjevstilling	3704	40910
Vind y-retning + 0,5 % skjevstilling	5433	59587
1,0 % skjevstilling	3163	32356
Total horisontal kraft ved min vertikallast.		
Vind x-retning + 0,5 % skjevstilling	3163	33433
Vind y-retning + 0,5 % skjevstilling	4694	52110
1,0 % skjevstilling	1227	12824
Ulykkeslast		
Vind x-retning	313	3603
Vind y-retning	544	6093
Jordskjelv	15705	197534

4 ABAQUS – MODELLERING OG BEREGNING

4.1 Om Abaqus



Abaqus er en programvarepakke laget for å kunne utføre avanserte elementmetode-analyser. Programvaren er laget for generelle FEM-analyser. Det vil si at programmet er laget for å dekke det meste en kan tenke seg av problemstillinger, i motsetning til mange andre programmer som er laget for å dekke spesielle problemstillinger eller konstruksjonsdeler.

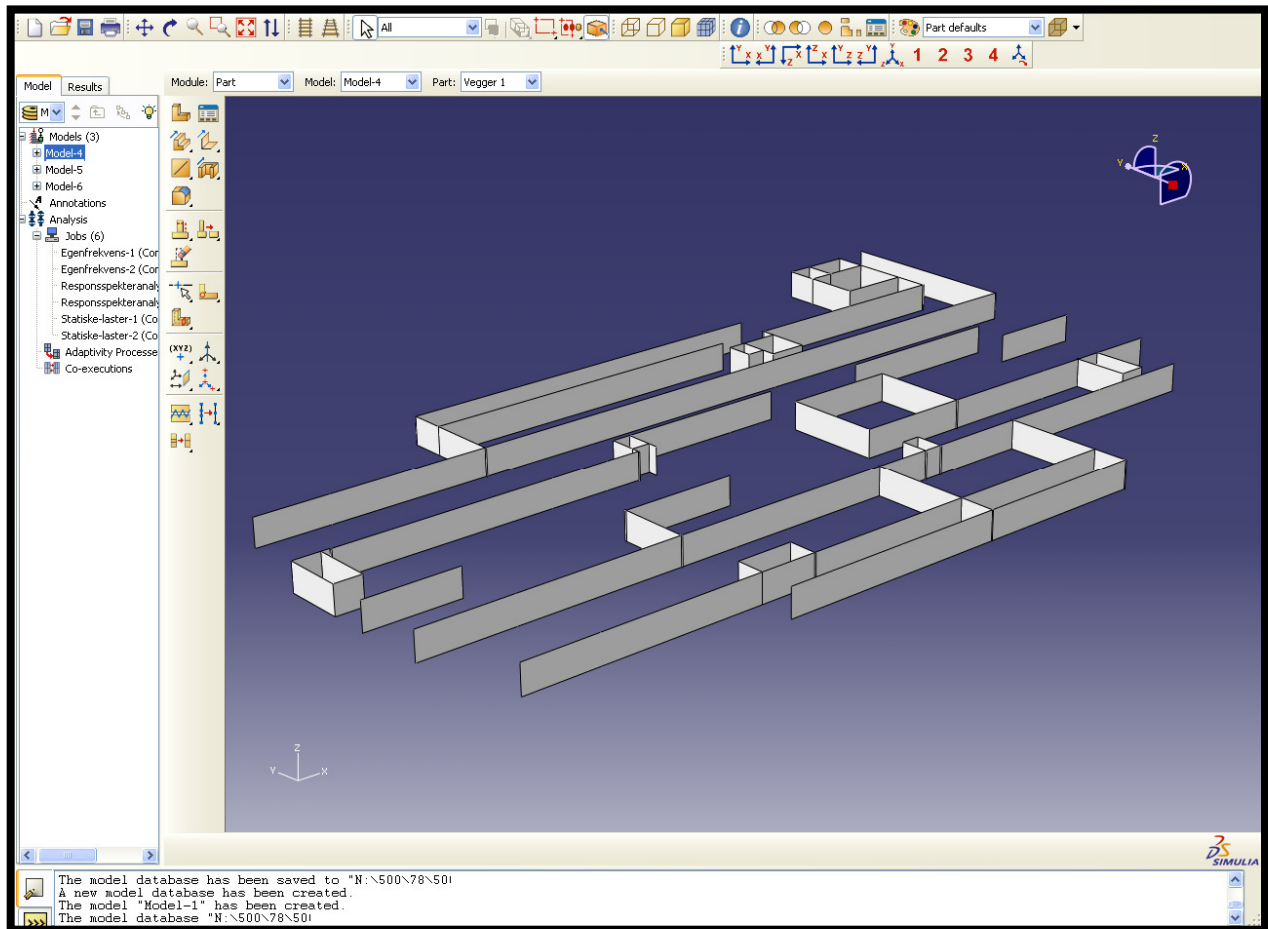
Programmet har vært i stadig utvikling i rundt 30år, og består av en grafisk modul for modellering og visualisering av resultater, i tillegg til avanserte ligningsløserne for selve beregningene.

Fram til 2005 var det *HKS* som eide og drev programmet, men nå eies det av *Dassault Systèmes Simulia Corp.*, som er leverandør av opptil flere simuleringsprogrammer for ingeniører innenfor en rekke fagområder. Abaqus brukes både i flyindustri, bilindustri, akademiske miljø og byggebransjen. Noe av grunnen til at Abaqus er blitt en såpass populær programvare henger nok sammen med de omfattende mulighetene for å modellere materialer med ulike materialegenskaper, og mulighetene for å selv modifisere programvaren til å passe oppgaven best mulig.

Abaqus er et avansert elementmetode-program med mange muligheter og få begrensninger. Programmet kan blant annet brukes til både statiske og dynamiske beregninger av spenninger og forskyvninger, temperaturproblemer og bruddmekanikk-beregninger, så vel som analyser av væskestrøm, akustikk og varmeledning. Programvaren er i stand til å utføre avanserte elementmetode-analyser med gode resultater.

En sterk fordel med Abaqus, er at en ofte har bedre kontroll med beregningen enn hva man har i andre programmer. Dette fordi brukeren av programmet må vite hva han gjør, når en settes overfor så mange valg under analysen. Abaqus er ikke like "automatisk" i bruk som mange andre programmer. Det er ikke så lett at en kan gi tall rett inn til programmet, og få for eksempel armeringsbehov ut som et av resultatene. Brukeren involveres i større grad i analysen, ettersom en selv tar del i denne skritt for skritt ved alle definisjoner og valg som må gjøres. På denne måten får en god kontroll med at modellen er riktig, ettersom en skritt for skritt bygger opp en modell og underveis kan følge med på at modellen blir som tenkt. Som bruker må en selv velge hvilke resultater en vil hente ut, og hvordan en skal tolke disse resultatene.

For vår del er det i denne sammenheng mest interessant at en kan modellere hele det aktuelle bygget med de aktuelle grensebetingelser og laster. En kan foreta en statisk analyse av bygget og finne belastningene i de ulike konstruksjonsdelene som følge av det gitte statiske lasttilfellet. Videre kan Abaqus foreta en egenfrekvensanalyse som finner egenfrekvensene for byggets ulike egensvingemoder.



Figur 23: Arbeidsvinduet for Abaqus

Deretter kan en benytte formler gitt i jordskjelvstandarden, sammen med regneark, til å lage et responsspektrum som representerer grunnbevegelsene som følge av jordskjelv på det aktuelle stedet. Dette responsspektret kan importeres til Abaqus slik at en kan foreta flere beregninger og bestemme tilleggslaster på grunn av den seismiske påvirkningen som kan forventes i det aktuelle området.

Slik kan vi bruke Abaqus til å utføre en flerfrihetsgradsanalyse av vårt aktuelle bygg.

Når Abaqus har beregnet belastningene for konstruksjonen, må vi selv velge hvilke resultater vi er interessert i. Deretter må resultatene tolkes og vurderes.

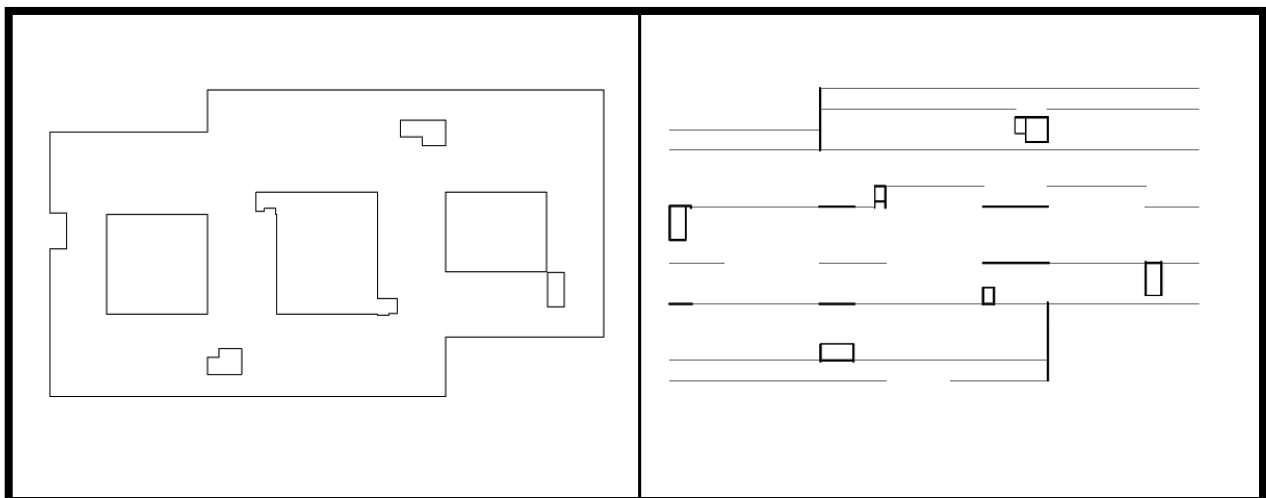
Dette kapittelet beskriver i grove trekk hvordan vår regnemodell er bygd opp, både fremgangsmåte og forutsetninger.

4.2 Modellering i Abaqus

For å kunne foreta en flerfrihetsgradsanalyse med FEM-verktøyet Abaqus, må en bygge opp en modell som er representativ for det aktuelle bygget. Modellen må ha riktig geometri, riktige laster, og konstruksjonselementene må tilegnes sine materialeegenskaper. Modellens oppbygning er beskrevet i dette delkapittelet.

4.2.1 Utarbeiding av skisser

Det første en må gjøre når en skal bygge opp en slik modell, er å lage noen enkle skisser med et DAK-program. Skissene for dette bygget ble tegnet med AutoCAD, ved å ta utgangspunkt i opprinnelige plantegninger for bygget, og utarbeide svært enkle plantegninger med senterlinjer for alle vegger og dragere. På tilsvarende måte må også skisser som viser plassering av senter søyler utarbeides. Sist men ikke minst trengs skisser for dekkekanter trapperom og andre utsparinger inntegnet. To slike skisser sees på Figur 24. På skissen til høyre viser de tykkeste strekene plassering av veggelementer, og de tynnere strekene representerer dragere.



Figur 24: Skisse for dekkekant (t.v.), skisse for vegger og dragere (t.h.)

Utfordringen ved å lage slike skisser er å gjøre riktige forenklinger. Når en kommer til et hjørne hvor to vegger møtes, må en nødvendigvis justere litt på senterlinjene for å få fram på skissen at veggene henger sammen. Her er det viktig å være nøyaktig, ettersom små unøyaktigheter lett kan medføre problemer senere. Når en gjør slike små justeringer og endringer, må en passe på at en er konsekvent med å gjøre det samme i alle etasjer slik at skissene stemmer overens med hverandre senere.

Skissene bør være så enkle som mulig, samtidig som de må være representative for det aktuelle bygget. En må være nøye med å sørge for at de ulike etasjene stemmer overens med hverandre, og at en unngår små linjer og detaljer som ikke er viktige for vår beregning. Streker som ligger veldig nær hverandre, eller krysser hverandre så vidt, kan også fort gi problemer med modelleringen.

For dette bygget måtte det til 18 skisser; seks skisser hver for dekkekanter, vegger/dragere og søyler.

Etter at skissene er klare kan disse importeres til Abaqus. Om skissene ikke er nøyaktige nok, eller om det er noe ved skissen Abaqus oppfatter som feil, vil ikke skissen bli godtatt. Da må en justere skissen og prøve på nytt.

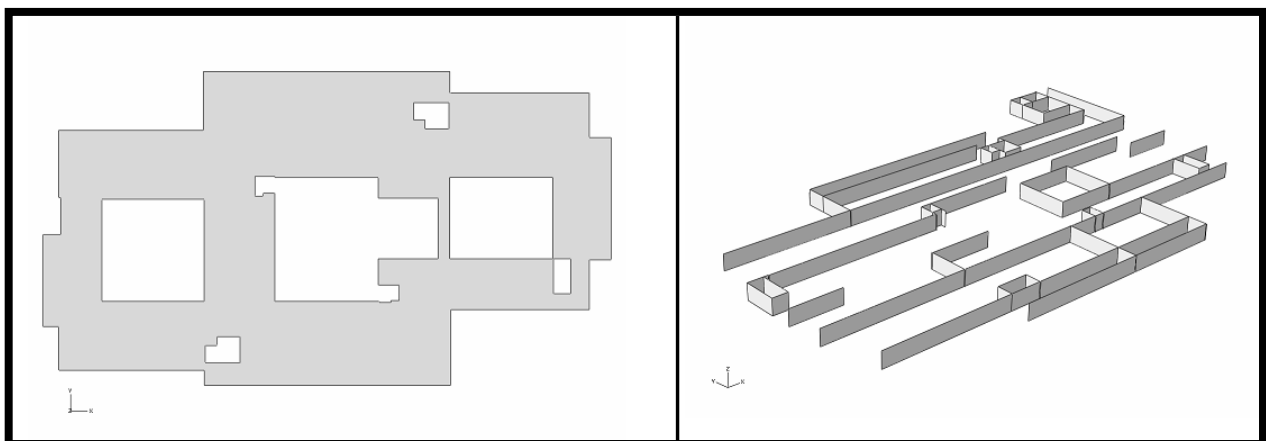
4.2.2 Lage konstruksjonsdeler

Neste skritt i Abaqus-modelleringen er å lage konstruksjonsdelene bygget skal bestå av. Da tar en utgangspunkt i skissene en har importert, og spesifiserer hvordan en vil bruke skissene. For vår analyse har en valgt å modellere alle dekker, vegger og dragere som skallelementer. Søylen er modellert som bjelkeelementer.

Vår modell er bygget opp ved å først lage byggets ulike konstruksjonsdeler som separate deler. Til venstre på Figur 25 ser en dekket for en etasje ferdig modellert som et skallelement.

Veggene er blitt lagd ved å ekstrudere linjene fra vegg-/dragerskissene. Deretter fremkom dragerne ved å legge inn et plan i høyde med underkant dragere, og fjerne den delen av ”veggen” som stod igjen under planet. Til høyre på Figur 25 kan en se vegger og dragere i en etasje, før dragerne ble justert som beskrevet over.

Vegg-/dragersystemet for hver etasje er i likhet med dekkene laget som separate deler.

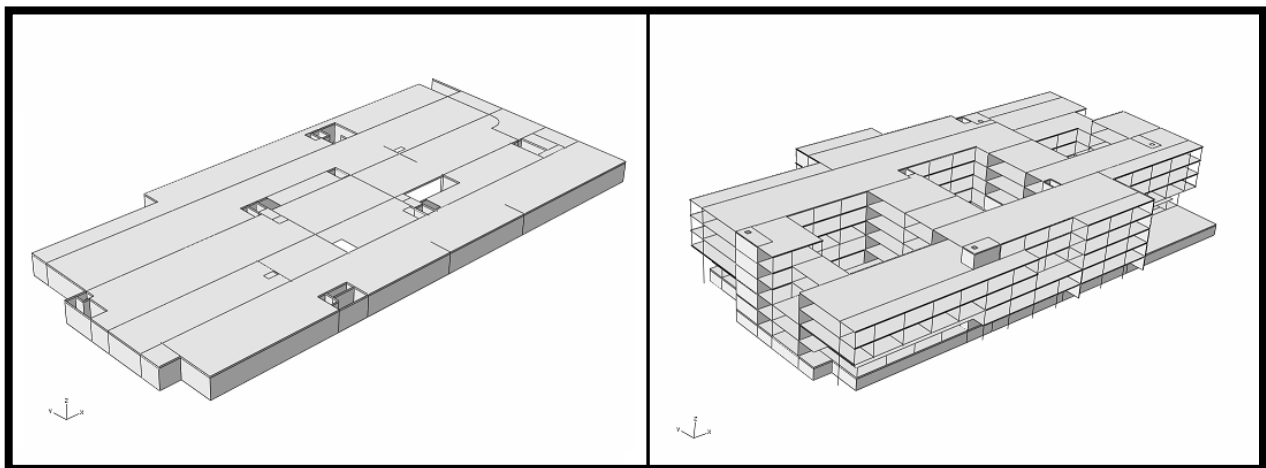


Figur 25: Modellert dekke (t.v.), modellert vegger (t.h.)

Planen var egentlig å modellere også søylene som skallelementer. Dette medførte problemer lenger ut i analysen, ettersom det var vanskelig å få til en fungerende modell med søyler som skallelementer. Disse problemene var blant annet knyttet til å få laget en fungerende elementinndeling for konstruksjonen. Derfor er søylene i bygget blitt modellert ved hjelp av bjelkeelementer.

4.2.3 Sammensetning av deler

Når en har laget alle konstruksjonsdelene en trenger for bygget, er det på tide å sette disse sammen. Måten dette gjøres på kan minne om et puslespill, hvor en begynner med kjellerveggene og setter dekket oppå disse. Videre fortsetter en med veggene i første etasje, og følger på med dekket over første etasje. Slik fortsetter en til en har satt opp hele bygget. For å være sikker på at alt går riktig for seg og at modellen fungerer, bør en prøve å slå sammen dekke og vegger for hver etasje underveis, som vist på Figur 26. Da ser en om Abaqus godtar modellen, eller om det er noe galt med geometrien. Dersom det er noe galt med modellens geometri vil en ofte kunne se skyggelagt områder, som antyder at Abaqus har problemer med å oppfatte modellen. Slike ting bør undersøkes nærmere, slik at en finner ut hva som er galt og kan rette opp i dette før en går videre med modelleringen.



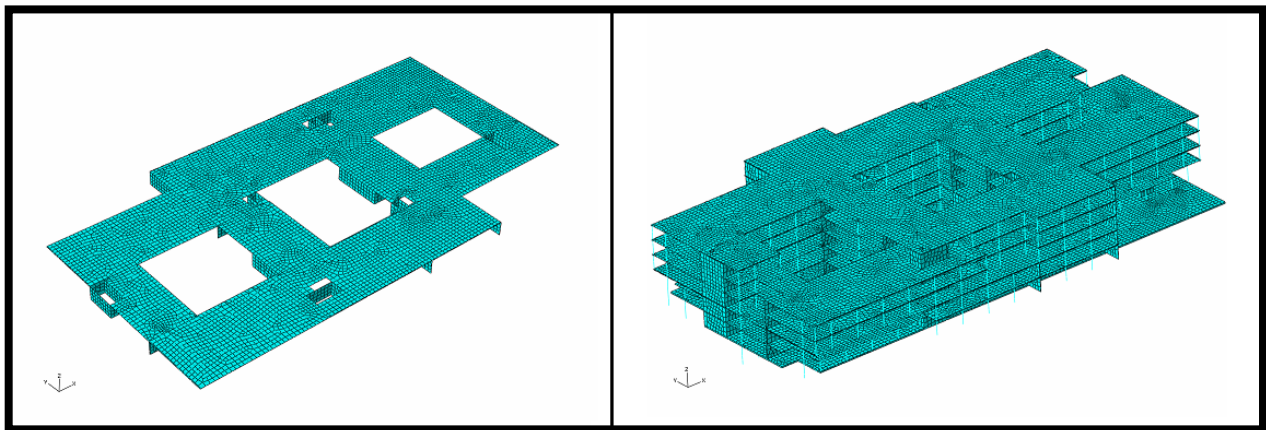
Figur 26: Ferdig sammenslått underetasje (t.v.), og ferdig sammenslått bygg (t.h.)

4.2.4 Generere elementinndeling

En viktig del av FEM-analysen ligger i å lage en god elementinndeling(mesh) for konstruksjonen. Dette ville vært tidkrevende arbeid, hadde det ikke vært for at Abaqus er i stand til å gjøre dette for oss.

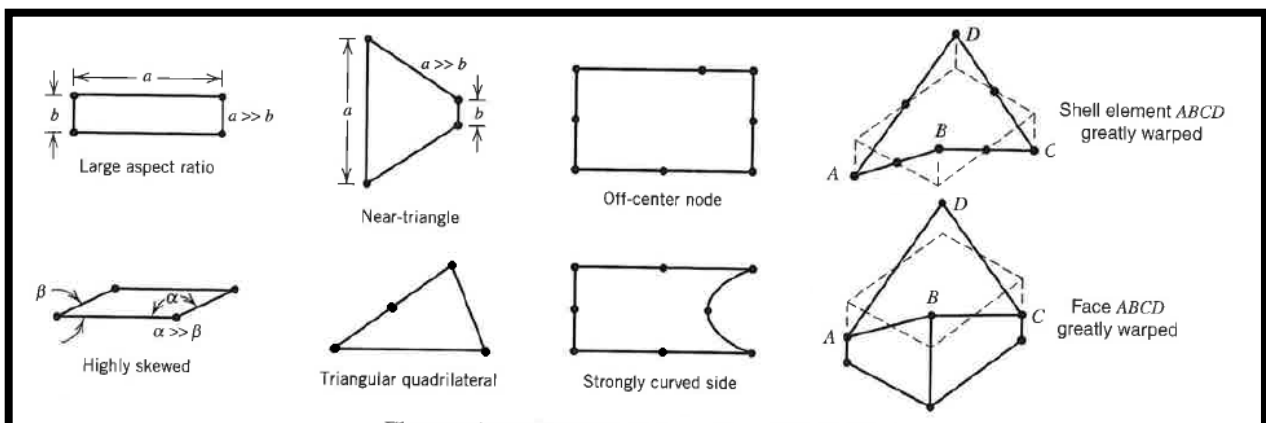
Her har en valgt å bruke gjennomsnittlig elementstørrelse på 1m, som burde gi god nok nøyaktighet for vår analyse uten at beregningene av den grunn blir for tidkrevende. Den valgte elementstørrelsen på 1m medfører at det totale antallet elementer kommer opp i nærmere 51 000.

For å ha best mulig kontroll med modellen er det lurt å først prøve å få til en god elementinndeling av hver etasje separat, før en lager elementinndeling for hele bygget. Når en lager et såkalt mesh, vil Abaqus evaluere kvaliteten av dette. Dersom det er noe i veien med inndelingen, vil en få advarsler om de elementene som ikke har tilfredsstillende geometri. Mindre viktige problemelementer markeres med gult, mens de mer alvorlige feilene markeres med rosa. Det er spesielt viktig å studere de rosa områdene, for å finne ut hva som er galt her. Feilene bør en få rettet opp i før en går videre med analysen.



Figur 27: Elementinndeling av en etasje(t.v.), og elementinndeling av hele bygget (t.h.)

Når det oppstår problemer med elementinndelingen har dette sammenheng med elementenes fasong, om elementenes fasong ikke er regulær nok kan dette bidra til at vi får dårligere resultater fra beregningene. Figur 28 viser noen vanlige slike feil i elementfasong. For vår modell sin del har det mye vært de fire tilfellene lengst til venstre som har gått igjen. I alle tilfellene har det vist seg å være små unøyaktigheter i modellen som har forårsaket disse feilene. Da blir en nødt til å rette dette i modellen, og prøve på nytt for å se om en er kvitt problemet. En vil for eksempel lett få problemer med størrelsesforholdet $a \gg b$, dersom en har en lang, smal plate. Da vil Abaqus etterstrebe $\sim 1\text{m}$ elementstørrelse i platenes lengderetning, mens platen kanskje bare er $0,05\text{m}$ bred.



Figur 28: Vanlige feil i elementfasong, som kan føre til dårlige resultater [18]

Det kan være lurt å prøve å ha dette litt i bakhodet når en utarbeider skissene, da noe av dette kan unngås ved å gjøre riktige forenklinger av skissene allerede fra starten av.

Når en til slutt har fått til en elementinndeling for hver etasje separat, er det på tide å prøve å lage et mesh for hele bygget i ett. Også her må en studere Abaqus' vurdering av elementinndelingen. Problemer på dette nivået vil ofte skyldes at en søyle ikke er plassert helt riktig i forhold til den samme søylen i etasjen over/under. Andre vanlige feil kan være at en veggskive er en anelse kortere/lengre i en etasje enn i etasjen over/under. Små sprang i geometrien fra en etasje til en annen kan fort skape problemer på dette nivået.

4.2.5 Materialer og tverrsnitt

Neste skritt i modelleringen er å definere de materialene som konstruksjonen skal bygges opp av. For vegger, søyler og dragere har en definert betongen som et elastisk isotropt materiale med følgende materialkonstanter:

$$\rho = 2500 \text{ kg / m}^3$$

$$E = 27 \text{ GPa}$$

$$\nu = 0,2$$

Hulldekkene har ulik stivhet i de to retningene i horisontalplanet, pga de gjennomgående kanalene og spennarmeringen i lengderetning. Dette er tatt hensyn til ved å definere et elastisk, ortotropisk material i plan spenningstilstand. Følgende materialkonstanter er valgt:

$$\rho = 1750 \text{ kg / m}^3$$

$$E_1 = 3,75 \text{ GPa} \quad G_{12} = 12,5 \text{ GPa}$$

$$E_2 = 30 \text{ GPa} \quad G_{13} = 12,5 \text{ GPa}$$

$$\nu_{12} = 0,2 \quad G_{23} = 12,5 \text{ GPa}$$

Massetettheten til betong for hulldekkene er justert for å få riktig egenlast på dekkene når en legger inn dekketykkelse på 320mm. I tillegg er det lagt inn egenvekt av 20mm tynnpuss på dekkene.

I dekke over 2. et. finnes det områder hvor hulldekkeelementene spenner i byggets lengderetning, i motsetning til HD-elementene i resten av bygget. For disse er det definert et eget material, med tilsvarende materialkonstanter som gitt over, men med $E_1 = 30 \text{ GPa}$ og $E_2 = 3,75 \text{ GPa}$.

Viser til eget avsnitt i kapittel 4.3 for mer informasjon om materialvalg for hulldekkene.

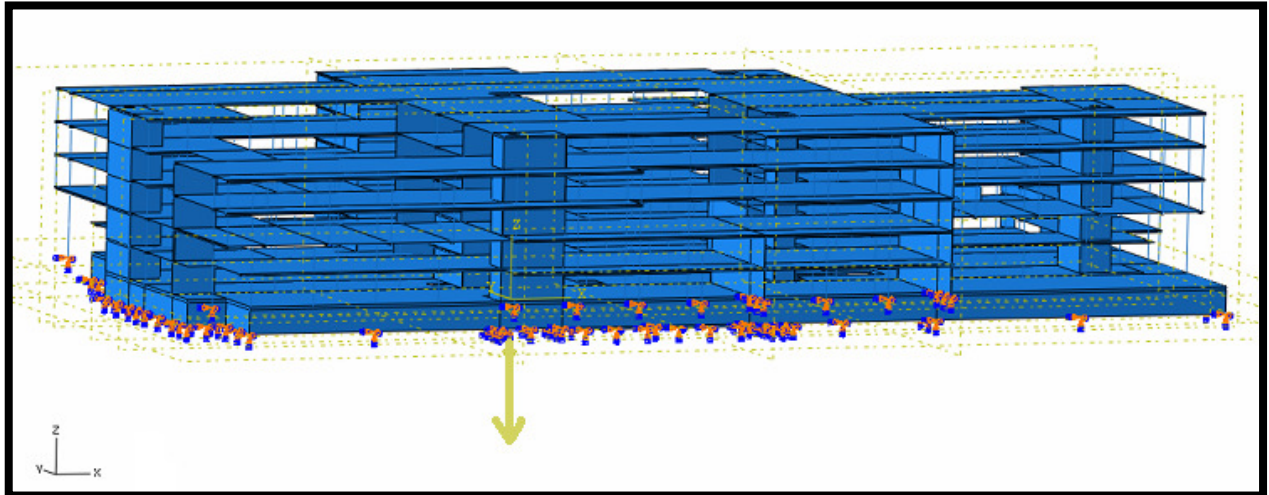
Videre må en definere de ulike tverrsnittstypene vi skal ha. Dekkene er definert som homogene skall, med tykkelse $t = 0,32 \text{ m}$. Veggene er definert som homogene skall med tykkelse $t = 0,25 \text{ m}$, med unntak av noen av de stedstøpte veggene i underetasjen som har veggtykkelse $t = 0,35 \text{ m}$.

En må også definere de ulike tverrsnittsprofilene for søyler, og velge hvilken tverrsnittsprofil de ulike konstruksjonsdelene skal ha.

Til slutt er det viktig å definere retninger for søyler og skall. For å få ut riktige fortegn fra statiske beregninger i Abaqus må en sørge for at retningene er definert likt for alle konstruksjonsdelene.

4.2.6 Laster og grensebetingelser

Neste skritt i modelleringen er å legge inn de aktuelle lastene som virker på bygget. Når en har definert de ulike materialenes densitet, kan en enkelt påføre bygget gravitasjonskraft. Denne er satt til $g_3 = -9,81 \text{ m/s}^2$, som virker på samtlige vegger, dekker, dragere og søyler. Gravitasjonskraften er illustrert med en gul pil under bygget i Figur 29.



Figur 29: Last og grensebetingelser definert

Videre må en legge inn grensebetingelser, det vil si at en må definere hvilke deler av bygget som skal være fastholdt, og hvilken type fastholding en vil ha. Her har vi lagt inn fastholding mot all forskyvning og rotasjon i bunn av vegger og søyler mot fundamenter i underetasjen. Det samme gjelder søyler og vegger som står på fundamenter på bakkenivå. I Figur 29 ser en de påførte grensebetingelsene illustrert ved hjelp av oransje symboler.

Etttersom jordskjelvlaster er en ulykkeslast, skal en kombinere egenlast og jordskjelvlaster med nyttelaster, hvor nyttelasten er multiplisert med lastfaktor 0,3. Det er allikevel ikke dermed sagt at det blir ugunstigere å ta med nyttelasten. Derfor bør en gjøre beregninger både med og uten nyttelaster, for å se hva som gir størst belastninger. Dette fordi økt last isolert sett gir en lengre egningsperiode som igjen kan bety redusert belastning på konstruksjonen.

Jordskjelvbelastningen er avhengig av konstruksjonens masse. Når vi legger inn nyttelaster vil ikke denne oppfattes som en del av konstruksjonens masse, og vil derfor heller ikke bli tatt hensyn til ved beregningene. Derfor har vi løst dette ved å øke egenvekt av dekkene fra $\rho = 1750 \text{ kg/m}^3$ til $\rho = 2050 \text{ kg/m}^3$.

Økningen på 300 kg/m^3 kommer av nyttelasten på $3,0 \text{ kN/m}^2$ og lastfaktor 0,3.

$$\frac{0,3 \cdot 3 \text{ kN/m}^2}{0,32 \text{ m} \cdot 9,81} = \frac{0,9 \text{ kN/m}^2}{0,32 \text{ m} \cdot 9,81} = 290 \text{ kg/m}^3 \approx 300 \text{ kg/m}^3.$$

På tilsvarende måte er det også lagt inn nyttelaster $5,0 \text{ kN/m}^2$ på dekke over underetasjen, og nyttelaster $1,5 \text{ kN/m}^2$ på taket.

4.2.7 Beregninger

Når alle andre forutsetninger er klare i modellen, må en spesifisere hva slags analyser en ønsker å foreta.

Statisk lastberegning

Først kjører vi en statisk lastberegning, hvor Abaqus beregner belastning som følge av konstruksjonens egenlast. Beregningen gjøres ved lineær perturbasjon. Dette vil si at Abaqus kun foretar lineære beregninger. Resultatene fra den statiske analysen bør vurderes nøye, for å være sikker på at disse virker fornuftige. På denne måten kan en kontrollere at modellen virker som tiltenkt.

Eigenfrekvensberegning

Videre må en gjøre en egenfrekvensberegning hvor en beregner byggets ulike egensvingemoder, med tilhørende egenfrekvenser. Også her benytter vi oss av lineær perturbasjon. For egenfrekvensberegningen velger en følgende forutsetninger:

- Egenverdberegning: Subspace-iterasjon
- Antall etterspurte egenverdier = 20
- Maksimum interessant egenfrekvens = 10 Hz
- Antall vektorer per iterasjon = 28
- Maksimum antall iterasjoner = 45

Subspace-iterasjon er en av flere beregningsmetoder en kan velge for å finne svingeformene og egenfrekvensene til bygget.

Antall vektorer per iterasjon har innvirkning på hvor raskt løsningen vil konvergere. Det lønner seg å ikke bruke for få vektorer per iterasjon, om en har for få vektorer risikerer en at løsningen ikke vil konvergere. Om løsningen ikke konvergerer vil vi heller ikke ha noe resultat å forholde oss til, så da må det gjøres nye beregninger.

Maksimum antall iterasjoner forteller oss hvor mange ganger Abaqus skal prøve å løse ligningssystemet om igjen, for å prøve å beregne det ønskede antall svingeformer. Abaqus vil gjøre nye iterasjoner helt til det forespurte antall egenverdier har konvergert, dersom en ikke setter en øvre begrensning på antallet iterasjoner. Her er grensen satt til 45 iterasjoner, som burde være tilstrekkelig for å finne egenverdi for de 20 første svingeformene.

Med disse forutsetningene vil Abaqus beregne de første 20 svingeformene, og stoppe dersom en støter på svingeformer med svingefrekvens høyere enn 10 Hz. Videre har vi begrenset beregningen til de 20 første svingeformene, for å spare regnetid. Etterpå må en vurdere om dette gir gode nok resultater, se 4.2.8 *Behandling av resultater*.

Iterasjonen utført av Abaqus for å finne svingeformene, finnes som vedlegg under kapittel 10.

Responspekteranalyse

Den siste beregningen som må utføres er en responspekteranalyse. For å kunne foreta denne beregningen må en oppgi et responspekter. Responspektret beregnes ved hjelp av et regneark, som bruker formlene fra standarden til å generere en tabell. Formlene i standarden står nærmere beskrevet i kapittel 2.

Også for responspekteranalysen forutsetter vi bruk av lineær perturbasjon. For vår responspekteranalyse er følgende forutsetninger gjort:

- Forskyvninger: Flere retninger, absolutt sum
- Summering: Kvadraroten av summen av kvadratene (SRSS)

Disse forutsetningene betyr at jordskjelvbelastningen skal påføres i flere retninger samtidig, og virkningene skal summeres. Dette er en konservativ beregning. I tillegg summeres maksimal respons for hver av svingemodene ved hjelp SRSS:

$$q_{\max} = \sqrt{\sum q_{i,\max}^2}, \text{ der } q_{i,\max} \text{ er maksimal respons ved svingeform nummer } i.$$

Deretter må vi legge inn responspektret. Jordskjelvstandarden beskriver at lastvirkningene i byggets tre hovedretninger skal kombineres som følger:

- a) $1,0 \cdot E_x + 0,3 \cdot E_y + 0,3 \cdot E_z$
- b) $0,3 \cdot E_x + 1,0 \cdot E_y + 0,3 \cdot E_z$, der E_i = lastvirkning i retning i
- c) $0,3 \cdot E_x + 0,3 \cdot E_y + 1,0 \cdot E_z$

For enkelhets skyld velger vi her å sette vertikal seismisk påvirkning til 70% av horisontal seismisk påvirkning. Dette anses å være en konservativ antagelse.

$$E_x = E_y = S_d(T)$$

$$E_z = 0,7 \cdot E_x$$

I praksis legges dette inn i Abaqus ved å legge inn det samme responspektret i hver av våre tre hovedretninger, men med ulik skaleringsfaktor for hver retning.

Vi må altså undersøke følgende tre lastvirkninger:

a) $1,0 \cdot S_d(T) + 0,3 \cdot S_d(T) + 0,21 \cdot S_d(T)$,

b) $0,3 \cdot S_d(T) + 1,0 \cdot S_d(T) + 0,21 \cdot S_d(T)$,

c) $0,3 \cdot S_d(T) + 0,3 \cdot S_d(T) + 0,7 \cdot S_d(T)$

der $S_d(T)$ = dimensjonerende horisontalt responspekter for seismisk akselerasjon

4.2.8 Behandling av resultater

Siste skritt av beregningen når hele modellen og alle nødvendige opplysninger er gitt, er å la Abaqus gjøre beregningene vi har programmert inn. Dette tar ofte litt tid, og hvor mye tid det tar avhenger av de valg en foretar underveis, når det gjelder blant annet beregningsmetoder og nøyaktighet ved elementinndeling. Unødvendig fin elementinndeling kan fort bli svært tidkrevende.

Først kjører en den statiske lastberegningen. Deretter må en kjøre egenfrekvensberegningen, ettersom Abaqus er avhengig av resultatene fra denne for å kunne foreta responsspekteranalysen. Til slutt kjøres responsspekteranalysen, som gir oss kreftene i konstruksjonen som følge av et jordskjelv i henhold til NS3491-12.

Helt til slutt kommer tolkingen av resultater, som naturligvis utgjør en viktig del av analysen. En må vurdere om resultatene virker fornuftige med verdier som forventet. Resultatene er vurdert i de påfølgende avsnitt.

Sum effektiv modal masse

Standarden sier at summen av svingeform-massene bør være >90% av konstruksjonens totale masse. Når Abaqus foretar en modalanalyse av bygget og bestemmer byggets svingeformer, beregnes også tilhørende effektiv modal masse for hver svingeform. Ved å summere disse og sammenligne med byggets totale masse, viste det seg at summen ikke var mer enn 60% av total masse, som vist i Tabell 7.

Den effektive modale massen forteller oss noe om viktigheten av den gitte svingeformen. Jo større effektiv masse, jo viktigere vil den aktuelle svingeformen være for resultatene. Samtidig forteller den oss om hvor stor masse som er i bevegelse ved den aktuelle svingeformen. Globale svingeformer hvor hele bygget svinger fram og tilbake vil ha høy effektiv masse, og lokale svingeformer hvor et dekke svinger opp og ned vil ha lav effektiv masse.

Tabell 7: Effektiv modal masse for de 10 første svingemoder.

E F F E C T I V E M A S S						
MODE NO	X-COMPONENT	Y-COMPONENT	Z-COMPONENT	X-ROTATION	Y-ROTATION	Z-ROTATION
1	1.08657E+07	4080.6	1247.8	2.20218E+05	1.76395E+09	1.11093E+10
2	60199.	5.32744E+06	327.10	8.97432E+08	1.58940E+07	6.58561E+08
3	12.874	11999.	1.09902E+05	21828.	5.06772E+07	1.69040E+06
4	514.72	22506.	1.64266E+05	1.62916E+08	6.67528E+07	1.66651E+05
5	1.40265E+05	4.69228E+06	265.42	8.37528E+08	1.94593E+07	1.59344E+10
6	2192.2	5003.6	5969.2	1.53682E+07	1.20540E+07	9.65955E+06
7	1163.5	33.004	7359.3	2.16244E+05	3.77296E+06	2066.1
8	120.63	7334.3	28461.	2.74214E+06	1.01665E+07	4.57354E+06
9	17.447	262.53	53616.	9.82399E+07	3.07052E+08	1.46512E+06
10	5.2974	8077.8	71750.	1.89395E+08	4.27160E+07	8.03960E+05
TOTAL	1.10702E+07	1.00790E+07	4.43164E+05	2.20408E+09	2.29249E+09	2.77207E+10
	↓	↓				
	60%	55%				
TOTAL MASS OF MODEL 1.8480631E+07						

For å følge tommelfingerregelen i standarden bør en prøve å etterstrebe at summen av hver av de to første kolonnene i Tabell 7 er så nær total masse som mulig. Her har en henholdsvis 60% og 55%, og en må derfor foreta nye beregninger med flere svingeformer enn bare 10, for å prøve å oppnå høyere sum av effektive masser.

Et nytt forsøk med 20 svingeformer viste seg å gi svært lite utslag på beregningene. Ingen av summene økte med mer enn en 0,3 %. Dette tyder på at en kan bli nødt til å ta med vesentlig flere svingeformer for å oppnå tilstrekkelig nøyaktighet. Derfor ble det gjort et nytt forsøk, hvor en tok hensyn til de første 50 svingeformer. Dette medførte at 60,3 % økte til 61 % for X-komponenten. Vi ser dermed at det vil være vanskelig å oppnå de 90 % som standarden anbefaler.

Vår egenfrekvensberegning (modalanalyse) med 10 svingeformer tok omtrent 30 minutter å løse. Beregningen med 20 svingeformer tok omtrent tre ganger så lang tid. Tabell 8 viser regnetid og oppnådd resultat for de ulike modalanalysene. Kolonnen merket *Sum modal masse X* viser oss sum av modal masse i prosent av total masse, i byggets lengderetning (X-retning).

Tabell 8: Beregningstid og resultat for modalanalyser

Svingemoder	Beregningstid (timer)	Sum modal masse X (% av total)
10	0,5	60 %
20	1,5	60,3 %
50	7,1	61 %

Det kan altså se ut til at det vil være vanskelig å oppnå stort mer enn 60 % for sum av modal masse. Standarden har også andre krav, som gjør seg gjeldende dersom det ikke er mulig å påvise at sum av modal masse utgjør minst 90 % av total masse.

For slike tilfeller stilles det følgende krav til modalanalysen.

- 1) $k \geq 3 \cdot \sqrt{n}$ der n = antall etasjer over bakkenivå og k = antall nødvendige svingeformer
- 2) $T_k \leq 0,20s$

Vi har 5 etasjer over bakkenivå. Dette vil si at $k \geq 7$. Kravet om at $\omega_k \geq 5Hz$ er allerede oppfylt for svingeform nummer 7, da $\omega_7 = 5,0783Hz$, hvilket vil si at vår første beregning med 10 svingemoder er tilstrekkelig for å oppfylle dette kravet.

Ettersom reglene i standarden bare er ment som retningslinjer, må en selv vurdere hvor mange svingeformer som er tilstrekkelig for vår analyse.

Konvergens

Som vist i forrige avsnitt kan vi velge å kun ta de 10 første svingeformene med i beregningene. Vi må allikevel vurdere om dette er tilstrekkelig for det aktuelle bygget. Hvor mange svingeformer som er tilstrekkelig avhenger av flere faktorer, blant annet hvilke områder av bygget vi vil studere krefter i, type konstruksjon, og svingningstype for de første svingeformene.

En enkel måte for å undersøke om vi har tatt med tilstrekkelig mange svingeformer, er å sammenligne resultater for flere beregninger hvor en tar med ulike antall svingeformer. Ved sammenligning av momenter i dekker, ser en tydelig forskjell mellom momentdiagram for beregningene med 10 og 20 svingeformer, som vist i Tabell 9. En må derfor prøve å ta med flere svingeformer i beregningen.

Når en sammenligner moment i dekker for beregningene med 20 og 50 svingeformer, ser en at endringen er svært lav. Dette tyder på at resultatene allerede ved 20 svingeformer er i ferd med å konvergere.

Vi velger å ta utgangspunkt i moment i dekker for å teste om løsningen har konvergert, ettersom resultatene for slike snittkrefter ofte vil kreve flere svingeformer enn hva for eksempel global horisontal forskyvning av bygget vil.

Tabell 9: Resultater fra modalanalyser, maksimum dekkemoment i forhold til beregning med 50 svingeformer.

Svingemoder	Bøyemoment dekke $M_{Y,Y}$ (% av 50 moder)	Bøyemoment dekke $M_{X,X}$ (% av 50 moder)
10	80 %	114 %
20	99,75 %	99,6 %
50	100 %	100 %

Tabell 9 illustrerer det som er nevnt over. Resultatene endrer seg lite ved å øke antallet medregnede svingeformer fra 20 til 50. Tabellen viser maksimum moment i dekkene (i prosent), i forhold til den siste beregningen hvor en tok hensyn til 50 svingeformer.

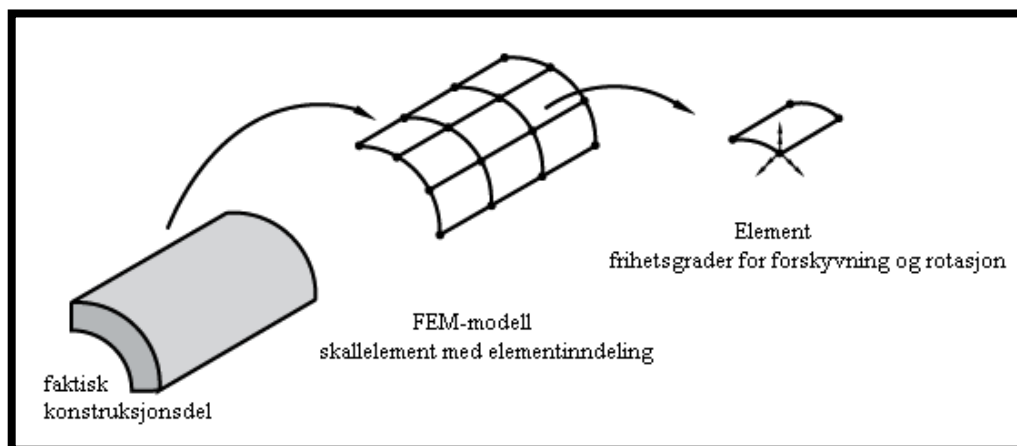
I samråd med prof. Svein Remseth ved NTNU har en her kommet frem til at det bør være tilstrekkelig å ta hensyn til kun de første 20 svingeformene til bygget. Dette fordi det ikke alltid vil være mulig å oppnå sum av modal masse lik 90 % av byggets totale masse, og antall nødvendige svingeformer vil avhenge av hvilke resultater en er interessert i. Resultatene i Tabell 9 er en god pekepinn på at løsningen konvergerer, og dette betyr at vår løsning er god nok.

4.3 Forutsetninger og antagelser

4.3.1 Valg av elementtyper

Abaqus har en mengde innebygde elementtyper med ulike egenskaper. Å velge elementtype kan være vanskelig ettersom det er så mange å velge mellom, men Abaqus anbefaler at en holder seg til de såkalt generelle elementtypene dersom en ikke har spesielle krav.

For vår analyse har en valgt å modellere dekker, vegger og dragere som skallelementer. Ved bruk av skallelementer forutsetter en at konstruksjonsdelen har konstant tykkelse, og at tykkelsen er mye mindre enn skallens utstrekning i de andre retningene. Det er altså en elementtype beregnet for modellering og beregning av plater. Konstruksjonsdelene modelleres som skall, og tykkelsen legges inn som en tverrsnittsegenskap for det aktuelle skallet i stedet for å modellere skallene med sin aktuelle tykkelse. Videre deles disse skallene opp i flere små elementer med frihetsgrader for både forskyvning og rotasjon. Figur 30 illustrerer nettopp dette.

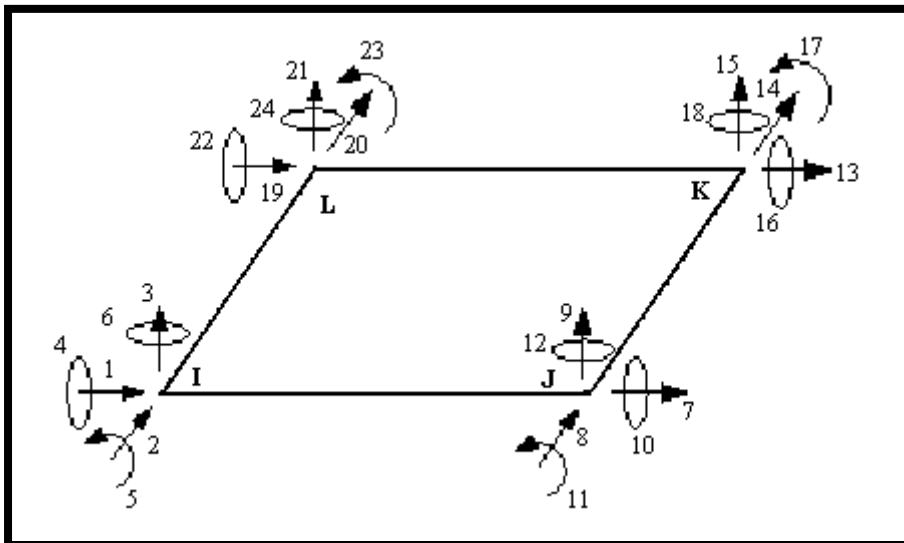


Figur 30: Modellering med skallelementer

Søylene i vår modell er modellert ved hjelp av bjelkeelementer. Det vil si at søylene er tynne streker i modellen, og søyletverrsnittets dimensjoner legges inn som tverrsnittsegenskaper for søylene.

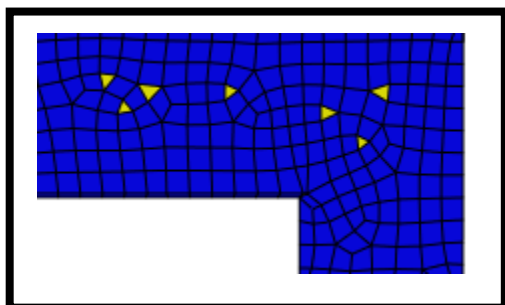
Her har vi brukt skallelement som i Abaqus kalles S4R og S3, og bjelkeelement for søylene er satt til elementtype B31.

S4R refererer til et firenoders firkantelement. S4R er et generelt skallelement som skal passe mange formål. Det er et såkalt dobbelkurvet element, noe som gjør elementet velegnet for tynne skall under bøyning. Elementtypen har redusert integrasjon, som er med på å redusere beregningstiden som trengs, uten at det går på bekostning av resultatenes nøyaktighet. S4R er også den elementtypen en finner desidert mest av i vår modell. Dette elementet har 6 frihetsgrader i hvert hjørne; forskyvning i 3 retninger, og rotasjon i 3 plan. Totalt har altså elementet 24 frihetsgrader. Se figur på neste side.



Figur 31: Skallelement S4R med 6 frihetsgrader i hver ende.

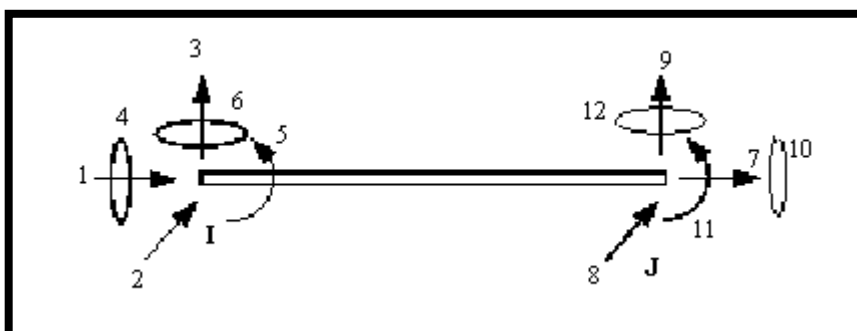
S3 er også et generelt skallelement. Navnet refererer til et trenoders trekantelement, som egentlig er et degenerert S4R firkantelement. Trekantelementet fremkommer ved at en lar to av firkantelementets hjørner sammenfalle, slik at en sitter igjen med et trekantelement med 6 frihetsgrader i hvert hjørne og 18 frihetsgrader totalt.



Vi bruker både trekantelementer og firkantelementer for å dele opp skallene, dette for å kunne lage en bedre elementinndeling uten å få problemer med dårlig elementform som tidligere nevnt. Figur 32 viser et utsnitt av et dekke, hvor en tydelig kan se hvordan elementinndelingen er en kombinasjon av trekant- og firkantelementer.

Figur 32: Fordeling av trekant- og firkantelementer.

Søylene er modellert med bjelkeelementer. B31 refererer til et tonoders lineært bjelkeelement i rommet. Bjelkeelementet har 6 frihetsgrader i hver ende, fordelt på 3 forskyvninger og 3 rotasjoner. Dette ser en illustrert i Figur 33.



Figur 33: Bjelkeelement B31 med 6 frihetsgrader i hver ende.

4.3.2 Stivhet av hulldekker

For å ta hensyn til at hulldekkene bærer mer i lengderetningen enn i tverretning, må dette legges inn i Abaqus. Dette ble løst ved å definere et eget material for hulldekkene, med ulike stivheter i lengde- og tverretning. En egen funksjon for å definere et ortotropisk material i plan spenningstilstand viste seg egnet for formålet. For å bruke denne funksjonen i programmet må en definere et eget material.

E-modul for hulldekkenes lengderetning er satt til 30GPa for å ta høyde for økt stivhet fra spennarmeringen. Dette kan også forsvares ut fra at betongen endrer oppførsel ved dynamisk belastning, på en slik måte at den vil være stivere ved høye akselerasjoner.

I hulldekkenes tverretning kan en forvente seg at ca 15 % av lasten blir tatt opp.

Velger å sette $E_2 = \frac{1}{8} \cdot E_1$

$$E_1 = 30GPa$$

$$\Rightarrow E_2 = \frac{1}{8} \cdot E_1 = \underline{3,75GPa}$$

Det ble deretter laget en testmodell i Abaqus, med et enkelt hulldekke 13m x 40m opplagt på fire vegger og belastet med egenlast og nyttelast. Når en da legger inn $E_2 = \frac{1}{8} \cdot E_1$, gir statisk beregning at korttidsnedbøyning for dekket blir 19mm, som virker som et fornuftig resultat. Dette tyder på antakelsen om forholdet mellom E_1 og E_2 er en brukbar antagelse.

Videre må en oppgi materialets tverrkontraksjonstall i xy-planet, ν_{12} . Velger å sette $\nu_{12} = 0,2$ som er standardverdi for betong.

Til slutt må en oppgi skjærmodul i tre plan, G_{12} , G_{13} og G_{23} .

$$G = \frac{E_1}{2 \cdot (1 + \nu)} = \frac{30 \cdot 10^9}{2 \cdot (1 + 0,2)} = \underline{12,5 \cdot 10^9}$$

For vår beregning forutsetter vi at skjærmodulen kan antas lik i alle retninger

$$G = G_{12} = G_{13} = G_{23}$$

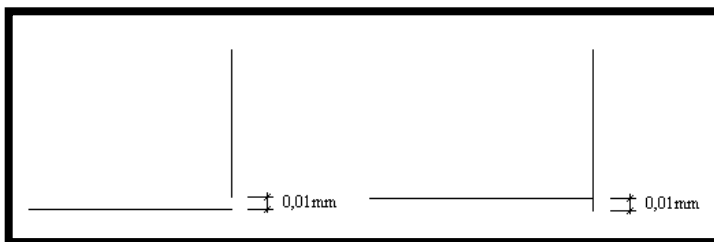
Det forventes ikke at valg av skjærmodul vil ha noen stor betydning for resultatene en får ut.

For øvrig modelleres dekkene som kontinuerlige, det vil si at det ikke tas hensyn til at hulldekkene egentlig bare spenner fra opplegg til opplegg og ikke over flere felt. Denne tilnærmingen vil gi noe lavere feltmomenter, og effekten av dette er nærmere vurdert i kapittel 5.4.

4.3.3 Oppsummering av erfaringer fra Abaqus

Da jeg i vinter begynte å jobbe med Abaqus, hadde jeg aldri tidligere vært borti programvaren, og det er heller ikke så mange som er godt kjent med programmet. Dette avsnittet er derfor en kort oppsummering av de erfaringer en har gjort seg i møte med en ny programvare.

Den første utfordringen var, som tidligere nevnt, å lage gode skisser. Skissene danner grunnlaget for modellen, som igjen danner grunnlaget for beregningen. For å få til en god modell er en avhengig av å ha gode skisser. En god skisse kjennetegnes ved at den er nøyaktig, samtidig som den ikke er mer komplisert enn nødvendig. Skissen bør være så enkel som mulig, og en må derfor til tider forenkle deler av konstruksjonen for å unngå problemer med modellen. Som tidligere nevnt har en møtt på mange problemstillinger knyttet til små unøyaktigheter. Små mellomrom, streker som så vidt skjærer hverandre, linjer som ligger "for nære" hverandre og lignende problemer har gått mye igjen. Mange av disse problemene har vist seg å ligge i AutoCAD-skissen, hvor det til tider har dukket opp små utilsiktede mellomrom for eksempel i hjørnet hvor to vegger møtes, som vist på Figur 34. Når en modellerer i Abaqus, innser en fort at det ofte er de minste feilene som gir størst problemer. Veldig små unøyaktigheter og feil gir vanligvis problemer på et eller annet vis, og ettersom feilene er så små kan de være vanskelige å lokalisere.



Som figuren viser, kan unøyaktigheter på hundredels millimeternivå skape problemer. Det har også dukket opp andre problemer av lignende art.

Figur 34: Typiske feil i skisser

De nevnte problemene med å få laget korrekte skisser, gav også en del problemer med elementinndelingen. Et eksempel på et slikt problem var i området hvor en drager ble avsluttet 1cm fra dekkekanten på skissen. Her hadde Abaqus problemer med å få til en elementinndeling uten elementer med dårlig form. Den enkleste måten å løse dette problemet på, var å gjøre den forenklingen at dragerne i slike tilfeller føres helt ut til dekkekanten hva modellen angår. På samme måte måtte en også gjøre andre lignende forenklinger, som var nødvendige for å få en fungerende modell, men som i praksis vil ha lite utslag på resultatene.

Som helt ny bruker av Abaqus-programvaren, er det lett å bli overveldet over de mange muligheter som finnes i programmet. Som nevnt tidligere i kapittelet brukes Abaqus til mange ulike formål i ulike bransjer. Måten Abaqus er bygd opp på, gjør det anvendelig til svært mange ulike oppgaver. Samtidig stiller dette høye krav til brukeren, som må sette seg godt inn i programmets virkemåte for å forstå hva en gjør til enhver tid.

En må gjøre en rekke valg når en skal foreta en analyse med Abaqus. Noen av valgene er direkte knyttet til kvaliteten av resultatene, mens andre valg og forutsetninger spiller en viktig rolle for tidsforbruk og dermed også kostnadene.

Min personlige oppfatning og erfaring, er at programmet er svært allsidig. Samtidig opplevdes terskelen for å komme i gang å være litt høy. Det er nokså krevende å sette seg inn i ny og såpass avansert programvare. Dokumentasjonen til programvaren er innholdsrik, men vanskelig å finne fram i. Denne inneholder brukermanual for modellering, brukermanual for analyser, eksempellarkiv, programmeringsmanual og teorimanual, for å nevne noen.

I utgangspunktet var planen å bruke skallelementer for å modellere søylene. Dette viste seg å bli vanskelig, ettersom Abaqus ikke ville akseptere modellen. I tillegg ble det mange problemer knyttet til elementinndeling rundt topp og bunn av søylene. Jeg valgte derfor i stedet å benytte bjelkeelementer for søylene, for å bli kvitt problemene med elementinndelingen. Løsningen ble til slutt å modellere samtlige søyler i bygget helt fra topp til bunn, for deretter å dele disse opp for hver etasje, og til slutt fjerne de søylene som ikke skulle stå i den aktuelle etasjen.

Søylene skapte også andre problemer. Dette fordi en del av søylene ikke stod helt riktig plassert på skissene. Når en da modellerte søylene som bjelkeelementer uten tykkelse, og søylene stod noen millimeter forskjøvet i forhold til hverandre, ble det problemer med elementinndelingen.

Om det er en ting jeg har lært fra arbeidet med å modellere bygget i Abaqus, er det at arbeidet er tidkrevende. Spesielt om skissene ikke er helt riktige fra begynnelsen av. Det er viktig å være nøye fra begynnelsen av ved utarbeiding av skisser, ellers kan det fort bety merarbeid. Det har gått mye tid til modelleringen, mye på grunn av alle justeringene som har vist seg nødvendige underveis. Noe av dette arbeidet kunne vært unngått om en hadde brukt mer tid fra starten av på å kvalitetssikre skissene, men litt vil det nok alltid være å rette på.

Selv om det har vært en tidkrevende prosess å gjøre denne analysen for første gang, trenger det ikke være like tidkrevende når en får litt trening i bruk av programvaren. Nye nyttige funksjoner og verktøy har dukket opp gjennom hele arbeidet, og slik har jeg forstått at også erfarne brukere av programmet opplever det.

Det kan i tillegg nevnes at det er viktig å jobbe systematisk med slike modeller. Ellers kan det bli vanskelig å holde styr på alt, når modellene blir kompliserte. En må blant annet se til at alle konstruksjonsdelene blir tilegnet materialegenskaper, og da kan det være vanskelig å finne ut hvilken en eventuelt har glemt i ettertid. I tillegg er det viktig å være konsekvent, når det gjelder for eksempel valg av retninger for plan og søyler.

For enkle analyser vil det nok finnes enklere programvare som en kan benytte seg av, men om en vil ha en kraftig programvare med muligheter for å takle det meste av avanserte konstruksjonsanalyser, er Abaqus et nyttig verktøy.

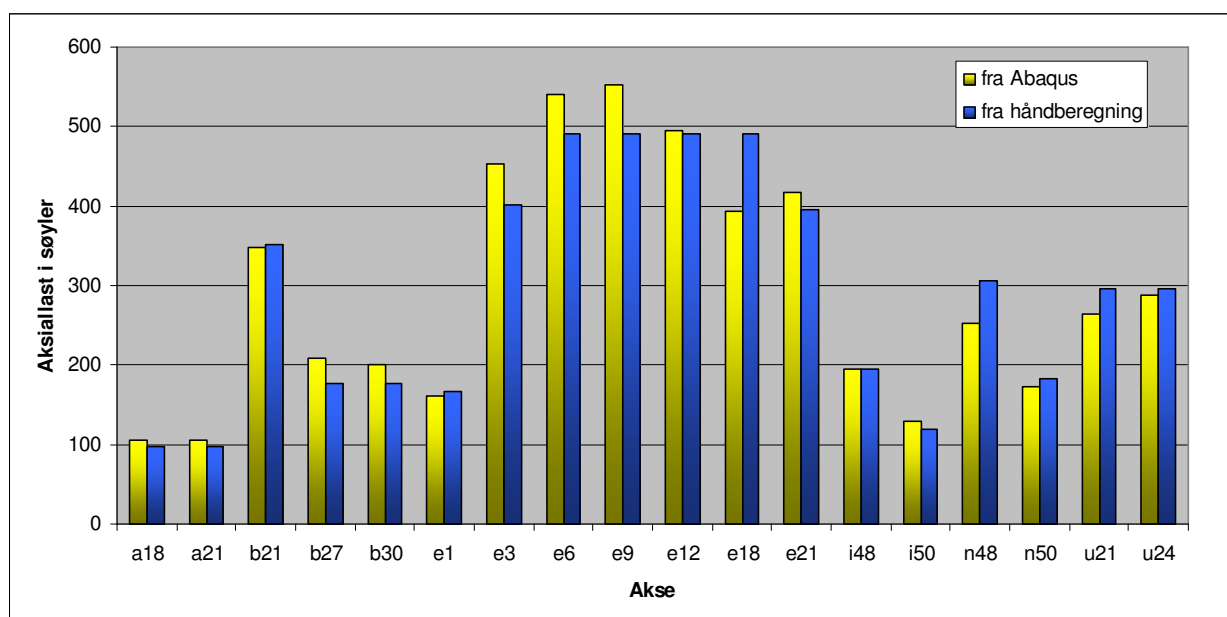
5 RESULTATER FRA FLERFRIHETSGRADSANALYSE

5.1 Kontroll av resultater

Det første en bør gjøre etter å ha kjørt en analyse i Abaqus, er å gå gjennom resultatene og vurdere om disse virker fornuftige ut fra enkle betraktninger. I kapittel 5.1 vurderer vi resultater fra statisk lasttilfelle, opp mot håndberegninger. På denne måten kan en sikre at beregningsmodellen virker fornuftig.

5.1.1 Aksiallast i søyler

Her har vi valgt å se på aksialkrefter på grunn av statisk lasttilfelle i 18 forskjellige søyler i 5. etasje, som det er forholdsvis enkelt å beregne for hånd. For disse søylene har vi hentet ut krefter fra Abaqus, beregnet aksialkraft ved forenklet håndberegning, og sammenlignet disse. På forhånd vil det være naturlig å forvente seg en viss spredning i resultatene, ettersom en gjør forenklinger ved håndberegningene. Resultatene fra beregningene finnes i Figur 35.



Figur 35: Aksiallast i søyler, på grunn av statisk last [kN].

Søylene er navngitt i henhold til aksekrysset de står i, se tegninger i vedlegg. De gule søylene representerer aksiallast fra statisk lasttilfelle hentet fra analysen gjort i Abaqus. De blå søylene representerer tilnærmede håndberegnete verdier. En ser at det er nokså godt samsvar mellom forventet belastning og resultater fra Abaqus. Noen av søylene får høyere last enn fra håndberegningene, og noen omvendt. Dette er helt i tråd med hva en ville forvente da analysen gjort med Abaqus er en FEM-analyse hvor det tas med flere kompliserte effekter enn hva som lar seg gjøre med enkle håndberegninger. De største avvikene ligger på $\pm 20\%$, men gjennomsnittlig ligger beregnede verdier fra Abaqus bare 2 % fra hva en hadde forventet seg.

Disse resultatene virker fornuftige, og tyder dermed på at modellen fungerer som tiltenkt.

5.1.2 Totale oppleggskrefter

En bør også kontrollere at byggets totale oppleggskrefter samsvarer med byggets totale masse. Fra Abaqus kan en hente ut byggets beregnede totale masse

$$M_{Abaqus} = 2,588 \cdot 10^7 \text{ kg} = 25880 \text{ tonn}$$

Videre kan en finne summen av byggets vertikale oppleggskrefter

$$R_{Abaqus} = 2,539 \cdot 10^8 \text{ N} = 253900 \text{ kN} \Rightarrow M = 25881 \text{ tonn}$$

Oppleggskreftene en har kommet fram til ser ut til å samsvare godt med byggets totale masse som beregnet av programmet.

I tillegg kan det være lurt å forsikre seg om at modellen er riktig ved å kontrollere om byggets beregnede masse virker fornuftig.

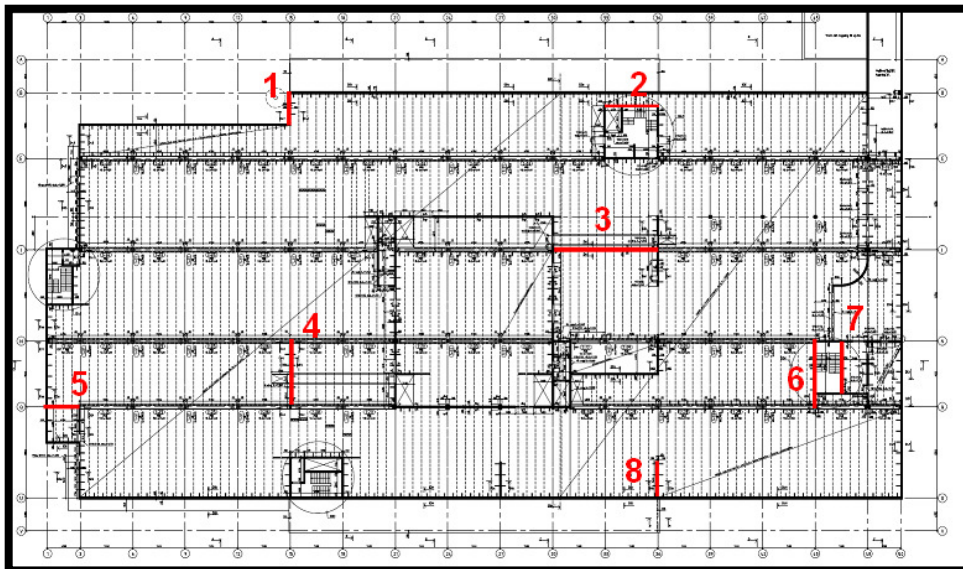
For enfrihetsgradsanalysen i kapittel 3 beregnet vi forenklet byggets totale masse til å være 15705 tonn. En må huske på at dette tallet kun representerer byggets totale masse over terrengnivå, ettersom den forenklete beregningen tar utgangspunkt i denne. For å sammenligne med resultatene fra Abaqus må en korrigere for dette. Om en deretter tar med tilnærmet vekt av underetasjen, kommer en fram til et grovt anslag for byggets totale masse på

$$M_{\text{tilnærmet}} = 2,506 \cdot 10^7 \text{ kg} = 25060 \text{ tonn}$$

Ut fra disse tallene er det tydelig at vår beregningsmodell i Abaqus virker fornuftig og ser ut til å gi resultater som stemmer godt med forventede verdier.

5.1.3 Aksialkraft i bunn av vegger

For å få en siste kontroll av resultatene, har vi her sett på vertikale oppleggskrefter i bunn av noen av byggets veggskiver. Oppleggskreftene kan sammenlignes med forenklete håndberegninger, for å gi en pekepinn på om beregningsmodellen fungerer som tenkt. Som med søylene skulle en også her forvente at en får en hvis variasjon, hvor noen av veggene får mer og noen mindre last enn forventet, innenfor rimelighetens grenser. Allikevel er det mer usikkerhet knyttet til lastfordeling nedover i etasjene, som gjør at vi må regne med noe større variasjoner. Dette fordi vi med våre enkle håndberegninger må gjøre antagelser og forenklinger.

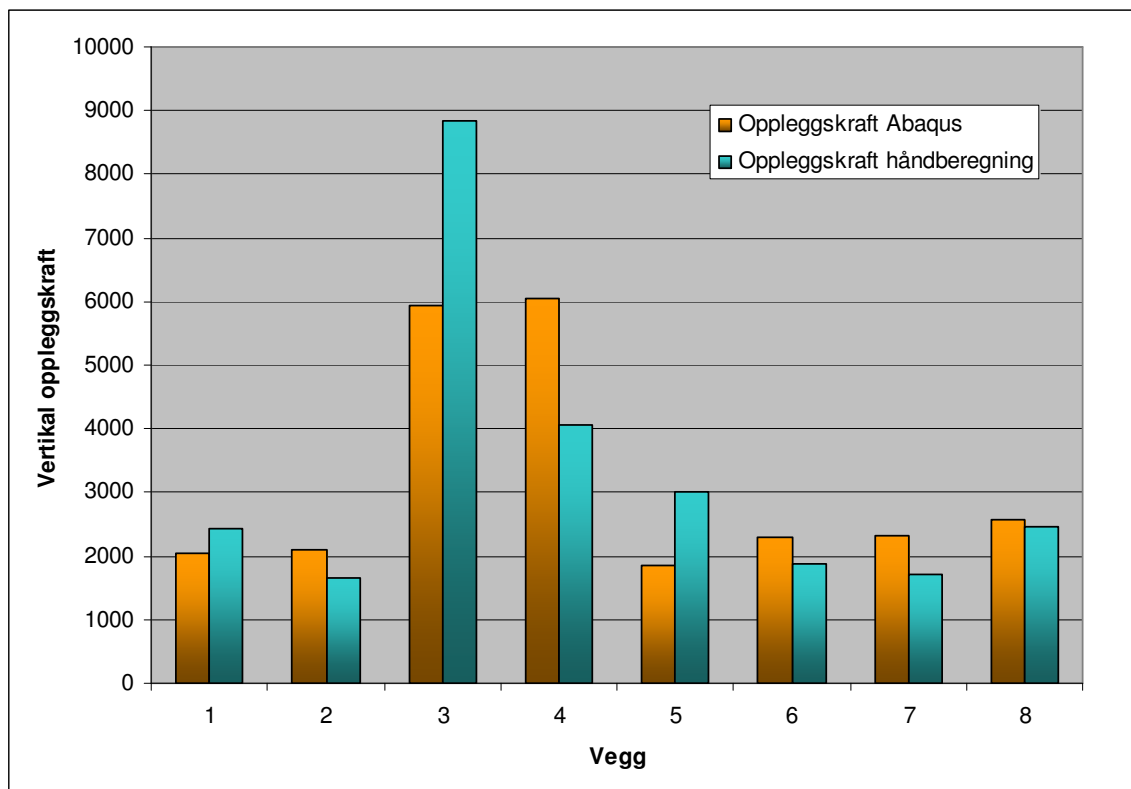


Figur 36: Vegger for kontroll av vertikal oppleggskraft.

Markert med en rød strek på Figur 36 finner vi de veggene vi har valgt å kontrollere vertikal oppleggskraft for. Resultatene kan ses på Figur 37.

Som vi hadde forventet er det større avvik mellom forventet last og virkelig last i hver vegg, sammenlignet med avviket for søylene. Dette kan tyde på at den vertikale lastfordelingen nedover i etasjene er mer komplisert enn håndberegningene har tatt høyde for. Alt i alt ser det allikevel ut til at resultatene kan være riktige.

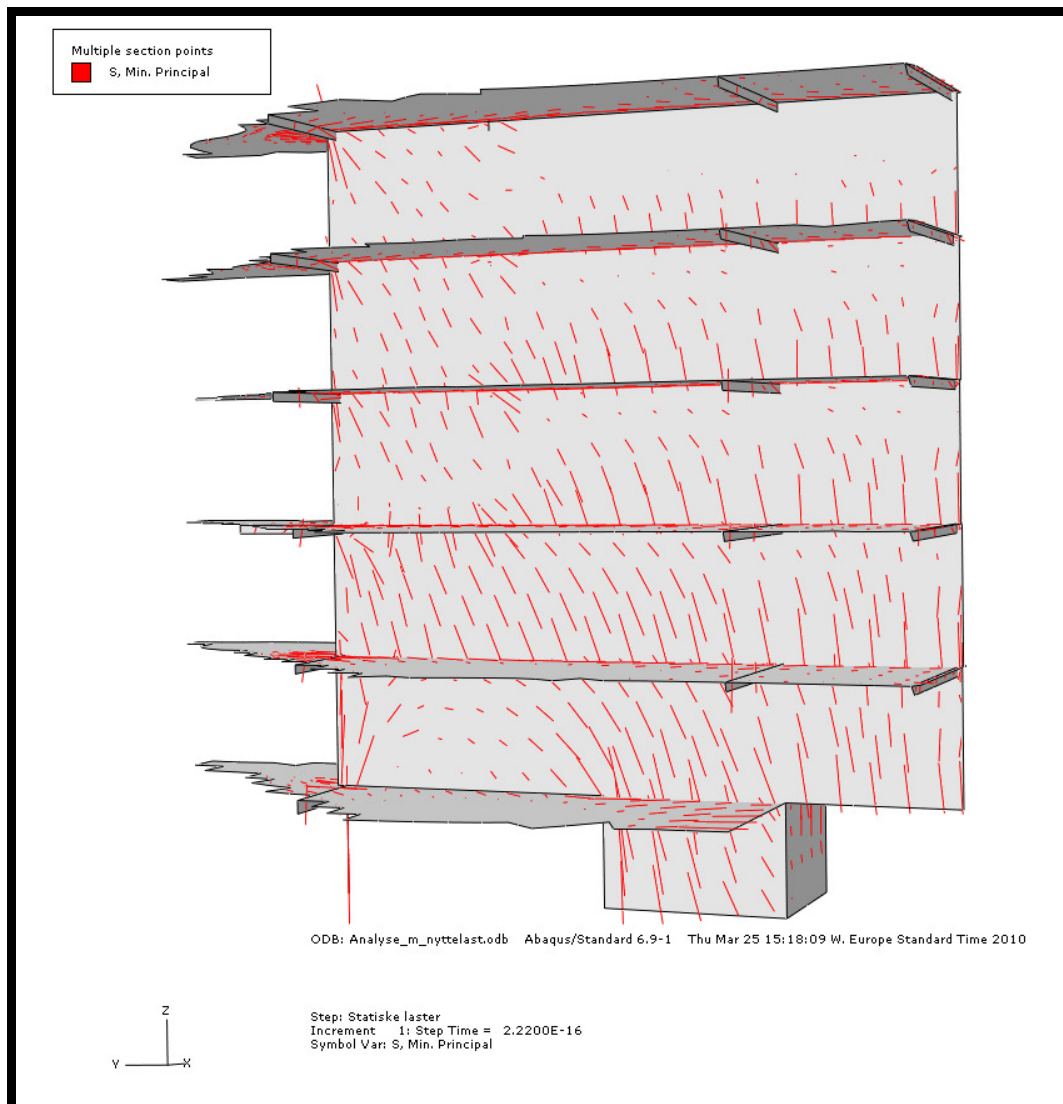
Noen av avvikene er nokså store, men gjennomsnittlig ligger de beregnede verdiene fra Abaqus bare 6 % fra hva en hadde forventet seg.



Figur 37: Oppleggskraft i vegger, på grunn av statisk last. [kN]

5.1.4 Fordeling av laster

Som nevnt i forrige delkapittel er det knyttet noe usikkerhet til hvordan lastene fordeler seg nedover i konstruksjonen. Dette ser ut til å være en viktig forklaring på hvorfor enkelte av søylene i underetasjen får mindre last enn forventet, samtidig som noen av veggene får mer last enn forventet. Det er spesielt søylene under en veggskive som får lavere laster enn våre grove håndberegninger antydte.



Figur 38: Fordeling av trykkspenninger gjennom veggskive på grunn av statisk last.

På Figur 38 kan en se hvordan trykkspenninger i betongen fordeler seg gjennom en av byggets veggskiver i det statiske lasttilfellet. Trykkspenningene er vist ved hjelp av røde streker, hvor lengden representerer størrelsen av spenningen. Det kan se ut til at en større del av trykkspenningene føres ned i veggen, enn vi først hadde antatt. Vi får en slags innspenning ved den korte veggskiven i bunn, som er med på å avlaste søylen. Dette kan forklare avviket mellom håndberegninger og verdier fra Abaqus, ettersom vi har antatt at en større andel av lasten bæres av søylen.

Som nevnt er slike effekter vanskelige å ta hensyn til ved enkle håndberegninger, så dette kan forklare forskjellen mellom håndberegningene og resultatene fra FEM-analysen i Abaqus. På dette grunnlag er avviket forståelig.

5.2 Resultater fra svingefrekvensberegningen

Frekvensberegningen gir oss byggets svingeformer, og deres egenfrekvenser. Svingefrekvensen for de første 20 svingeformene, både med og uten bidrag fra nyttelast kan sees i Tabell 10. Venstre side av tabellen viser resultat for beregning uten påført nyttelast, høyre side viser beregning for lasttilfelle hvor en har tatt med nyttelast multiplisert med lastfaktor 0,3.

Tabell 10: Svingeformer og egenfrekvenser (Hz) for analyse med og uten nyttelast

E I G E N V A L U E O U T P U T				
UTEN NYTTELAST				
MODE NO	EIGENVALUE	FREQUENCY	EIGENVALUE	FREQUENCY
1	362.23	3.0291	325.63	2.8720
2	423.86	3.2766	380.12	3.1030
3	447.58	3.3671	386.85	3.1304
4	457.40	3.4038	394.69	3.1619
5	550.23	3.7333	494.46	3.5390
6	742.19	4.3359	641.56	4.0313
7	779.46	4.4434	674.09	4.1322
8	872.15	4.7002	744.67	4.3431
9	911.96	4.8063	797.06	4.4933
10	940.42	4.8807	839.50	4.6114
11	1041.3	5.1357	931.30	4.8570
12	1045.2	5.1454	936.31	4.8700
13	1107.7	5.2970	976.91	4.9745
14	1248.8	5.6243	1112.1	5.3075
15	1279.3	5.6926	1117.8	5.3211
16	1292.0	5.7207	1122.4	5.3322
17	1300.0	5.7383	1133.9	5.3593
18	1346.5	5.8402	1158.7	5.4176
19	1354.3	5.8570	1176.5	5.4590
20	1370.6	5.8921	1201.3	5.5162

Egenfrekvensene spenner fra $\omega_n = 2,9 - 5,9$ Hz . Svingeperiode er gitt ved:

$$T_n = \frac{1}{\omega_n}$$

Det vil si at de 20 første svingeformene har egensvingeperioder i området $T_n \approx 0,17 - 0,35$ s . Om vi sammenligner med Figur 7 ser vi at det er disse svingeperiodene som ligger rundt toppunktet på kurven, som igjen er de svingeformene vi er mest interessert i.

En kan også merke seg at svingeformene for konstruksjon med nyttelast har noe lavere svingefrekvenser enn tilfellet uten påført nyttelast. Dette er som forventet, ettersom en tyngre konstruksjon har større treghet og vil svinge saktere. For vår konstruksjon kan det se ut til at alle svingefrekvensene for tilfellet med nyttelast reduseres til $\approx 90 - 95 \%$ av frekvensene for beregning uten nyttelast. Eller sagt på en annen måte, det ser ut til at tillegget på $0,3 \cdot$ nyttelast medfører $\approx 5 - 10 \%$ reduksjon i svingefrekvens for alle svingeformer.

Videre er det interessant å studere effektiv modal masse for de ulike svingeformer. Effektiv modal masse sier noe om hvor stor masse som er i bevegelse ved den aktuelle svingeformen. Tallene gir en indikasjon på svingeformens viktighet, om en svingeform har et stort bidrag i en av kolonnene vil dette si at den er viktig å ta med for å oppnå gode resultater.

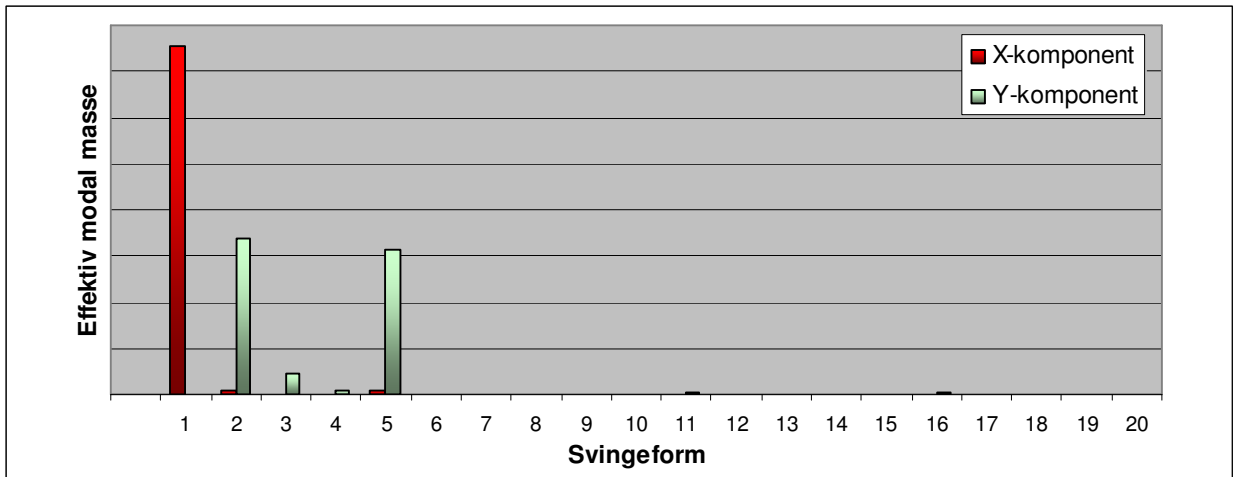
Tabell 11: Effektiv modal masse for de 20 første svingeformene, medregnet bidrag fra nyttelast.

E F F E C T I V E M A S S						
MODE NO	X-COMPONENT	Y-COMPONENT	Z-COMPONENT	X-ROTATION	Y-ROTATION	Z-ROTATION
1	1.34669E+07	2307.5	6678.2	5.33891E+06	2.23140E+09	1.33633E+10
2	1.28301E+05	6.97795E+06	68.425	1.20483E+09	4.14952E+07	4.49511E+08
3	662.33	83392.	1.45949E+05	5.62346E+06	6.03521E+07	5.74548E+06
4	831.36	37484.	2.17002E+05	2.06992E+08	8.87781E+07	9.08925E+05
5	1.31848E+05	5.48410E+06	39.954	9.64279E+08	1.48005E+07	2.06685E+10
6	1522.8	6557.8	8233.7	2.08345E+07	1.36479E+07	8.26356E+06
7	1706.3	33.516	9713.9	2.83904E+05	5.25539E+06	18665.
8	18.727	507.12	71077.	1.29197E+08	3.97561E+08	2.57141E+06
9	127.65	8996.0	17547.	4.66509E+06	8.05060E+06	5.53225E+06
10	192.92	9666.1	41457.	1.33275E+08	2.94854E+07	1.91994E+05
11	5399.2	41772.	3.74061E+05	3.75406E+07	1.69822E+09	2.71579E+08
12	1293.2	2.5862	5.24187E+05	6.11396E+06	1.73512E+08	15522.
13	131.51	50.363	1.03350E+06	1.63435E+09	2.39803E+08	3.94981E+06
14	41257.	51690.	24698.	3.02218E+07	1.78608E+08	9.91820E+06
15	365.72	108.35	87759.	1.33759E+06	2.79006E+07	57614.
16	9022.7	8106.8	1537.8	1.90408E+07	6.42575E+07	2.08674E+07
17	300.52	1444.1	6.51191E+05	7.45894E+06	1.80718E+08	2.83364E+05
18	45.821	7.3462	4822.7	5.73984E+05	90799.	3415.6
19	3617.6	1089.2	7718.9	4.52374E+07	3.50748E+07	90139.
20	72.831	43.186	34798.	5.89247E+07	9.32981E+07	2.19950E+05
TOTAL	1.37937E+07	1.27153E+07	3.26204E+06	4.51612E+09	5.58231E+09	3.48114E+10

Det første en legger merke til, er at det største bidraget til effektiv total masse i X-retning kommer fra svingeform 1. Tilsvarende ser vi at svingeform 2 og 5 bidrar mest til effektiv total masse i Y-retning. Dette er illustrert i Figur 39, hvor en ser hvor mye svingeform 1, 2 og 5 bidrar til resultatene. Bidraget fra svingeformene med høyere svingefrekvens enn de 5 første ser ut til å være forsvinnende lite. En må allikevel huske på at også disse svingeformene kan ha betydning avhengig av hvilken respons en ser på, som diskutert tidligere.

Når det gjelder kolonnen for Z-komponenten, er denne mer komplisert å tolke. Når bygget eksiteres vertikalt, vil vertikalelementenes aksialstivheter virke inn. Søylar og vegger vil ha høye svingefrekvenser, og svingningene vil bli kompliserte. Denne kolonnen er ikke viktig for vår analyse, og blir derfor ikke nærmere diskutert her.

Kolonnene for rotasjon om de tre hovedaksene viser hvor mye av bygget som er utsatt for torsjon, ved å liste opp svingeformens torsjonsmasser. Høye tall antyder at svingeformen er en såkalt torsjonssvingeform. Vi ser at spesielt svingeform 1 og 5 har høye torsjonsmasser. En perfekt konstruksjon ville hatt alle tallene i de tre kolonnene lik null, slik at en kun har translasjon og ingen rotasjoner, men dette er selvsagt ikke mulig i praksis.



Figur 39: Forhold mellom bidrag fra de 20 første svingformene.



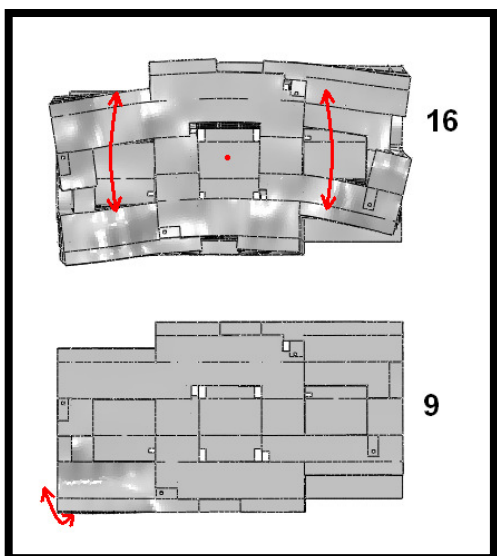
Figur 40: Svingeformer 1, 2 og 5

Figur 40 illustrerer hvordan de 3 viktigste svingeformene ser ut. Figurene viser bygget vårt sett ovenfra, i maksimalt deformert tilstand. Forskyvningen er skalert opp for å tydeliggjøre forskyvningene. Røde piler illustrerer svingeformens bevegelse, og rød prikk illustrerer tilsynelatende rotasjonspunkt. De 3 svingeformene er typiske globale svingeformer.

For svingeform 1 ser en at bygget svinger tydelig frem og tilbake i byggets lengderetning, samtidig som det er en liten forskyvning i tverretning også.

Svingeform 2 er en torsjonssvingeform hvor hele bygget vrir seg om vertikalaksen. Horizontal forskyvning ser ut til å være vesentlig større i venstre ende sammenlignet med høyre ende.

Svingeform 5 er også en torsjonssvingeform. Denne kan minne veldig om nummer 2, bare speilvendt. Horizontal forskyvning er størst i høyre ende, og mye mindre i venstre ende.



Figur 41: Svingeformer 9 og 16.

I Figur 41 ser en svingeform 9 og 16. Ingen av disse har spesielt store bidrag til modal masse om en ser i Figur 41, men de er tatt med her for å illustrere flere typiske svingeformer.

Svingeform 16 er en ny torsjonssvingning hvor hele bygget vrir seg. Om en sammenligner med Tabell 10 ser en at denne har tilnærmet dobbelt så høy frekvens som svingeform 1.

Svingeform 9 er en typisk lokal svingeform. Skyggen en ser på dekket i nedre venstre hjørne illustrerer at her svinger dekket opp og ned. I dette området står søylene på utkragede bjelker, og hele området begynner å svinge opp og ned på de nederste dragerne. Svingeform 9 er bare en av mange lokale svingeformer.

5.3 Tilleggslaster fra jordskjelv

Tilleggslastene beskrevet her er resultatene vi har fått responspektrumanalysen med Abaqus.

5.3.1 Trykkraft i søyler og vegger

Tabell 12 på neste side viser aksiallast i mange av søylene i kjelleren. Her kan en sammenligne statiske laster mot tilleggslaster på grunn av jordskjelv. Tabellen viser resultater for analysen både med og uten medregnet $0,3 \cdot$ nyttelast. Kolonnene merket *statisk* viser aksiallast fra det statiske lasttilfellet (i ulykkesgrensetilstand). Kolonnene merket *Seismiske tilleggslaster* viser aksial tilleggslast på grunn av det gitte responspekteret a, b eller c. Kolonnen for dimensjonerende aksiallast viser statisk last summert med maksimum dynamisk last, og representerer dimensjonerende aksiallast for den aktuelle jordskjelvanalysen. Statisk last har negativt fortegn fordi alle søylene er under trykk. Den seismiske lasten kan ha både positivt eller negativt fortegn, verdien må tolkes som en absoluttverdi og en må kontrollere belastninger for begge fortegn. I dette avsnittet ser vi på maksimale trykkrefter.

Dimensjonerende aksiallast i søyler viser seg å bli størst for lasttilfellet med nyttelast inkludert. Det kan allikevel være interessant å merke seg at for søylene E-15 og E-18 er de seismiske tilleggslastene størst for lasttilfellet uten nyttelast. Når dimensjonerende aksiallast allikevel er gitt av lasttilfellet med nyttelast, er det fordi den statiske lasten blir vesentlig høyere med nyttelast inkludert.

Lengst til høyre er noen kolonner merket *Utnyttelse av kapasitet*. *Bruddlast*-kolonnen viser hvor stor andel av søylens kapasitet mot knekking som er utnyttet i *bruddgrensetilstand*. Kolonnen merket *Seismisk utnyttelse* viser hvor stor del av kapasiteten mot knekking i *ulykkesgrensetilstand* som utnyttes ved jordskjelvtilfellet. Det er altså viktig å ha klart for seg at kapasiteten bak de to utnyttelsene er forskjellige, som også er nærmere diskutert i kapittel 2.6.

Alle søylene har høyest utnyttelse i bruddgrensetilstand, på grunn av høyere kapasitet og lavere dimensjonerende laster i ulykkesgrensetilstand. Gjennomsnittlig er utnyttelsen ved bruddgrensetilstand vesentlig høyere enn for seismisk last i ulykkesgrensetilstand. Ut fra de aktuelle tallene, kan det se ut til at det ville vært tilstrekkelig å dimensjonere søylene etter bruddgrenselasten.

Søylene har mer enn tilstrekkelig kapasitet for opptredende aksialkrefter i et jordskjelvtilfelle.

Tabell 13 på neste side, viser vertikal oppleggskraft i bunnen av veggskiven. Ellers kan kolonnene tolkes tilsvarende som for Tabell 12. Nummerering av vegger er i henhold til Figur 36. Tilsvarende som vi har sett for søylene, er også dimensjonerende seismisk last for veggene størst for lasttilfellet medregnet $0,3 \cdot$ nyttelast.

Når det gjelder utnyttelsen av veggene er det klart at deres kapasitet er langt fra utnyttet, enten det gjelder bruddlast eller seismisk last, men den seismiske lasten gir i flere tilfeller tilnærmet dobbel utnyttelse sammenlignet med bruddlast.

Søyle	Ab aqus u/nyttelast				Dim.				Ab aqus m/nyttelast				Dim.		Utnyttelse av kapasitet	
	Statisk last (-)	Seismiske tilleggslaster			Dim. aksiallast	Statisk last (-)	Seismiske tilleggs laster			Dim. aksiallast	Bruddlast utnyttelse	Seismisk utnyttelse				
		a (±)	b (±)	c (±)			a (±)	b (±)	c (±)							
E-9	2783	95	103	295	-3078	3212	111	124	349	-3561	45 %	15 %				
E-15	1161	303	1317	364	-2478	1337	287	1236	315	-2573	44 %	11 %				
E-18	2386	28	68	20	-2454	2773	29	64	19	-2837	46 %	12 %				
E-30	2250	20	9	6	-2270	2609	22	9,3	6,4	-2631	37 %	11 %				
E-42	1894	53	96	33	-1990	2216	56	104	36	-2320	26 %	10 %				
I-15	2974	1035	313	297	-4009	3420	1103	333	317	-4523	37 %	23 %				
I-18	2893	858	260	247	-3751	3315	915	278	263	-4230	40 %	21 %				
N-33	1263	393	198	122	-1656	1411	416	203	128	-1827	37 %	9 %				
N-39	1410	42	26	15	-1452	1657	45	27	16	-1702	15 %	9 %				
Q-9	1555	37	57	111	-1666	1840	39	113	95	-1953	15 %	10 %				
Q-18	1790	1243	689	392	-3033	2047	1319	697	408	-3366	37 %	15 %				
Q-36	1200	591	1332	435	-2532	1356	627	1409	462	-2765	45 %	12 %				
Q-42	2407	68	141	139	-2548	2787	74	153	161	-2948	31 %	12 %				

Tabell 12: Aksiallast søyler ved jordskjelvbeklastning med og uten nyttelast. [kN]

Vegg	Ab aqus u/nyttelast				Dim.				Ab aqus m/nyttelast				Dim.		Utnyttelse av kapasitet	
	Statisk last (-)	Seismiske tilleggs laster			Dim. aksiallast	Statisk last (-)	Seismiske tilleggs laster			Dim. aksiallast	Bruddlast utnyttelse	Seismisk utnyttelse				
		a (±)	b (±)	c (±)			a (±)	b (±)	c (±)							
1	1820	272	1240	338	-3060	2040	267	1181	302	-3221	19 %	25 %				
2	1949	2478	1836	890	-4427	2100	2641	1920	943	-4741	8 %	15 %				
3	5270	4490	1820	1347	-9760	5930	4768	1915	1430	-10698	24 %	17 %				
4	5320	1595	2614	875	-7934	6058	1677	2530	832	-8588	17 %	22 %				
5	1620	621	274	195	-2241	1855	663	310	209	-2518	26 %	13 %				
6	3075	3277	3621	1464	-6696	2284	3618	3837	1583	-6121	7 %	18 %				
7	2208	2084	1927	837	-4292	2309	2291	2035	905	-4600	7 %	14 %				
8	2250	517	1216	397	-3466	2560	564	1290	423	-3850	18 %	18 %				

Tabell 13: Vertikal oppleggskraft i bunn av vegger ved jordskjelvbeklastning med og uten nyttelast. [kN]

5.3.2 Strekkraft i søyler

Det må også kontrolleres at strekkspenningene ikke blir for store i noen av søylene. I det statiske lasttilfellet er alle søylene under trykk, men for jordskjelvtilfellet skal en dimensjonere søylene for de seismiske tilleggslastene i Tabell 12 både som strekk og trykk. Det vil si at en må tenke seg de seismiske lastene hentet fra Abaqus som en absoluttverdi, og kontrollere om søylene kan ta opp strekkraften som kan inntreffe i søylene. Dette gjøres ved å kontrollere at søylearmingene har tilstrekkelig kapasitet til å ta opp strekkraftene.

Tabell 14: Strekkrefter i søyler [kN]

Søyle	Abaqus u/nyttelast				Ugunstigste kombinasjon	Abaqus m/nyttelast				Ugunstigste kombinasjon
	Statisk	Seismisk ±				Statisk	Seismisk ±			
		a	b	c			a	b	c	
E-9	-2783	95	103	295	-2488	-3212	111	124	349	-2863
E-15	-1161	303	1317	364	156	-1337	287	1236	315	-101
E-18	-2386	28	68	20	-2318	-2773	29	64	19	-2709
E-30	-2250	20	9	6	-2230	-2609	22	9,3	6,4	-2587
E-42	-1894	53	96	33	-1798	-2216	56	104	36	-2112
I-15	-2974	1035	313	297	-1939	-3420	1103	333	317	-2317
I-18	-2893	858	260	247	-2035	-3315	915	278	263	-2400
N-33	-1263	393	198	122	-870	-1411	416	203	128	-995
N-39	-1410	42	26	15	-1368	-1657	45	27	16	-1612
Q-9	-1555	37	57	111	-1444	-1840	39	113	95	-1727
Q-18	-1790	1243	689	392	-547	-2047	1319	697	408	-728
Q-36	-1200	591	1332	435	132	-1356	627	1409	462	53
Q-42	-2407	68	141	139	-2266	-2787	74	153	161	-2626

Som vi ser i Tabell 14 har en i de fleste søyler så store trykkrefter fra det statiske lasttilfellet, at det ikke blir strekkrefter i søylene selv om en legger sammen statisk last (trykk) og seismisk last (strekk). Det er allikevel noen søyler som får strekkrefter, dette skjer i søyler med en kombinasjon av lav belastning på grunn av statiske laster og høy belastning på grunn av dynamiske laster.

$$6\phi 25 \Rightarrow A_s = 2946 \text{ mm}^2$$

$$N_f = 156 \text{ kN}$$

$$N_d = \frac{f_{sk} \cdot A_s}{\gamma_M} \cdot 10^{-3} = \frac{500 \cdot 2946}{1,1} \cdot 10^{-3} = 1340 \text{ kN}$$

$$N_f \leq N_d \Rightarrow \text{ok}$$

En kan altså med god margin fastslå at søylene er i stand til å ta opp strekkraftene som kan oppstå i konstruksjonen.

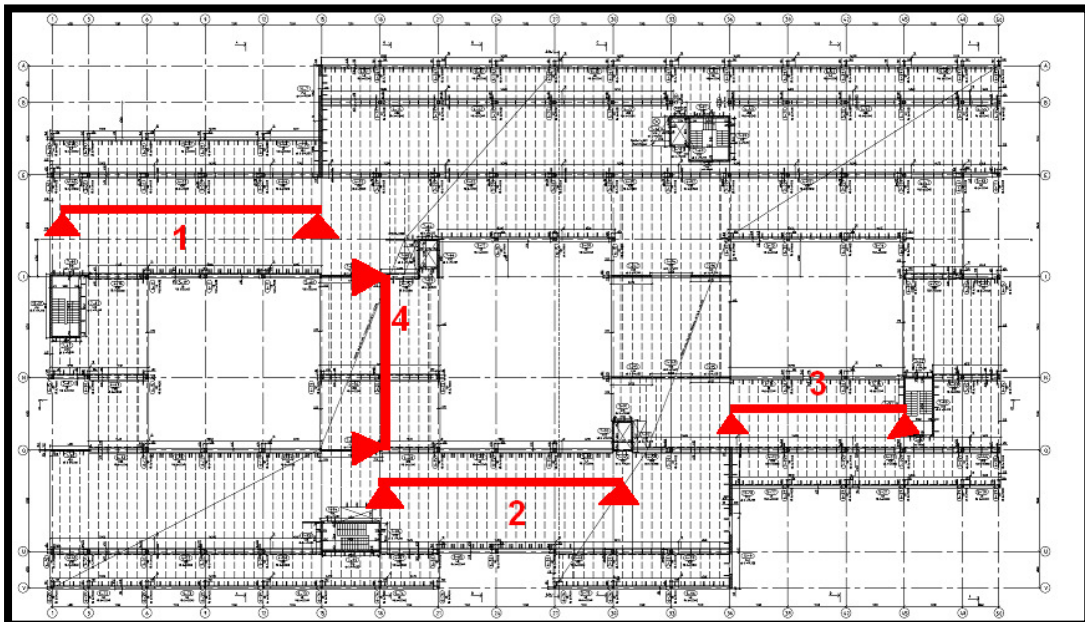
I tillegg må en kontrollere at søylene er festet tilstrekkelig til å kunne overføre de aktuelle strekkraftene. Dette skal ikke være noe problem for våre søyler, så det blir ikke nærmere dokumentert her.

5.3.3 Moment i dekkeskiver

Vi har i tillegg studert skivemomenter i dekkene. Helt forenklet har en her valgt fire tilfeldige snitt gjennom bygget, og studert momenter i de horisontale skivene for hver etasje og hvert snitt. Når vi bare har valgt å betrakte skivemoment i fire ulike snitt, er dette fordi det er nokså tidkrevende å hente ut hvert tall fra Abaqus. I tillegg er det mange lasttilfeller som må kontrolleres for hvert snitt, så vi må begrense datamengden noe.

En kan tenke seg at dekket er som en høy drager, når det belastes med en horisontal linjelast langs dekket. Da kan en grovt gjøre antagelsen at dekket oppfører seg som en bjelke, hvor veggskivene fungerer som opplegg. Dette er illustrert i Figur 42, uten å ta hensyn til innspenningsforhold.

Vi har beregnet moment i midten av "bjelkene" 1 til 4, ved å integrere opp spenninger over dekkets "høyde", multiplisert med avstand fra nøytralaksen.



Figur 42: Forenklet betraktning for skivemomenter.

Resultatene fra dette er satt opp i Tabell 15 på neste side. Vi ser at for de fleste snittene og lasttilfellene øker momentet oppover i etasjene. Momentene er generelt nokså små i dekket over 1. etasje, og mye høyere i dekket over 5. etasje. Dette er som forventet, og henger sammen med at horisontal last per dekke øker oppover i etasjene.

Dimensjonerende moment er gitt ved det høyeste momentet på den aktuelle linja i tabellen.

Noen av tallene kan virke mer tilfeldige, uten et tydelig mønster. Noe av forklaringen bak dette kan være bygningens geometri. Jo mer regulær geometri, jo tydeligere vil en se et system i tallene. Her kan det tenkes at for eksempel spenningskonsentrasjoner nær hjørner er en feilkilde ved beregning av momentet.

Se for øvrig nærmere diskusjon rundt skivemoment i dekker i 6.2 Skivemoment i dekker.

Tabell 15: Horisontale moment i dekkeskiver, på grunn av seismiske laster [kNm/m].

Snitt 1	Dekke over etasje	Abaqus u/nyttelast Seismisk			Abaqus m/nyttelast Seismisk		
		a	b	c	a	b	c
	1	5,2	3,7	12,7	7,2	0,5	17,3
	2	181,6	50,3	407,5	343,5	115,2	23,5
	3	208,5	403	160,1	214,7	390,5	168,5
	4	295,9	531,1	200	305,5	514,6	212,1
	5	398,4	700,8	278,1	404,3	641,4	283

Snitt 2	Dekke over etasje	Abaqus u/nyttelast Seismisk			Abaqus m/nyttelast Seismisk		
		a	b	c	a	b	c
	1	87,1	181,6	54,2	89,7	184	45,8
	2	147,1	389	121,2	97	311,6	65,5
	3	187,6	192,3	120	204,5	200,8	164,7
	4	419,6	124,8	142,6	648,3	256,9	250,3
	5	362,1	238,7	203,4	757	196,7	239,5

Snitt 3	Dekke over etasje	Abaqus u/nyttelast Seismisk			Abaqus m/nyttelast Seismisk		
		a	b	c	a	b	c
	1	20,9	4,9	9,3	17,7	1,3	8,9
	2	106,7	240,7	66,5	57,4	356,6	184,8
	3	164,4	48,9	1,5	47,7	74,5	67,2
	4	161,2	108,9	21,4	5,7	55,1	71,2
	5	261,6	171	1	183,7	19,8	54,7

Snitt 4	Dekke over etasje	Abaqus u/nyttelast Seismisk			Abaqus m/nyttelast Seismisk		
		a	b	c	a	b	c
	1	65,5	78,7	28,4	71,4	78,7	26,1
	2	204,1	14,6	6,1	105,2	153	298,3
	3	381	30,3	89,1	311,5	18,7	54,8
	4	608,4	271,1	174,9	504,9	186,3	123,4
	5	626,3	275	182,6	664,9	284,6	187,7

5.3.4 Trykkspenninger i søyler

Videre har vi studert trykk- og strekkspenninger i betongen, og sammenlignet disse med tillatte betongspenninger i ulykkesgrensetilstand i henhold til Norsk Standard.

$$f_{cn} = 34,3 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = \frac{f_{cn}}{\gamma_M} = \frac{34,3 \text{ N/mm}^2}{1,2} = 28,6 \text{ N/mm}^2$$

Tillatt betongtrykkspenning er dermed $28,6 \text{ N/mm}^2$ for tilfellet med jordskjelvløst.

Tabell 16 **Error! Reference source not found.** viser trykkspenninger i åtte utvalgte søyler. Søylerne er valgt ut fra hvilke søyler som hadde høye spenninger enten på grunn av statisk eller seismisk last. De søylerne som har høye spenninger på grunn av statisk last, vil ha mindre å gå på for å ta opp de seismiske lastene.

Tabell 16: Trykkspenning i bunn av søyler [N/mm^2].

Søyle	Abaqus u/nyttelast				Dim. trykkspenning	Abaqus m/nyttelast				Seismisk utnyttelse	
	Statisk	Seismisk tilleggslast				Statisk	Seismisk tilleggslast				
		a	b	c			a	b	c		
E-6	9,04	0,27	0,29	0,79	9,83	10,92	0,33	0,35	0,94	11,9	41 %
E-9	9,17	0,33	0,34	1,04	10,21	11,13	0,38	0,39	1,23	12,4	43 %
E-12	3,93	0,26	0,49	0,63	4,56	9,9	0,3	0,45	0,74	10,6	37 %
E-15	3,93	1,43	5,22	1,43	9,15	4,78	1,13	4,6	1,17	9,4	33 %
I-15	11,2	4,07	1,36	1,18	15,27	12,8	4,17	1,36	1,21	17,0	59 %
I-18	8,81	2,4	0,89	0,71	11,21	11,2	2,57	0,93	0,75	13,8	48 %
Q-18	6,55	3,86	2,32	1,24	10,41	7,55	4,09	2,31	1,29	11,6	41 %
Q-36	3,86	1,77	4,01	1,32	7,87	4,45	2,01	4,56	1,51	9,0	32 %

Også her ser en at søylerne får størst trykkspenninger i lasttilfellet med nyttelast. Allikevel er den seismiske tilleggslasten for søyle E-15 høyere for lasttilfellet uten nyttelast ($5,22 \text{ N/mm}^2$) enn den er for lasttilfellet inkludert nyttelast ($4,6 \text{ N/mm}^2$).

Den høyeste trykkspenningen i søylerne viser seg å være

$$\sigma_{trykk} = 17 \text{ N/mm}^2$$

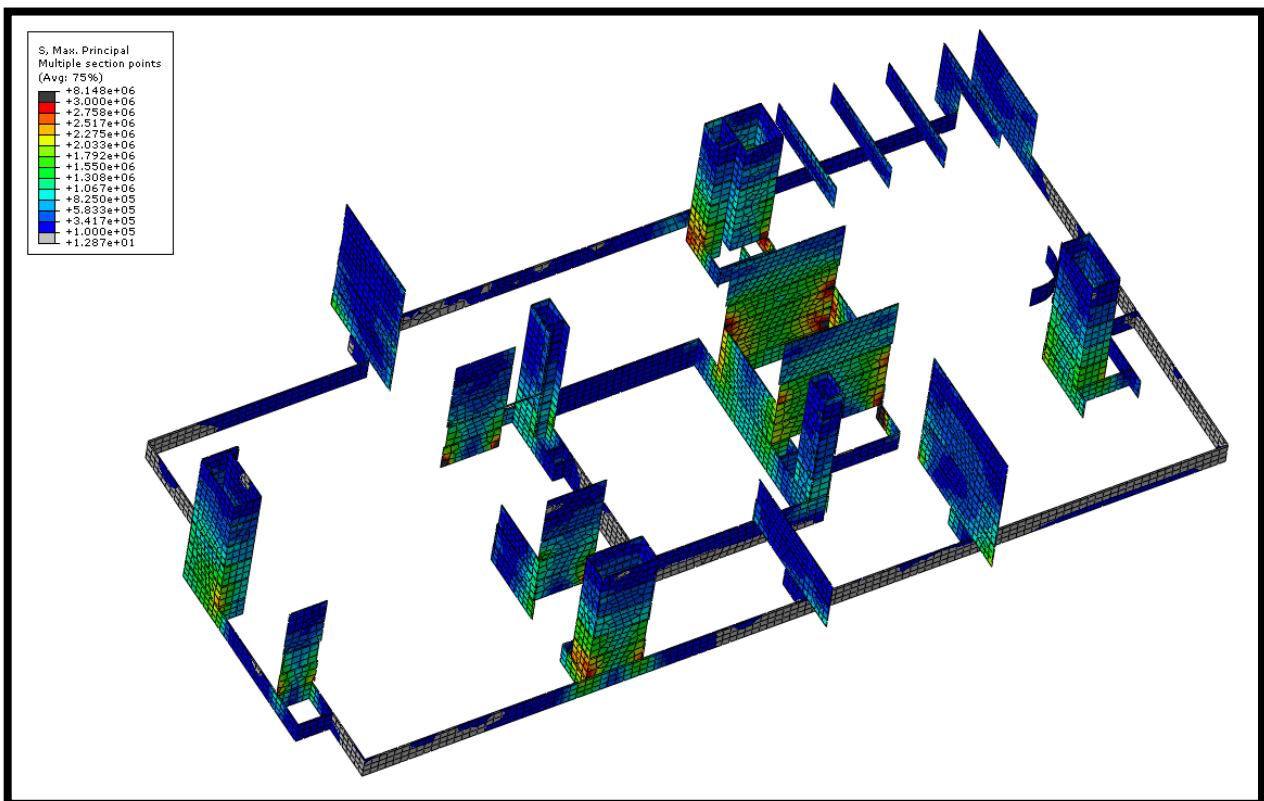
σ_{trykk} tilsvarer 59 % utnyttelse av kapasiteten. Dette er godt til den sikre siden, selv om vi ikke tar tatt hensyn til kapasitet av armeringen.

5.3.5 Spenninger i vegger

Veggene i bygget må også kontrolleres på tilsvarende vis som søylene i forrige avsnitt, for å sikre at spenningene i betongen ikke blir for stort i noe punkt av veggskivene. Ved kontroll av spenninger i betongen, finner en at største trykkspenning i veggskivene på grunn av statisk last er $13,4 \text{ N/mm}^2$. Videre er største spenning fra de ulike seismiske lasttilfellene $\pm 8,2 \text{ N/mm}^2$. Om vi da gjør en konservativ antagelse, og forutsetter at disse to maksimumsverdiene for trykkspenninger opptrer i samme punkt, får vi

$$\sigma_{\max} = 13,4 \text{ N/mm}^2 + 8,2 \text{ N/mm}^2 = 21,6 \text{ N/mm}^2$$

Ettersom vi ser at $\sigma_{\max} = 21,6 \text{ N/mm}^2 \leq f_{cd} = 28,6 \text{ N/mm}^2$ er det klart at veggene ikke skal ha noen problemer med å ta opp de trykkspenninger som måtte opptre i konstruksjonen.



Figur 43: Fordeling av trykkspenninger i vegger parallele med byggets lengderetning [Pa].

5.3.6 Bøyemoment i søyler

Abaqus beregner søylene som innspent i topp og bunn, og vi må derfor kontrollere at søylene er i stand til å ta de momentene som oppstår under et jordskjelv. Her har vi derfor valgt å kontrollere den søylen i hver etasje som har størst moment. Vi har funnet moment om begge akser, i tillegg til aksiallast i jordskjelvtilfellet. Deretter har vi kontrollert søylenes kapasitet mot knekking ved den gitte lasten i ulykkesgrensetilstand.

Hvilken søyle som er mest utnyttet, avhenger ikke bare av størrelsen på momentbelastningen, men også av størrelsen på trykkreftene som virker i søylen. Derfor er det ikke tilstrekkelig å kun kontrollere søylen med høyest moment.

Tabell 17: Kontroll av søylenes momentkapasitet.

Etasje	Søyleakse	Bøyemoment		Aksiallast		Utnyttelse
		X-X	Y-Y	Statisk	Dynamisk	
		[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	
U	Q36	1,5	26,6	1356	1409	0,18
1	E1	20,7	7	795	47	0,10
2	Q6	6,3	48,2	1265	137	0,18
3	Q9	6,3	73,2	595	47	0,26
4	B48	7,3	26,2	189	13	0,13
5	Q24	9	28,2	304	22	0,11

Resultatene er satt opp i Tabell 17, hvor en ser at alle de kontrollerte søylene har tilstrekkelig kapasitet til å ta opp momentene som kan oppstå under et jordskjelv. Den søylen som får det høyeste momentet, har en utnyttelse på 0,26.

Ut fra de tallene vi har funnet her ser det dermed ut til at kapasiteten er mer enn tilstrekkelig. Her har vi valgt å ikke kontrollere flere søyler, ettersom vi er mest interessert i prinsippet.

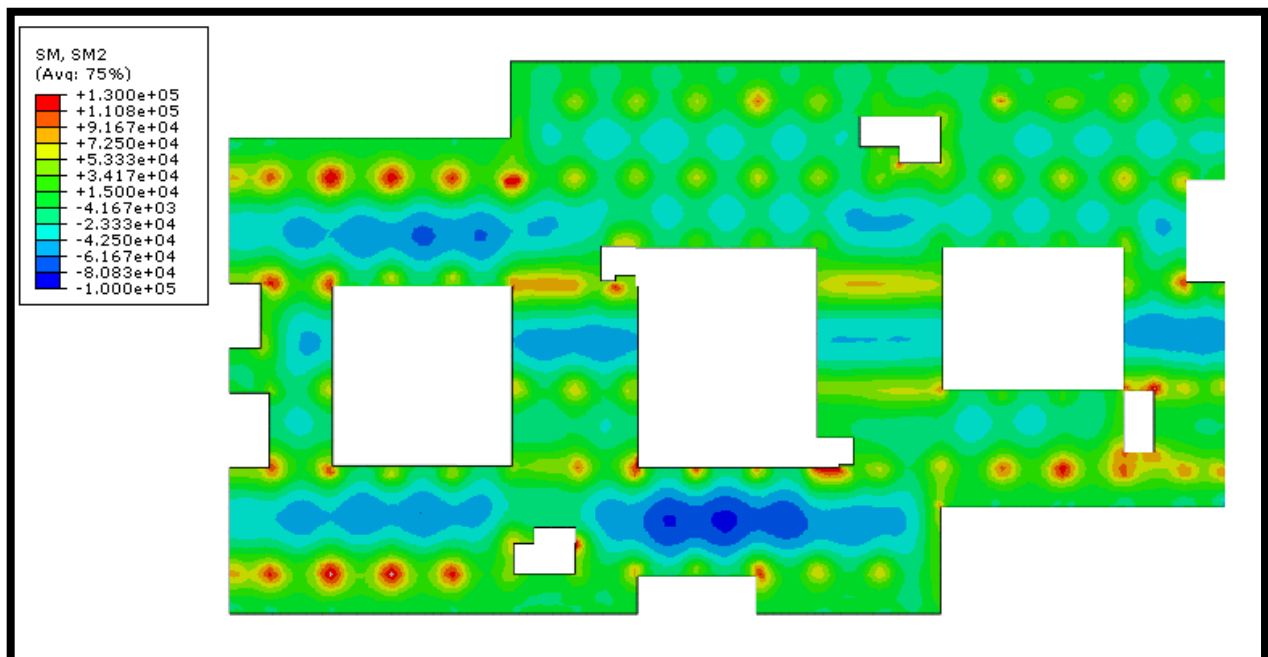
5.3.7 Bøyemoment i dekker

Bøyemomenter i dekker må også kontrolleres. Det bør nevnes at dekkene i vår analyse er modellert som kontinuerlige, det vil si at det ikke er tatt hensyn til at dekkene er leddet over opplegg på dragerne. Effekten av denne tilnærmingen er nærmere diskutert i kapittel 5.4. Resultatene i kapittel 5.3.7 kommer fra beregninger hvor dekkene er modellert som kontinuerlige.

I Figur 44 ser en hvordan momentene i dekket (om x-aksen) fordeler seg for det statiske lasttilfellet. Maksimalt feltmoment blir

$$M_{s, felt} = 86 \text{ kNm} / \text{m}$$

Kontroll av kapasitet for hulldekker HD320 har vist at hulldekkene ikke har noen problemer med å ta opp en slik last.



Figur 44: Bøyemomenter i d.o. 3. etasje på grunn av statisk last. (Nm/m)

Figur 45 på neste side viser momenter i et dekke ved 3 ulike tilfeller av seismisk last. Figurene a), b) og c) skyldes de seismiske lastkombinasjonene som beskrevet i kapittel 3. Figur a) viser lasttilfellet hvor en påfører størst seismisk akselerasjon i byggets lengderetning, b) er påført størst seismisk last i tverretning, og c) er påført størst seismisk akselerasjon i vertikalretningen.

Både tilfelle a) og b) har nokså like maksimale feltmomenter

$$M_{felt} = 25kNm/m$$

Dette momentet er relativt lite, sammenlignet med momentene på grunn av statisk last. For å finne dimensjonerende momenter i dekkene for seismisk last, må en summere momenter fra Figur 44 med momenter fra Figur 45 a), b) eller c). Videre må en huske på at momentene i Figur 45 viser absoluttverdier, slik at en dermed må undersøke

$$M = M_s \pm M_i$$

der

M_s er moment fra statisk last

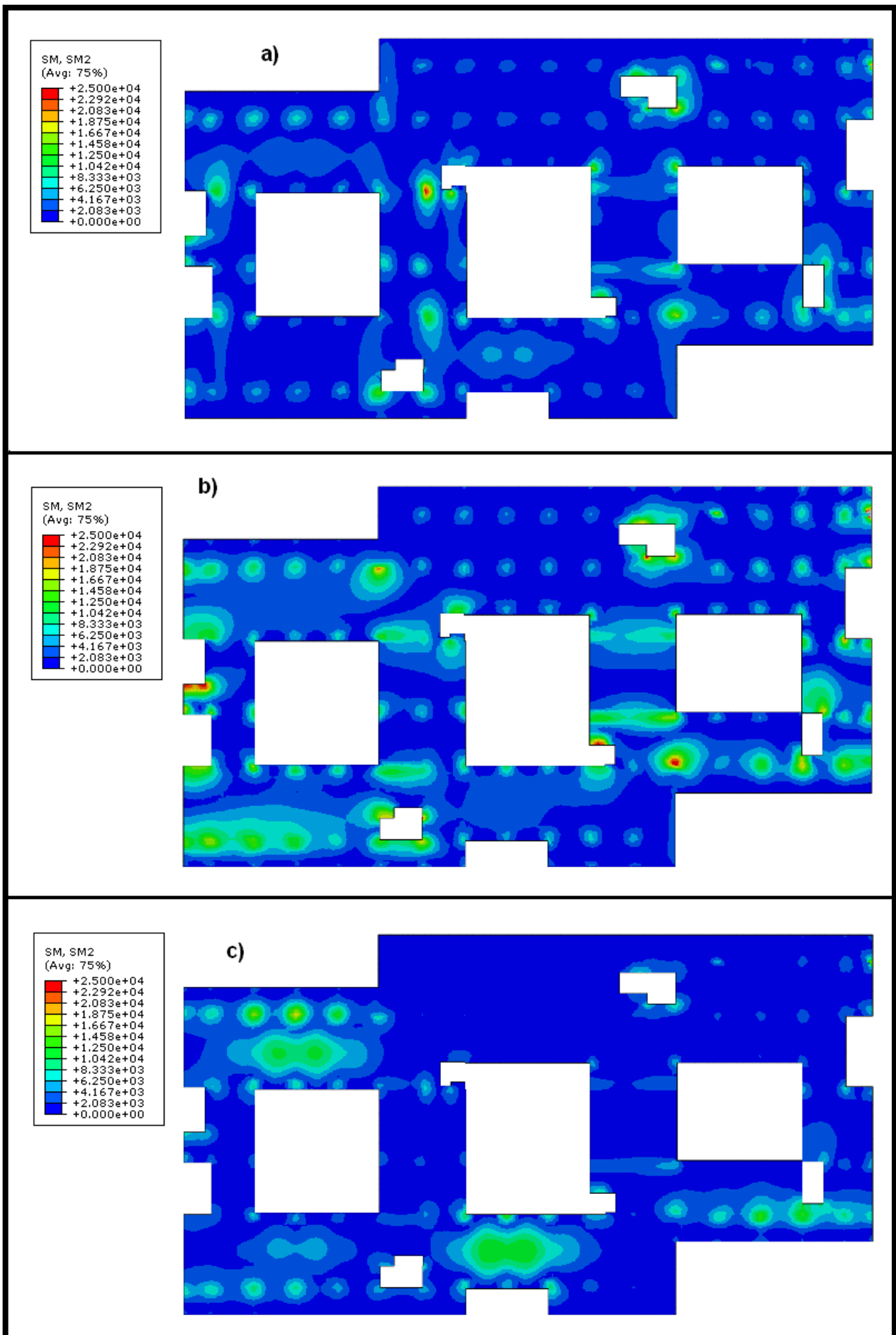
M_i er moment fra seismisk last

$i = a, b, c$

og M er dimensjonerende moment for seismisk lasttilfelle

Hvordan momentfordelingen blir når en legger sammen de ulike bidragene på denne måten, kan sees på figurer i vedlegg. Ettersom momentene på grunn av seismisk last her blir så lave sammenlignet med momenter på grunn av statisk last, blir momentdiagrammet svært likt det vi hadde for statisk lasttilfelle.

Når det gjelder tilfelle c) gir dette noe lavere belastninger enn de to andre. Dette er i tråd med regnereglene i standarden, hvor det står at en ved moderate spennvidder kan se bort fra denne lastkombinasjonen. Samtidig kan vi legge merke til at de to områdene hvor en har mest belastning i figur c), også er de områdene med størst belastning i Figur 44 på grunn av statisk last. Dette er ikke unaturlig, ettersom tilfelle c) i hovedsak er påført vertikal seismisk akselerasjon.



Figur 45: Bøyemomenter i d.o. 3. etasje på grunn av jordskjelvløst. (Nm/m)

5.3.8 Membrankrefter i dekker

Videre har vi kontrollert membrankrefter i dekkene, som oppstår når dekkene deformeres. En kan fra Abaqus hente ut kreftene som virker i dekkene, og få disse framstilt grafisk, som vist i Figur 47 på neste side. Her ser en krefter i dekkets lengderetning for dekket over 4. etasje i N/m, for lasttilfellet med nyttelast inkludert. Som diskutert tidligere, må også disse tallene tolkes som absoluttverdier. Dette fordi en kun finner absoluttverdier for laster ved responspektrummetoden.

Figur 47 viser tre ulike figurer, med krefter i dekket på grunn av henholdsvis responspekterkombinasjon a, b og c, som beskrevet i 2.4.6.

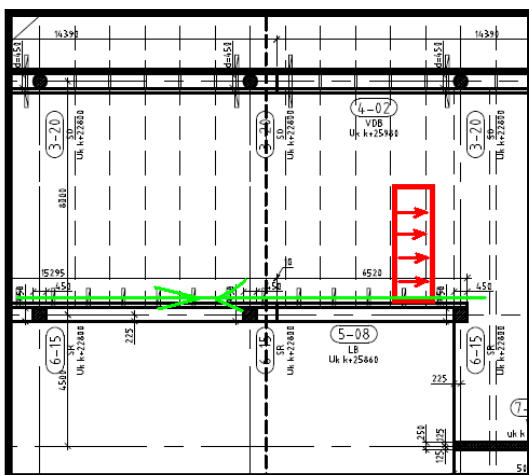
Det første en kan merke seg ved Figur 47 er at belastningene er størst ved tilfelle a), hvor grunnakselerasjonen er størst i byggets lengderetning. Noe lavere er belastningene for tilfelle b), og lavest for tilfelle c). Det samme mønsteret går igjen for alle dekkene i bygget, tilfelle a) ser ut til å gi oss størst krefter i samtlige dekker.

En kan også legge merke til at det er flere likheter mellom figurene for de ulike lasttilfellene. Selv om lastene på en figur er større enn en annen, er det allikevel tydelige likheter mellom dem. Flere av punktene med høyest belastning på figur a) kan en også finne igjen som et område med høy belastning både i figur b) og c). Dette er også et mønster som har vist seg å gå igjen i alle byggets etasjer.

Oppsummert ser vi at området med størst belastning er i figur a), med strekkspenninger bortimot

$$F = 130kN / m$$

Disse kreftene kan tas opp ved å legge armeringsjern langs kanten av dekket, og forankre armeringen i tilstøtende hulldekkeelementer.

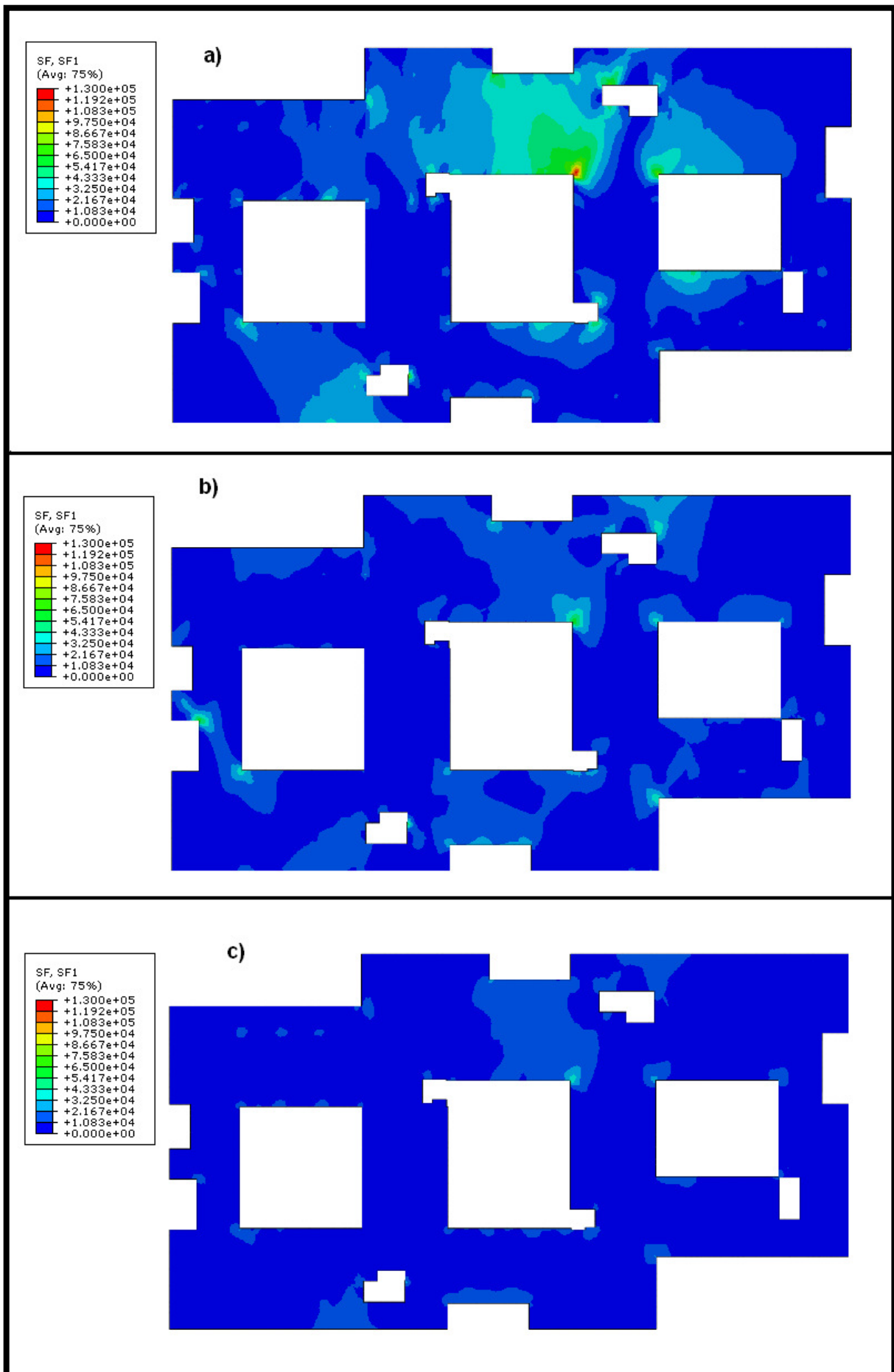


Figur 46: Randarmering langs hulldekker.

Om vi legger 3Ø20 her, har disse en kapasitet på

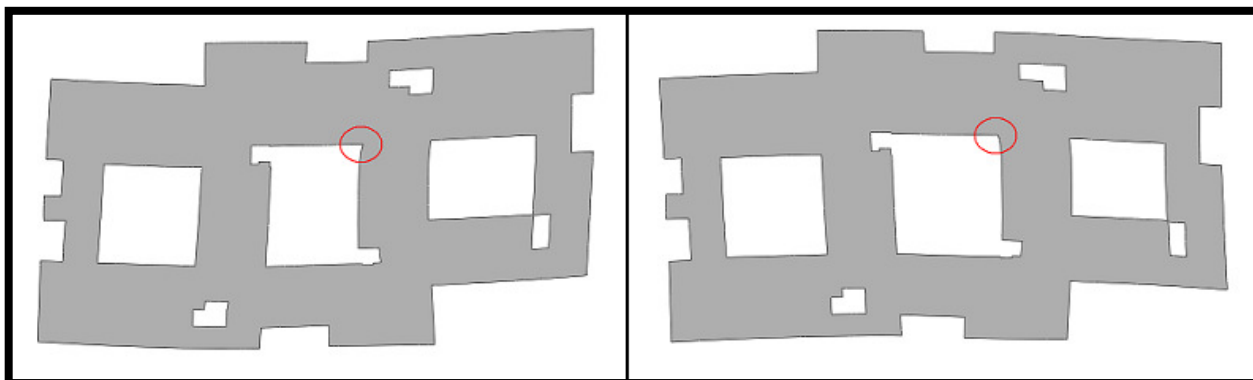
$$F_d = A_s \cdot f_{SD} = 3 \cdot 314 \cdot \frac{500}{1,1} = 428kN$$

$F_d \geq F_T \Rightarrow$ Vi skal ikke ha problemer med å ta opp de aktuelle membrankreftene.



Figur 47: Trykk- og strekkrefter i dekkets lengderetning, d.o. 4. etasje [N/m]

Videre kan det være interessant å undersøke hvorfor den største belastningen oppstår akkurat der den gjør i figur a) på forrige side. For å forstå dette må en studere konstruksjonens dynamiske oppførsel. Figur 48 illustrerer nettopp dette. Om vi ser på dekket over 4. etasje, ser en at det aktuelle hjørnet mot atrium i midten av bygget vrir seg sterkt. Når de andre hjørnene i bygget forblir tilnærmet rettvinklet, er vinkelendringen i dette hjørnet relativt stor. Deformasjonene har sammenheng med byggets fordeling av stivhet, med tanke på plassering og lengde av avstivende veggskiver. Dette forklarer dermed de store belastningene som oppstår i dette området.



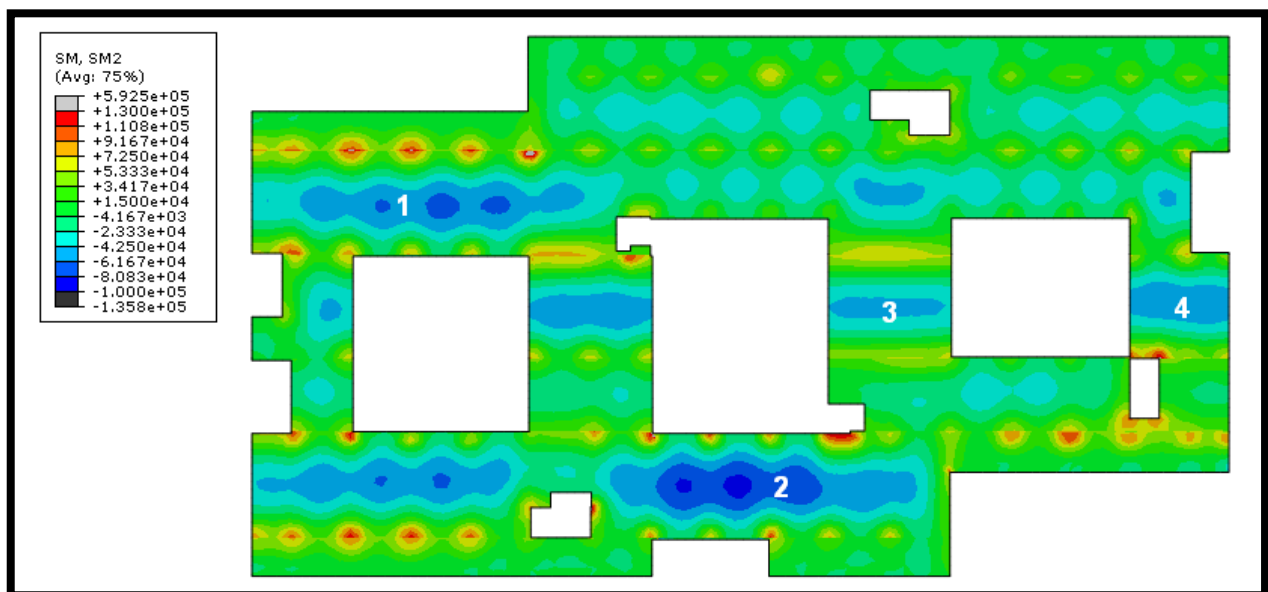
Figur 48: Oppskalerte horisontaldeformasjoner i d.o. 4. etasje.

5.4 Effekt av kontinuerlige dekker

Som tidligere nevnt er dekkene i vår analyse modellert som kontinuerlige, det vil si at det ikke er tatt hensyn til at dekkene er leddet over opplegg på dragerne. Denne problemstillingen kan det være interessant å studere nærmere, for å finne ut hvor stor effekt det har å gjøre denne tilnærmingen. Dette gjør vi ved å foreta nye beregninger hvor vi legger inn ledd i dekket over opplegg, og sammenligne de nye resultatene med resultatene for beregningen med kontinuerlige dekker.

I Figur 44 ser en at vi får momenter i overkant over støtter, på grunn av at dekkene er modellert som kontinuerlige. Dette vil ikke være helt riktig, og vi forventer at vi ved å ta bort kontinuiteten over opplegg vil få noe økte feltmomenter, men at momentdiagrammet ellers vil være på samme form.

Figur 49 viser momentfordelingen når vi legger inn ledd over dragerne, og er langt på vei lik den i Figur 44. Det som endres er reduserte moment over støtter, og noe økte feltmomenter.



Figur 49: Bøymomenter i d.o. 3. etasje på grunn av statisk last. (Nm/m)

Det mest interessante vil være å finne ut hvor mye feltmomenter reduseres ved å forutsette hulldekkene som kontinuerlige over opplegg. Som en enkel test har vi derfor undersøkt maksimale feltmoment i de nummererte feltene på figuren over, for to ulike modeller. En modell hvor dekkene er modellert som kontinuerlige, og en annen hvor en har tatt hensyn til at hulldekkene er leddet over opplegg. Resultatene kan en se i Tabell 18 på neste side.

Tallene i tabellen tyder på at det ikke får så store konsekvenser om en modellerer hulldekker som kontinuerlige over opplegg. Det største avviket har en i felt 3, hvor feltmomentet blir ~10% lavere når en forutsetter kontinuitet.

Det ser ikke ut til at vi gjør noen grove feil ved å bruke tilnærmingen at vi beregner dekkene som kontinuerlige. Samtidig er det nokså tidkrevende å legge inn ledd i alle dekkene, så en ønsker gjerne å greie seg uten dette. Derfor velger vi her å fortsette med resultatene fra våre beregninger hvor en har forutsatt kontinuerlige dekker.

Tabell 18: Maksimale feltmomenter i dekke på grunn av statisk last.

Felt	Kontinuerlig HD	Ikke-kontinuerlig HD
	Maks. feltmoment [kNm/m]	Maks. feltmoment [kNm/m]
1	66	70
2	85	87
3	43	48
4	57	60

Hadde en hatt mer tid kunne en gjerne studert dette nærmere ved å skaffe seg et større tallgrunnlag, men dette arbeidet er nokså tidkrevende og blir derfor ikke prioritert her.

6 SAMMENLIGNING AV RESULTATER

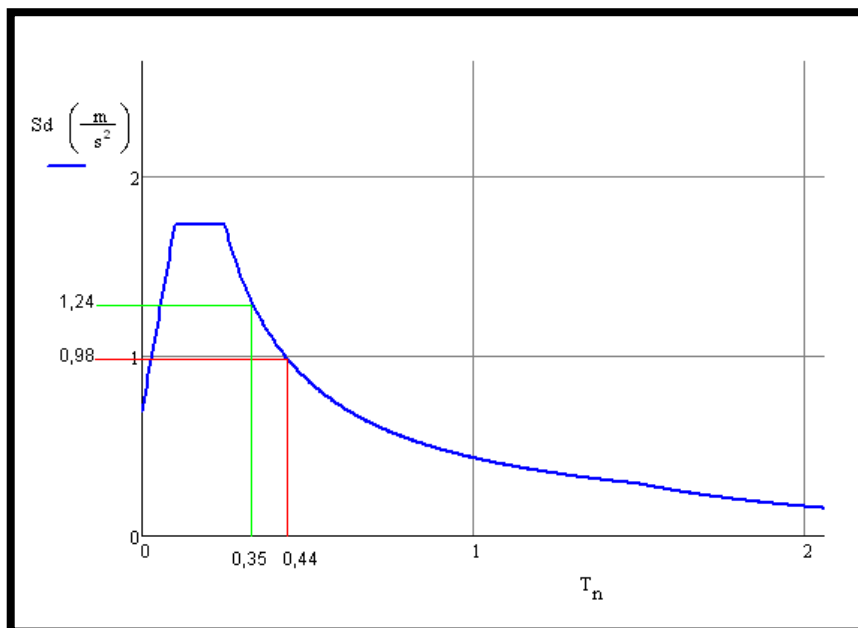
6.1 Svingeperioder

Vår forenklete beregning i kapittel 3 gav oss en beregnet første svingeperiode på

$$T_{forenklet} = 0,44s$$

Fra frihetsgradsanalysen i Abaqus beregnet vi de 20 første svingeperioder, hvor den første svingeperioden ble funnet til å ha $T_{n,1} \approx 0,35$ s, og svingeperiode for svingeform 20 ble beregnet til $T_{n,20} \approx 0,17$ s

Når vi ser disse svingeperiodene i sammenheng med responsspekteret i *NS3491-12*, kan vi finne de grunnakselerasjoner som periodene svarer til, som illustrert i Figur 50. Grønn strek viser resultat fra Abaqus, rød strek viser resultat fra håndberegninger.



Figur 50: Responsspekter viser sammenheng mellom svingeperiode og dimensjonerende grunnakselerasjon.

$$T_{forenklet} = 0,44s \quad \Rightarrow \quad S_d(T) = 0,98$$

$$T_{n,1} \approx 0,35s \quad \Rightarrow \quad S_d(T) = 1,24$$

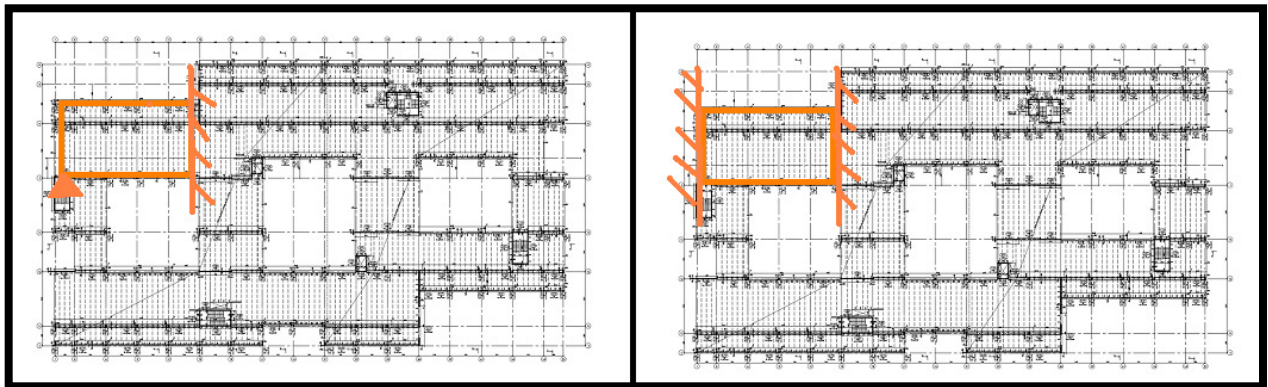
Det vil si at vi ved den forenklete analysen dimensjonerer for noe lavere grunnakselerasjoner enn hva vi gjør ved bruk av Abaqus. Dette kommer av de ulike svingefrekvensene Abaqus har beregnet.

Ofte viser det seg at betongkonstruksjoner i Abaqus blir litt for stive, noe som videre vil medføre noe høyere svingefrekvenser enn hva som er tilfellet i praksis. Når et jordskjelv inntreffer, vil en i praksis få oppsprekking i betongen slik at svingefrekvensene blir lavere enn Abaqus har beregnet.

Dette avviket er til den sikre siden, og vil om noe gi litt for høye belastninger.

6.2 Skivemoment i dekker

I foregående kapittel var det listet opp noen skivemomenter i dekkene i Tabell 15. Disse kan det være interessant å sammenligne med tilsvarende skivemomenter for vår forenklete beregning. Skivemomenter kan en anslå med enkle håndberegninger ved å betrakte dekket som en høy drager, belastet med linjelasten beregnet ved enfrihetsgradsanalysen i kapittel 3. For å kunne anslå skivemomentet må en gjøre noen antagelser. Om vi for eksempel ser på skiven hvor snitt 1 ligger, antar vi at den vil være en mellomting mellom fast innspent i begge ender, og fritt opplagt i en ende med den andre enden innspent. Dette er illustrert i Figur 51 under.



Figur 51: To alternative grensetilfeller for oppleggsbetingelser for dekkeskiver.

Ettersom det er vanskelig å fastslå innspenningsforholdene nøyaktig, velger vi å beregne skivemoment for begge tilfellene, og se på de to verdiene som et intervall hvor en forventer at skivemomentet vil ligge. Ved å ta utgangspunkt i de horisontale lastene per meter dekkekant, kan en da enkelt anslå momentene ved

$$M = \frac{9}{128} \cdot q \cdot L^2, \text{ for en bjelke fritt opplagt i en ende og fast innspent i andre enden.}$$

$$M = \frac{q \cdot L^2}{24}, \text{ for en bjelke fast innspent i begge ender}$$

Når vi studerer konstruksjonens dynamiske oppførsel, kan det se ut som det lave momentet i snitt 1 i dekke over 1. etasje skyldes måten konstruksjonen beveger seg på. Konstruksjonen ser ut til å vri seg på en slik måte at en aldri vil få særlig store momenter akkurat her. Dette er en av effektene en ikke får tatt hensyn til ved bruk av den forenklete metoden beskrevet i kapittel 3.

Tabell 19 viser resultatene fra disse beregningene. Tallene må tolkes som intervallet hvor en ut fra enfrihetsgradsanalysen kan risikere at de maksimale skivemomentene kan ligge, om en regner konservativt. Skivemomentene fra Abaqus (kapittel 5) må tolkes som mer nøyaktige verdier, hvor mange effekter er medregnet. Dimensjonerende skivemomenter fra tabell i kapittel 5 er gjengitt i Tabell 19 under kolonnen Abaqus.

Når en vet hvordan tallene skal forstås, ser en at de virker fornuftige. Vi kan for eksempel se på snitt 4 i dekke over 5. etasje. Her har en fra Abaqus funnet at momentet blir 665kNm, samtidig som våre håndberegninger gir at vi maksimalt kan forvente oss 610-1030kNm. En ser det samme mønsteret i flere snitt og dekker, at momentet faller innenfor intervallet vi har anslått ut fra den forenklede beregningen.

Tabell 19: Skivemomenter i dekkene [kNm].

Snitt	Dekke over etasje	Skivemoment	
		Håndberegnet	Abaqus
Snitt 1			
	1	190-330	17
	2	420-700	408
	3	620-1040	403
	4	800-1330	531
	5	1340-2260	701
Snitt 2			
	1	200-350	184
	2	450-750	389
	3	660-1100	201
	4	850-1400	648
	5	700-1200	757
Snitt 3			
	1	100-180	21
	2	230-390	357
	3	340-570	164
	4	440-730	162
	5	740-1250	262
Snitt 4			
	1	90-150	79
	2	190-320	298
	3	280-480	381
	4	360-610	609
	5	610-1030	665

Andre steder ser vi et større avvik i resultatene. For eksempel i snitt 1 i dekke over 1. etasje, hvor Abaqus gir 17kNm. Her antyder håndberegningene et moment omkring 190-330kNm, men en skal ikke dermed tro at resultatet er galt. Som nevnt må dette intervallet tolkes som konservativt, og at en kun i de mest belastede områdene vil få laster i intervallet fra tabell på neste side.

I noen av snittene ser vi at vi får momenter helt i øvre grense av intervallet de forenklede håndberegningene antyder. Dette ser vi for eksempel ved snitt 4 i dekke over 4., hvor vi har anslått 360-610kNm, og flerfrihetsgradsanalysen i Abaqus gir 609kNm.

Ingen av tallene fra Abaqus overskrider våre håndberegninger, og håndberegningene viser seg å gi nokså konservative belastninger i de fleste kontrollerte snittene.

Når vi studerer konstruksjonens dynamiske oppførsel, kan det se ut som det lave momentet i snitt 1 i dekke over 1. etasje skyldes måten konstruksjonen beveger seg på. Konstruksjonen ser ut til å vri seg på en slik måte at en aldri vil få særlig store momenter akkurat her. Dette er en av effektene en ikke får tatt hensyn til ved bruk av den forenklede metoden beskrevet i kapittel 3.

6.3 Aksialkraft i søyler

Når det gjelder aksialkrefter i søylene, ville det vært vanskelig å fastslå seismisk tilleggslast med den forenklete metoden. Derfor er søylene tidligere dimensjonert for bruddgrenselast og påkjørsel, og ikke kontrollert nærmere for laster på grunn av seismisk påvirkning.

Som vi så i forrige kapittel, har søylene mer enn tilstrekkelig kapasitet for å ta opp de seismiske tilleggskreftene, når de er dimensjonert for bruddgrense. Dette kan en også se fra Tabell 20. Vi vet at kapasiteter i ulykkesgrense er høyere enn for bruddgrense, på grunn av lavere materialfaktorer for ulykkesgrense. Når den dimensjonerende bruddgrenselasten i alle søyler er høyere enn dimensjonerende last fra seismisk påvirkning, vil det tydeligvis være tilstrekkelig å dimensjonere søylene for bruddgrenselasten.

Tabell 20: Utnyttelse av trykkapasitet i søyler [kN]

Søyle	Abaqus	Håndberegn et	Utnyttels e	
	Dimensjonerende ulykkesgrenselast	Dimensjonerende bruddgrenselast	Utnyttels e bruddgrens e	Utnyttelse ulykkesgrense
E-9	3561	5399	45 %	15 %
E-15	2573	5306	44 %	11 %
E-18	2837	5422	46 %	12 %
E-30	2631	4993	37 %	11 %
E-42	2320	4346	26 %	10 %
I-15	4523	5021	37 %	23 %
I-18	4230	5206	40 %	21 %
N-33	1827	4946	37 %	9 %
N-39	1702	3034	15 %	9 %
Q-9	1953	2930	15 %	10 %
Q-18	3366	4999	37 %	15 %
Q-36	2765	5394	45 %	12 %
Q-42	2948	4630	31 %	12 %

Som vi har diskutert tidligere, er kapasiteter forskjellige i bruddgrense- og ulykkesgrensetilstand. For ulykkesgrensetilstand er lastfaktorer og materialfaktorer lavere. Derfor kan en ikke helt uten videre sammenligne dimensjonerende laster for de to tilfellene. Dette er grunnen til at vi i Tabell 20 har satt opp kolonner som viser utnyttelsen i det aktuelle tilfellet. De to kolonnene viser tydelig en vesentlig høyere utnyttelse i de aller fleste søylene i bruddgrensetilstand. Vi kan også merke oss at utnyttelsene generelt er lave for jordskjelvtilfellet.

7 EUROCODE 8 OG NS3491-12

Dette kapittelet beskriver kort noen av de viktigste forskjellene mellom EC8 og NS3491-12 for prefabrikkerte betongelementbygg.

Ved sammenligning av EC8 og NS3491-12, innser en raskt at disse har mange fellestrekk. Dette har sin naturlige forklaring, ettersom den norske standarden i sin tid ble laget som en forenklet versjon av Eurokoden. Eurokoden er svært omfattende i sammenligning med den norske standarden som er på vei ut.

Det mest interessante som skiller de to standardene er horisontal dimensjonerende seismisk grunnakselerasjon, da formelen for denne er forskjellig i de to standardene. I tillegg har en del av faktorene byttet navn og symbol, og noen også tallverdi.

Vi har her tatt utgangspunkt i en forenklet beregning etter begge standardene, med utgangspunkt i vårt aktuelle bygg. En kan merke seg at formlene ikke er gyldige for alle bygg, men for bygg med første svingeperiode i samme intervall som vårt bygg.

$S_d(T_1)_{,NS}$ gir horisontal grunnakselerasjon etter dimensjoneringsreglene i NS3491-12.

$S_d(T_1)_{,EC}$ gir horisontal grunnakselerasjon etter dimensjoneringsreglene i EC8.

$$S_d(T_1)_{,NS} = k_Q \cdot k_S \cdot \gamma_1 \cdot a_g \cdot S_e(T_1) \cdot k_{f,spiss} = 0,7 \cdot 2,25 \cdot 1,0 \cdot 0,55 \cdot 1,42 \cdot 0,8 = \underline{\underline{0,98m/s^2}}$$

$$S_d(T_1)_{,EC} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} = 0,55 \cdot 1,6 \cdot \frac{2,5}{0,75} = \underline{\underline{2,93m/s^2}}$$

Som en ser vil en med Eurokoden få tilnærmet tredoblet grunnakselerasjon, som igjen vil bety at en risikerer en omtrent like stor økning i belastninger på grunn av jordskjelv. Den viktigste årsaken til at forskjellen blir så stor, er nettopp det at bygget består av prefabrikkerte betongelementer. I det nasjonale tillegget til Eurokoden slås det fast at for konstruksjoner som ikke oppfyller spesielle krav*, skal en bruke en reduksjonsfaktor på 0,5 for q . Dette betyr at konstruksjonsfaktoren i Eurokoden omtalt som q , blir halvert;

$$q_p = k_p \cdot q = 0,5 \cdot 1,5 = 0,75$$

Dette vil føre til at prefabrikkerte betongelementkonstruksjoner vil måtte dimensjoneres for vesentlig høyere belastninger enn tidligere når vi nå går over til å bruke Eurokoden.

* De spesielle kravene til konstruksjonen handler om å sørge for at en av følgende kriterier er oppfylt

- forbindelser for prefabrikkerte betongelementer plasseres utenfor kritiske områder
- forbindelser dimensjoneres for energiabsorpsjon, med overstyrke
- forbindelser utføres som energiabsorberende forbindelser

Noen andre mindre viktige forskjeller som skiller EC8 fra NS3491-12 er:

- Den inneholder flere kategorier for grunnforhold (grunntyper)
- Ulike grunntyper får ulik form på responsspekteret.
- Eget responsspekter for jordskjelvbelastningens vertikalkomponent

Ellers kan en si at Eurokoden generelt er vesentlig mer omfattende. Den dekker flere emner, og har flere dimensjoneringsregler og kriterier.

8 KONKLUSJON

Utnyttelser

Ved kontroll av vertikalkrefter i bunn av veggskivene i bygget, har vi sett at utnyttelsen i mange tilfeller blir høyere for jordskjelvlast enn for bruddgrenselast. Dette er som forventet, når veggene fungerer som horisontal avstivning vil dette gi store vertikalkrefter i veggene.

Da vi så på utnyttelse av knekkapasitet for søylene, tydet alt på at bruddgrenselasten utnytter søylene i mye større grad enn hva jordskjelv som ulykkesgrenselast gjør. De fleste søylene hadde tilnærmet dobbel utnyttelse ved bruddgrenselasten, sammenlignet med ulykkesgrenselast på grunn av jordskjelv. Våre resultater tyder på at det vil være tilstrekkelig å dimensjonere søylene for knekking i bruddgrensetilfellet, da utnyttelsene i jordskjelvtilfellet er så lave. For et bygg som vårt, med stor grunnflate i forhold til høyde, ser det ikke ut til å være problemer med kapasiteten av søylene.

Tilleggslaster fra jordskjelv

En kan også merke seg at tilleggslastene fra jordskjelv blir relativt små. Vi har studert tilleggslaster i vegger og søyler.

Noen få av søylene fikk relativt høye belastninger sammenlignet med statisk last. To av disse viste seg å få en tilleggslast fra jordskjelv som var større enn aksiallasten på grunn av statisk last. Dette kunne en kanskje ha forutsett, ettersom disse søylene står i kjelleren under hjørnet av en veggskive. Veggskivene som tar opp horisontalkreftene vil da føre disse kreftene videre ned i søylene.

Når det gjelder veggskivene i bygget, ser vi ikke så overraskende at oppleggskreftene i mange av veggene får ganske store seismiske tilleggslaster, sammenlignet med oppleggskrefter på grunn av statisk last. Noen av tilleggslastene var større enn den statiske lasten i seg selv.

Beregningsmetoder

Vi har foretatt beregninger for både enfrihetsgradsanalyse og flerfrihetsgradsanalyse. Ved sammenligning av resultatene har vi sett at de gir noe ulike svingefrekvenser. Flerfrihetsgradsanalysen gir en høyere grunnakselerasjon, men dette antas å ha sammenheng med at konstruksjonen blir litt for stiv i Abaqusanalysen når det ikke tas hensyn til oppsprekking. I realiteten vil nok ikke konstruksjonen ha fullt så lav første svingeperiode som vi har beregnet ved flerfrihetsgradsanalysen, men heller ligge noe nærmere svingeperioden vi beregnet ved den forenklete metoden (enfrihetsgradsanalysen). Denne lave svingeperioden førte til at vi ved flerfrihetsgradsanalysen fikk høyere grunnakselerasjon fra responsspekteret. En skulle kanskje tro at dette igjen ville føre til høyere belastninger i konstruksjonen, men det er ikke tilfellet.

På tross av høyere svingeperioder får vi lavere belastninger ved flerfrihetsgradsanalysen, noe som tyder på at det er effekter ved konstruksjonens dynamiske oppførsel som er vanskelige å ta hensyn til ved forenklete beregninger.

Vi har sett på skivemomenter i dekker, og funnet at vi flere steder får vesentlig høyere moment ved håndberegninger med utgangspunkt i enfrihetsgradsanalysen, sammenlignet med hva Abaqus beregner for flerfrihetsgradsanalysen. Allikevel ligger noen av skivemomentene beregnet av Abaqus tett opp imot de vi fant fra enfrihetsgradsanalysen. Dette må forstås slik at de to metodene gir noenlunde tilsvarende resultater for våre skivemomenter, men at forskjellen ligger i at vår flerfrihetsgradsanalyse kan ta hensyn til de områdene en ikke trenger å dimensjonere for like store belastninger. Med dette menes at mens en ved enfrihetsgradsanalysen beregner skivemoment på grunn av en gitt linjelast langs dekkekannten, er analysen fra Abaqus mer komplisert. Der er forståelig at det derfor vil være en del variasjon i resultater fra de to analysene, Abaqus vil gi lavere belastninger i de områdene som på grunn av blant annet konstruksjonens dynamiske oppførsel får lavere belastninger. Fordelen med dette er at en ikke nødvendigvis trenger å dimensjonere hele dekkene for den samme høye belastningen, men for eksempel legge inn ekstra armering akkurat i de områdene hvor dette behøves.

Den forenklete beregningen, enfrihetsgradsanalysen, er svært enkel. Den er ikke særlig tidkrevende, men samtidig blir resultatene nokså grove og forenklete.

Flerfrihetsgradsanalysen vi har gjort ved hjelp av Abaqus har ved sammenligning vært vesentlig mer tidkrevende, men til gjengjeld er resultatene mer eksakte. Her får en tatt hensyn til flere effekter, spesielt ettersom vi har brukt et elementanalyseprogram for disse beregningene.

For enkle konstruksjoner ser det ut til å være greiest å benytte seg av en forenklet enfrihetsgradsanalyse, for å spare regnetid. En flerfrihetsgradsanalyse vil være mest hensiktsmessig for bygg med kompliserte konstruksjoner hvor det er behov for mer avanserte analyser, eller andre konstruksjoner hvor det er behov for å fastslå belastninger mer eksakt. Generelt har vi sett at de seismiske tilleggslastene ofte ikke blir så store. De kan være store i tallverdi ved sammenligning med statisk last, men fører ikke til de store utnyttelsene for vårt bygg.

Øvrig

I etterkant ser en at arbeidet med å lære å bruke elementverktøyet Abaqus har vært nokså omfattende. Uten noe kjennskap til programmet på forhånd, har det gått en god del tid med på å sette seg inn i programmet. Loggen over tidsforbruk i forbindelse med denne masteroppgaven viser at over 20% av tiden har gått med til å lære seg å bruke programmet, og bygge opp regnemodellen. I tillegg har det gått forholdsvis mange timer med til å hente ut og behandle resultatene fra Abaqusanalysen, så arbeidet med Abaqus har vært en vesentlig del av oppgaven.

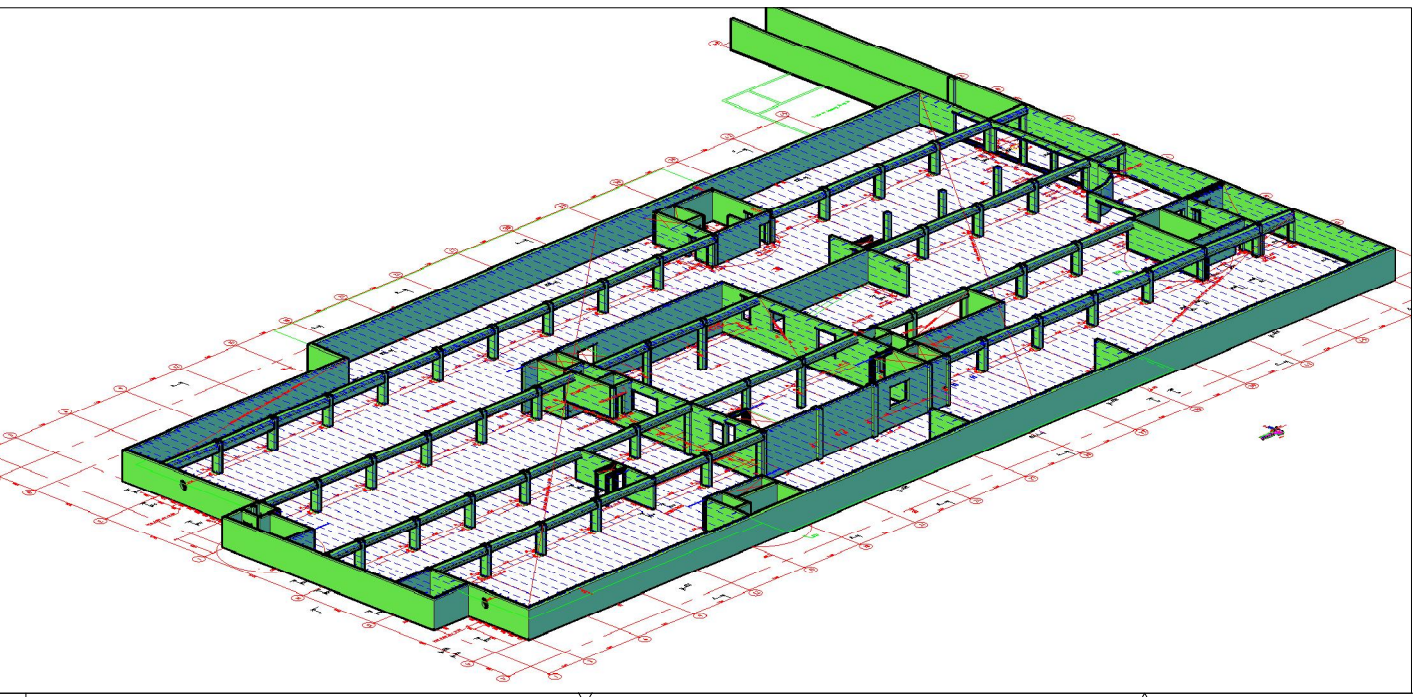
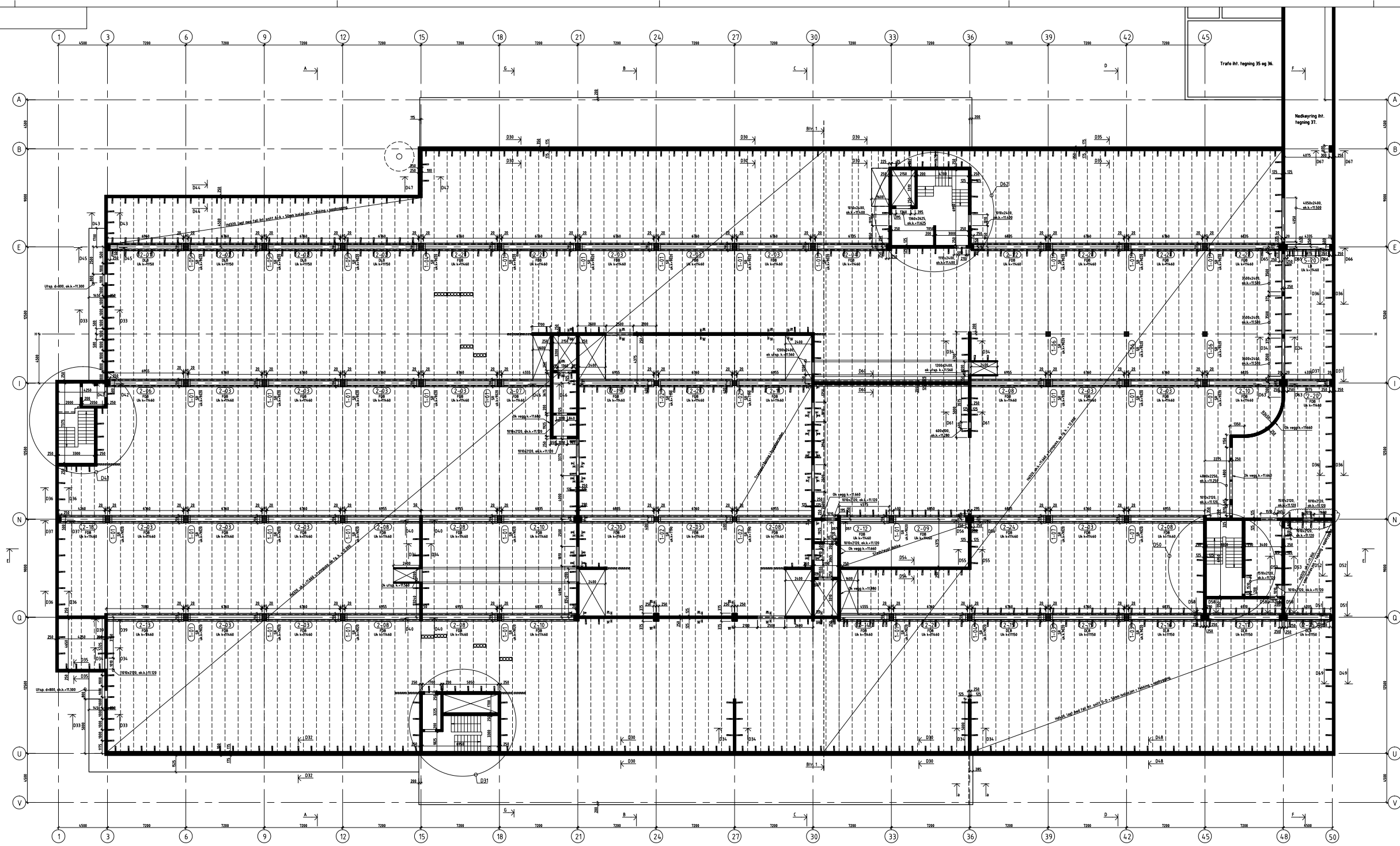
9 KILDER

1. <http://www.ngi.no/no/Fagomrader/Jordskjelv/>
2. <http://www.be.no/beweb/info/andre/bokbyggereglene/kap11konstruksjon.html>
3. <http://www.jordskjelv.no/>
4. Betongelementforeningen: Realistisk dimensjonering for jordskjelv, 1.utg. 2007
5. NS3491-12: Laster fra seismiske påvirkninger, 1.utg. 2004.
6. <http://www.leo.lehigh.edu/projects/seismic/basics.html>
7. http://en.wikipedia.org/wiki/Seismic_wave
8. <http://www.physicalgeography.net/fundamentals/10m.html>
9. <http://jordskjelv.no/jordskjelv/intensitet.html>
10. http://en.wikipedia.org/wiki/Richter_magnitude_scale
11. http://libraryphoto.cr.usgs.gov/cgi-bin/show_picture.cgi?ID=ID.%20Earthquake%20Information%20Bulletin%20545
12. http://en.wikipedia.org/wiki/1985_Mexico_City_earthquake
13. <http://jordskjelv.no/jordskjelv/norge.html>
14. <http://www.learner.org/interactives/dynamicearth/plate.html>
15. http://en.wikipedia.org/wiki/Richter_magnitude_scale
16. http://en.wikipedia.org/wiki/2010_Haiti_earthquake
17. Abaqus Documentation 6.9
18. Figur 10.3-1. Concepts and applications of finite element analysis - Cook, Malkus, Plesha, Witt. Fourth Edition, 2001
19. Earthquake engineering handbook - Wai-Fah Chen, Charles Scawthorn, 2002
20. http://faculty.uml.edu/pavitabile/22.403/web_downloads/Final_Project_Cantilever_101806.pdf
21. http://en.wikipedia.org/wiki/Response_spectrum
22. Dynamics of structures – Theory and application of earthquake engineering - Anil K. Chopra, Third edition 2007
23. <http://www.world-housing.net/>
24. Seismic conceptual design of buildings. Hugo Bachmann, 2003
25. Betongelementboken, Bind B – Avstivning og kraftoverføring, 2005

10 VEDLEGG

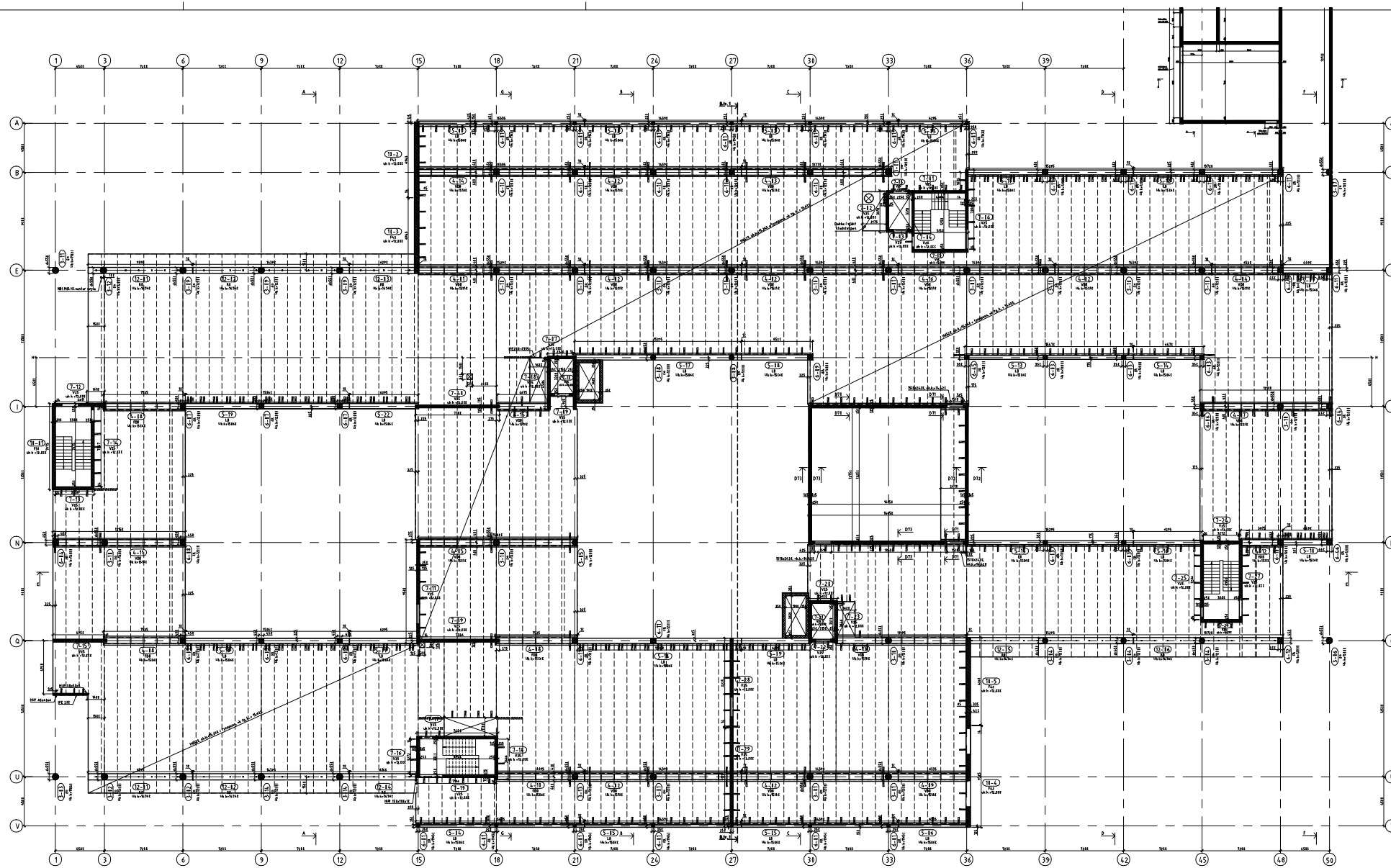
10.1 Tegninger

De neste sidene viser plantegninger og snitt av det aktuelle bygget.

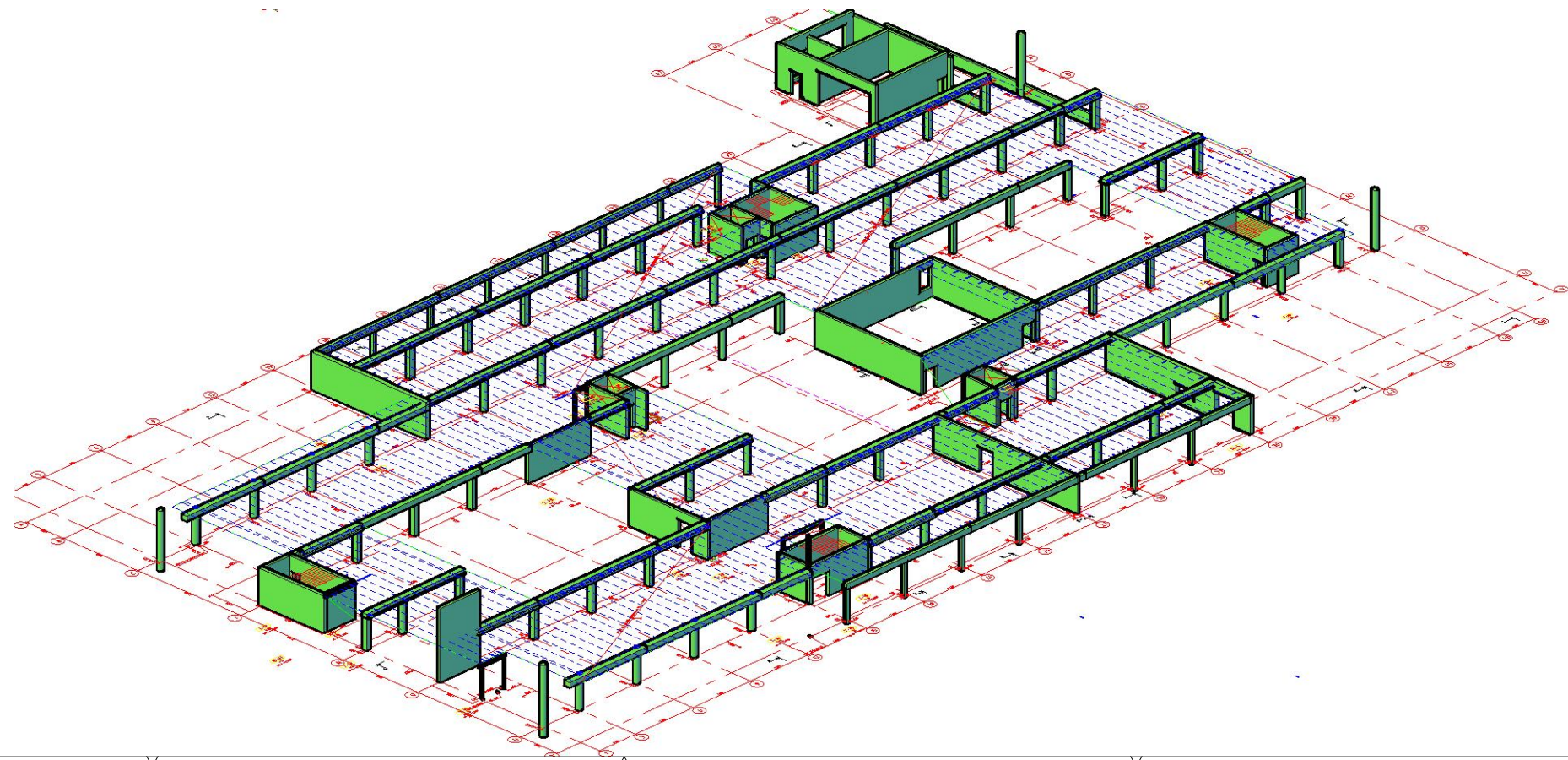


11 H03

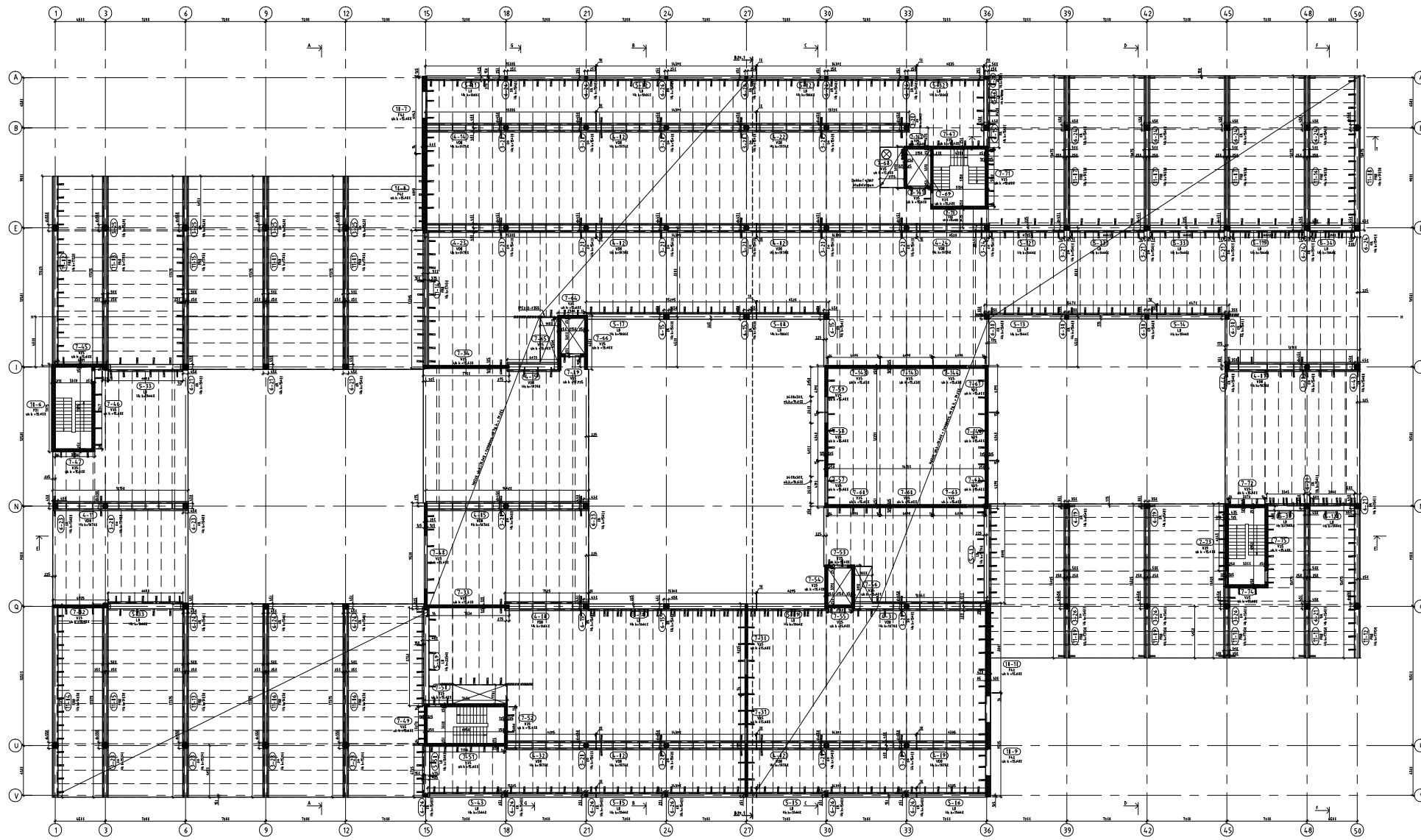
H03 2008-06-27	Hensvisninger detaljer vegger.	Amo	
H02 2008-06-12	Elementnummerering	Rst	Amo
H01 2008-05-20	Tegning 11 del 1 opp i 3 deler	Rst	Amo
Kruse Smith AS		1:100	
Vestre Svanholmen 1			
Dekke over kjeller			
Formtegnning			
Norconsult	5007878	11	H03



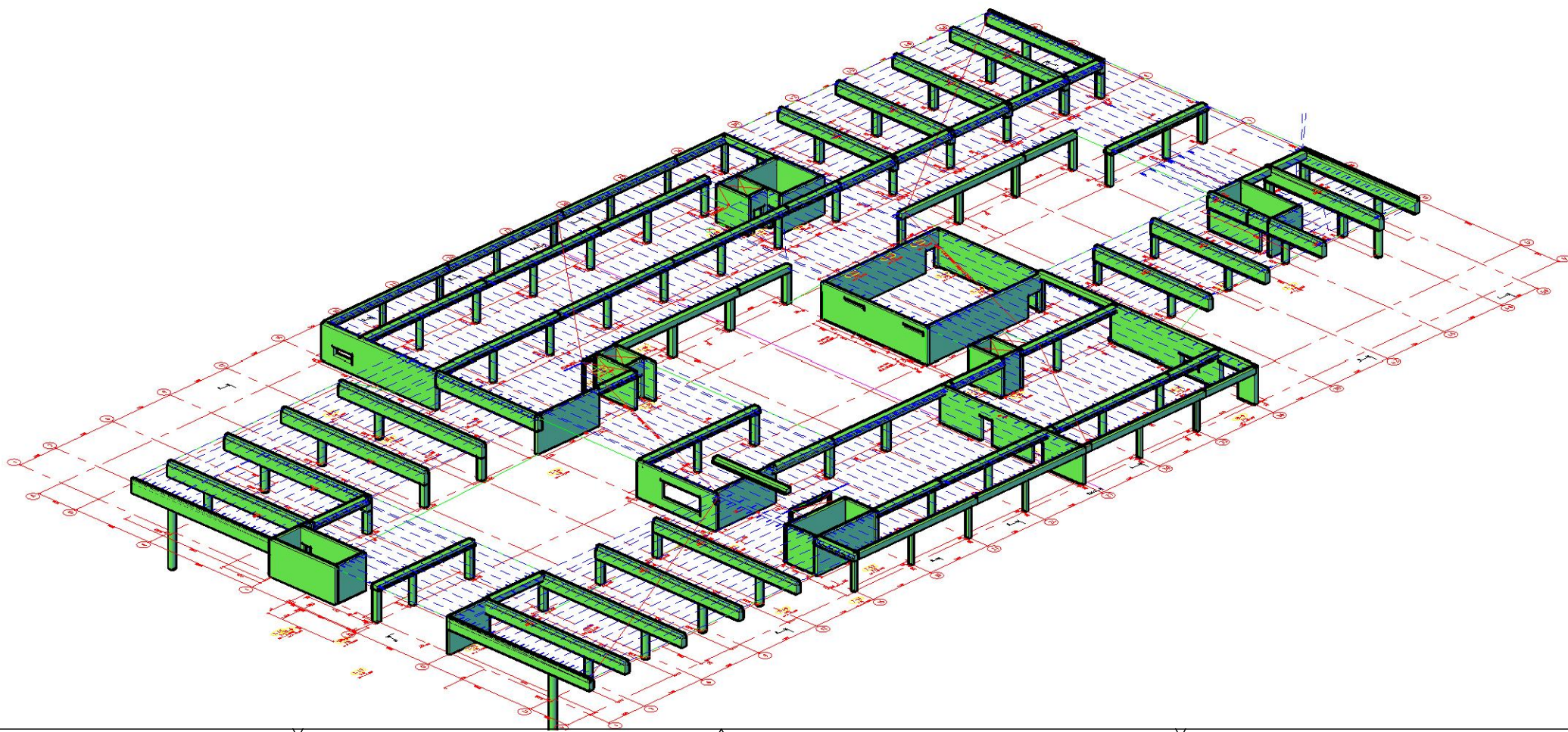
Tegningsnummer	Revisjon
12	B01



Revisjon			Utarbeidet			Fagkontroll			Godkjent		
Revisjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontroll	Godkjent	Håresvik					
<p>Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS for den oppdragsfører og i forbindelse med oppdrag om framlegg revider, kontroll i dokumentet er Norconsult AS' ansvar. Dokumentet skal bare benyttes for det formål som oppdraget gjelder, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig i 3D-utstråling uten forfatterens tillatelse.</p>											
<p>Kruse Smith AS</p> <p>Vestre Svanholmen 1</p> <p>Dekke over 1.etg. Formtegning</p>											
Norconsult			Oppdragsnummer			Tegningsnummer			Revisjon		
			5007878			12			B01		



Tegningsnummer	Revisjon
13	B02

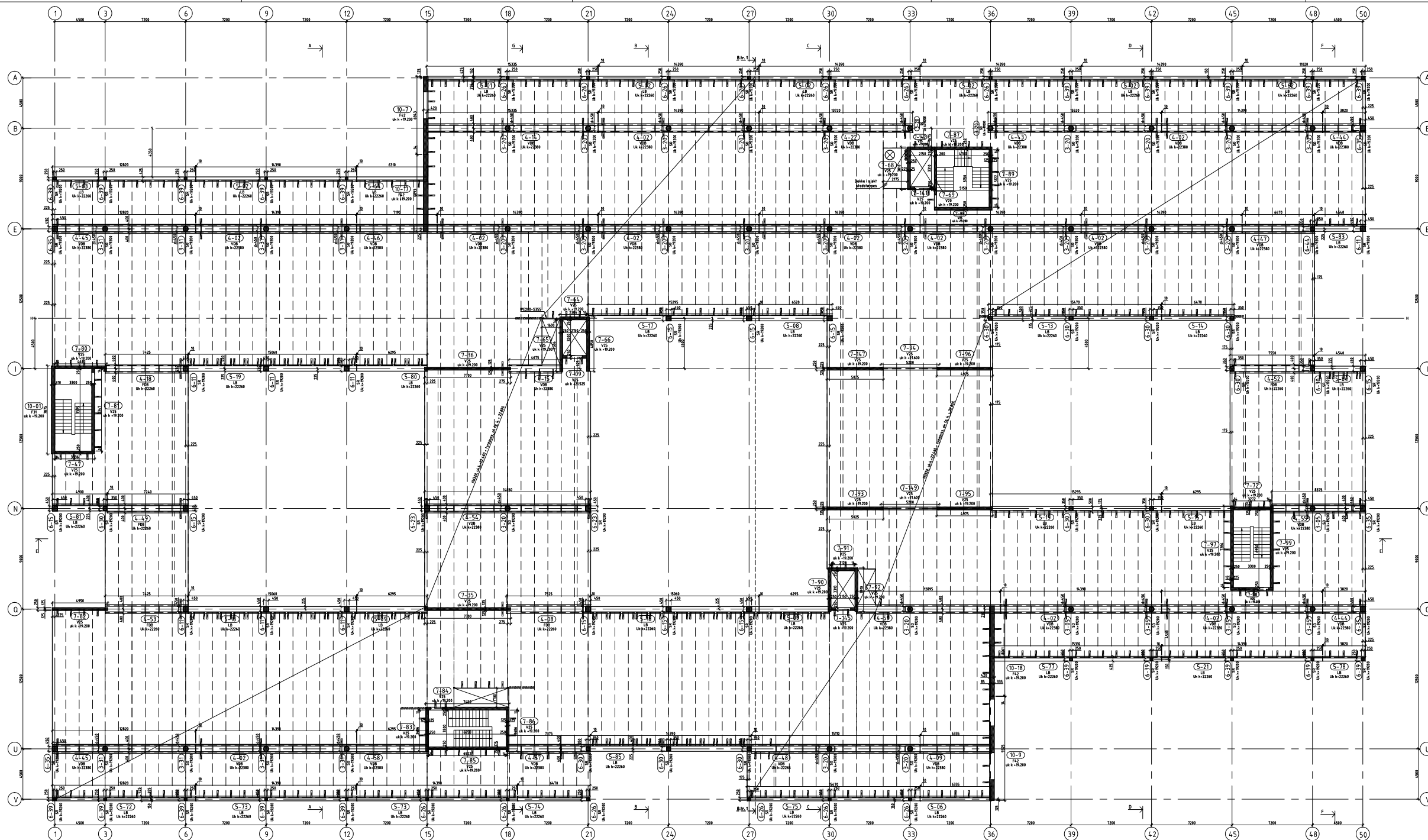


B02	2008-09-16	For internt bruk	HBø		
B01	2008-06-02	Delt tegning 13 i tre deler, oppdatert tegning	Rst	Amo	Amo
Revisjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontroll	Godkjent

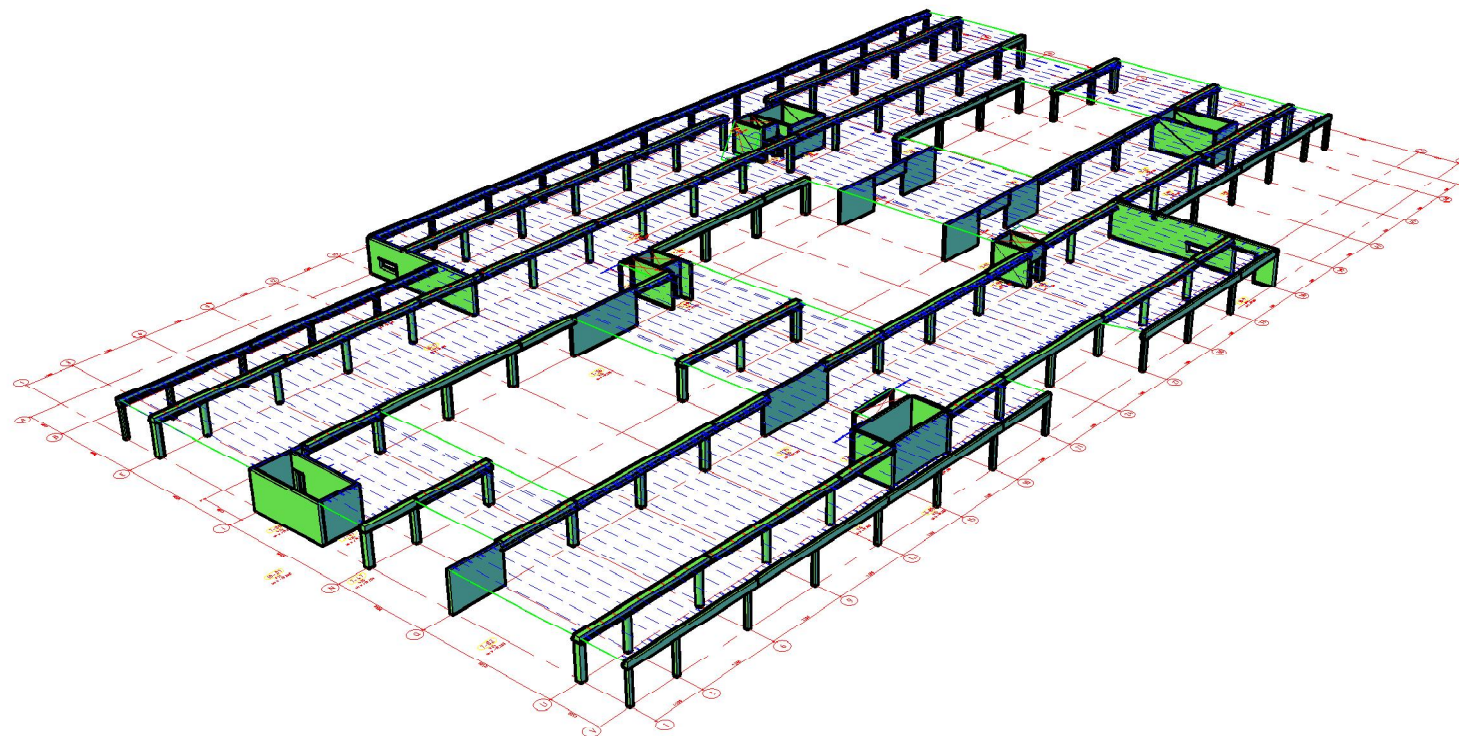
Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS for den oppdragsfører og i forbindelse med oppdrag om framlegg av forslag, beredning og utarbeidelse av dokumenter og tegninger. Dokumentet skal ikke benyttes for det formål som oppdraget gjelder, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig i 3D-utstråling uten tillatelse fra Norconsult AS.

Kruse Smith AS
 Vestre Svanholmen 1
 Dekke over 2.etg.
 Formtegning

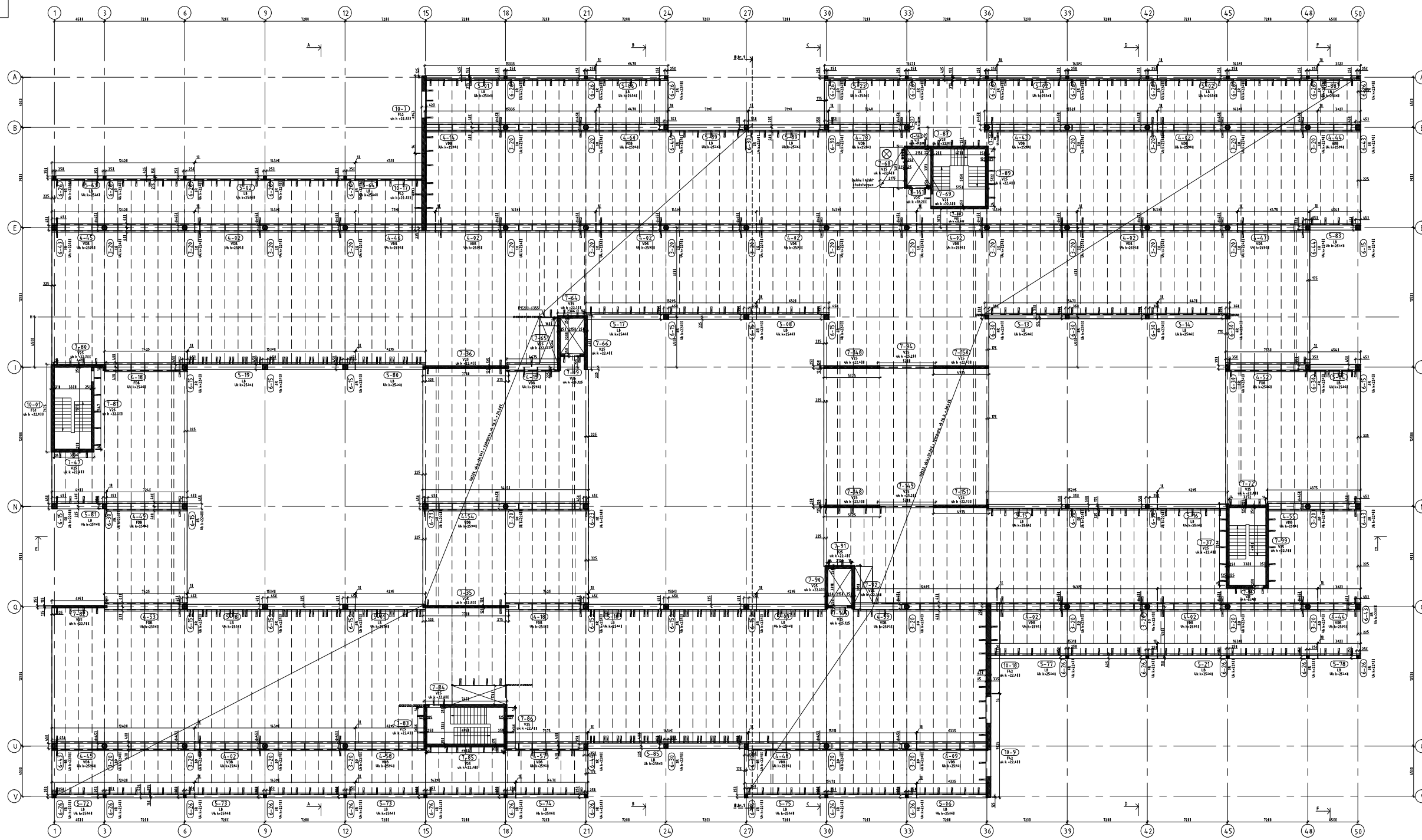
Norconsult	Oppdragsnummer	Tegningsnummer	Revisjon
	5007878	13	B02



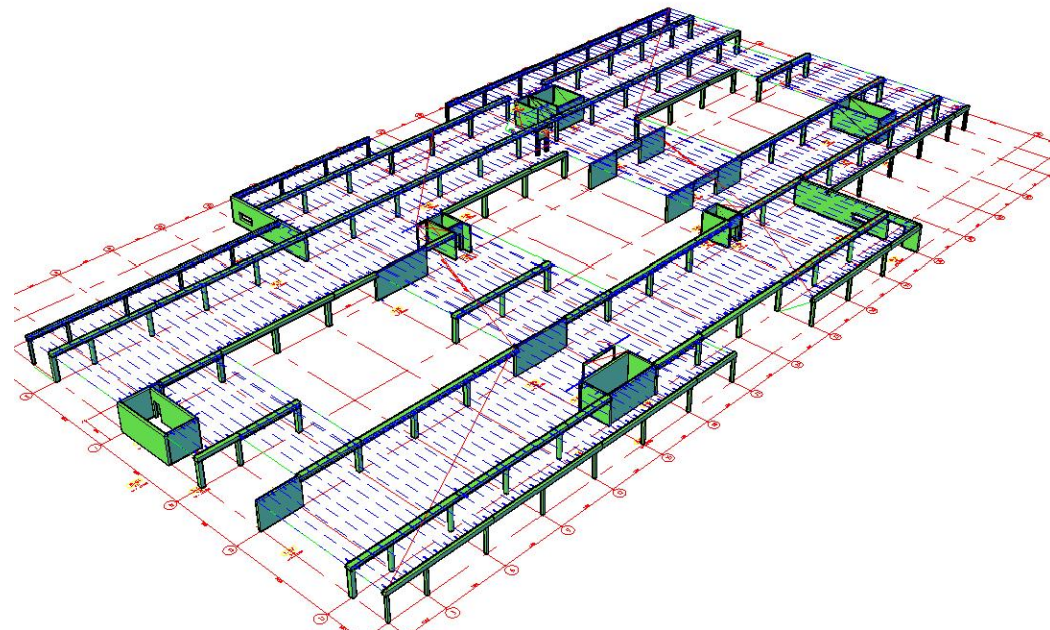
Tegningsnummer	Revisjon
14	B02



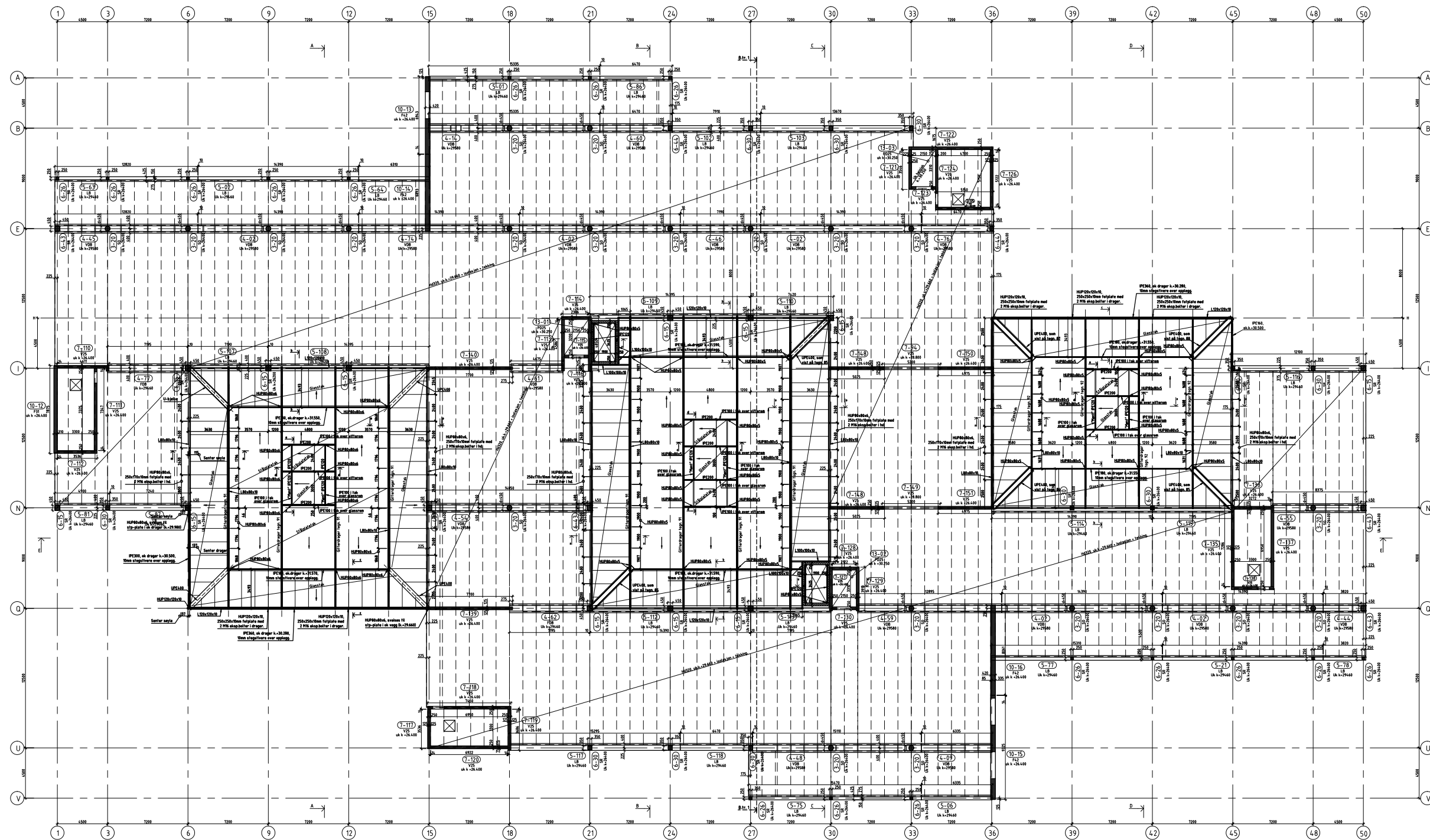
B02	2008-09-16	For internt bruk		HBo
B01	2008-06-02	Delt tegning 14 i tre deler, oppdatert tegning		Rst Amo Amo
Revisjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontroll
				Godkjent
<small> Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS for den oppdragsgiver og i anledning det oppdrag som fremgår nedenfor. Innholdet i dokumentet er Norconsult AS' eiendom. Dokumentet skal bare benyttes for det formål som oppdraget gjelder, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig i større utstrekning enn formålet tilsier. </small>				Målestokk
Kruse Smith AS				-
Vestre Svanholmen 1				
Dekke over 3.etg.				
Formtegning				
Norconsult	Oppdragsnummer	Tegningsnummer	Revisjon	
	5007878	14	B02	



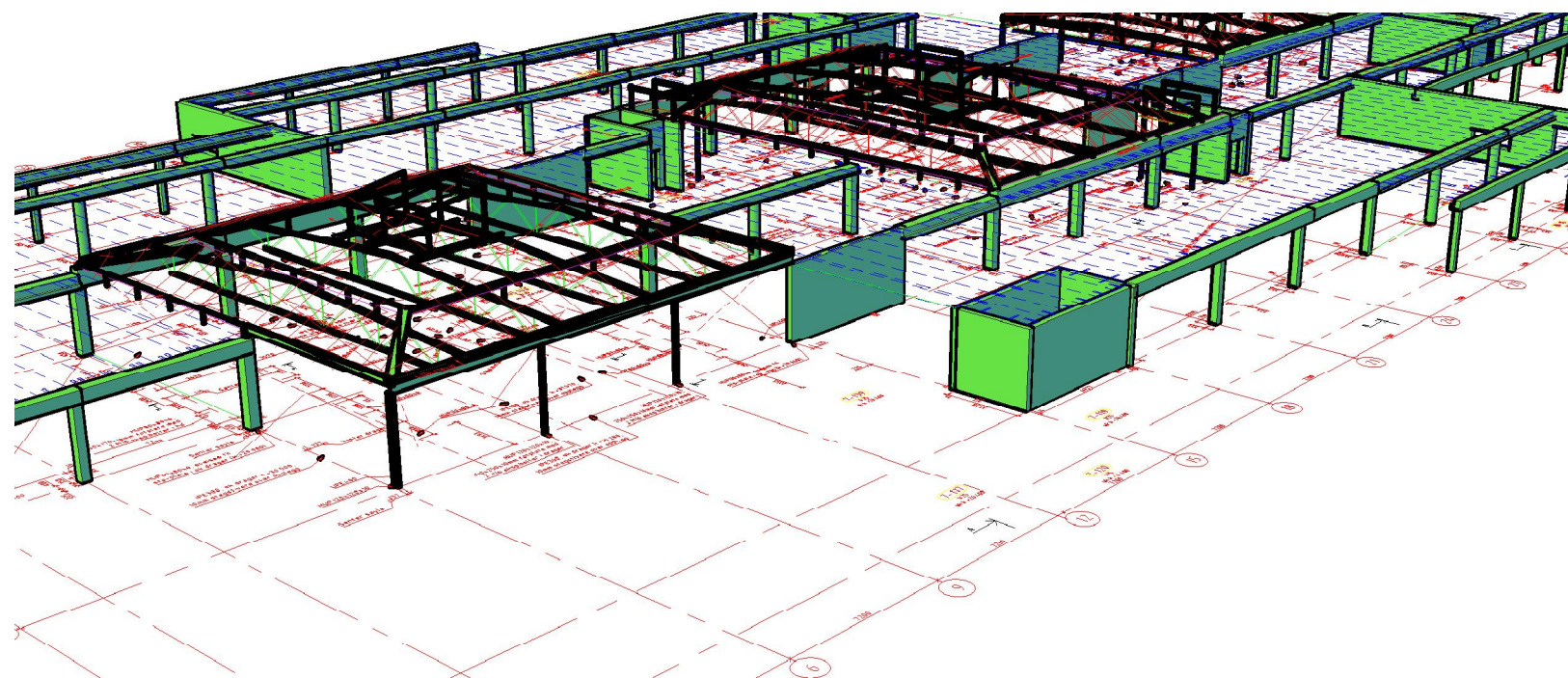
Tegningsnummer	Revisjon
15	B01



B01	2008-09-16	For internt bruk	HBo
Revisjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet
			Fagkontroll
			Godkjent
<small>Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS for den oppdragsfører og i forbindelse med oppdrag om framlegg av et bygg. Dokumentet er Norconsult AS' eiendom. Dokumentet skal bare benyttes for det formål som oppdraget gjelder, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig i 3D-versjon eller utstråling som formidlet bilde.</small>			Håleskikk
Kruse Smith AS			
Vestre Svanholmen 1			
Dekke over 4.etg. Formtegning			
Norconsult	Oppdragsnummer	Tegningsnummer	Revisjon
	5007878	15	B01



Tegningsnummer	Revisjon
16	



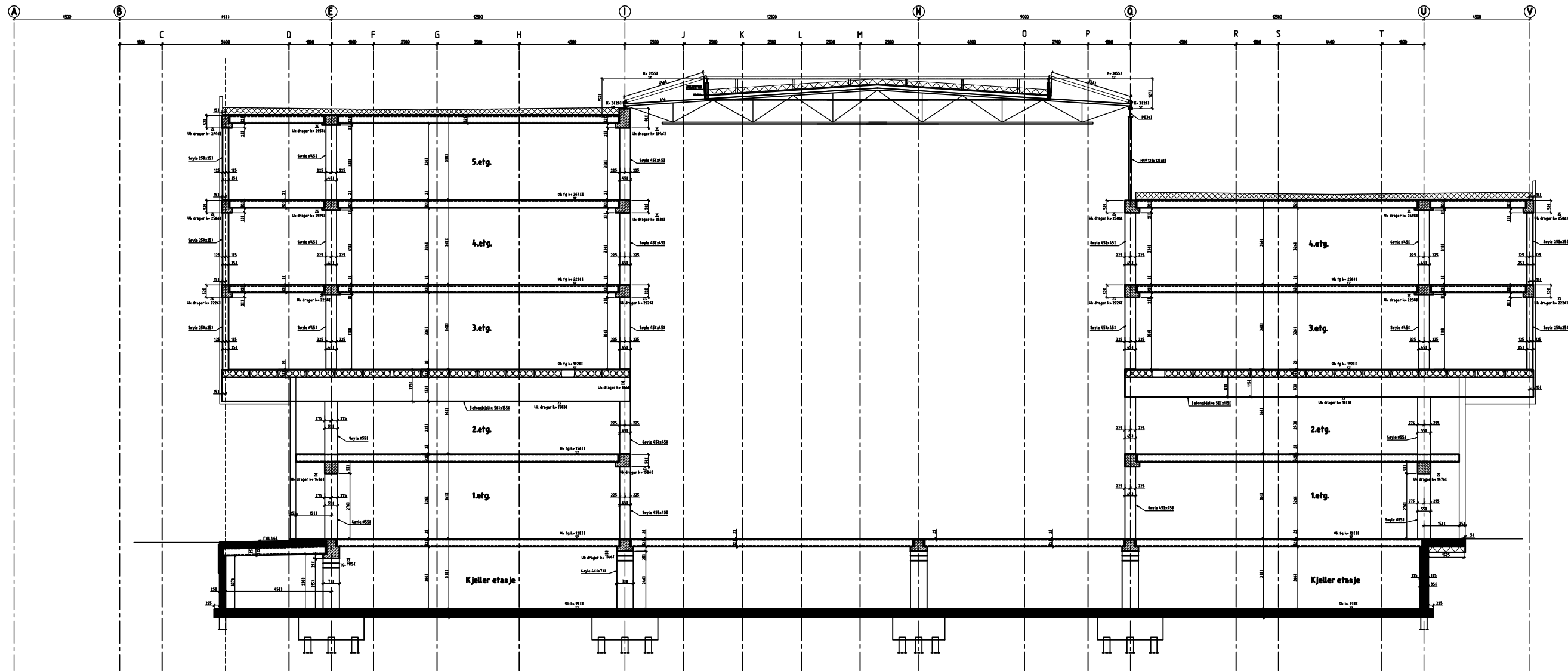
--	--	--	--	--

Revisjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontroll	Godkjent

Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS for den oppdragsgiver og i anledning det oppdrag som fremgår nedenfor. Innholdet i dokumentet er Norconsult AS' eiendom. Dokumentet skal bare benyttes for det formål som oppdraget gjelder, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig i større utstrekning enn formålet tilsier.

Kruse Smith AS
 Vestre Svanholmen 1
 Dekke over 5.etg.
 Formtegnning

Norconsult	Oppdragsnummer	Tegningsnummer	Revisjon
	5007878	16	

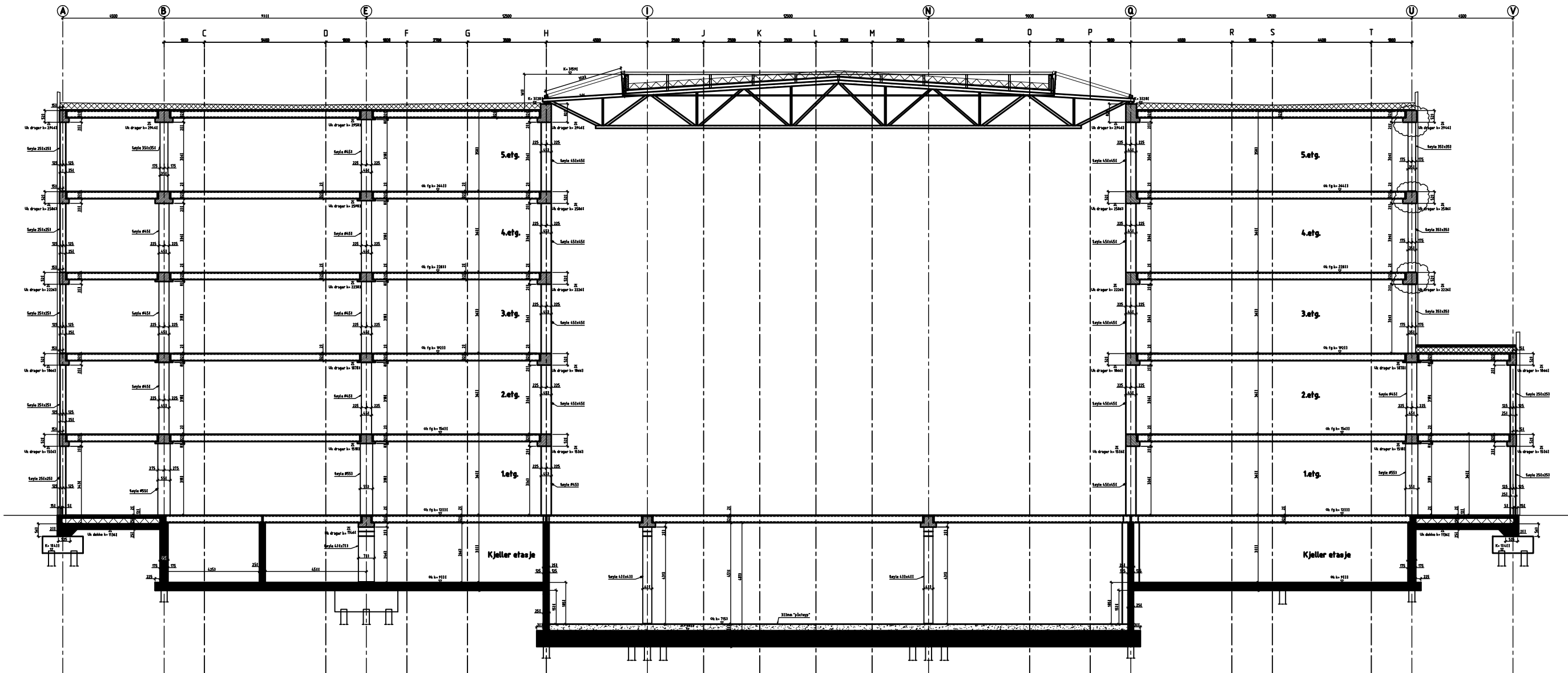


Snitt A-A (mellom akse 9 og 12)

- Støttestruktur
 - Prefabriert betong

103	2003-03-20	Til utarbeidning	1000
102	2003-03-20	Publisert	1000
101	2003-03-20	Forberedt	1000

Kruse Smith AS
 Vestre Granholmen 1
 Snitt A-A
 Noremark 5807070 29 H03

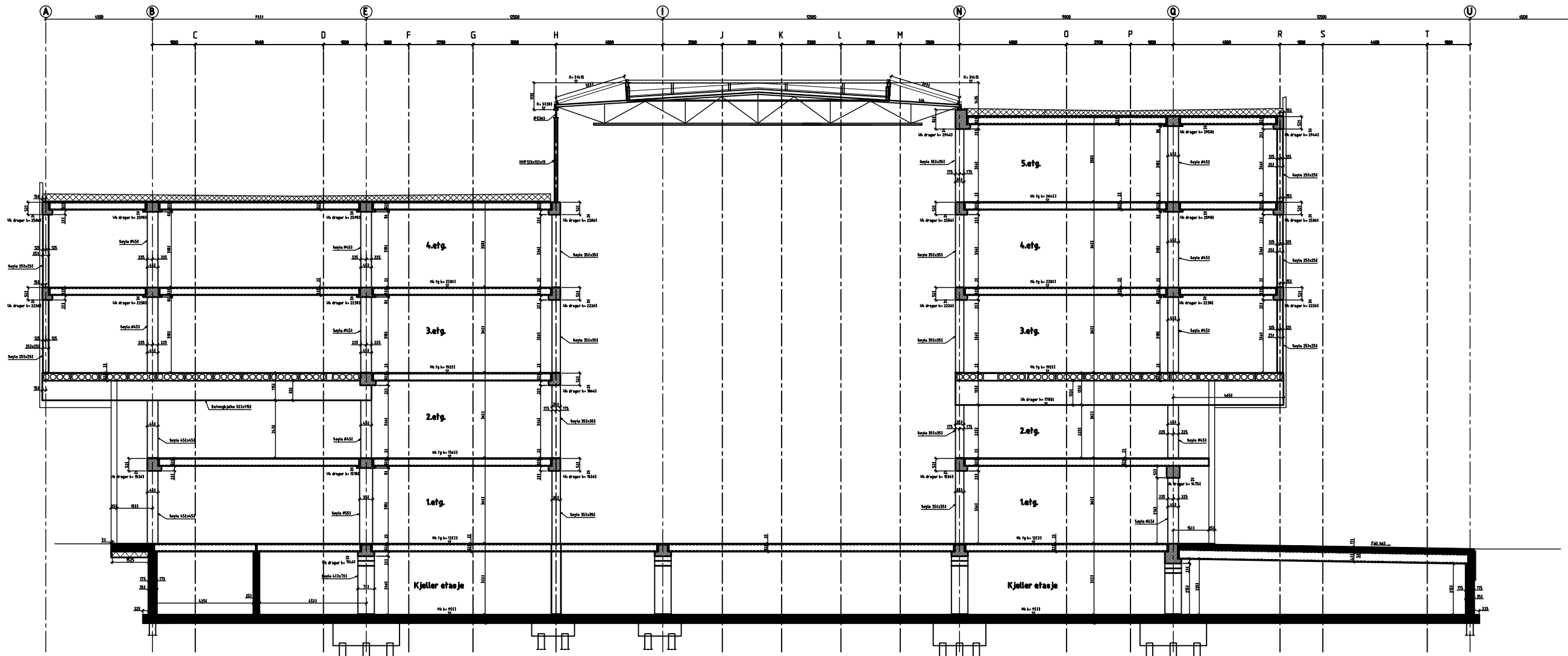


Snitt B-B (akse 24)

- Støttestrøbet
 - Prefabriert betong

103	2003-03-07	Tek. utvalg avtalt	100%
102	2003-08-29	Arbeidsutvalg	75%
101	2003-05-20	Ferdigkjøpt tegning	50%

Kruse Smith AS
 Vestre Granholmen 1
 Snitt B-B
 Noremark 5807070 21 H03



Snitt D-D (medlin akse 39 og 42)

- Struktur betong
 - Prefabriert betong

102	2008-08-09	Arbeidsnotis	500
101	2008-05-30	Forvalgning tegning	500
100	2008-05-30	Forvalgning tegning	500
Kruse Smith AS Vestre Granholmen 1 Snitt D-D			500
Noremark AS 5807070			23 102

10.2 Beregning fra Abaqus

På de neste sidene følger en utskrift av beregningene i Abaqus, hvor en kan følge beregningenes gang. Noen av resultatene i tabellene er forkortet bort.

UTSKRIFT AV ANALYSE FRA ABAQUS

S T E P 1 S T A T I C A N A L Y S I S

LINEAR EQUATION SOLVER TYPE DIRECT SPARSE

THIS IS A LINEAR PERTURBATION STEP.
ALL LOADS ARE DEFINED AS CHANGE IN LOAD TO THE REFERENCE STATE

TOTAL MASS OF MODEL

2.5887678E+07

LOCATION OF THE CENTER OF MASS OF THE MODEL

23.74148 26.09121 7.586329

MOMENTS OF INERTIA ABOUT THE ORIGIN

I (XX)	I (YY)	I (ZZ)
2.8918070E+10	4.5334469E+10	6.9258711E+10

PRODUCTS OF INERTIA ABOUT THE ORIGIN

I (XY)	I (XZ)	I (YZ)
-1.7644120E+10	-4.4896325E+09	-5.2146609E+09

MOMENTS OF INERTIA ABOUT THE CENTER OF MASS

I (XX)	I (YY)	I (ZZ)
9.8051034E+09	2.9252777E+10	3.7043848E+10

PRODUCTS OF INERTIA ABOUT THE CENTER OF MASS

I (XY)	I (XZ)	I (YZ)
-1.6081545E+09	1.7301458E+08	-9.0544728E+07

N O D E O U T P U T

THE FOLLOWING TABLE IS PRINTED FOR ALL NODES

NODE	FOOT- NOTE	RF1	RF2	RF3	RM1	RM2	RM3
167		-8483.	1.5885E+05	6.0580E+05	-915.9	-1.0393E+04	-1600.
168		-2.8753E+04	3.2461E+05	1.0971E+06	-6553.	-2.7051E+04	-467.6
171		2525.	5.0907E+04	2.0626E+05	-178.5	967.0	-448.0
172		546.3	-2660.	6.1298E+05	-44.77	3518.	-440.5
175		2354.	-5.9248E+04	3.5853E+05	543.8	591.5	-126.0
177		4267.	-2.2321E+04	8.3333E+04	217.5	517.2	1089.
178		1.7262E+04	-2.9177E+04	4.6079E+05	1496.	1557.	763.1
181		2900.	-1.3450E+04	9.5925E+04	217.4	154.3	-315.0
182		-3417.	-1.2861E+04	3.0289E+05	1120.	-943.5	-237.5
185		1.6766E+04	-9.7307E+04	5.2317E+05	8140.	2743.	-1480.
187		-3.4952E+04	3.6630E+04	3.8348E+05	-3252.	-1849.	179.9
190		262.9	-1355.	1.6304E+04	14.67	-715.9	-37.25
191		-2798.	1.7914E+04	1.2578E+05	-181.4	-3262.	-745.6
193		-1.2662E+04	-1.6455E+05	3.7549E+05	9965.	-2199.	1003.
195		-1.2534E+04	-1.5064E+04	1.4268E+05	234.1	-9243.	484.4
197		-1.5150E+04	9379.	3.4829E+05	-630.9	455.7	45.28
199		-6121.	-1.3435E+04	2.0664E+05	475.8	-1986.	615.5
201		-1.0976E+04	-5522.	1.3030E+05	94.90	-8238.	-353.7
203		-4445.	4508.	2.6757E+04	-2274.	-349.3	-368.1
205		2248.	1.1841E+05	2.3014E+05	-2.1080E+04	-452.5	259.9
207		1077.	-2.0285E+04	3.6855E+05	232.4	1031.	55.83
209		2.3349E+04	-7324.	9.4977E+04	1080.	1139.	702.7
210		2.4621E+04	-4.2269E+04	1.0828E+05	1392.	589.1	-164.9
213		2.6140E+04	1.1313E+04	1.5260E+05	-925.4	2286.	48.91
215		-1.2756E+04	1.0933E+04	7.7463E+04	-1022.	-760.2	63.89
217		-5.3045E+04	-4.2128E+04	4.3738E+05	975.0	-6763.	163.8
219		-1798.	8.5113E+04	1.6715E+05	-1.5751E+04	-43.98	-12.72
221		248.5	-1.9907E+04	2.8208E+05	210.6	232.4	11.91
...
10647		-4.6649E+04	-1811.	3.1989E+05	304.6	-614.3	102.4
MAXIMUM		1.9133E+05	3.2461E+05	3.4189E+06	6.2723E+04	2.7622E+04	9211.
AT NODE		3791	168	2709	2650	2675	10388
MINIMUM		-1.9094E+05	-1.6984E+05	-2854.	-5.2259E+04	-4.7296E+04	-5708.
AT NODE		10434	4061	7421	2712	2651	1569
TOTAL		-6.0732E-04	3.9463E-04	2.5396E+08	-6.7773E+05	-1.0571E+05	9818.

1

Abaqus 6.9-1 Date 25-Mar-2010 Time 15:19:16
 For use by Norconsult a.s under license from Dassault Systemes or its subsidiary.

PARTICIPATION FACTORS

MODE NO	X-COMPONENT	Y-COMPONENT	Z-COMPONENT	X-ROTATION	Y-ROTATION
1	1.7719	2.93923E-02	-4.09221E-02	-1.2337	22.634
2	0.46557	-3.1327	0.16832	42.670	11.530
3	-0.41137	3.1434	1.2263	-38.853	19.383
4	2.78964E-02	1.3983	1.7373	43.747	33.685
5	0.28028	1.8249	-3.68347E-03	-23.983	2.9612
6	0.17863	0.38022	-0.39014	-20.057	16.559
7	0.21052	-2.21965E-02	-0.47444	-2.6138	11.191
8	-3.11647E-02	-0.18419	1.8763	80.502	-140.39
9	-3.38113E-02	-0.31408	0.33499	-7.1305	7.5143
10	-4.15976E-02	0.28478	0.50874	30.165	14.220
11	-0.22817	-0.67561	1.9511	18.968	-133.72
12	0.11759	-1.72652E-02	2.4322	8.5657	-45.282
13	2.09245E-02	-8.94146E-03	2.1175	83.966	31.995
14	-0.21949	0.22657	1.5901	-3.2800	51.707
15	3.78153E-02	-2.81071E-02	0.55779	2.1346	-9.8523
16	0.23379	-0.30780	0.88956	11.579	-7.5757
17	-0.44136	-0.20658	0.24013	20.702	-14.489
18	1.46884E-02	-2.30478E-03	0.37399	1.6096	-5.5610
19	0.10003	-1.71028E-02	0.15526	-5.0330	2.0046
20	4.90016E-02	-7.93951E-03	-0.53914	-22.075	-28.551

EFFECTIVE MASS

MODE NO	X-COMPONENT	Y-COMPONENT	Z-COMPONENT	X-ROTATION	Y-ROTATION
1	1.51724E+07	4174.9	8092.7	7.35479E+06	2.47580E+09
2	1.50769E+05	6.82611E+06	19707.	1.26641E+09	9.24646E+07
3	15871.	9.26689E+05	1.41028E+05	1.41574E+08	3.52363E+07
4	67.329	1.69167E+05	2.61125E+05	1.65580E+08	9.81693E+07
5	1.47920E+05	6.27106E+06	25.548	1.08301E+09	1.65110E+07
6	1871.0	8477.1	8925.0	2.35882E+07	1.60774E+07
7	2227.9	24.767	11315.	3.43428E+05	6.29515E+06
8	22.575	788.52	81828.	1.50631E+08	4.58119E+08
9	124.61	10752.	12232.	5.54197E+06	6.15455E+06
10	232.55	10900.	34784.	1.22292E+08	2.71768E+07
11	5646.7	49508.	4.12900E+05	3.90232E+07	1.93945E+09
12	1607.6	34.658	6.87796E+05	8.53075E+06	2.38407E+08
13	120.24	21.956	1.23140E+06	1.93613E+09	2.81128E+08
14	7533.3	8027.1	3.95355E+05	1.68227E+06	4.18064E+08
15	118.99	65.739	25890.	3.79155E+05	8.07731E+06
16	28286.	49027.	4.09510E+05	6.93874E+07	2.96999E+07
17	17441.	3820.7	5162.7	3.83704E+07	1.87961E+07
18	15.336	0.37758	9942.2	1.84167E+05	2.19819E+06
19	973.02	28.443	2344.1	2.46314E+06	3.90739E+05
20	480.76	12.621	58198.	9.75650E+07	1.63217E+08
TOTAL	1.55537E+07	1.43387E+07	3.81756E+06	5.16004E+09	6.33143E+09

S T E P 3 R E S P O N S E S P E C T R U M

MODES ARE ADDED ACCORDING TO SRSS
 COMPONENTS ADDED ACCORDING TO ALGEBRAIC

NAME OF SPECTRUM	SPECTRUM			
DIRECTION OF EXCITATION	1.00	0.00	0.00	
SCALE FACTOR	1.00			
NAME OF SPECTRUM	SPECTRUM			
DIRECTION OF EXCITATION	0.00	1.00	0.00	
SCALE FACTOR	0.300			
NAME OF SPECTRUM	SPECTRUM			
DIRECTION OF EXCITATION	0.00	0.00	1.00	
SCALE FACTOR	0.210			

THIS IS A LINEAR PERTURBATION STEP.
 ALL LOADS ARE DEFINED AS CHANGE IN LOAD TO THE REFERENCE STATE

N O D E O U T P U T

NODE FOOT- NOTE	RF1	RF2	RF3	RM1	RM2	RM3
167	949.3	1.0250E+04	3.2579E+04	183.2	459.9	29.19
168	2253.	1.9164E+04	3.8409E+04	243.1	578.0	6.582
171	659.3	1.6125E+04	8.2096E+04	169.4	259.0	63.31
172	1348.	8812.	2.4326E+05	263.1	1178.	23.82
175	1140.	1.0791E+04	5.3600E+04	201.2	1060.	54.34
177	2167.	2.3107E+04	1.2515E+05	413.3	992.5	68.03
178	4.0343E+04	4.2950E+04	6.2312E+05	3524.	4937.	235.7
181	1356.	1526.	1.9326E+04	73.20	59.88	237.0
182	838.0	9236.	5.3067E+04	171.6	345.1	224.2
185	3.2895E+04	4.8995E+04	4.1518E+05	2419.	4332.	238.0
187	6.7354E+04	5.8924E+04	4.3218E+05	6258.	3576.	323.8
190	435.9	2.1920E+04	9.9198E+04	451.8	2323.	114.2
191	1768.	3.3805E+04	7.5050E+04	529.1	569.0	117.3
193	5.1368E+04	9464.	9.9551E+04	615.0	4672.	65.56
195	187.8	1.0348E+04	5425.	161.9	315.3	44.29
197	5.9085E+04	1.3152E+04	6.4421E+04	1346.	2208.	331.2
199	9788.	1.0859E+04	2.3775E+04	627.2	1471.	160.7
201	351.8	1.2843E+04	4005.	195.1	405.4	46.01
203	8760.	7852.	4.7637E+04	1270.	808.1	15.74
205	1.4699E+04	4896.	8395.	257.5	727.5	83.17
207	939.9	1.0093E+04	1.1313E+05	196.0	929.0	4.143
209	6.1405E+04	2.6785E+04	6.8339E+04	2994.	3930.	738.0
210	1.9228E+04	7.7123E+04	2.4663E+05	4693.	2955.	242.7
213	7.4843E+04	1.1724E+04	2.2124E+05	725.9	8277.	276.7
215	2.5108E+04	2.3282E+04	1.2045E+05	1774.	124.7	272.9
217	1.2019E+05	8.9361E+04	7.2002E+05	3876.	1.3752E+04	518.4
219	9205.	6302.	6370.	1275.	402.8	40.14
221	993.6	6643.	3.2852E+04	127.1	1035.	10.43
...
10647	1.2359E+05	2830.	4.1896E+05	1939.	2369.	178.0

MAXIMUM	2.7661E+05	2.7470E+05	1.2913E+06	1.6656E+04	2.5182E+04	5949.
AT NODE	10561	1501	2648	2652	2712	1569
MINIMUM	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
AT NODE	1	1	1	1	1	1
TOTAL	1.9736E+07	1.2256E+07	8.5591E+07	1.1783E+06	1.5792E+06	1.2270E+05

1

Abaqus 6.9-1 Date 25-Mar-2010 Time 18:58:47
 For use by Norconsult a.s under license from Dassault Systemes or its subsidiary.

S T E P 4 R E S P O N S E S P E C T R U M

MODES ARE ADDED ACCORDING TO SRSS
 COMPONENTS ADDED ACCORDING TO ALGEBRAIC

NAME OF SPECTRUM	SPECTRUM		
DIRECTION OF EXCITATION	1.00	0.00	0.00
SCALE FACTOR	0.300		
NAME OF SPECTRUM	SPECTRUM		
DIRECTION OF EXCITATION	0.00	1.00	0.00
SCALE FACTOR	1.00		
NAME OF SPECTRUM	SPECTRUM		
DIRECTION OF EXCITATION	0.00	0.00	1.00
SCALE FACTOR	0.210		

THIS IS A LINEAR PERTURBATION STEP.
 ALL LOADS ARE DEFINED AS CHANGE IN LOAD TO THE REFERENCE STATE

N O D E O U T P U T

THE FOLLOWING TABLE IS PRINTED FOR ALL NODES

NODE	FOOT- NOTE	RF1	RF2	RF3	RM1	RM2	RM3
167		588.7	1.3953E+04	6.3615E+04	307.1	601.5	25.64
168		4141.	2.2053E+04	7.4955E+04	342.0	1316.	16.16
171		315.1	2.3851E+04	1.0668E+05	457.6	220.6	53.90
172		1887.	3.6834E+04	2.6917E+05	1020.	979.8	118.7
175		403.8	5.1462E+04	3.3051E+05	1258.	385.4	22.15
177		4731.	2.8157E+04	1.4945E+05	544.0	1649.	151.1
178		7.9259E+04	4.2997E+04	7.7695E+05	4369.	7954.	462.2
181		489.4	2205.	3.2155E+04	135.9	43.72	85.99
182		313.6	1.6869E+04	8.7435E+04	327.2	246.1	97.85
185		7.4695E+04	8.7600E+04	7.5207E+05	4976.	8955.	443.7
187		6.3821E+04	5.0859E+04	5.2066E+05	6265.	3020.	338.8
190		211.0	4.7632E+04	2.1626E+05	980.3	874.2	43.58
191		1523.	7.4222E+04	1.5167E+05	1159.	1166.	64.89
193		2.5351E+04	2.1950E+04	8.7056E+04	1315.	2009.	137.0
195		406.6	2.2641E+04	1994.	352.3	396.2	100.8
197		4.2781E+04	2.6527E+04	1.1566E+05	2862.	1270.	130.7
199		4364.	2.4560E+04	1.2580E+04	1412.	592.1	258.8
201		610.7	2.2909E+04	4819.	350.0	498.7	88.48
203		7875.	9711.	5.0126E+04	1520.	757.6	35.75
205		8770.	1.2169E+04	1.9471E+04	806.4	431.2	46.11
207		583.8	2.3421E+04	2.6435E+05	454.8	611.0	3.288
209		3.1871E+04	3.9425E+04	1.1583E+05	4657.	2345.	711.0
210		2.2381E+04	5.2626E+04	1.4326E+05	3934.	1681.	235.9
213		5.4554E+04	2.1333E+04	2.1992E+05	1299.	5287.	291.5
215		1.8168E+04	1.1044E+04	7.8380E+04	783.7	229.3	97.47
217		5.9399E+04	6.3319E+04	3.8350E+05	3155.	6814.	312.7
219		7146.	1.8095E+04	1.5093E+04	3705.	334.0	38.03
221		580.9	1.9840E+04	9.6470E+04	379.8	616.8	6.746
...
10647		5.9199E+04	1963.	2.4878E+05	1623.	1086.	102.9
MAXIMUM		1.2322E+05	6.3397E+05	1.4068E+06	3.8375E+04	1.1700E+04	1.4066E+04
AT NODE		3738	1501	2652	2652	2659	1569
MINIMUM		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
AT NODE		1	1	1	1	1	1
TOTAL		1.0282E+07	1.9506E+07	7.9206E+07	2.0179E+06	8.0242E+05	1.2575E+05

1

Abaqus 6.9-1 Date 25-Mar-2010 Time 19:00:07
 For use by Norconsult a.s under license from Dassault Systemes or its subsidiary.

S T E P 5 R E S P O N S E S P E C T R U M

MODES ARE ADDED ACCORDING TO SRSS
 COMPONENTS ADDED ACCORDING TO ALGEBRAIC

NAME OF SPECTRUM	SPECTRUM		
DIRECTION OF EXCITATION	1.00	0.00	0.00
SCALE FACTOR	0.300		
NAME OF SPECTRUM	SPECTRUM		
DIRECTION OF EXCITATION	0.00	1.00	0.00
SCALE FACTOR	0.300		
NAME OF SPECTRUM	SPECTRUM		
DIRECTION OF EXCITATION	0.00	0.00	1.00
SCALE FACTOR	0.700		

THIS IS A LINEAR PERTURBATION STEP.
 ALL LOADS ARE DEFINED AS CHANGE IN LOAD TO THE REFERENCE STATE

N O D E O U T P U T

THE FOLLOWING TABLE IS PRINTED FOR ALL NODES

NODE	FOOT- NOTE	RF1	RF2	RF3	RM1	RM2	RM3
167		330.2	5409.	2.3133E+04	107.2	258.0	19.49
168		1473.	9220.	2.9134E+04	145.1	550.3	6.189
171		202.8	7361.	3.4720E+04	119.6	91.62	22.28
172		596.6	9129.	9.4861E+04	254.7	412.9	29.54
175		337.8	1.2637E+04	8.0463E+04	305.4	313.8	16.57
177		1590.	1.0779E+04	5.7668E+04	202.6	581.1	50.41
178		2.7027E+04	1.7659E+04	2.9578E+05	1656.	2821.	158.1
181		396.0	805.4	1.1868E+04	46.84	20.87	69.28
182		247.2	5844.	3.2691E+04	115.3	121.1	67.89
185		2.4975E+04	3.1186E+04	2.5962E+05	1727.	3029.	160.4
187		2.7020E+04	2.2494E+04	2.0042E+05	2585.	1352.	137.4
190		135.5	1.5998E+04	7.2629E+04	329.3	693.3	34.07
191		673.9	2.4877E+04	5.1545E+04	388.6	391.9	37.85
193		1.5999E+04	9034.	4.0172E+04	518.3	1412.	55.29
195		191.7	7565.	2290.	117.8	174.6	33.31
197		2.0799E+04	8967.	4.0228E+04	960.2	715.9	98.50
199		2977.	8177.	8007.	470.3	440.1	91.06
201		289.9	7918.	3271.	120.8	231.7	30.65
203		3400.	3693.	2.0205E+04	584.5	320.8	12.07
205		4751.	4021.	6571.	278.1	234.9	26.52
207		309.5	7711.	8.6888E+04	149.7	311.8	1.493
209		1.9224E+04	1.2050E+04	3.3663E+04	1394.	1259.	271.1
210		7606.	2.6395E+04	8.0766E+04	1715.	939.2	88.80
213		2.4853E+04	6182.	8.1455E+04	378.5	2666.	104.8
215		8545.	7150.	3.9327E+04	541.7	79.67	80.24
217		3.7788E+04	3.1004E+04	2.3068E+05	1407.	4327.	171.7
219		3291.	6322.	6967.	1227.	145.6	16.93
221		320.3	5890.	3.0246E+04	112.1	335.2	3.883
...
10647		3.8486E+04	978.5	1.3789E+05	710.2	732.4	58.33
MAXIMUM		7.9920E+04	2.0864E+05	4.6255E+05	1.2641E+04	7525.	3747.
AT NODE		10561	1501	2652	2652	2712	1569
MINIMUM		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
AT NODE		1	1	1	1	1	1
TOTAL		6.3663E+06	6.7144E+06	3.6755E+07	6.9300E+05	5.0478E+05	5.3202E+04

THE ANALYSIS HAS BEEN COMPLETED

ANALYSIS COMPLETE

JOB TIME SUMMARY

USER TIME (SEC) = 1275.8
 SYSTEM TIME (SEC) = 76.200
 TOTAL CPU TIME (SEC) = 1352.0
 WALLCLOCK TIME (SEC) = 13444

10.3 Beregning av svingeformer, fra Abaqus

På neste side kan en se hvordan Abaqus har utført den tidligere nevnte Subspace-iterasjonen for å beregne egenverdier for konstruksjonens 20 første svingeformer. Noen av iterasjonene er forkortet bort for å begrense antallet sider.

C A L C U L A T I O N O F E I G E N V A L U E S

F O R N A T U R A L F R E Q U E N C I E S

THE SUBSPACE ITERATION METHOD IS USED FOR THIS ANALYSIS

NUMBER OF EIGENVALUES 20
 HIGHEST FREQUENCY OF INTEREST 15.000
 MAXIMUM NUMBER OF ITERATIONS 60
 NUMBER OF VECTORS IN ITERATION 28

THE EIGENVECTORS ARE SCALED SO THAT
 THE LARGEST DISPLACEMENT ENTRY IN EACH VECTOR
 IS UNITY

THIS IS A LINEAR PERTURBATION STEP.
 ALL LOADS ARE DEFINED AS CHANGE IN LOAD TO THE REFERENCE STATE

EXTRAPOLATION WILL NOT BE USED

CHARACTERISTIC ELEMENT LENGTH 0.880

DETAILED OUTPUT OF DIAGNOSTICS TO DATABASE REQUESTED

PRINT OF INCREMENT NUMBER, TIME, ETC., TO THE MESSAGE FILE EVERY 1 INCREMENTS

COLLECTING STEP CONSTRAINT INFORMATION FOR OVERCONSTRAINT CHECKS

ITERATION 1 CURRENT ESTIMATES OF EIGENVALUES

1	378.85	2	1250.0	3	2637.1	4	2717.3	5	3274.8
6	3636.0	7	4076.8	8	4320.0	9	4794.0	10	5218.4
11	5318.9	12	5667.0	13	6335.0	14	6856.6	15	7242.6
16	7509.7	17	8010.5	18	8427.2	19	8923.6	20	9234.5
21	11511.	22	14892.	23	17497.	24	20514.	25	23382.
26	27931.	27	30057.	28	33585.				

ITERATION 2 CURRENT ESTIMATES OF EIGENVALUES

1	333.66	2	411.46	3	420.24	4	451.78	5	564.66
6	785.79	7	903.04	8	1024.5	9	1134.7	10	1165.3
11	1274.3	12	1381.1	13	1425.6	14	1488.4	15	1501.4
16	1592.1	17	1645.3	18	1714.6	19	1744.0	20	1778.0
21	1807.9	22	1878.9	23	1907.1	24	1948.4	25	2000.4
26	2110.9	27	2118.2	28	2235.7				

ITERATION 3 CURRENT ESTIMATES OF EIGENVALUES

1	326.10	2	383.48	3	388.31	4	396.92	5	499.50
6	669.50	7	716.81	8	813.53	9	866.90	10	959.00
11	1048.6	12	1090.1	13	1130.8	14	1235.9	15	1296.9
16	1322.2	17	1369.7	18	1416.1	19	1464.5	20	1491.2
21	1523.6	22	1563.7	23	1601.1	24	1610.3	25	1700.0
26	1721.8	27	1746.5	28	1827.1				

ITERATION 4 CURRENT ESTIMATES OF EIGENVALUES

1	325.65	2	380.34	3	386.94	4	394.85	5	494.92
6	648.27	7	681.80	8	759.57	9	817.02	10	892.81
11	967.86	12	992.73	13	1034.3	14	1168.0	15	1218.6
16	1229.4	17	1267.9	18	1305.1	19	1346.8	20	1367.6
21	1410.8	22	1450.6	23	1464.4	24	1481.2	25	1564.8
26	1570.5	27	1625.3	28	1657.6				

ITERATION 5 CURRENT ESTIMATES OF EIGENVALUES

1	325.63	2	380.13	3	386.86	4	394.71	5	494.50
6	643.09	7	675.65	8	748.34	9	803.21	10	859.59
11	945.82	12	956.88	13	1001.7	14	1140.7	15	1177.3
16	1188.6	17	1222.6	18	1241.5	19	1294.7	20	1305.2
21	1344.9	22	1374.5	23	1399.7	24	1415.4	25	1479.9
26	1503.3	27	1549.3	28	1563.1				

ITERATION 6 CURRENT ESTIMATES OF EIGENVALUES

1	325.63	2	380.12	3	386.86	4	394.69	5	494.46
6	641.91	7	674.43	8	745.63	9	799.03	10	846.81
11	938.20	12	943.61	13	988.04	14	1127.6	15	1153.4
16	1169.0	17	1196.5	18	1206.9	19	1268.2	20	1272.0
21	1293.7	22	1335.2	23	1351.7	24	1382.2	25	1421.5
26	1462.6	27	2490.8	28	3922.1				

THE FIRST 1 EIGENVALUES HAVE CONVERGED

ITERATION 7 CURRENT ESTIMATES OF EIGENVALUES

1	325.63	2	380.12	3	386.85	4	394.69	5	494.46
6	641.65	7	674.17	8	744.93	9	797.71	10	842.18
11	934.68	12	938.98	13	982.13	14	1121.1	15	1139.5
16	1157.8	17	1173.9	18	1193.9	19	1245.0	20	1256.9
21	1262.3	22	1311.5	23	1314.4	24	1360.9	25	1378.9
26	1433.6	27	1763.3	28	2177.2				

THE FIRST 5 EIGENVALUES HAVE CONVERGED

ITERATION 8 CURRENT ESTIMATES OF EIGENVALUES

1	325.63	2	380.12	3	386.85	4	394.69	5	494.46
6	641.58	7	674.11	8	744.75	9	797.28	10	840.50
11	932.90	12	937.38	13	979.49	14	1117.6	15	1131.2
16	1150.7	17	1158.0	18	1187.5	19	1228.3	20	1240.1
21	1248.2	22	1286.8	23	1295.5	24	1342.4	25	1351.0
26	1411.1	27	1597.1	28	1711.0				

THE FIRST 5 EIGENVALUES HAVE CONVERGED

ITERATION 9 CURRENT ESTIMATES OF EIGENVALUES

1	325.63	2	380.12	3	386.85	4	394.69	5	494.46
6	641.57	7	674.10	8	744.69	9	797.14	10	839.89
11	932.05	12	936.77	13	978.22	14	1115.6	15	1126.2
16	1145.2	17	1147.9	18	1183.8	19	1215.2	20	1224.0
21	1241.7	22	1269.2	23	1284.2	24	1320.7	25	1338.4
26	1392.5	27	1510.6	28	1557.4				

THE FIRST 5 EIGENVALUES HAVE CONVERGED

ITERATION 10 CURRENT ESTIMATES OF EIGENVALUES

1	325.63	2	380.12	3	386.85	4	394.69	5	494.46
6	641.57	7	674.10	8	744.68	9	797.09	10	839.65
11	931.65	12	936.52	13	977.58	14	1114.4	15	1123.1
16	1138.8	17	1143.6	18	1181.4	19	1201.2	20	1216.0
21	1236.4	22	1258.6	23	1276.3	24	1304.1	25	1329.2
26	1376.5	27	1449.3	28	1511.9				

THE FIRST 7 EIGENVALUES HAVE CONVERGED

ITERATION 43 CURRENT ESTIMATES OF EIGENVALUES

1	325.63	2	380.12	3	386.85	4	394.69	5	494.46
6	641.56	7	674.09	8	744.67	9	797.06	10	839.50
11	931.30	12	936.31	13	976.91	14	1112.1	15	1117.8
16	1122.4	17	1133.9	18	1158.7	19	1176.5	20	1201.3
21	1204.3	22	1220.5	23	1243.6	24	1253.7	25	1264.3
26	1306.9	27	1483.8	28	1703.3				

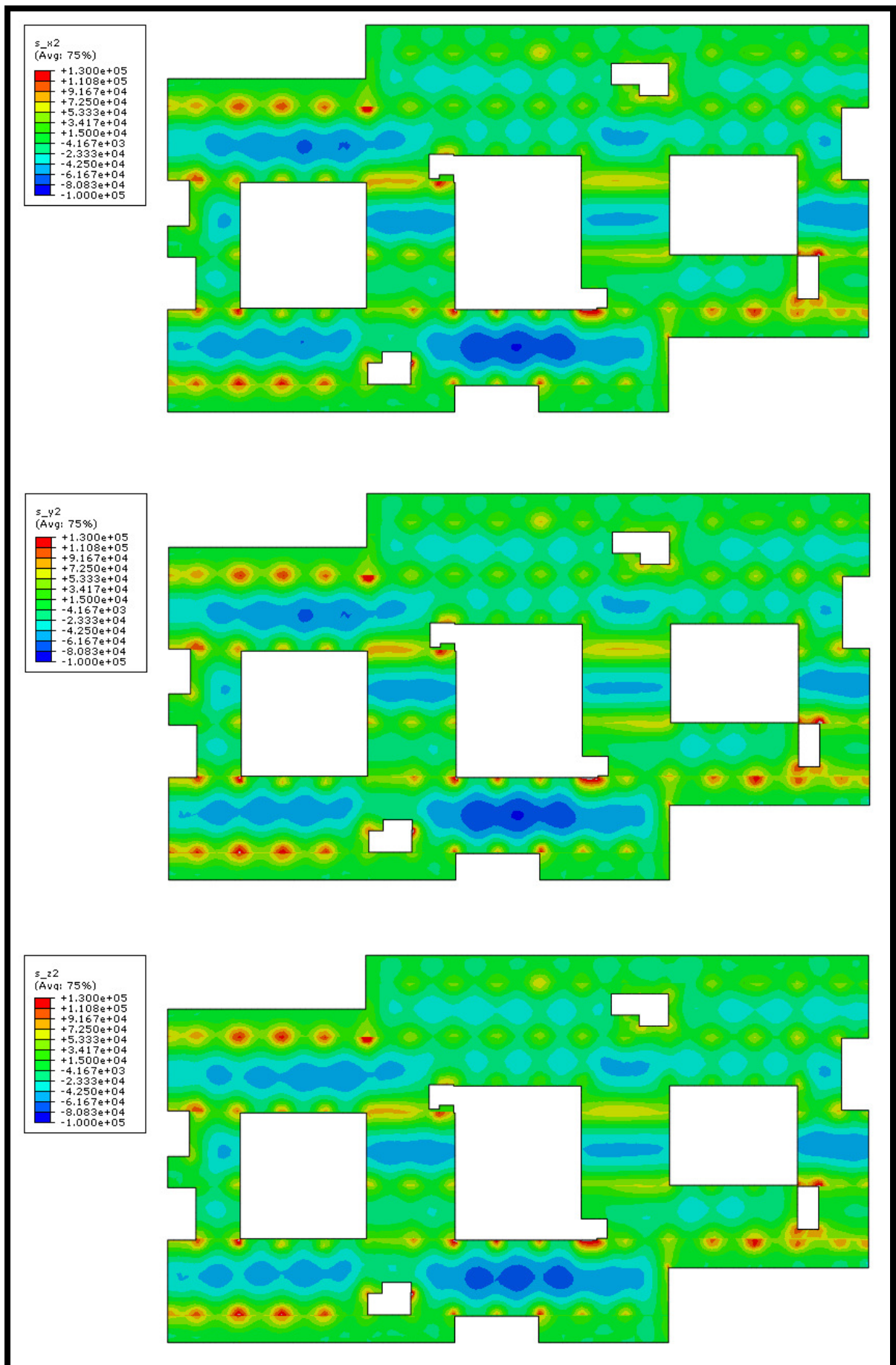
THE FIRST 19 EIGENVALUES HAVE CONVERGED

ITERATION 44 CURRENT ESTIMATES OF EIGENVALUES

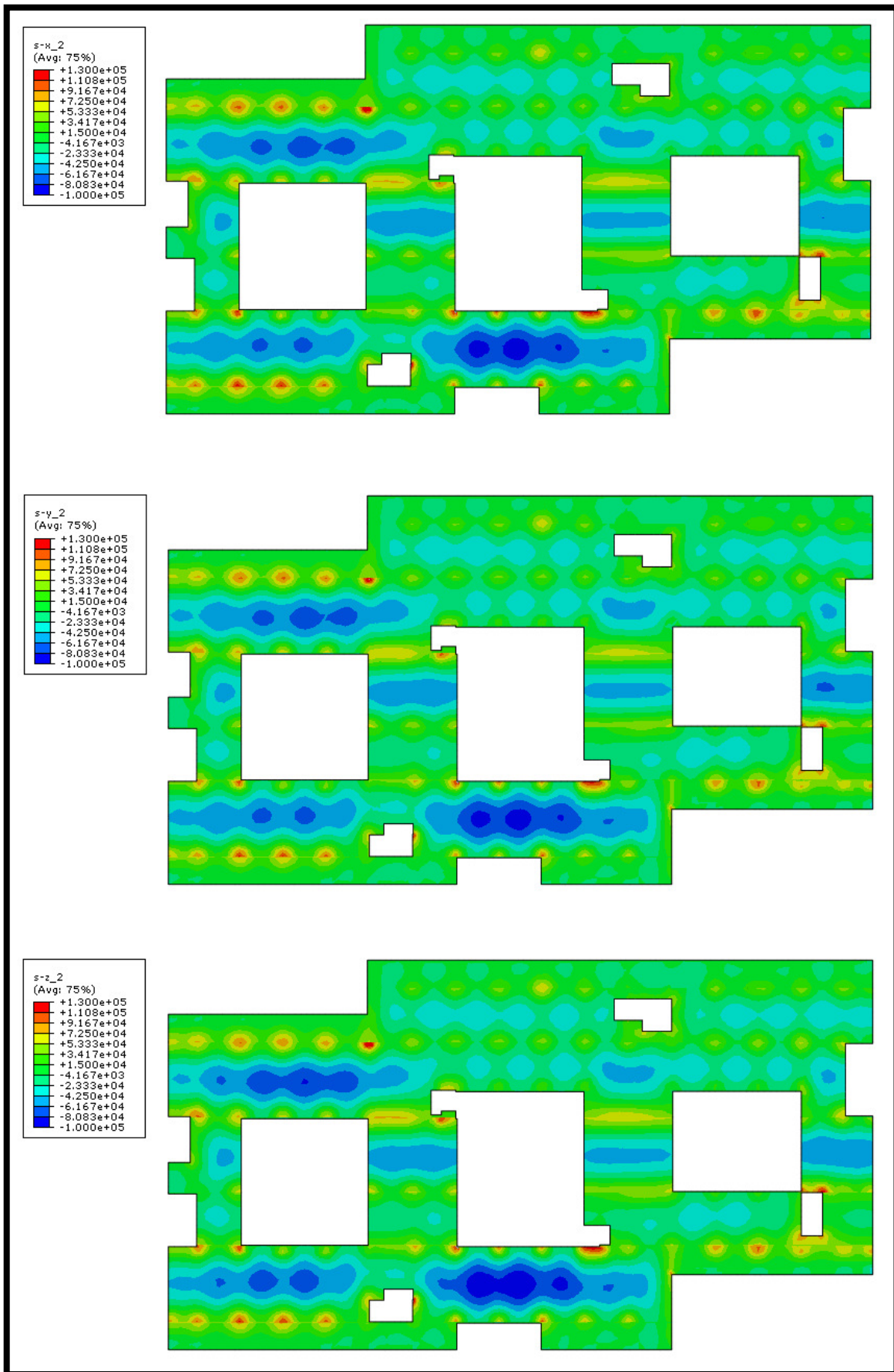
1	325.63	2	380.12	3	386.85	4	394.69	5	494.46
6	641.56	7	674.09	8	744.67	9	797.06	10	839.50
11	931.30	12	936.31	13	976.91	14	1112.1	15	1117.8
16	1122.4	17	1133.9	18	1158.7	19	1176.5	20	1201.3
21	1204.3	22	1220.5	23	1243.6	24	1253.7	25	1264.3
26	1306.6	27	1428.6	28	1555.1				

THE FIRST 20 EIGENVALUES HAVE CONVERGED

10.4 Øvrige resultater



Figur A: Dimensjonerende moment i d.o. 3. et., summert momenter fra statisk og momenter fra seismisk last [kNm/m]



Figur B: Dimensjonerende moment i d.o. 3. et., momenter fra statisk last subtrahert med momenter fra seismisk last [kNm/m]