



Universitetet
i Stavanger

DET TEKNISK-NATURVITENSKAPELIGE FAKULTET

MASTEROPPGAVE

Studieprogram/spesialisering:

Konstruksjoner og Materialer / Bygg

Vårsemesteret, 2015

Åpen

Forfatter: Kristian Olav Sæterdal Bøyum

.....
(signatur forfatter)

Fagansvarlig: Sven Kristian Goa

Veileder(e): Sven Kristian Goa

Tittel på masteroppgaven:

TOLKNING OG HÅNDBTERING AV SEISMISKE SKIVEKREFTER

Engelsk tittel:

INTERPRETATION AND RESISTANCE OF SEISMIC FORCES

Studiepoeng: 30

Emneord:

Robot Structural Analysis Professional
Seismiske analyser

Skiveskjærkapasitet av hulldekker

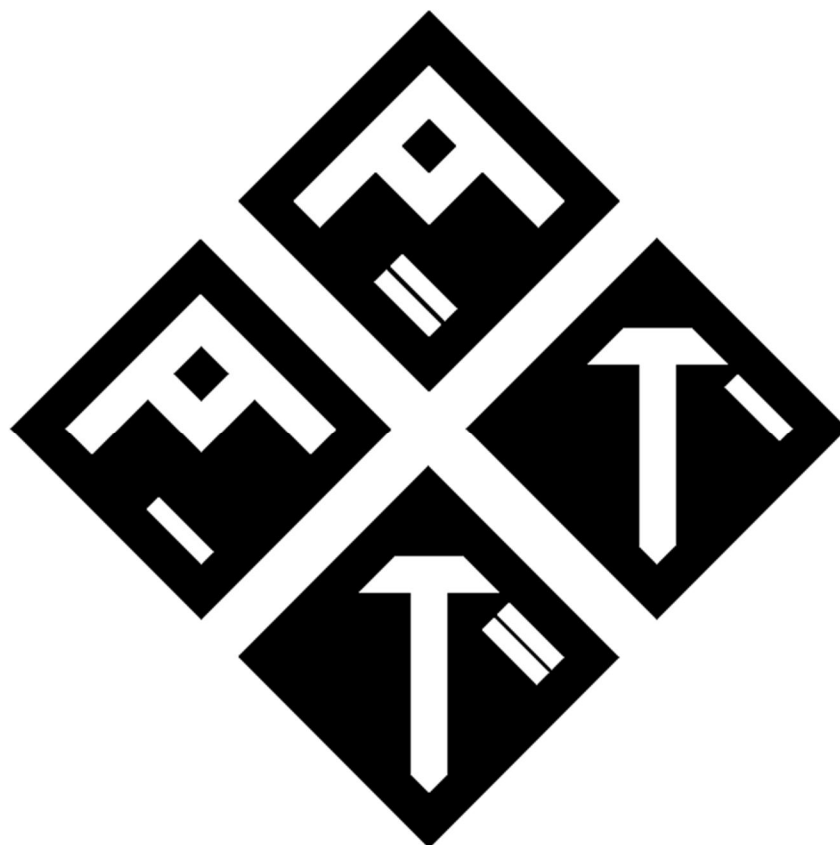
Regneark i Excel for
innfesting av hulldekkeskiver

Sidetall:

+ vedlegg/annet:

Stavanger,
dato/år

SEISMISKE SKIVEKREFTER



TOLKNING OG HÅNDTERING

Forord

Denne rapporten avslutter to lærerike år ved Universitetet i Stavanger. Her har vi beregnet spyttdråpers baner på andre planeter, dykket dypt inn i materialers oppbygging og regnet på rusting, risting og sprekpropagasjon på blant annet vindmøller, jackup-rigger og gamle skip fra 2. verdenskrig. Vi har sett på vind-, vann- og jordskjelvs krefter, beregnet plastiske deformasjoner og dimensjonert spenntau i dekker og bjelker. Dette er altså avslutningen på min mastergrad i Konstruksjoner og materialer, med fordypning Byggkonstruksjoner.

Ofte vil det mest markante skillet mellom bachelor- og mastergrad, innenfor konstruksjon, en fordypning i dynamikk og seismisk analyse. Det var derfor et klart mål for meg å opparbeide meg kunnskap om metoder og regler rundt dette i løpet av tiden på Universitetet i Stavanger. Dynamikken gjennomgås grundig i obligatoriske fag ved studiet og gir et godt grunnlag for denne oppgaven. Dette gjorde det naturlig for meg å fokusere på gjeldende regler i jordskjelvsstandarden for seismisk analyse, og å sette meg inn i et ukjent beregningsprogram, Robot Structural Analysis Professional. For å finne en mer spesifikk vinkling på oppgaven kontaktet jeg Rambøll i Bergen. De forklarte at det gikk mye tid med på å dimensjonere for skivekrefter ved jordskjelvsbelastning, og at dette dermed kunne være et nyttig og arbeidsrelevant tema å fordype seg i. Spesielt var det da innfesting av hulldekkeskiver mot veggskiver som kunne være en utfordring. Slike forbindelser dimensjoneres ikke direkte i analyseprogrammer som FEM-Design eller Robot Structural Analysis, men regnes ofte for hånd. Følgelig vil det være rom for effektivisering, men for å komme der hen kreves det et skikkelig grunnlag og kunnskap om hulldekkeskivers egenskaper. Det ble raskt klart at dette ville passe fint inn i oppgaven, ved at det naturlig lot seg kombinere med seismisk analyser.

Opgaven er skrevet med mål om å være lettfattelig for lesere med konstruksjonsfaglig utdanning.

Jeg vil gjerne takke mine kollegaer i Rambøll, både i Stavanger og i Bergen. De har stilt opp med gode råd, kontorplass, kraftig datamaskin og lisenser til de nødvendige verktøyene. I tillegg har de stekt lapper og bakt kake i ny og ne.

Jeg vil også takke Sven Kristian Goa, konstruksjonssjef i Prefab Design, for at han har stilt opp som veileder.

Sammendrag

Ved innfesting og kraftoverføring mellom horisontale og vertikale skiver, vil hulldekkers manglende horisontale kapasiteter skape utfordringer. Situasjoner med store seismiske laster vil følgelig kunne gi tidkrevende beregninger, først og fremst på grunn av liten kapasitet i dekkeskiven, men også på grunn av at dimensjoneringen i stor grad skjer ved håndberegninger. Tolkning av lastbildet i programmer med FEM-analyse krever også gode forkunnskaper og kan ofte være årsak til diskusjon.

I over ti år har det nå vært påkrevd å dimensjonere norske bygg for jordskjelvs krefter. Siden 2010 er det NS-EN 1998-1:2004+NA:2008 som har vært gjeldende standard for beregning av seismisk last, og standarden benyttes dermed også her. I denne oppgaven er seismiske analyser gjennomført ved håndberegning og i Robot Structural Analysis Professional. Konstruksjonen som er analysert består av hulldekkeskiver med opplegg på stålprofiler og innfesting mot plasstøpte veggskiver. Ved romlig FEM-analyse i Robot Structural Analysis Professional ble det gjort tilnærminger til plan modal responspektrum analyse. Konstruksjonen som ble analysert fikk full regularitet i plan og oppriss, og veggskivene ble gitt randbetingelser som tillot skjærveggene å bevege seg uavhengig av hverandre. Dette ble gjort for å få rene svingeformer i de to ortogonale retninger ved at ingen av de relevante svingeformene hadde medsvingende seismisk masse i to retninger samtidig. Med fullstendig stiv dekkeskive hadde vi dermed forutsetninger for god sammenligning mot håndberegninger. Med disse forutsetningene fikk vi et liknende lastbilde både med hensyn på egenperiode, lastfordeling og total skjærkraft.

Forsøk med tillatt deformasjon i dekkeskiven, modellert med hulldekkeselementer, viste seg imidlertid å gi dekkeskiver med stivhet som var lavere enn forutsatt. Den mest interessante effekten av dette var at veggskivene da begynte å oppføre seg som om de stod nærmest upåvirket fritt innspent fra fundament og helt opp til toppen av bygningen. Stivheten og lastfordelingen endret seg tilsvarende en firedobling i vegg høyde på grunn av de nye randbetingelsene som oppstod. Dette satte effektene av horisontale deformasjoner i dekkeskiven på spissen og var slik et nyttig resultat, selv om den aktuelle dekkestivheten ikke kan regnes for å være realistisk.

Håndberegninger er brukt for å bestemme nødvendig skivearming og stringermetoden er benyttet for å håndtere lastkonsentrasjoner ved utsparinger. For innfesting av dekkeskive mot veggskive ble det laget egne regneark i Excel som i hovedsak baserer seg på anbefalte verdier i betongelementboken. Relativt enkel inndata gir automatisk kapasitetskontroll og raske resultater i form av bøyelister for innfesting med kamstål i utstøpte kanaler. Forsøk med de seismiske laster fra modale analyser har vist at regnearkene fungerer som ønsket og lar seg lett tilpasse ved variasjon i plassering og lastpåkjenning.

Innhold

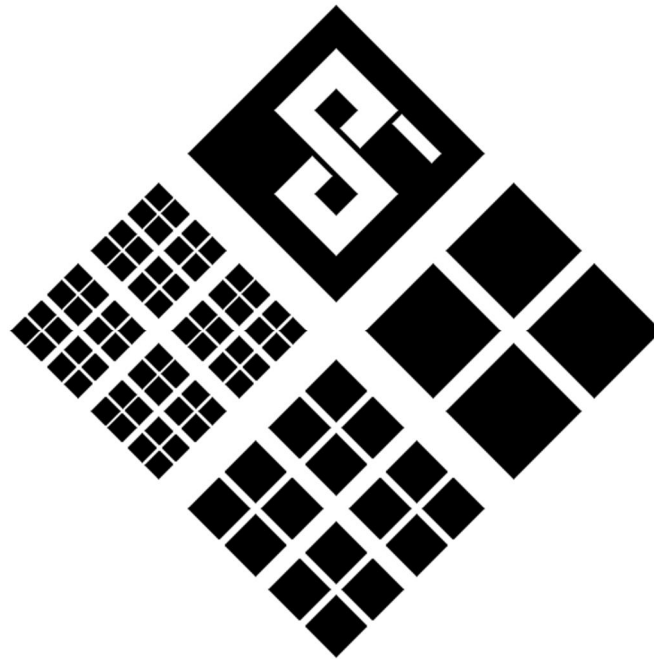
Forord	I
Sammendrag	II
Innhold	III
1 Innledning	1
1.1 Formål	1
1.2 Organisering av arbeid.....	2
1.2.1 Mål av framgang	2
1.2.2 Planlegging	3
1.3 Struktur	4
1.4 Begrensninger	5
1.5 Verktøy	5
2 T1 – Seismiske analyser, EC8.....	6
2.1 Innledende	6
2.1.1 Begrepet jordskjelv.....	6
2.1.2 Magnitude	7
2.1.3 Menneskeskapte rystelser	8
2.1.4 Naturlige årsaker til jordskjelv	9
2.1.5 Seismiske bølger	12
2.1.6 Jordskjelv i Norge.....	13
2.1.7 Seismisk risiko.....	15
2.2 Dynamikk	16
2.2.1 Generelt om dynamisk analyse	16
2.2.2 Idealiserte modeller og bevegelsesligninger	16
2.3 Duktilitet	29
2.3.1 Generelt	29
2.3.2 Konstruksjonsfaktor og valg av duktilitetsklasse	30
2.4 Analysemetoder, EC8	32
2.4.1 Tverrkraftmetoden.....	32
2.4.2 Modal responsspektrumanalyse	36
2.4.3 Ikke-lineær analyse	41
2.4.4 Håndberegninger eller dataprogram?.....	44
2.5 Konstruksjoners regularitet	45
2.5.1 Generelt	45

2.5.2	Regularitet i planet	46
2.5.3	Regularitet i oppriss	48
2.5.4	Utilsiktet torsjon	50
2.6	Andre ordens virkninger (P- Δ effekten)	52
2.7	Lastkombinasjoner	54
2.8	Materialfaktorer	55
2.9	Utelatelseskriterier	56
3	T2 – Tolkning og håndtering av skivekrefter	59
3.1	Innledning	59
3.2	Kort om ulike avstivningssystemer	59
3.2.1	Rammesystem	60
3.2.2	Innspenne søyler	60
3.2.3	Skivesystem	61
3.2.4	Kombinasjonssystem	63
3.2.5	Utfylte rammer	63
3.3	Fordeling av horisontale krefter i skivesystem	64
3.3.1	Plassering av vertikale skiver	64
3.3.2	Skivesystemets stabilitet	65
3.3.3	Statisk bestemt /ubestemt	66
3.3.4	Metode for kraftfordeling i statisk ubestemt skivesystem	66
3.4	Hulldekke som horisontal skive	75
3.4.1	Grunnleggende om hulldekker	75
3.4.2	Hulldekkers skiveskjærkapasitet	77
3.4.3	Tolkning av last i dekke med hulldekker	78
3.4.4	Skivearmering	83
3.4.5	Beregning av nødvendig lengde- og fugearmering	85
3.4.6	Dekkeskiveberegninger etter Stringermetoden	87
3.4.7	Fagverksanalog modellering av dekkeskiver	88
3.4.8	Hulldekkeforbindelser	91
3.4.9	Overføring av krefter	97
4	A1 – Seismiske analyser, EC8	100
4.1	Innledning	100
4.1.1	Bæresystem	101
4.1.2	Forutsetninger for jordskjelvsberegninger	103

4.2	Konstruksjonens stivhet	104
4.2.1	Vertikale skiver i x-retning:	104
4.2.2	Vertikale skiver i y-retning:	105
4.2.3	Betongkvalitet og elastisitetsmodul	106
4.2.4	Stivhetsberegninger:	106
4.3	Torsjon	111
4.4	Kontroll av regularitet og mulige analysemetoder	112
4.5	Horisontalt elastisk responspektrum	112
4.6	Plan modal responspektrum analyse	114
4.6.1	Vertikale laster	115
4.6.2	Lastfaktor	116
4.6.3	Massematrise, seismisk last	116
4.6.4	Stivhetsmatrise	117
4.6.5	Egenperioder og vinkelfrekvenser	118
4.6.6	Modalmatriser	118
4.6.7	Kontroll av effektiv modalmasse	121
4.6.8	Dimensjonerende seismisk akselerasjon	121
4.6.9	Kontroll av svingeformers uavhengighet	122
4.6.10	Skjærkrefter	122
4.7	Plan tverrkraftanalyse	123
4.8	Utelatelseskriterier for krav om seismisk påvirkning	125
4.9	Valg av dimensjonerende laster	126
4.10	Romlig analyse i Robot Structural Analysis Professional	127
4.10.1	Tilnærming til håndberegnet, plan, modalanalyse	127
4.10.2	Modellering	128
4.10.3	Modal analyse i Robot	132
4.10.4	Seismisk analyse	134
4.10.5	Lastfordeling på vertikale skiver	136
5	A2 – Tolkning og håndtering av skivekrefter	141
5.1	Innledning: Dimensjonering av dekkeskive og innfesting	141
5.2	Lastkombinasjon	141
5.3	Lastfordeling, veggskiver	142
5.4	Krefter i dekkeskiven	143
5.4.1	Last i x-retning	143

5.4.2	Last i y-retning	146
5.5	Skivearmering.....	149
5.5.1	Generell skivearmering.....	149
5.5.2	Stringeranalyse.....	151
5.6	Kraftinnføring og innfesting av dekkeskiver	165
5.6.1	Kort om regnearkene for kraftinnføring og innfesting.....	165
5.6.2	Innfesting mot veggskiver i x-retning:	166
5.6.3	Innfesting mot veggskiver i y-retning	176
6	Avslutning: Diskusjon og konklusjon	185
6.1	Diskusjon, konklusjon og videreføring	185
6.2	Regneark for dimensjonering av innfesting.....	186
6.2.1	Diskusjon, konklusjon og videreføring.....	186
7	Siterte verk.....	
	Vedlegg	
	Vedlegg for analysekapitler:	
	A1:	
	Seismiske analyser i Matchad 15:	
	❖ Modal responspektrum analyse.....	
	❖ Tverrkraftanalyse.....	
	A2:	

1 Innledning



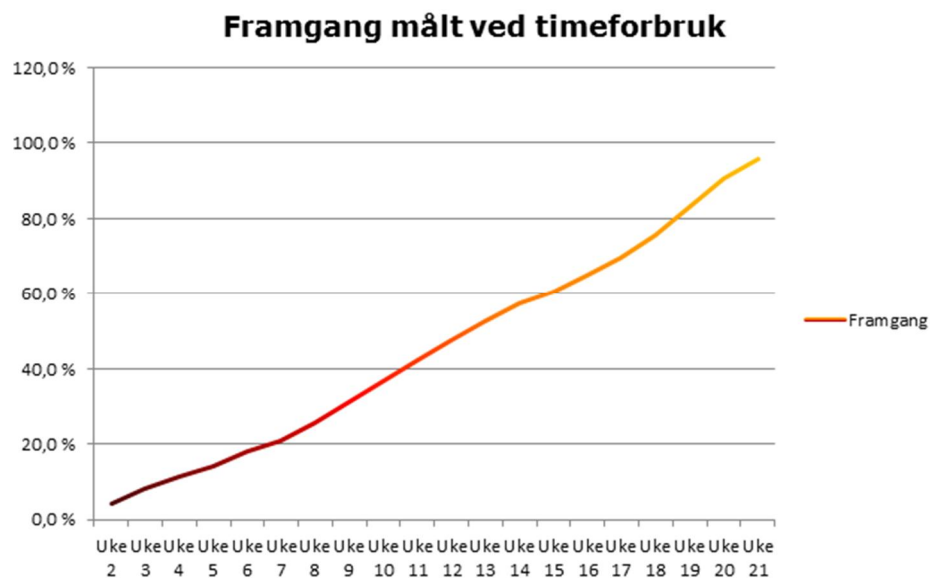
1.1 Formål

Målet med denne oppgaven er å gjennomgå regler og metoder for seismisk analyse, samt tolkning og håndtering av resulterende skivekrefter. Analyseprogrammet Robot Structural Analysis vil bli brukt til seismiske analyser og resultatene herfra skal sammenlignes med håndberegninger. Kapasiteter og aktuelle bruddformer i hulldekkeskiver skal belyses, og i form av regneark i Excel skal det produseres en tidsbesparende og oversiktlig framgangsmåte for dimensjonering av innfesting mot vertikale skiver.

1.2 Organisering av arbeid

1.2.1 Mål av framgang

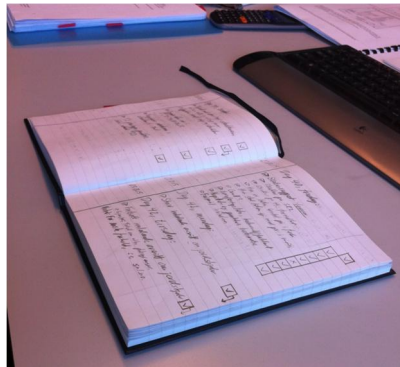
Ettersom det forventes arbeid tilsvarende 900 timer for 30 studiepoeng, ble det for denne oppgaven opprettet en timeføeringsplan i Excel. Her ble timene fordelt ut over ukene som var til rådighet og hver arbeidstime på kontoret ble ført inn her. Med et endelig mål på ni hundre timer, ble egen framgang målt ut ifra akkumulerte timer i timeføeringsplanen. Regnearket fortalte da hvor mange prosent av oppgaven som var fullført – ukentlig og totalt. Selv om dette ikke kunne gi et sikkert mål på hvor mye som var utført, så ga det en pekepinn på hvor langt oppgaven burde være på vei. Dette var med på å gjøre arbeidsprosessen oversiktlig. Figur 1.1 baserer seg på denne timeføeringsplanen, og viser ukentlig framgang beregnet ved timeforbruk.



Figur 1.1 – Framgang målt ved ukentlig timeforbruk – fra timeføeringsplanen i Excel

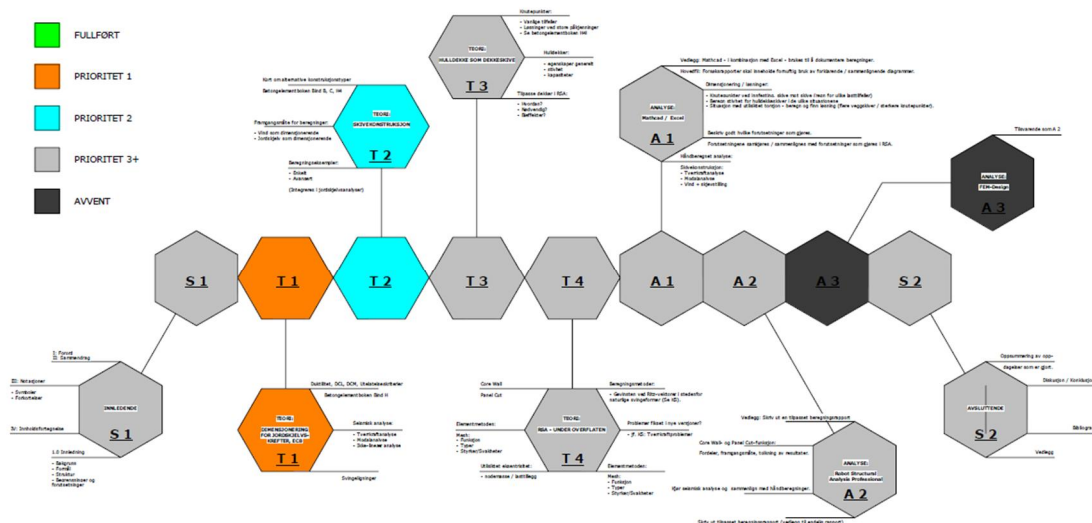
1.2.2 Planlegging

Med mål om å få på plass en skisse av oppgavens struktur og innhold tidlig, så gikk det mye tid i januar på planlegging. Dette inkluderte oppsamling av nyttige verktøy, litteratur samt tips og triks for oppgaveskriving. For daglig planlegging ble det ført gjøremålslistor i en egen notatbok.



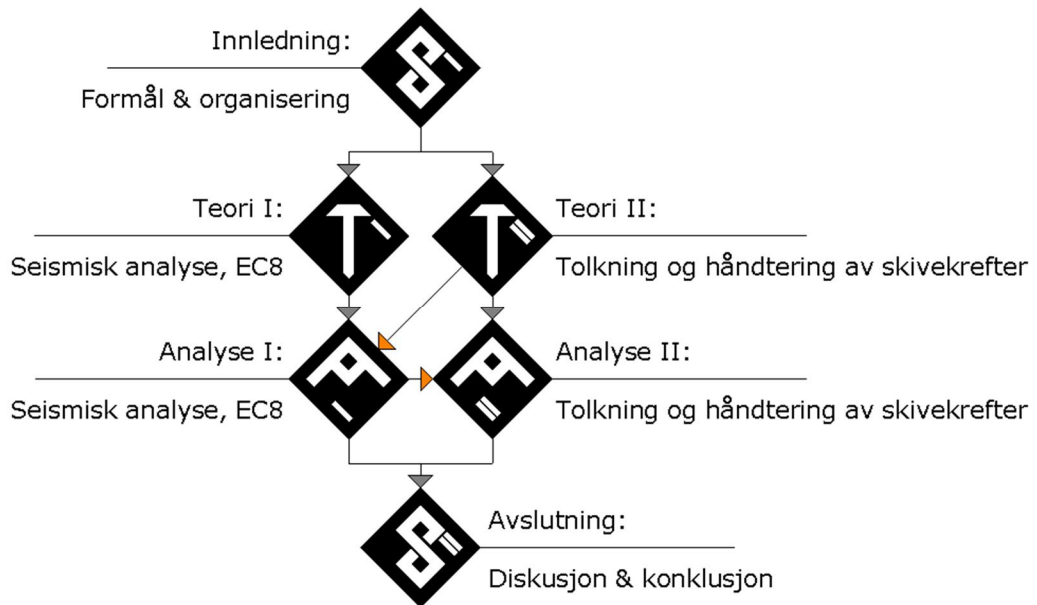
Figur 1.2 – Dagbok for gjøremål og notater

Ved hvert månedsskifte ble det skrevet en statusrapport med mål om å formidle framgang, struktur og plan til veileder. Dette viste seg samtidig å være særdeles effektivt for planlegging underveis – ettersom hvert månedsskifte ble som en frist for å stake ut neste måneds arbeid. Ved å formidle til veileder hva som skulle gjøres, fikk jeg også selv et klarere bilde av arbeidsomfanget og strukturen på oppgaven.



Figur 1.3 – En komprimert versjon av oppgavens struktur, slik den ble presentert i statusrapport 2. Hvert heksagram fungerte som en tankeboble – sammensatt kapittelvis til oppgavens planlagte struktur. I tillegg har kapitlene blitt sammenslått i to hovedgrupper for teori og analyse.

1.3 Struktur



Figur 1.4 – Oppgavens endelige struktur. Sammenhenger illustreres med piler

- ❖ Innledning:
 - Beskrivelse av formål, struktur, verktøy og organisering av arbeid.

- ❖ T1 – Teori: Seismiske analyser, EC8
 - Grunnleggende jordskjelvsteori og dynamikk.
 - Gjennomgang av regler og metoder for seismiske analyser etter EC8.

- ❖ T2 – Teori: Tolkning og håndtering av skivekrefter
 - Grunnleggende om hulldekkers kapasitet som dekkeskive.
 - Gjennomgang av metoder for stivhetsberegninger, lastfordeling og kraftinnføring.

- ❖ A1 – Analyse: Seismiske analyser, EC8
 - Romlig og plan analyse av kontorbygg.

- ❖ A2 – Analyse: Tolkning og håndtering av skivekrefter
 - Dimensjonering av dekkeskive og innfesting mot veggskiver.

- ❖ Avslutning:
 - Diskusjon og konklusjon.

1.4 Begrensninger

Seismiske analyser vil være lineære og med lav duktilitetsklasse. Ikke-lineære analyser og analyser med medium duktilitet vil beskrives, men ikke utføres. Disse valgene er tatt med hensyn på relevans til forventet arbeidssituasjon etter endt studie.

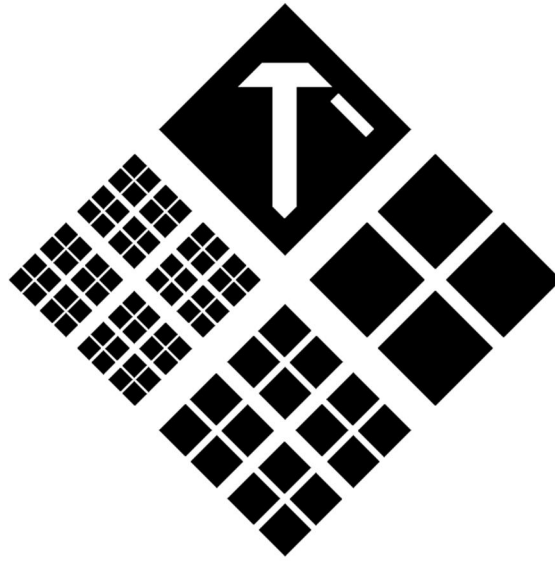
Bortsett fra vertikallast som inkluderes i seismisk masse, vil kun horisontale laster vurderes i denne oppgaven.

I skiveberegninger kontrolleres strekkapasiteter i dekkeskiven, men ikke trykk. Dette fordi strekkapasiteten oftest vil være dimensjonerende. Trykkbrudd er uansett en aktuell bruddform som ikke dekkes i oppgaven.

1.5 Verktøy

- ❖ Revit Structure 2015
- ❖ Robot Structural Analysis Professional 2015
- ❖ Mathcad 15
- ❖ Microsoft Office 2010

2 T1 – Seismiske analyser, EC8



2.1 Innledende

Her gjennomgås regler og metoder for seismisk analyse. Med EC8 henvises det til NS-EN 1998-1:2004+NA:2008. Vi vil se på hva som forårsaker jordskjelv, hvordan konstruksjoner responderer på rystelsene og metoder for å gjøre rystelsene om til etasjelaster.

2.1.1 Begrepet jordskjelv

Store Norske Leksikon [1]:

«Jordskjelv, rystelser eller bevegelser i Jorden forårsaket av at to deler av jordskorpen, etter over tid å ha blitt utsatt for stadig økende spenninger, plutselig forskyver seg i forhold til hverandre.»

Oxford Dictionaries [2]:

«A sudden violent shaking of the ground, typically causing great destruction, as a result of movements within the earth's crust or volcanic action.»

Jordskjelv kan altså beskrives som rystelser forårsaket av frigjorte spenninger i jordskorpen. Menneskeskapte rystelser nevnes ikke her, men kan likevel være en aktuell problemstilling. Etter en kjapp gjennomgang av målemetoder for jordskjelvstyrke, skal vi ta en kikk på både menneskeskapte og naturlige rystelser.

2.1.2 Magnitude

Vi kommer i dette kapittelet til å bruke begrepet magnitude - som her henviser til Richters Skala. Her vil vi gi en kjapp innføring i nevnt skala og forklare med ord og tall hva størrelsene vi angir beskriver.

Richters skala er den tradisjonelle måten å måle styrken av et jordskjelv på. To parametere benyttes til å bestemme hvor på skalaen vi befinner oss. Den ene er amplituden, som registreres av seismografer – og den andre er avstanden til jordskjelvets utgangspunkt. Magnituden regnes først ut med amplituden og korrigeres så med å ta hensyn til avstanden. Dette er en logaritmisk skala og én enhets økning på skalaen tilsvarer dermed 10 ganger større endring i bevegelsen i jorden – og ca. 32 ganger større endring i energien frigitt av jordskjelvet [3].

Instituttet for Geovitenskap i Bergen, i samarbeid med NORSAR, beskriver ulike magnituder slik [3]:

Beskrivelse	Magnitude
Merkes sjelden av mennesker	2
Energi tilsvarende moderat lynnedslag	2,5
Energi tilsvarende kraftig lynnedslag	3,5
Følt av mennesker, muligheter for ødeleggelse	4
Energi tilsvarende gjennomsnittlig tornado	5
Energi tilsvarende atombomben i Hiroshima	6
Ødeleggende jordskjelv som oftest tar liv. Kan forårsake tsunami.	7
Energi tilsvarer verdens største kjernesprengning	8
Jordskjelv som resulterer i store ødeleggelser	9

Tabell 2.1 - Beskrivelse av magnituder [3]

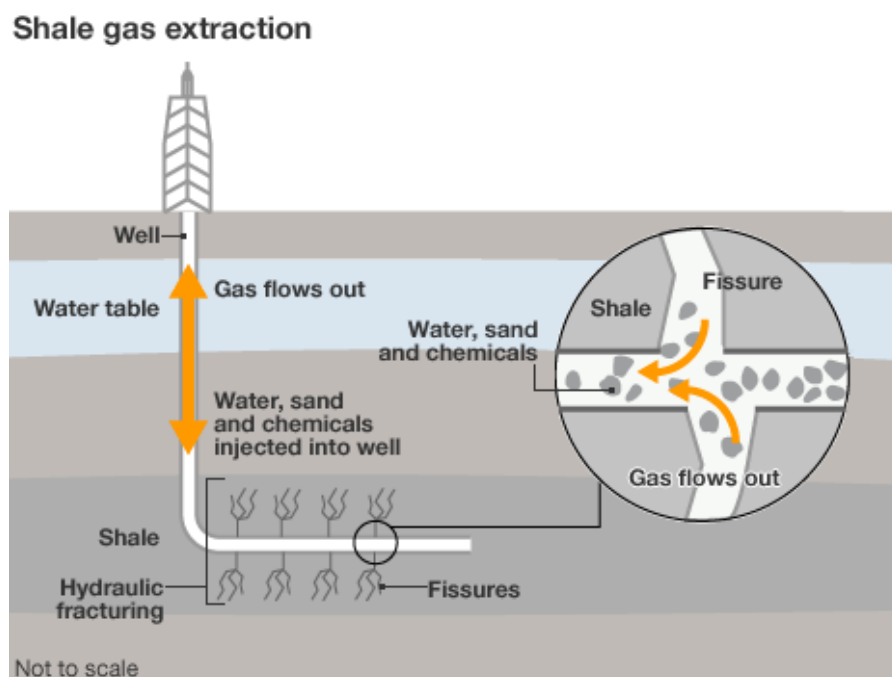
Dersom jordskjelvet har en magnitude høyere enn 7,5, eller dersom målestasjonen er mer enn 1000 km unna episenteret¹, vil ikke denne skalaen være gyldig [3]. For større nøyaktighet finnes det flere ulike metoder, som gir ulike tall for magnitude. *Seismisk moment* er det mest nøyaktige målet på jordskjelvsstyrke og beregnes ut ifra fjellets stivhet, bruddareal og bevegelseslengde [3].

¹ Med episenter menes det punktet på overflaten - like over forkastningens bruddpunkt, hyposenteret [4].

2.1.3 Menneskeskapt rystelser

I byen Newcastle, i Australia, ble det i 1989 registrert et jordskjelv som på Richters Skala målte til 5,6 [4]. Det er det kraftigste jordskjelvet i Australias historie og det spekuleres i om det skyldes byens mangeårige kullgruvedrift - hvor millioner av tonn stein ble fjernet [5].

I Oklahoma antas såkalt *fracking* å forårsake flere titalls jordskjelv årlig – med rystelser som tilsvarer 3,0- og forventninger om nært forestående skjelv på opp i mot 5,5 på Richters Skala [6]. BBC nevner også fracking som en mulig årsak til to jordskjelv i Blackpool i 2011 - med 1,5 og 2,2 i magnitudo [7]. Fracking brukes typisk ved utvinning av skifergass og kan beskrives som hydraulisk oppsprekking av berggrunnen, der hensikten er å tillate friere passasje for gassen. Forekomster av skifergass har vi også her i Norge – både på kontinentalsokkelen og på land. Det kan diskuteres om vi noen gang kommer til å utvinne disse forekomstene [8]– men i så tilfelle vil problemer vedrørende fracking også være aktuelt i Norge.



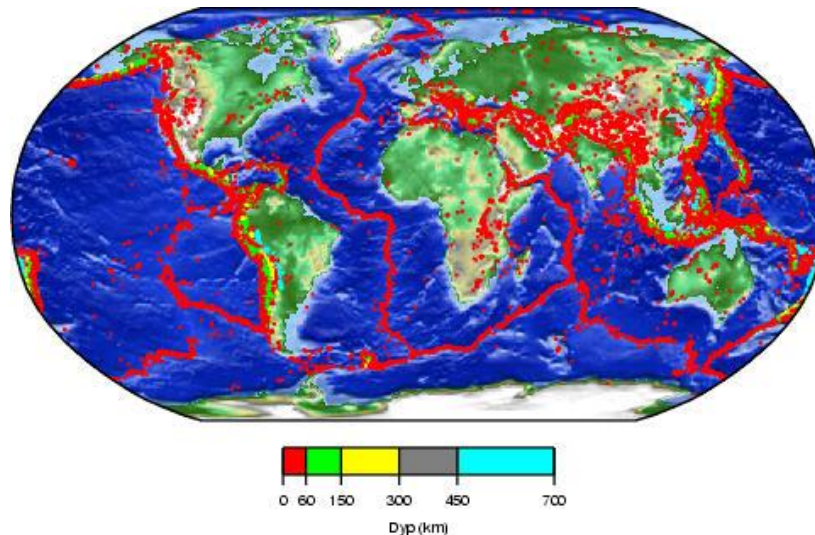
Figur 2.1 – Illustrasjon av hydraulisk oppsprekking for friere passasje av gass [7]

I Wenchuan, Kina, omkom det i 2008 hele 69 227 mennesker som følge av det som antas å være et menneskeskapt jordskjelv. Den enorme Zipingpudemningen, med kapasitet på 1 120 000 000 kubikkmeter vann, antas å ha påvirket trykket på en forkastning og dermed framskyndet forkastningens bevegelser [7].

2.1.4 Naturlige årsaker til jordskjelv

Naturlig forårsakede jordskjelv har vesentlig større potensiale til ødeleggelse enn menneskeskapt jordskjelv. Det kraftigste jordskjelvet som noen gang er registrert målte til 9,5 på Richters skala og fant sted i Chile i 1960 [1]. Det dødeligste jordskjelvet i verden kostet hele 830 000 liv. Sistnevnte jordskjelv fant sted i Kina i 1556 og hadde en magnitudo på ca 8,0 [3]. Jordskjelvet som fant sted i Nepal, 25. april 2015, hadde tilsvarende magnitudo [7].

Ved å markere på et kart hvor jordskjelv og vulkansk aktivitet finner sted, vil vi tydelig kunne se at de danner linjer². Teorien om platetektonikk forteller at disse linjene viser grenser mellom store plater, som samlet utgjør jordklodens ytterste skall. Jordskorpen alene har hovedsakelig en tykkelse på 30-40 km på land og 8-10 km under de dype havene - mens de tektoniske platene i helhet kan ha en tykkelse på 100-200 km [9]. Den øverste delen av mantelen henger nemlig med i bevegelsene – og anses dermed å være en del av de tektoniske platene. Litosfæren er fellesnavnet på dette ytterste laget og kjennetegnes av sin rigiditet. Glidesonen finner vi da mellom Litosfæren og den dypere liggende delen av mantelen, Astenosfæren. Platedrift er et annet navn på denne teorien – som deler skallet opp i 6-8 større, og flere mindre plater hvor alle kan bevege seg i forhold til hverandre.



Figur 2.2 - "Bildet viser jordskjelv med styrke fem eller større mellom 1973 og 2003. Plategrensene kan tydelig sees som mer eller mindre kontinuerlige bånd av jordskjelv." [9]

² Det finnes også såkalte hot-spots – hvor aktivitet foregår innenfor plategrensene [8]. Hawaii, Island og Kanariøyene er resultater av et slike hot-spots.

Bevegelsene skyldes den sterke varmen i jordens indre – som ved kjernen har en temperatur på ca. 7000 °C [1]. Nærmere bestemt så er det konveksjonsstrømmer³ som setter i gang bevegelsene, som en følge av at masser i lik høyde har ulik temperatur og densitet. Bevegelsene danner spenninger mellom de tektoniske platene.

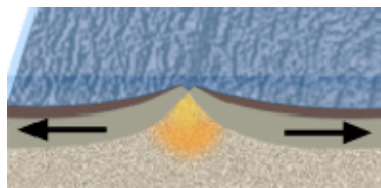
Når bergartene ikke lengre klarer å motstå disse spenningene vil en plutselig forskyvning finne sted og vi får et jordskjelv. Rystelsene som følger sprer seg med avtakende kraft ut ifra episenteret.

Det finnes flere naturlige årsaker til jordskjelv og blant annet vil vi, i avsnittet om jordskjelv i Norge, beskrive følger av den siste istidens tilbaketog. Før det skal vi kjapt beskrive typiske plategrenser og forkastninger.

❖ Plategrenser:

Vi skiller mellom tre hovedtyper av plategrenser [1]:

- ❖ Spredningsakse – også kalt konstruktiv eller divergent plategrense



Figur 2.3 - Spredningsakse [9]

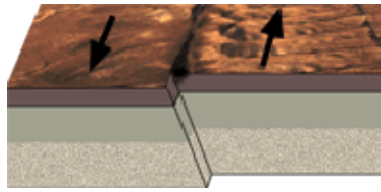
- ❖ Kollisjonssone – også kalt konvergent eller destruktiv plategrense



Figur 2.4 - Kollisjonssone [9]

³ «Termisk konveksjonsstrøm, strømning som oppstår når en væske eller en gass oppvarmes lokalt og det samtidig med oppvarmingen skjer en forandring av densiteten.» [1]

❖ Transformforkastning – også kalt sidelengs plategrense

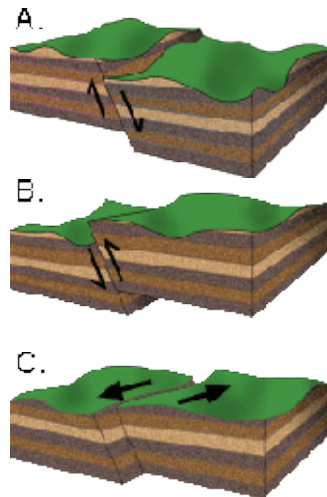


Figur 2.5 - Transformforkastning [9]

Gammel jordskorpe smeltes om i kollisjonssonene samtidig som ny blir dannet i spredningsaksene. Midthavsrygger, fjellkjeder på havbunnen, er et resultat av at platene glir fra hverandre og magma trenger opp som lava og størkner. I en transformforkastning har vi to plater som i hovedsak beveger seg langs hverandre.

❖ Forkastninger:

En forkastning er en bevegelse i jordskorpen som en følge av jordskjelv. Forkastningstyper kan deles inn i tre kategorier. Normal-, revers- og sidelengsforkastning illustreres henholdsvis ved A, B og C på bildet under.



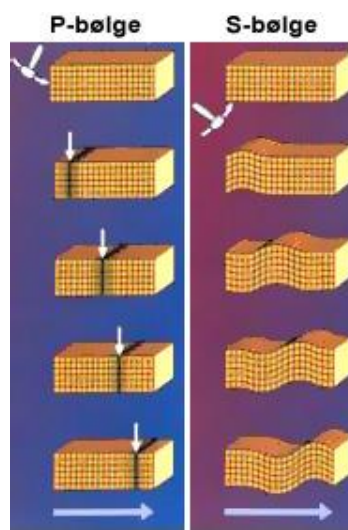
Figur 2.6 - Forkastninger [9]

I en normalforkastning blir jordskorpen forlenget, mens det forkortes i en reversforkastning. En sidelengsforkastning beveger seg som navnet tilsier. Det er i virkeligheten så å si aldri bare én av disse forkastningstypene som finner sted under et jordskjelv. I Norge generelt har de fleste jordskjelv sidelengs og/eller revers type, mens en i Nordland i større grad har forkastninger av normalbevegelse [9]. Forkastninger kan opptre både i- og utenfor plategrenser.

2.1.5 Seismiske bølger

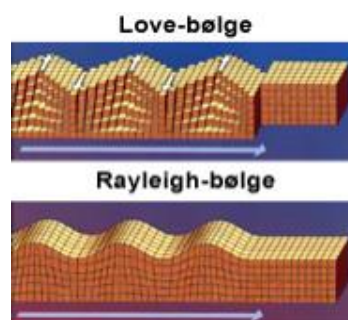
Vi skiller mellom tre hovedtyper seismiske bølger. Det henvises generelt til Store norske leksikon for dette avsnittet [1].

Primærbølger, også kalt P-bølger, forplanter seg ut fra episenteret i alle retninger. Dette er den raskeste bølgeformen, ved at sammentrykninger og utvidelser av grunnen hovedsakelig skjer i lengderetning. Sekundærbølger, S-bølger, svinger seg på tvers av bølgeretningen og propagerer følgelig noe tregere enn primærbølgene. Store norske leksikon oppgir at P-bølger beveger seg dobbelt så raskt, på opptil 13,7 km/s i det indre av Jorden og opp til 7,2 km/s gjennom jordskorpen.



Figur 2.7 – Illustrasjon av hvordan Primær- og Sekundærbølger propagerer i bergartsmaterialet [9]

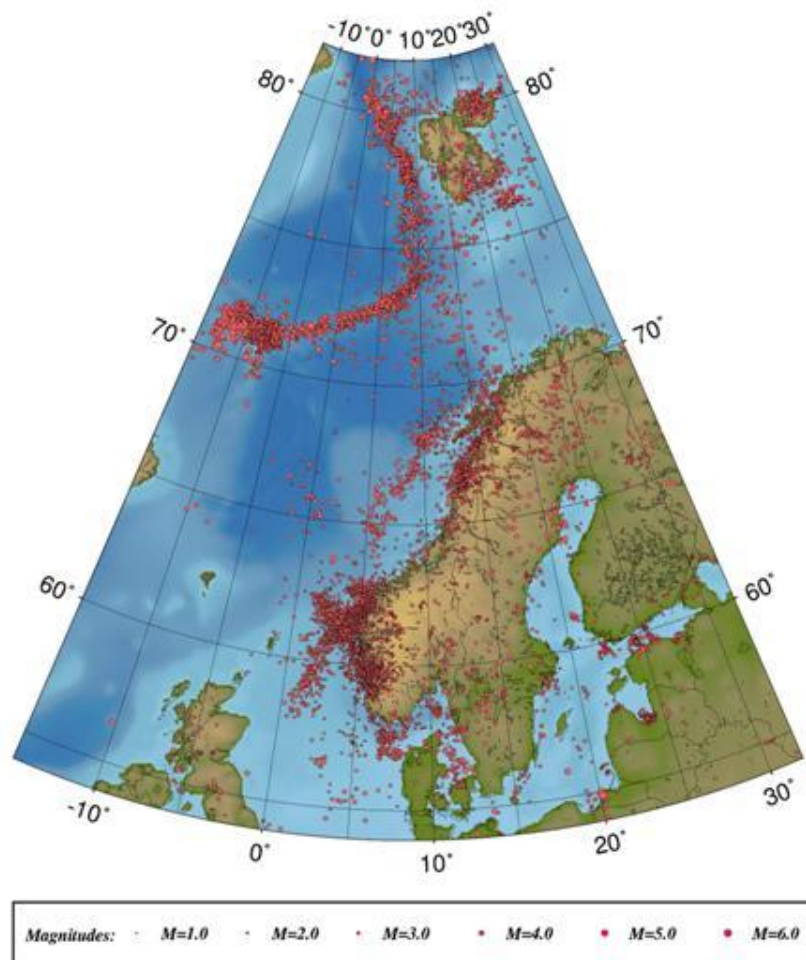
De tregeste bølgene er derimot overflatebølger. Dette er til gjengjeld bølgene som har størst potensiale for ødeleggelse, ved at de svinger med høyere amplitude samtidig som den har stor bølgelengde. Svingningene kan skje vertikalt eller horisontalt og overflatebølger deles derfor inn i to kategorier. Love-bølger går parallelt med overflaten, mens Rayleigh-bølger svinger vertikalt [9].



Figur 2.8 – Love- og Rayleigh-bølgers propagasjon i bergartsmaterialet [9]

2.1.6 Jordskjelv i Norge

På den eurasiske platen ligger Norge langt fra nærmeste plategrense, som er spredningsaksen mot den nordamerikanske platen. Lokale spenninger i jordskorpen har vi likevel, og Norge er faktisk det landet i Nord-Europa som har flest jordskjelv. Bildet under til venstre viser episentre som er registrert i perioden 1980-2004 [3]:



Figur 2.9 - Jordskjelv i Norge i perioden 1980-2004 [3]

Så hvorfor har vi så høy aktivitet av jordskjelv i Norge? Det sies å være fire hovedmekanismer som står bak spenningene [3]:

- ❖ Spenninger fra den konstruktive plategrensen sprer seg inn til kysten og på inn på land.
- ❖ Isavsmelting og etterfølgende landheving.
- ❖ Vertikale belastninger som følge av sedimentavsetninger.
- ❖ Den kontinentale marginen – området mellom landområdene og dyphavet, spiller også en rolle.

❖ De største jordskjelvene – registrert og observert i Norge

I Finnmark kan en se en syv meter høy skrent, som går over 80 km. Utgravinger tyder på at denne skrenten er en forkastning som følge av ett enkelt jordskjelv, som inntraff for 8-9000 år siden [9]. Ettersom tidspunktet sammenfaller med slutten av siste istid, antas det at jordskjelvet skyldtes de store endringene i trykket på jordskorpen som følge av isavsmelting. Størrelsen på forkastningen tilsier et jordskjelv som ville ha målt til 7,0 på Richters skala [9]. Selv om landheving fortsatt foregår i deler av landet, ventes det ikke jordskjelv av tilsvarende magnitudo i vår levetid.

Ingen menneskeliv har så langt gått tapt i Norge på grunn av jordskjelv, men historien viser at det også her har forekommet skjelv i nærheten av det som kan kategoriseres som livsfarlig. De kraftigste skjelvene i Norge siden 1819 kan oppsummeres slik – der tallverdier refererer til Richters skala:

Årstall:	Sted:	Magnitudo, Richters skala:
2008	Storfjorden, Svalbard	6,2
1819	Lurøy i Nordland	5,8
1866	Haltenbanken	5,7
1904	Oslofjorden	5,4

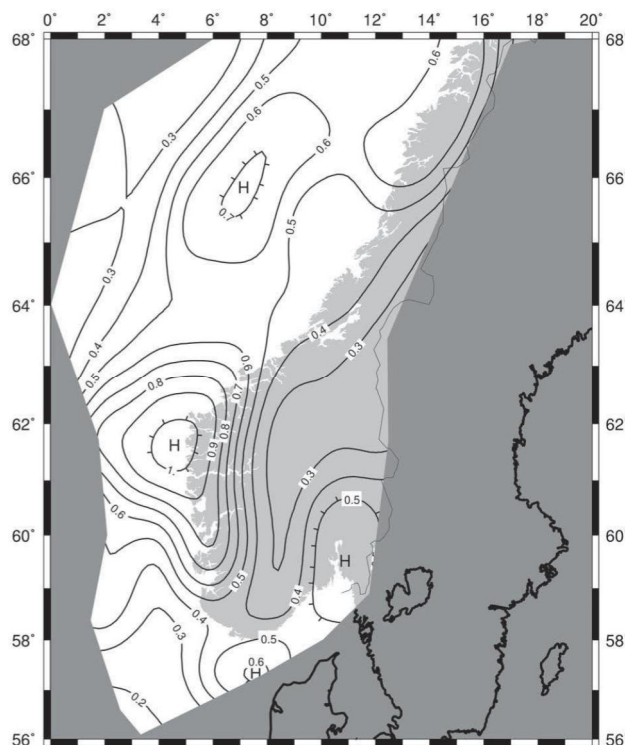
Tabell 2.2 – Magnitudo til de kraftigste skjelvene i Norge siden 1819 [1]

Av nevnte jordskjelv er det det i Oslofjorden i 1904 som skapte mest oppsikt. Om det oppstod personskader som følge vites ikke, men skader på bygninger ble registrert [9] – hovedsakelig i form av skader på pipeløp.

2.1.7 Seismisk risiko

Rystelsene varierer fra ufarlige små- til katastrofalt store. Vi har ingen måte å forutsi nøyaktig tidspunkt, sted eller magnitudo til et jordskjelv, men historisk data kan brukes til å regne på sannsynlighetene for det. Begrepet «seismisk risiko» beskriver forskernes beregnede risiko for skader ved jordskjelv [9]. En kan her skille mellom sannsynligheten for at jordskjelv av en viss styrke skal inntreffe, og sårbarheten til menneskelige interesser på overflaten. Over hundre år med observasjoner antyder en sammenheng mellom antallet små og store jordskjelv innenfor ett område [9]. En kan dermed beregne hvor lang tid det gjennomsnittlig tar mellom hvert jordskjelv av stor magnitudo, og sammen med informasjon om grunnforhold kan en danne en statistisk utregning av seismisk risiko. Med denne på plass, kan en videre bestemme hvilke krav en skal stille til dimensjonering av bygninger for å holde sårbarheten til de menneskelige interessene på et akseptabelt nivå. Kravene gis så i gjeldende standard for det stedet hvor et bygg skal konstrueres, eksempelvis EC8, NS-EN 1998-1:2004+NA:2008, som i så måte gjelder for Norge.

Bildet under er hentet fra det nasjonale tillegget i nevnte standard, nærmere bestemt NA.3.2.1, og illustrerer Norges sørligste seismiske soner. Tallene refererer til spissverdier for grunnens akselerasjon – som vi bruker for å finne dimensjonerende krefter for konstruksjoner. Hvis en sammenligner de seismiske sonene på bildet under med plasseringen av registrerte episentre i Figur 2.9 kan en tydelig se sammenhenger.



Figur 2.10 - Seismiske soner [10]

2.2 Dynamikk

Her vil vi gjennomgå grunnleggende dynamikk. Gangen fra konstruksjoner til idealistiske modeller og svingemoder skal beskrives – spesielt som oppbygging til de modale analyser som utføres i analysekapitlene.

2.2.1 Generelt om dynamisk analyse

Sykliske bevegelser i grunnen er utgangspunktet for hvordan jordskjelvlastene påvirker konstruksjonen. Deretter er det bygningens respons som avgjør de dimensjonerende kreftene. Responsen avhenger blant annet av masse, stivhet og dempning. Fra disse verdiene finner vi egenperioder og frekvenser og det er derfor nødvendig at vi tar hensyn til disse egenskapene ved dynamisk analyse.

En konstruksjons oppførsel under jordskjelv kan være svært komplisert og det gjøres derfor forenklinger ved analyse. Forenklinger kan gjøres i form av redusert antall frihetsgrader og forenklede modeller som i grove trekk, til sikker side, representerer bygningens respons.

Vi skal her gå gjennom noen eksempler på masser i bevegelse, med én og flere frihetsgrader og ulik dempning. Delkapittelet har hensikt å forklare enkelt sammenhengen mellom kraft, bevegelse, masse, stivhet og dempning – og hvordan en skal danne seg en idealiserte modeller av konstruksjoner som skal analyseres.

2.2.2 Idealiserte modeller og bevegelsesligninger

Vi tar for oss en konstruksjon med pendelsøyler av stål og veggskiver i betong. I hver etasje er det to veggskiver i to ortogonale retninger, x- og y-retning. Søyler og bjelker er leddlagret i begge ender og dermed er det kun veggskivene, sammen med dekkeskiven, som gir horisontal stivhet. Konstruksjonen har to etasjer over stiv kjeller.



Figur 2.11 – Eksempelbygget i 3D, illustrert i Revit Structure

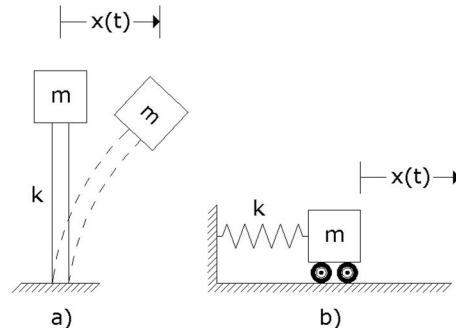
2.2.2.1 Én frihetsgrad – Udempet system med fri vibrasjon

Vi ser først på én enkelt etasje – som om den er helt uavhengig av resten av konstruksjonen. Vi tar for oss x-retning og ser da på bygningen som todimensjonal, i xz-planet.



Figur 2.12 - Skivesystemet i xz-planet og i 3D, én etasje

Vi gir konstruksjonen én frihetsgrad – horisontal forskyvning ved dekkenivå. I tillegg forenkler vi modellen til en masse, m , avstivet med stivheten k . Massen vil være summen av egenlasten i etasjen samt en andel av nyttelast. Stivheten vil her komme fra de to veggskivene i x-retning. Figur 2.13 viser to ulike idealiserte modeller av konstruksjonen – en pinnemodell og et masse-fjær-system.



Figur 2.13 – Én frihetsgrad (1 DOF): I idealiserte modeller: a) Pinnemodell b) Masse-fjær-system

❖ Egenfrekvens:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} = \sqrt{\frac{\text{stivhet}}{\text{masse}}} \quad (2.1)$$

❖ Egenperiode:

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} \quad (2.2)$$

❖ Bevegelsesligning:

Newtons andre lov forteller oss at akselerasjonen, $\ddot{x}(t)$, til et legeme er proporsjonal med resultantkraften, $F(t)$, som virker på legemet (massen, m).

$$\text{Newtons 2. lov:} \quad F(t) = m * \ddot{x}(t) \quad (2.3)$$

Dersom massen, m , gis en forskyvning, $x(t)$, vil fjæren gi en tilsvarende kraft som virker i motsatt retning:

$$F(t) = -k * x(t) \quad (2.4)$$

Hvor

$F(t)$	er kraft parallell med forskyvningen (avhengig av tiden, t)
k	er stivheten i x-retning
$x(t)$	er forskyvningen
$\ddot{x}(t)$	er akselerasjonen
m	er massen

Ved å sette sammen likning (2.3) og (2.4) får vi bevegelsesligningen – for et udempet system med én frihetsgrad:

$$\begin{aligned} m * \ddot{x}(t) &= -k * x(t) \\ \text{Bevegelsesligningen:} \quad m * \ddot{x}(t) + k * x(t) &= 0 \end{aligned} \quad (2.5)$$

Bevegelsesligningen kan løses ved å anta:

$$[11]: \quad x(t) = C * e^{st} \quad (2.6)$$

Hvor C og s er konstanter som vi så skal finne:

(2.6) i (2.5) gir oss:

$$C(ms^2 + k) = 0 \quad (2.7)$$

C kan ikke være null. Det betyr at kjernen i (2.7) må være lik null:

$$ms^2 + k = 0 \quad (2.8)$$

Og vi kan dermed løse med hensyn på s – uttrykt ved stivhet og masse:

$$s = \pm \sqrt{-\frac{k}{m}} \quad (2.9)$$

Vi får her et imaginært tall – et tall som, når det kvadreres, blir til et negativt reelt tall. Vi erstatter $\sqrt{\frac{k}{m}}$ med egenfrekvensen ω_n og skriver s på nytt:

$$i = \sqrt{-1}$$

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2.10)$$

$$s = \pm i * \omega_n$$

Dette gjør at vi kan skrive om bevegelsesligningen. C_1 og C_2 er konstanter:

Bevegelsesligningen: $x(t) = C_1 * e^{i\omega_n t} + C_2 * e^{-i\omega_n t} \quad (2.11)$

Vi vil gjerne kvitte oss med det imaginære tallet i ligningen. Det gjør vi ved å benytte oss av følgende:

$$e^{\pm i\omega_n t} = \cos(\omega_n t) \pm i\sin(\omega_n t) \quad (2.12)$$

Vi oppretter to nye konstanter, A_1 og A_2 og skriver bevegelsesligningen på nytt ved å sette (2.12) i (2.11):

Bevegelsesligning: $x(t) = A_1 \cos(\omega_n t) + A_2 \sin(\omega_n t) \quad (2.13)$

Initialbetingelser som hvor massen befinner seg ved $t=0$ (x_0), og hva akselerasjonen er lik ved $t=0$ (\dot{x}_0) gjør at vi kan finne verdier for konstantene A_1 og A_2 .

$x(t=0)$ gir: $x(t=0) = A_1 \cos(\omega_n * 0) + A_2 \sin(\omega_n * 0) = A_1 * 1 + A_2 * 0 = x_0 \quad (2.14)$

$$A_1 = x_0$$

Ved å derivere $x(t)$ og velge $t=0$ får vi $\dot{x}(t = 0)$:

$$\dot{x}(t = 0) = -\omega_n A_1 \sin(\omega_n * 0) + \omega_n A_2 \cos(\omega_n * 0)$$

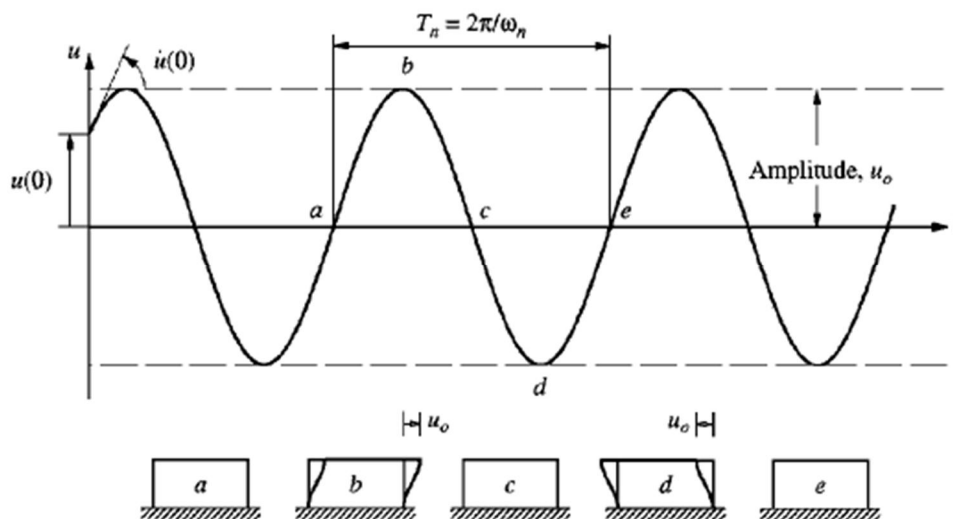
$x(t=0)$ gir:
$$\dot{x}(t = 0) = \omega_n A_2 = \dot{x}_0 \tag{2.15}$$

$$A_2 = \frac{\dot{x}_0}{\omega_n}$$

Initialbetingelsene følger da med i den endelige bevegelsesligningen for systemet:

Bevegelsesligning:
$$x(t) = x_0 \cos(\omega_n t) + \frac{\dot{x}_0}{\omega_n} \sin(\omega_n t) \tag{2.16}$$

Figuren under er hentet fra boken Dynamics of Structures [12]. Den viser forløpet til svingningene gitt et én-frihetsgradssystem uten demping:



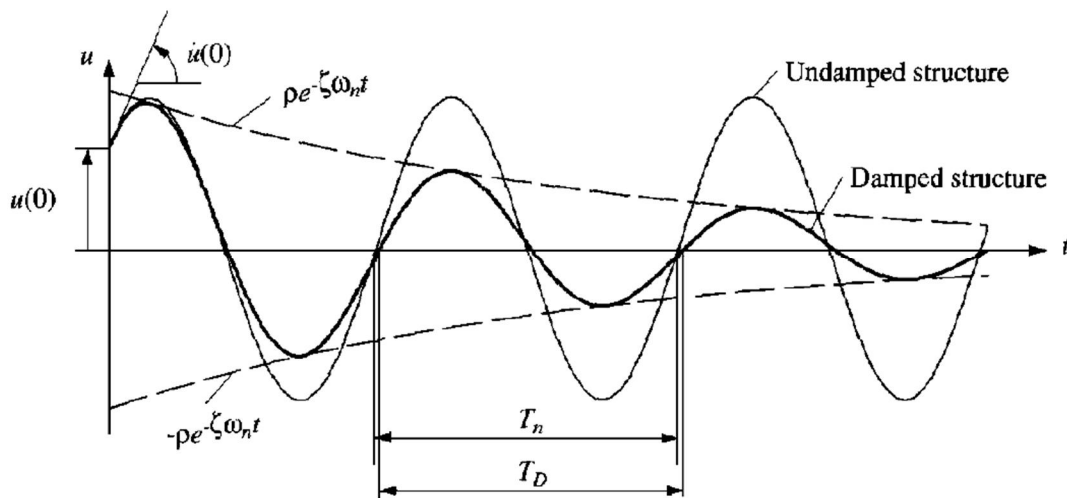
Figur 2.14 - Udempet fri svingning - én frihetsgrad [12]⁴

Vi ser at konstruksjonen svinger uten avtagende amplituder. Dette vil ikke være tilfellet for reelle konstruksjoner. I neste avsnitt skal vi se på et eksempel med dempede svingninger.

⁴ I figuren er bevegelse, fart og akselerasjon angitt med u i stedet for x

2.2.2.2 Én frihetsgrad – dempet system med fri vibrasjon

Konstruksjonen vil ikke bli stående og svinge til evig tid. Svingningene – og dermed kreftene – vil avta på grunn av demping. Ulike typer demping finnes – den formen som er mest relevant i denne oppgaven er viskøs demping. Viskøs demping kommer i vårt tilfelle hovedsakelig av konstruksjonens absorpsjon av krefter. Konstruksjonens egenskaper for denne absorpsjonen avhenger av duktiliteten til de avstivende konstruksjonsdelene. Viskøs demping kjennetegnes ved at svingningene avtar eksponentielt. Figur 2.15 viser både dempet (viskøs demping) og udempet svingning.



Figur 2.15 - Sammenligning av dempet og udempet fri svingning [12]

Vi skiller mellom tre grader av demping [11]:

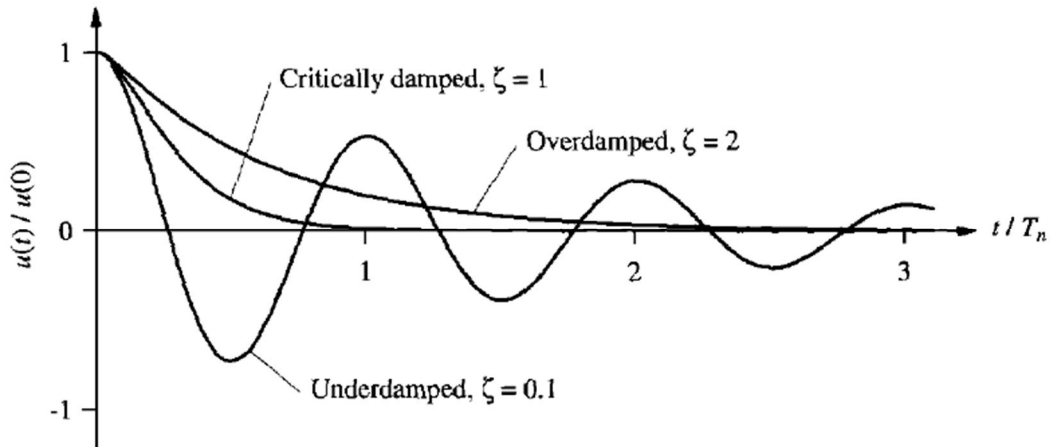
Dempingsgrad:	Dempingsforhold:
Underdempet	$\xi < 1$
Kritisk dempet	$\xi = 1$
Overdempet	$\xi > 1$

[11]:
$$\xi = \frac{C_C}{C} \quad (2.17)$$

Hvor C_C er dempningskonstant

C er kritisk demping

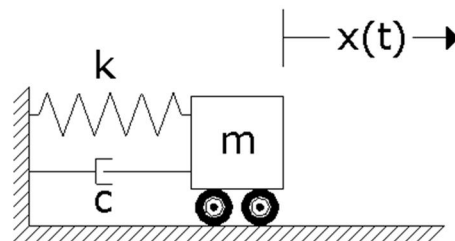
Dempingsforholdet er forholdet mellom den virkelige dempingen og kritisk demping. Et kritisk dempet system vil ikke kunne ha sykliske svingninger – men returnere til likevektsstilling etter lastpåkjenning. Dersom dempningen øker over kritisk nivå, vil det ta lengre tid før likevekt oppnås igjen.



Figur 2.16 - Illustrasjon av de tre dempingsgradene [12]

❖ **Bevegelsesligning:**

Det idealiserte masse-fjær-systemet vises her inklusiv demping.



Figur 2.17 - Idealisert fjær-masse-system med demping

Dempingen tar del i bevegelsesligningen slik [11]:

$$m\ddot{x}(t) = -c\dot{x}(t) - kx(t) \tag{2.18}$$

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = 0$$

For et underdempet system, $\xi < 1$, løses svingeligningen slik [11]:

$$x(t) = e^{-\xi\omega_n t} \left\{ x_0 \cos(\sqrt{1-\xi^2}\omega_n t) + \frac{\dot{x}_0 + \xi\omega_n x_0}{\sqrt{1-\xi^2}\omega_n} \sin(\sqrt{1-\xi^2}\omega_n t) \right\} \quad (2.19)$$

Hvor ξ er dempingsforholdet
 ω_n er naturlig egenfrekvens
 x_0 er initialverdien $x(t=0)$
 \dot{x}_0 er initialverdien $\dot{x}(t=0)$

❖ Dempet frekvens:

Frekvensen vil minke desto større demping konstruksjonen har:

$$[11]: \quad \omega_d = \omega_n \sqrt{1-\xi^2} \quad (2.20)$$

❖ Egenperiode:

Egenperioden vil derimot øke desto større demping konstruksjonen har:

$$[11]: \quad T_d = \frac{2\pi}{\omega_n \sqrt{1-\xi^2}} \quad (2.21)$$

2.2.2.3 To frihetsgrader – fri, udempet respons

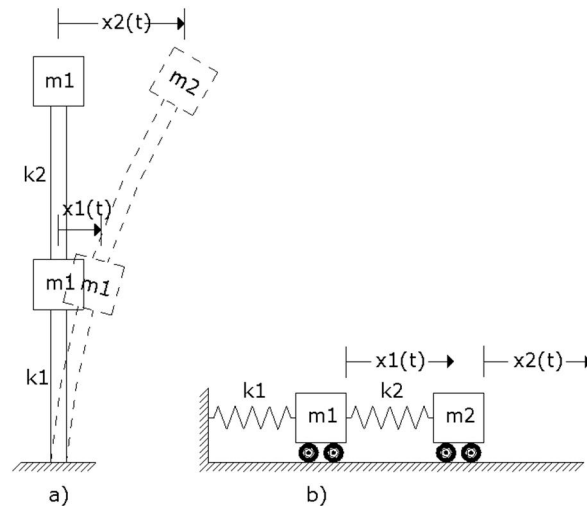
Vi legger så til en etasje. De to etasjene er identiske og avstivende konstruksjonsdeler er dermed plassert likt:



Figur 2.18 - Skivesystemet i xz-planet og i 3D, to etasjer

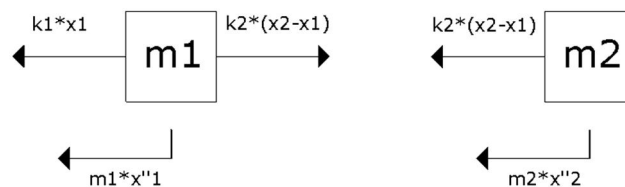
❖ Bevegelsesligning:

Med en ekstra etasje får vi en ekstra frihetsgrad i tillegg til en ekstra masse og stivhet k . De idealiserte modellene blir da seende slik ut:



Figur 2.19 – To frihetsgrader (2DOF): Idealiserte modeller: a) Pinnemodell b) Masse-fjær-system

Kreftene som virker på massene/etasjene, avhenger av massenes relative bevegelse. Dette synliggjøres i et fritt-legeme-diagram som vist i Figur 2.20:



Figur 2.20 – To Frihetsgrader (2DOF): Fritt-legeme-diagram

Vi vil nå få to bevegelsesligninger for systemet – én for hver masse, m_1 og m_2 .

Ved hjelp av fritt-legeme-diagrammet har vi oversikt over kreftene som virker på massene. Ved å summere lastvirkningene på hver av massene finner vi deres bevegelsesligninger – her først for masse m_1 :

$$m_1 * \ddot{x}_1 + k_1 * x_1 - k_2(x_2 - x_1) = 0 \quad (2.22)$$

Tilsvarende finner vi bevegelsesligningen for masse m2:

$$m_2 * \ddot{x}_2 + k_2(x_2 - x_1) = 0 \quad (2.23)$$

På matriseform kan vi skrive de to bevegelsesligningene slik:

$$[m]\ddot{\vec{x}} + [k]\vec{x} = \vec{0} \quad (2.24)$$

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

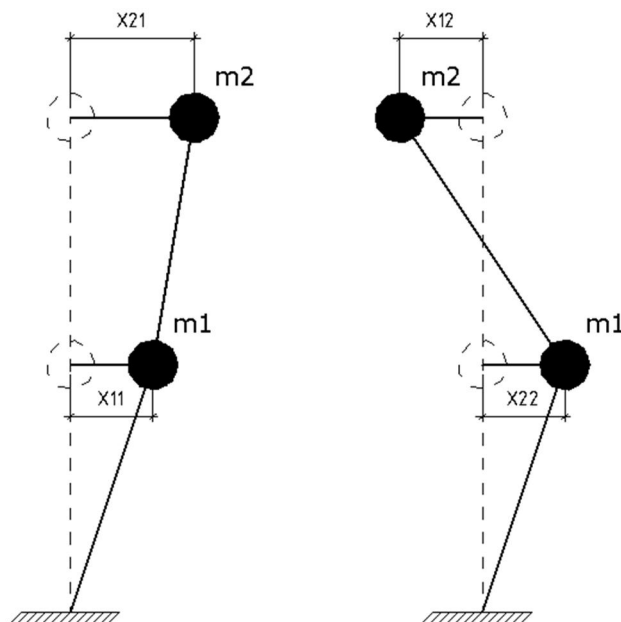
Med to frihetsgrader vil konstruksjonen få to svingeformer.

Forskyvningsvektoren, som angir forskyvning i hver etasje, vil vi kunne finne slik:

$$x(t) = [x_1(t) \quad x_2(t)] \begin{bmatrix} X_{11} & X_{12} \\ X_{21} & X_{22} \end{bmatrix} = \text{forskyvningsvektoren} \quad (2.25)$$

$$X = \begin{bmatrix} X_{11} & X_{12} \\ X_{21} & X_{22} \end{bmatrix} = \text{modalmatrisen}$$

Modalmatrisens kolonner representerer systemets svingemoder – også kjent som egenvektorer. For å finne disse kan en løse det såkalte egenverdi problemet.



Figur 2.21 - Eksempel på svingemoder for et system med to frihetsgrader

❖ Egenverdi problemet:

Systemet er som nevnt udempet og ved å gi det en initial forskyvning eller hastighet vil det svinge til evig tid. Løsningen på (2.24) finner vi ved først å anta følgende om hver masses bevegelse:

$$[11]: \quad x_i(t) = X_i * T(t) \quad (2.26)$$

Hvor i er $1, 2, \dots, n$ – hvor n er antall etasjer i bygget, regnet fra stiv kjeller eller fundament
 $x_i(t)$ er bevegelsen til masse / etasje i
 X_i er en konstant
 $T(t)$ er en funksjon for egenperiode

På et gitt tidspunkt, t , vil $x_i(t)$ være en koordinat eller en amplitude for massen i . Massene vil ha forskjellige amplituder, men med samme t vil forholdet dem i mellom være konstant:

$$[11]: \quad \frac{x_i(t)}{x_j(t)} = \text{konstant} \quad (2.27)$$

I (2.26) er $T(t)$ lik for alle $x_i(t)$ og det er konstantene X_i som utgjør forskjellen for de forskjellige massenes amplituder. Vektoren \vec{X} er det vi kaller for systemets svingeform – eller systemets mode. Antall rader følger antall etasjer på konstruksjonen som analyseres.

$$\vec{X} = \begin{Bmatrix} X_1 \\ X_2 \end{Bmatrix} \quad (2.28)$$

Vi kan nå erstatte $\ddot{x}_i(t)$ og $x_i(t)$ i ligning (2.24) og skrive bevegelsesligningen på nytt slik:

$$[m] * \vec{X} * \ddot{T}(t) + [k] * \vec{X} * T(t) = \vec{0} \quad (2.29)$$

For å komme nærmere en løsning på bevegelsesligningen vil vi så utnytte konstante forhold som er tilstede. Vi skriver om (2.29) til separate ligninger:

$$\left(\sum_{j=1}^n m_{ij} X_j \right) \ddot{T}(t) + \left(\sum_{j=1}^n k_{ij} X_j \right) T(t) = 0 \quad (2.30)$$

$i = 1, 2, \dots, n$

Vi sorterer så de delene som er avhengige av tid, t , på venstre side, og de som avhenger av masse, i , på høyre side:

$$-\frac{\ddot{T}(t)}{T(t)} = \frac{(\sum_{j=1}^n k_{ij} X_j)}{(\sum_{j=1}^n m_{ij} X_j)} \quad (2.31)$$

Med dette har vi da en situasjon hvor venstre side er konstant – uavhengig av tiden t , samtidig som høyresiden er konstant – uavhengig av masse i . Begge sider må dermed være lik en konstant – og vi oppretter ω^2 som den konstanten. Konstanten kvadreres for at den skal forbli positiv – og forhindre at løsningen blir eksponentiell [11].

Ved å implementere konstanten ω^2 får vi to forenklede ligninger i plassen for (2.31):

$$-\frac{\ddot{T}(t)}{T(t)} = \omega^2 \quad (2.32)$$

$$\ddot{T}(t) + T(t)\omega^2 = 0$$

Og tilsvarende, med venstresiden erstattet med ω^2 :

$$\sum_{j=1}^n (k_{ij} - \omega^2[m])\vec{X} = 0 \quad (2.33)$$

Som også kan skrives slik:

$$[[k] - \omega^2[m]]\vec{X} = \vec{0} \quad (2.34)$$

Vi har med ligning (2.34) kommet fram til det vi kaller egenverdiproblemet, hvor ω^2 er egenverdien og ω er systemets naturlige frekvens. Egenverdiproblemet vil senere kunne benyttes til å finne konstruksjonens egenfrekvenser og moder.

Løsningen på (2.32) kan uttrykkes slik:

$$T(t) = C_1 * \cos(\omega t + \varphi) \quad (2.35)$$

Hvor C_1 er amplituden (konstant)
 φ er faseforskyvningen (konstant)

❖ Løsning på egenverdi problemet:

I vårt tilfelle, med en toetasjes konstruksjon med to frihetsgrader, vil matrisene i egenverdi problemet se slik ut:

$$\left(\begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \omega^2 m_1 & 0 \\ 0 & \omega^2 m_2 \end{bmatrix} \right) \begin{Bmatrix} X_1 \\ X_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.36)$$
$$\begin{bmatrix} k_1 + k_2 - \omega^2 m_1 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 - \omega^2 m_1 \end{bmatrix} \vec{X} = \vec{0}$$

Frekvensen ω i ligning (2.35) kan ikke settes til hvilken som helst verdi – den må oppfylle betingelsene gitt av egenverdi problemet i (2.34). I ligningen for egenverdi problemet må enten moden være lik null i alle ledd, $\vec{X} = \vec{0}$, eller så må determinanten til koeffisientmatrisen $[[k] - \omega^2[m]]$ være lik null. Når $\vec{X} = \vec{0}$ er systemet i ro – og dette er dermed ikke av interesse for oss. Vi benytter oss følgelig av koeffisientmatrisen:

$$[11]: \quad \Delta = |[k] - \omega^2[m]| = 0 \quad (2.37)$$

Vi finner så et uttrykk for koeffisientmatrisens determinant og setter det lik null.

$$(k_1 + k_2 - \omega^2 m_1)(k_2 - \omega^2 m_1) - (-k_2)^2 = 0 \quad (2.38)$$

Dette gir oss en annengradsligning som vi løser med hensyn på ω^2 . Vi vil da få to løsninger for egenverdien ω^2 – som igjen gir oss to løsninger for den naturlige frekvensen ω . Vi har med dette kun vektoren \vec{X} som ukjent i (2.36) og kan løse den med ligningssettet som vi får ved å skrive ut (2.36). Hver verdi av ω som vi bruker til å løse dette ligningssettet med vil gi oss ulike egenvektorer, \vec{X} . I vårt tilfelle vil vi derfor regne oss fram til to ulike moder for konstruksjonen. Disse modene er vektorer som danner kolonnene i konstruksjonens modalmatrise:

$$[X] = \begin{bmatrix} X_{11} & X_{12} \\ X_{21} & X_{22} \end{bmatrix} \quad (2.39)$$

❖ Snarvei for å finne egenfrekvens og modalmatrise:

Ved beregninger i Mathcad finnes det snarveier når en vil finne egenfrekvenser og modalmatriser. Snarveien tar vi ved å bruke følgende to innebyggede funksjoner:

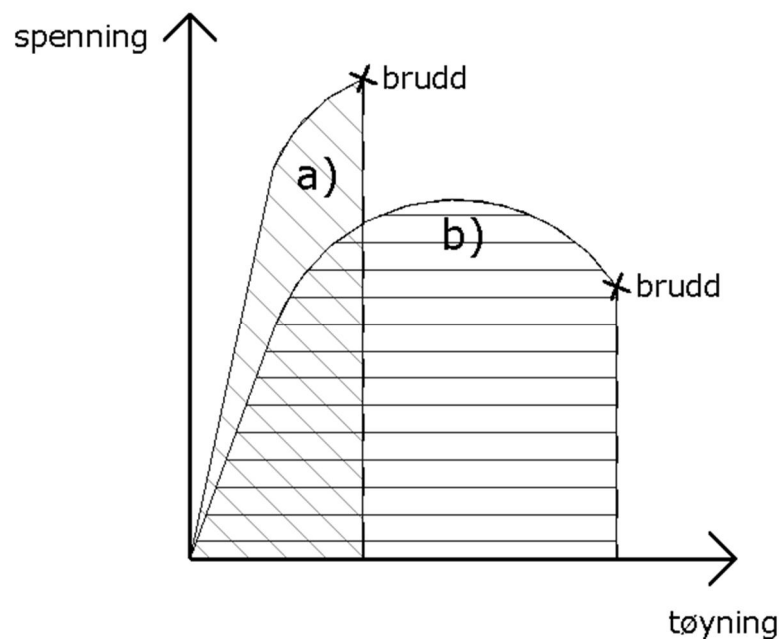
- ❖ Genvals – finner konstruksjonens egenfrekvenser
- ❖ Genvecs – finner konstruksjonens modalmatrise

Disse hjelpemidlene krever kun at vi har på plass stivhets- og massematrisen. Begge funksjoner finner sine verdier ved å løse egenverdi-problemet, som går fram av ligning (2.34).

2.3 Duktilitet

2.3.1 Generelt

Vi skiller mellom duktile og sprøe materialer. Et sprøtt materiale kjennetegnes ved at det ved belastning over elastisk kapasitet vil kunne få brudd uten først å få nevneverdig plastisk deformasjon. Et duktilt materiale vil derimot i større grad kunne deformeres plastisk. Dermed vil det også kunne absorbere mer krefter før brudd. Dette illustreres i Figur 2.22:



Figur 2.22 – Illustrasjon av: a) Sprøtt materiale b) Duktilt materiale⁵

⁵ Illustrasjonen er modellert i Revit og baserer seg – i likhet med delkapittelets øvrige innhold – på pensum i fagene Materialmekanikk, Offshore Materialer og Konstruksjoners Integritet. For en tilsvarende illustrasjon henvises det til kilde: [34].

Arealet under de to grafene som her er illustrert viser hvor mye energi som absorberes før brudd. Figuren viser tydelig at det duktile materialet absorberer større krefter før brudd. Duktiliteten til en konstruksjon avhenger naturligvis at duktiliteten til materialene – spesielt i knutepunkter hvor en har lastkonsentrasjoner. Betong er i seg selv et sprøtt materiale – og duktiliteten til konstruksjonsdeler i betong vil følgelig avhenge av hvordan de er armert. Stål er typisk et duktilt materiale, men disse egenskapene kan variere veldig. Stål av høy styrke er normalt sett sprøere enn lavere styrker.

2.3.2 Konstruksjonsfaktor og valg av duktilitetsklasse

Konstruksjonsfaktoren, q , er en faktor som spiller inn ved utregning av dimensjonerende laster ved jordskjelvsberegninger. En økning i konstruksjonsfaktor gir reduserte laster. Konstruksjonsfaktoren vil variere ut i fra konstruksjonens duktile egenskaper – nærmere bestemt hvilke duktile egenskaper vi kan dokumentere at konstruksjonen har. Duktilitetsutnyttelse, som forutsettes ved dimensjonering, deles i standarden inn i tre grupper:

- ❖ DCL – lav duktilitetsklasse
- ❖ DCM – medium duktilitetsklasse
- ❖ DCH – høy duktilitetsklasse

5.2.1(5)P [10] sier følgende om duktilitetsklasse M og H:

«For å oppnå det aktuelle duktilitetsnivået i duktilitetsklasse M og H skal særskilte bestemmelser for alle konstruksjonsdeler oppfylles i hver klasse (se 5.4-5.6). I samsvar med forskjell i tilgjengelig duktilitet i de to duktilitetsklassene brukes forskjellige verdier av konstruksjonsfaktoren q for hver klasse (se 5.2.2.2).»

Punkt 5.4-5.6 i standarden beskriver kravene som stilles for at en skal kunne forutsette at konstruksjonen har en høyere duktilitetsklasse. Fordelen med å dimensjonere etter høyere duktilitetsklasser er at en vil kunne dimensjonere for mindre krefter. I Norge er det i praksis kun de to nedre duktilitetsklassene som gjelder – ettersom det nasjonale tillegget, punkt NA.8.3(1), setter en stopper for bruk av konstruksjonsfaktorer tilsvarende DCH.

❖ Dimensjonering for middels duktilitet (DCM):

Ved dimensjonering for middels duktilitet er det konstruksjonens elastisk-plastiske oppførsel som ligger til grunn for beregningene. Plastisitetsteori og ikke-lineær oppførsel inkluderes ved dimensjonering og detaljprosjektering. Konstruksjonsfaktoren vil, med middels duktilitet, ligge innenfor følgende intervall:

$$[13]: \quad 1,5 < q < 4,0 \quad (2.40)$$

❖ Dimensjonering for lav duktilitet (DCL):

Dimensjonering i duktilitetsklasse L forutsetter kapasiteter innenfor elastisk materialoppførsel. Det tas ikke betydelig hensyn til materialenes ikke-lineære oppførsel. En antar at konstruksjonen absorberer lite krefter og følgelig må en dimensjonere for større laster.

En fordel med å dimensjonere i DCL er at vi kan dokumentere kapasiteter ved hjelp av materialstandardene. De særskilte kravene som er beskrevet som gjeldende for klasse M og H vil altså ikke gjelde for klasse L. Materialenes kapasitet kan også vurderes høyere, ved at materialfaktorene endres, se delkapittel 2.8. Ulemper ved analyse i DCL er at en får større laster og at jordskjelv slik kan bli dimensjonerende framfor vindlast.

Ved dimensjonering med duktilitetsklasse L begrenses konstruksjonsfaktoren slik:

$$[13]: \quad q < 1,5 \quad (2.41)$$

2.4 Analysemetoder, EC8

Vi skal senere gjøre beregninger for å finne jordskjelvs krefter på konstruksjoner. Dette kapitlet har hensikt å framlegge metodene som vi da vil bruke for å finne nevnte krefter, samtidig som viktige parametere og nødvendige hensyn gjennomgås.

2.4.1 Tverrkraftmetoden

Det henvises generelt til EC8, punkt 4.3.3.2 [10].

Tverrkraftmetoden er en forenklet måte å finne jordskjelvs krefter på - som gjør relativt konservative anslag på egenperioder uten at det er nødvendig med nøyaktige beregninger. Med dette menes det at den forutsetter en kort egenperiode som ofte vil være kortere enn reell egenperiode, og som vil resultere i en høy dimensjonerende seismisk akselerasjon. Kort egenperiode gir ofte høye laster. Likevel kan det ikke sies som en generell regel at tverrkraftmetoden gir høyere laster enn, for eksempel, modal respons spektrum analyse. Konstruksjoner med relativt høy stivhet kan tenkes å få kortere egenperiode enn det som framgår av tverrkraftanalysen – som vil resultere i høyere beregnede krefter.

Regularitet og enkelhet er her viktige elementer å ta hensyn til – og det skal bekreftes at dette er ivare tatt før en tillater seg selv å benytte tverrkraftmetoden. Den første egenperioden, T_1 , er svært dominerende så lenge bygget er regulært [13]. Med dominerende første egenperiode menes det her at den, i beregninger, vil gi de største kreftene – og krefter beregnet med T_2 , T_3 og så videre ikke vil i synkende grad gi betydning for det endelige lastbildet. I bygninger som ikke har regularitet i oppriss vil en derimot *ikke* kunne si sikkert at den første egenperioden blir dominerende.

Det stilles også krav til at første egenperiode ikke er høyere enn $4 \cdot T_c$ eller to sekunder. T_c bestemmes ut i fra grunntype og tabell NA.3.3 [10].

Det blir med denne metoden gjort en tilnærming til dynamisk respons ved statiske krefter som fordeles etasjevis.

2.4.1.1 Egensvingeperiode

Standarden tilbyr to alternative formler for å bestemme T_1 . I tillegg kan en velge alternative måter å regne ut parameterne som inngår i disse.

$$4.3.3.2.2 (3): \quad T_1 = C_t * H^{\frac{3}{4}} \quad (2.42)$$

$$4.3.3.2.2 (5): \quad T_1 = 2 * d^{\frac{1}{2}} \quad (2.43)$$

Parameteren C_t bestemmes ut i fra konstruksjonens avstivningssystem. Verdier for C_t finnes i punkt 4.3.3.2.2 [10], og gjengis i tabellen under:

Horisontal avstivning	C_t
Stålrammer, romlige og momentstive	0,085
Betongrammer, romlige og momentstive	0,075
Alle andre konstruksjoner	0,05

Tabell 2.3 - Verdier for horisontal avstivningsparameter, C_t

Alternativt kan avstivningsparameteren, C_t , bestemmes ved å inkludere skjærveggenes totale effektive areal, A_c . Dette forutsetter selvfølgelig at en har skjærvegger i konstruksjonen – av betong eller mur.

$$4.3.3.2.2 (4): \quad C_t = \frac{0,075}{\sqrt{A_c}} \quad (2.44)$$

A_c regnes ut ved hjelp av følgende formel:

$$4.3.3.2.2 (4): \quad A_c = \sum [A_i * (0,2 + \left(\frac{I_w}{H^{\frac{3}{4}}}\right)^2)] \quad (2.45)$$

Hvor I_w er lengden på skjærveggen i , i den første etasjen i retning tilsvarende den kraften har – begrenset av en maksimumsverdi av forholdet $I_w / H = 0,9$.

A_i er her skjærveggenes effektive tverrsnittareal, i den vurderte retningen i første etasje av bygningen.

H defineres som høyden på bygningen fra fundamentet eller fra overkanten av en stiv kjeller.

Den elastiske forskyvningen på toppen av konstruksjonen – som følge av horisontale gravitasjonslaster - angis i meter og tilsvarer parameteren d , for alternativ beregning av T_1 .

2.4.1.2 Skjærkrefter ved fundament

En enkel formel gir oss så skjærkreftene vi skal dimensjonere for. Denne kraften kan regnes å inntreffe ved konstruksjonens fundament eller i overkant av stiv kjeller.

$$4.3.3.2.2 (1): \quad F_b = S_d(T_1) * m * \lambda \quad (2.46)$$

Hvor $S_d(T)$ er dimensjonerende seismisk akselerasjon [m/s^2]

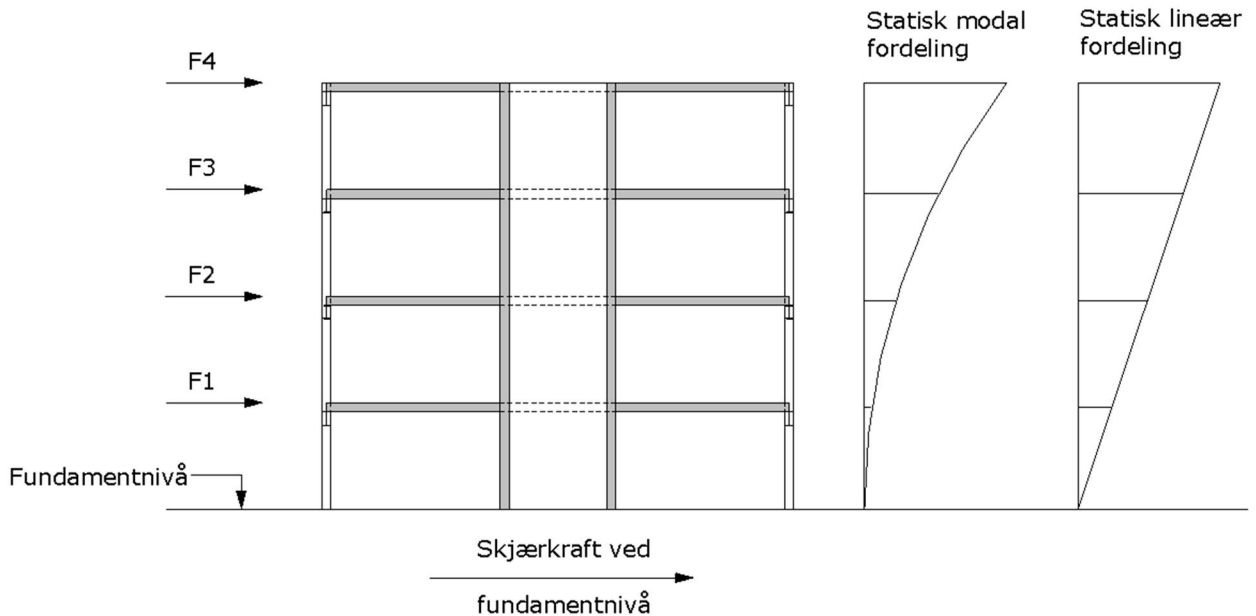
T_1 er byggets første svingeperiode

m er den totale bygningsmassen, beregnet etter 3.2.4(2) [10]

λ er korreksjonsfaktor (avhenger av grunntype og antall etasjer)

2.4.1.3 Etasjevis fordeling av skjærkrefter

Her kan vi velge mellom en lineær fordeling og en med statisk modal form. Forskjellen i tilnærmingene forklares enklest med en illustrasjon av typiske kurver for begge tilfeller:



Figur 2.23 - Statisk modal- og lineær fordeling, illustrert i Revit Structure

Av de to tilnærmingene så er det den statisk modale fordelingen som regnes å være den mest realistiske. Den regnes ut ved hjelp av forskyvninger i etasjene. Statisk lineær fordeling regnes ut ved å bruke høyden i stedet for forskyvninger.

Begge metoder tar hensyn til masseforskjeller i etasjen, slik det går fram av formlene på neste side.

Formel for statistisk modal fordeling:

$$4.3.3.2.3 (2): \quad F_i = F_b * \frac{s_i * m_i}{\sum s_j * m_j} \quad (2.47)$$

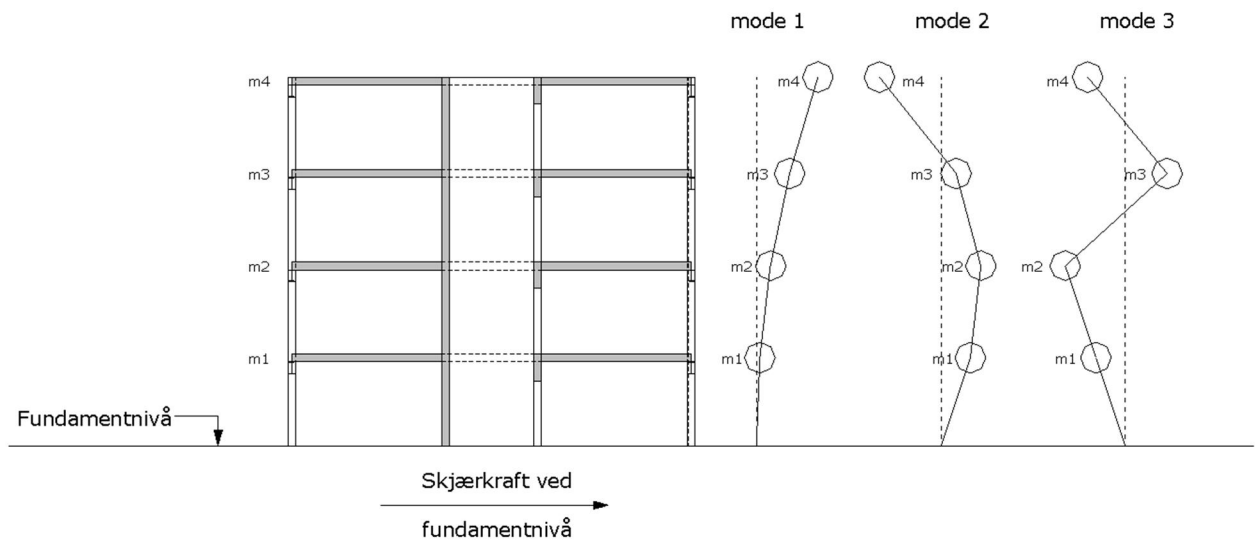
Formel for statistisk *lineær* fordeling:

$$4.3.3.2.3 (3): \quad F_i = F_b * \frac{z_i * m_i}{\sum z_j * m_j} \quad (2.48)$$

Hvor F_i er horisontallast fra jordskjelv i etasje i
 m_i og m_j er etasjemasse beregnet etter 3.2.4 [10]
 s_i og s_j er forskyvning målt ved etasjeplan
 z_i og z_j er høyder til massene

2.4.2 Modal responspektrumanalyse

I situasjoner hvor regularitet i oppriss ikke er ivaretatt vil bygget kunne ha flere typer svingeformer enn det som tas hensyn til ved tverrkraftmetoden. Tverrkraftmetoden er da ikke lengre aktuell og en bør da heller velge modal responspektrumanalyse. I denne analysemetoden beregnes flere ulike svingeformer. Figur 2.24 er modellert i Revit og illustrerer eksempler på svingeformer/svingemoder som et bygg kan ha. Mode 1-3 skisseres med idealiserte pinnemodeller av konstruksjonen:



Figur 2.24 – Eksempler på svingemoder, illustrert i Revit Structure

«The most common and effective approach for seismic analysis of linear structural systems is the mode superposition method.» [14]

Teksten over er hentet fra boken «Static and Dynamic Analysis of Structures» [14]. Modalanalyse regnes altså her for å være den mest effektive *lineære* analysemetoden. Analysemetoden tar hensyn til at bygget er et fler-frihetsgradssystem – og det tas høyde for flere forskjellige svingeformer. Effektiv modal masse, den massen som svingeformen beveger, avgjør skjærkraftbidraget til hver svingeform. Vi skal senere gå nærmere inn på hvordan denne massen beregnes, se 2.4.2.2. Summen av effektiv masse for alle svingeformene i én retning skal gi konstruksjonens totale masse. En konstruksjon kan imidlertid ha veldig mange svingeformer – der kun et fåtall i realiteten bidrar nevneverdig. Det viser seg at seismiske bevegelser kun påvirker konstruksjonens laveste frekvenser [14].

Derfor kan en normalt utelate bidraget til svingeformer av høyere frekvens uten at beregningene blir feil, men standarden krever da at en stor nok andel av den totale seismiske massen er inkludert:

4.3.3.3.1(2)P [10]:

«Det skal tas hensyn til responsen fra alle svingeformer som bidrar betydelig til den globale responsen. »

Påfølgende punkt, 4.3.3.3.1(3), angir to kriterier som må være ivaretatt for at beregningene skal kunne sies å være gyldige⁶:

- ❖ Summen av effektive modale masser som er inkludert i beregningene skal være 90 % av total seismisk masse (eller mer).
- ❖ Alle svingeformer med effektiv modal masse større enn 5 % av den totale massen skal medregnes.

4.3.3.3.1(5) [10]:

«Hvis kravene angitt i (3) ikke kan tilfredsstilles (f.eks. i bygninger med et betydelig bidrag fra torsjonssvingeformer), bør det minste antallet k av svingeformer som det skal tas hensyn til i en romlig analyse, tilfredsstille begge de to følgende betingelsene [...]: »

I enkelte situasjoner vil det altså ikke være mulig å medregne 90 % av seismisk masse. Et eksempel på en slik situasjon kan være et bygg som er irregulært og dermed er utsatt for vesentlige torsjonsvirkninger. Betingelsene som det henvises til i sitatet over er som følger:

$$4.3.3.3.1(5): \quad k \geq 3 * \sqrt{n} \quad (2.49)$$

og

$$4.3.3.3.1(5): \quad T_j \leq 0,20s \quad (2.50)$$

Hvor k er tallet på svingeformer som er medregnet
 n er totalt antall etasjer i bygget, regnet fra stiv kjeller eller fundament.
 T_j er egenperioden til svingeform j

⁶ Dersom en skal bruke en romlig modell stilles det krav til at de to nevnte betingelsene overholdes for hver aktuelle retning [10].

2.4.2.1 Skjærkrefter ved fundament

Punkt 4.3.3.3.1(3), som vi refererte til i sted, nevnte også følgende [10]:

«MERKNAD Den effektive modale massen m_k som samsvarer med en form k , bestemmes slik at skjærkraften ved fundamentnivået eller ved toppen av en stiv kjeller, F_{bk} , som virker i den retningen som den seismiske påvirkningen påføres, kan uttrykkes som $F_{bk} = S_d(T_k) * m_k$. Det kan påvises at summen av de effektive modale massene (for alle former og en gitt retning) er lik massen av konstruksjonen. »

Følgelig får vi formelen for skjærkraft ved fundament/stiv kjeller:

$$4.3.3.3.1(3): \quad F_b = S_d(T_j) * M_{eff_j} \quad (2.51)$$

Hvor	F_b	er skjærkraft ved fundament/stiv kjeller
	M_{eff_j}	er effektiv modalmasse for svingeform j ⁷
	$S_d(T_j)$	er konstruksjonens dimensjonerende seismiske akselerasjon
	T_j	er egenperioden til svingeform j

2.4.2.2 Effektiv modal masse

Hvilken svingeform som betraktes har innvirkning på etasjenes effektive modale masse. Dette er fordi noen svingeformer setter en større andel masser i sving enn andre. Antallet svingeformer som skal medregnes avhenger, som nevnt i punkt 0, av den effektive modale massen. Effektiv modalmasse for svingeform j :

$$M_{eff_j} = r_j * L_j = \frac{L_j^2}{M_{modal_j}} \quad (2.52)$$

Hvor	r_j	er det modale bidraget fra svingeformen til konstruksjonens totale respons.
	L_j	er vektet masse.
	M_{modal}	er generalisert massematrise.

⁷ M_{eff} tilsvarer m_k i punkt 4.3.3.3.1(3)

De tre overnevnte parameterne defineres ved hjelp av et annet sett med parametere. Vi trenger først og fremst å kjenne til konstruksjonens svingeformer. Stivhets- og massematrisen for konstruksjonen leder oss til svingeformene via egenverdiproblemet som ble beskrevet i delkapittel 0. Beregningseksempler på dette gjennomgås i analysedelen.

Med svingeformene på plass kan vi bestemme vektet masse, L_k :

$$L_j = \varphi_j^T * M_{seis} * i_v \quad (2.53)$$

Hvor M_{seis} er massematrisen (seismisk masse)
 i_v er en modal influensvektor

For å bestemme r_j trenger vi den generaliserte massematrisen, M_{modal} :

$$[12]: \quad M_{modal} = \varphi_j^T * M_{seis} * \varphi_j \quad (2.54)$$

Svingeformens modale bidrag til konstruksjonens totale respons, r_j , blir da:

$$r_j = \frac{L_j}{M_{seis}} \quad (2.55)$$

Dermed har vi alle parameterne som skal til for å regne ut effektiv modal masse. Denne verdien vil typisk være lavere enn den totale massen til konstruksjonen, ettersom masser tilknyttet til fundamentet ikke bidrar like mye her. Det skyldes at de massene nærmest fundamentet/stiv kjeller har mindre frihet til å svinge enn massene lengre oppe i konstruksjonen.

Som nevnt innledningsvis så krever standarden at den modale massen skal være større enn 90 % av seismisk masse. Som oftest vil det være tilstrekkelig å inkludere noen få av de første få svingemodene for å nå dette målet.

2.4.2.3 Effektive modale krefter i etasjene

Med parameterne fra forrige avsnitt på plass, kan vi regne ut kreftene etasje for etasje:

$$F_j = r_j * M_{seis} * \varphi_j * S_d(T) \quad (2.56)$$

2.4.2.4 Kombinasjon av modale responser

Responsen fra de forskjellige svingeformene kan kombineres med SRSS (Square Root of Sum of Squares, se formel (2.58)). For å bruke denne metoden krever standarden at svingeformene i tilstrekkelig grad er uavhengig av hverandre. Punkt 4.3.3.3.2(1) [10] angir kravene i så måte:

«Responsen i de to svingeformene i og j (medregnet både forskyvnings- og torsjonsformer) kan anses å være uavhengige fra hverandre hvis deres perioder T_i og T_j tilfredsstillers (med $T_j \leq T_i$) følgende betingelse:

$$4.3.3.3.2 (1): \quad T_j \leq 0,9 * T_i \quad \gg \quad (2.57)$$

Når så alle relevante modale responser er bestemt uavhengige av hverandre, kan den største verdien av en seismisk lastvirkning beregnes som følger (SRSS):

$$4.3.3.3.2 (2): \quad E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (2.58)$$

Hvor E_E er aktuell lastvirkning (kraft, forskyvning osv)

E_{Ei} er verdien av valgt lastvirkning ved vibrasjonsformen i

I situasjoner hvor kravene om uavhengighet, jf. formel (2.57), ikke oppfylles – stiller standarden krav om en «Fullstendig kvadratisk kombinasjon» (Complete Quadratic Combination / CQC). Denne metoden inkluderer virkningene av svingeformenes avhengighet ved hjelp av en korrelasjonskoeffisient, ρ_{ij} :

$$4.3.3.3.2(3)P: \quad E_E = \left(\sum_{j=1}^k \sum_{i=1}^k \rho_{ij} * E_{Ej} * E_{Ei} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (2.59)$$

2.4.3 Ikke-lineær analyse

2.4.3.1 Generelt

I tilfeller hvor tverrkraftmetoden og modal responspektrumanalyse ikke kan brukes – enten fordi det knyttes for stor usikkerhet rundt resultatenes gyldighet og/eller nøyaktighet, eller at kravene for bruken ikke er oppfylt – så er ikke-lineære analysemetoder det neste alternativet. I dette avsnittet skal to slike metoder beskrives kortfattet.

Det henvises generelt til 4.3.3.4 i standarden [10] for regler og krav vedrørende ikke-lineære analysemetoder.

Punkt 4.3.3.1 (4) i standarden angir to alternative ikke-lineære metoder [10]:

«Som et alternativ til en lineær metode kan en ikke-lineær metode også brukes, for eksempel:

c) ikke-lineær statisk analyse (analyse ved påført forskyvning)

d) ikke-lineær tidshistorieanalyse (dynamisk) [...]»

Et viktig prinsipp som standarden setter for begge disse metodene er gitt i punkt 4.3.3.4.1 (1)P:

«Den matematiske modellen som brukes for elastisk analyse skal utvides til å omfatte kapasiteten av de bærende konstruksjonsdelene og deres postelastiske oppførsel»

Den duktile deformasjonsmekanismen skal undersøkes og forutsetninger kontrolleres. Hvilke laster som gir første flytning skal finnes - i tillegg til lastbildet som oppstår når materialene deformerer seg plastisk [13].

2.4.3.2 Ikke-lineær statisk analyse (analyse påført ved forskyvning)

Metoden utføres ved at monotont økende horisontallast, i tillegg til konstante vertikale laster, påføres helt til brudd oppstår. Dette forklarer metodens mer anvendte navn: «Pushover analyse».

Noen av formålene til denne analysemetoden går fram av punkt 4.3.3.4.2.1 [10]:

Metoden skal påvise overstyrkeforholdet (α_u/α_1) – se 5.2.2.2, 6.3.2 og 7.3.2 [10]. Dette er forholdet mellom første flytning og maksimal plastifisering og det brukes

til å bestemme konstruksjonsfaktoren q – som har som funksjon å korrigere for konstruksjonens duktile egenskaper.

Et annet formål er å estimere plastisk oppførsel av bygget og fordelingen av skader som oppstår av de plastiske mekanismene.

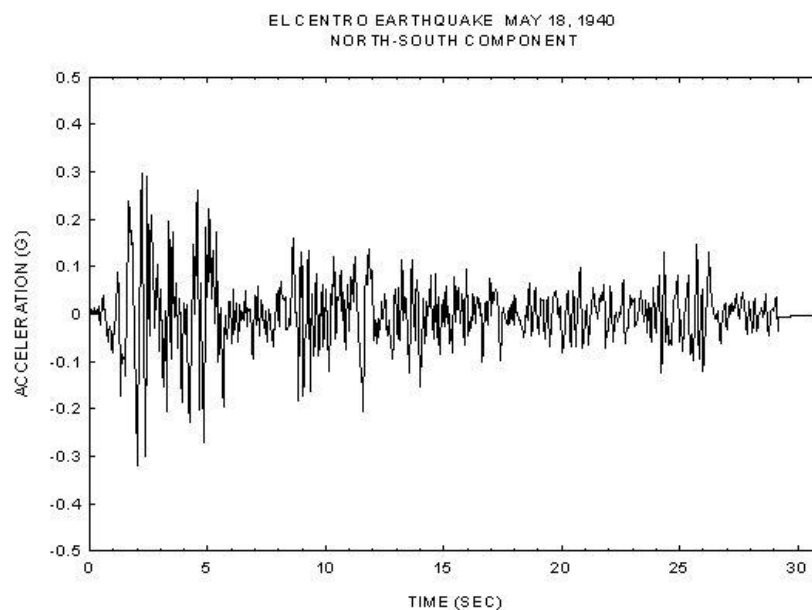
En viktig fordel med å bruke konstruksjonsfaktoren fra den ikke-lineære analysen er at den fastsettes etter forsøk i stedet for at en antar homogen duktilitet i hele bygget.

2.4.3.3 Ikke-lineær tidshistorieanalyse (dynamisk)

Kapittel 3.2.3 i standarden forteller om alternative representasjoner av den seismiske påvirkningen. Her angis altså alternativer som kan erstatte bruken av elastiske responspektre – beskrevet i delkapittel SETT INN KRYSSREFERANSE. Slike tidsserier kan gi et mer realistisk grunnlag for å analysere konstruksjonens respons. Dynamisk ikke-lineær tidshistorieanalyse beskrives i 4.3.3.4.3, mens reglene for bruk av tidshistorier defineres under 3.2.3.1 [10].

Beregningsresultatenes kvalitet avhenger i stor grad av antall tidsserier som brukes – og nøyaktigheten av disse. Utført korrekt - kan denne metoden sies å være den som best illustrerer konstruksjonens oppførsel ved jordskjelvsbelastning.

Figuren under viser en tidsserie basert på grunnakselerasjonen som ble registrert ved jordskjelvet El Centro – registrert i California i 1940 [15]:



Figur 2.25 – Tidsserie: Grunnakselerasjon, El Centro [15].

2.4.4 Håndberegninger eller dataprogram?

I situasjoner hvor EC8 krever romlig analyse vil det være relativt tidkrevende å benytte seg av håndberegninger. Det gjelder begge de lineære metodene; tverrkraft- og modalanalyse [13]. Hvis en derimot kan regne i ett plan, lar det seg fint gjøre å bruke både tverrkraftmetoden og modalanalyse ved håndberegninger. Ikke-lineære metoder må generelt utføres i dataprogram, med mindre konstruksjonen er svært enkel.

2.5 Konstruksjoners regularitet

2.5.1 Generelt

Konstruksjoners regularitet omfatter de avstivende konstruksjonsdelenes relative plassering. For seismisk dimensjonering går det et skille mellom regulære og ikke-regulære bygningskonstruksjoner. Dette har betydning for verdien av konstruksjonsfaktoren q , samt hvilke analysemetoder som kan benyttes. Generelt stilles det høyere krav til analysemetode dersom konstruksjonen ikke er regulær. Konstruksjoner med regularitet, symmetri og enkelhet vil ha mange fordeler ved dimensjonering for seismiske laster. Generelt vil lastbildet være mer oversiktlig og krefter kan fordeles jevnere på bærestrukturen. Torsjonsvirkninger kan reduseres eller unngås ved å sørge for regularitet og symmetri – ved at stivhetssenteret sammenfaller med massesenteret.

Med massesenter menes det her krysningpunktet mellom lastresultanter i to ortogonale retninger. Stivhetssenteret kan betegnes som krysningpunktet mellom to punktlaster, i to ortogonale retninger, som er plassert slik at det ikke oppstår rotasjon i planet. Vi går nærmere inn på dette i delkapittel 0.

Kriteriene for regularitet er gitt i punkt 4.2.3 [10]. Det fremgår av samme punkt at bygningens egenskaper i plan og oppriss skal behandles separat når det gjelder regularitet. Tabell 2.4 presenterer et utdrag fra standardens Tabell 4.1 [10]. Den viser hvilke forenklinger som tillates⁸, avhengig av konstruksjonens regularitet:

Regularitet:		Tillatt forenkling:	
Plan:	Oppriss:	Modell:	Lineær-elastisk analyse:
<u>Ja</u>	<u>Ja</u>	Plan	Tverrkraft
<u>Ja</u>	Nei	Plan	Modal
Nei	<u>Ja</u>	Romlig	Tverrkraft
Nei	Nei	Romlig	Modal

Tabell 2.4 - Regularitet og konsekvenser for seismisk analyse [10]

Referanseverdien for q finnes i kapittel 5-9 i standarden. Punkt 4.2.3.1(7) [10] oppgir at denne verdien skal reduseres med faktoren 0,8 dersom konstruksjonen ikke er regulær i oppriss.

⁸ Merknad: Det stilles ytterligere krav til valg av analysemetode – se 4.2.3.1(3)P [10].

2.5.2 Regularitet i planet

Det refereres for dette avsnittet generelt til punkt 4.2.3.2(1)P-(9) som angir kriterier for regularitet i planet. Samtlige kriterier skal tilfredsstilles.

Det stilles krav til tilnærmet symmetri i avstivingsystemet i to ortogonale retninger (x- og y-retning). Det essensielle her er da hvor stivhetssenteret befinner seg i forhold til massesenteret. I tillegg skal dekkets stivhet ivaretas. Dette kan være en utfordring i tilfeller med utsparinger i dekkekant – eller tilbaketrukne deler av dekker. Dekkets horisontale stivhet skal også størrelsesmessig tilpasses de vertikale skivenes stivhet, på en slik måte at deformasjonen ikke påvirker lastfordelingen nevneverdig. Planformer av typene L, C, H, I og X krever i denne sammenheng nøye undersøkelser [10].

Bygningens slankhet i planet regnes ut ved å finne forholdet mellom største og minste mål i planet, L_{max} og L_{min} . Verdien av dette forholdet skal ikke overskride 4:

$$4.2.3.2(5): \quad \lambda = \frac{L_{max}}{L_{min}} \leq 4 \quad (2.60)$$

Påfølgende punkt gir krav til forholdet mellom eksentrisitet og torsjonsradius, samt forholdet mellom torsjonsradius og gulvmassens treghetsradius i planet:

$$4.2.3.2(6): \quad \begin{aligned} e_{0x} &\leq 0,30 * r_x \\ r_x &\geq I_s \end{aligned} \quad (2.61)$$

Hvor e_{0x} er avstand mellom stivhets- og massesenteret

I_s er gulvmassens treghetsradius

r_x er torsjonsradius

Beregning for stivhetssenteret forklares i avsnitt 3.3.4.2. Gulvmassens treghetsradius beregnes slik:

$$4.2.3.2(6): \quad I_s = \sqrt{\frac{I_{gp}}{m}} \quad (2.62)$$

Hvor I_{gp} er polart treghetsmoment for gulvmassen

m er gulvmassen

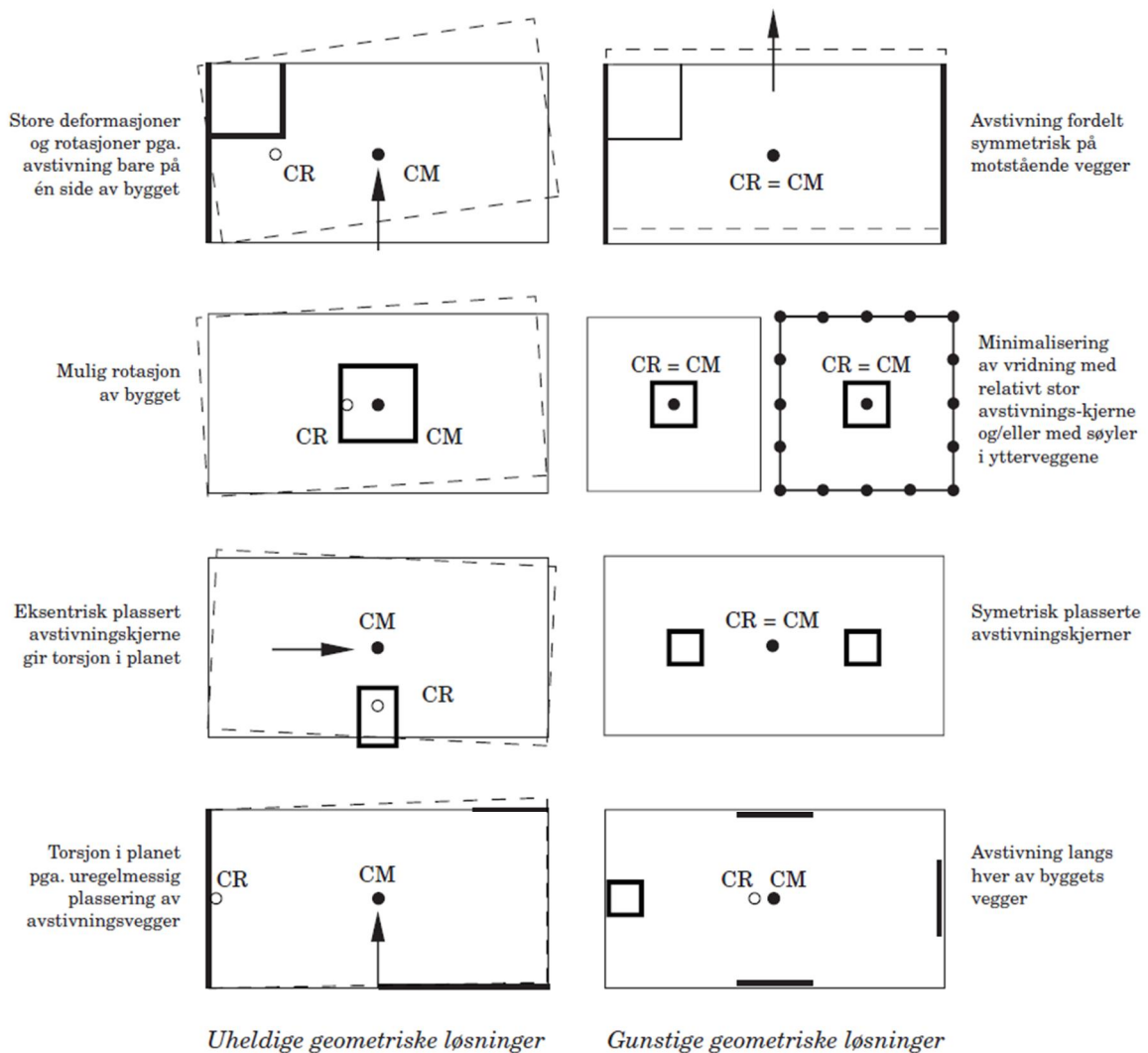
Torsjonsradius, r_x , beregnes slik:

$$4.2.3.2(6) \quad r_x = \sqrt{\frac{K_y}{K_{rot}}} \quad (2.63)$$

Hvor K_y er sidestivhet (stivhet i y-retning)

K_{rot} er rotasjonsstivhet

Betongelementboken illustrerer, i bind H, uheldige og gunstige geometriske løsninger, med hensyn på regularitet i planet:



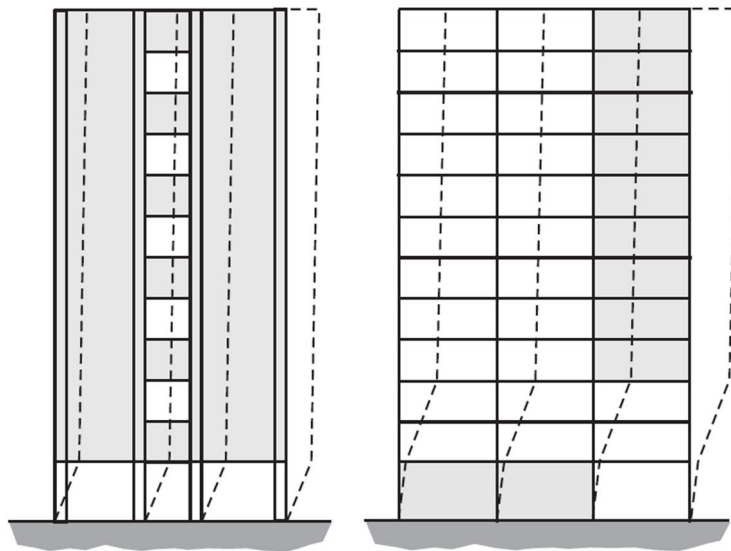
Figur 2.26 - Plasseringen av vertikal avstivnings effekt på regularitet i plan [13]⁹

⁹ Med «CR» og «CM» refereres det henholdsvis til konstruksjonens rotasjons- og massesenter.

2.5.3 Regularitet i oppriss

Kriterier for regularitet i oppriss gis i punkt 4.2.3.3 [10]. Her skal det kontrolleres at vertikal avstiving har tilkobling til fundament eller stiv kjeller. Bærevegger, rammer og sjakter skal gå uavbrutt fra fundamentet til toppen av konstruksjonen eller til toppen av lokal sone¹⁰. Det kan tillates etasjevis endring i stivhet, men stivheten skal da reduseres gradvis og uten brå endringer.

Dersom en ikke har regularitet i oppriss kan en få uheldige spenningskonsentrasjoner i det svakeste leddet - etasjen med lavest stivhet. Under horisontal belastning kan det oppstå store rotasjoner i knutepunktene. Dette kan igjen føre til lokal knekking og derfor krever standarden, i punkt 4.4.2.3(3)P, at plastiske mekanismer skal unngås. Figur 2.27 illustrerer konstruksjoner uten regularitet i oppriss – med spenningskonsentrasjoner i det svakeste leddet¹¹ som resultat.



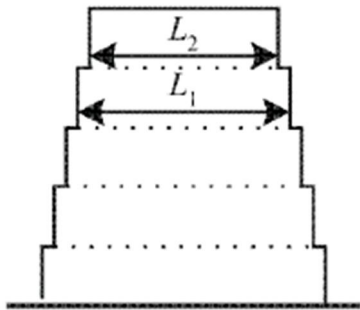
Figur 2.27 - Konstruksjon uten regularitet i oppriss [13]

¹⁰ I tilfeller med tilbaketrunkne deler i ulike høyder.

¹¹ «Soft story» er en betegnelse på en slik etasje.

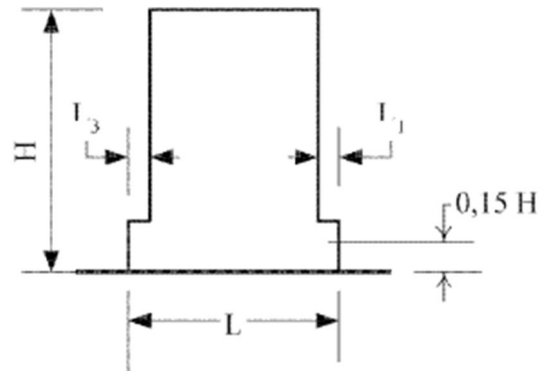
Punkt 4.2.3.3(5)a-c angir kriterier for konstruksjoner med tilbaketrukkne deler. Standardens figur 4.1 [10] illustrerer disse med enkelhet:

(a)



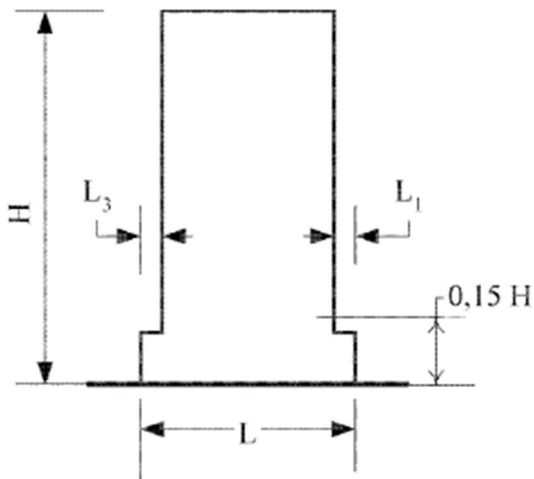
Kriterium for (a): $\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,20$

(b) (tilbaketrukkede deler finnes over 0,15H)



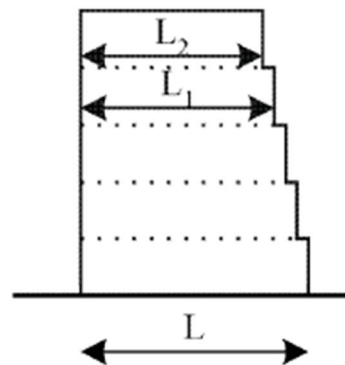
Kriterium for (b): $\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,20$

(c) (tilbaketrukkede deler finnes under 0,15H)



Kriterium for (c): $\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,50$

(d)



Kriterier for (d): $\frac{L - L_2}{L} \leq 0,30$

$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,10$

Figur 2.28 – Figur for beskrivelse av kritiske mål for regularitet i oppriss, etter EC8 [10]

2.5.4 Utilisiktet torsjon

Standarden krever at vi tar høyde for usikkerhet vedrørende plassering av masser og konstruksjonens bevegelse under påkjenning av jordskjelvs-laster. En eksentrisitet tilsvarende 5 % av konstruksjonens gulvmål. Eksentrisiteten skal påføres både med positivt og negativt fortegn, hvor alle etasjene gis eksentrisitet i samme retning.

$$4.3.2(1)P: \quad e_{ai} = \pm 0,05 * L_i \quad (2.64)$$

Hvor e_{ai} er den utilsiktede eksentrisiteten av etasjemasse i
 L_i er *gulvmålet*, målt vinkelrett på lastretningen

Hvordan denne eksentrisiteten inkluderes i beregningene avhenger av om vi analyserer bygget med to plane modeller – én for hver hovedretning – eller om vi har en romlig modell.

2.5.4.1 For to plane modeller (2D-analyse):

Punkt 4.3.3.2.4 gir en faktor som kan brukes for å inkludere utilsiktet eksentrisitet i beregningene:

$$4.3.3.2.4 (1)^{12}: \quad \delta = 1 + 1,2 * \frac{x}{L_e} \quad (2.65)$$

Hvor x er avstanden fra aktuell konstruksjonsdel til planets massesenter – målt vinkelrett på lastretningen.
 L_e er avstanden mellom de to ytterste avstivende konstruksjonsdelene som motstår sidelaster – også målt vinkelrett på lastretningen.

Dette forutsetter at sidestivheten og massen er symmetrisk fordelt i planet.

For modalanalyse settes det også krav til at lastvirkningene er beregnet slik at de samsvarer med punkt 4.3.3.3.2.

¹² Faktoren, 1.2, er her doblet, jf. 4.3.3.2.4(2). Dette gjelder for analyse ved to plane modeller.

2.5.4.2 For romlig modell (3D-analyse):

For romlig modell, ved tverrkraftanalyse, vil lastfaktoren δ bestemmes slik:

$$4.3.3.2.4 (1): \quad \delta = 1 + 0,6 * \frac{x}{L_e} \quad (2.66)$$

2.5.4.3 Uavhengig av analysemodell:

Et alternativ til overnevnte metoder gis i 4.3.3.3.3(1). Denne beskrives i standarden som en mer nøyaktig metode:

$$4.3.3.3.3 (1): \quad M_{ai} = e_{ai} * F_i \quad (2.67)$$

Hvor M_{ai} er torsjonsmomentet i etasje i - om vertikal akse

F_i er horisontal last i etasje i

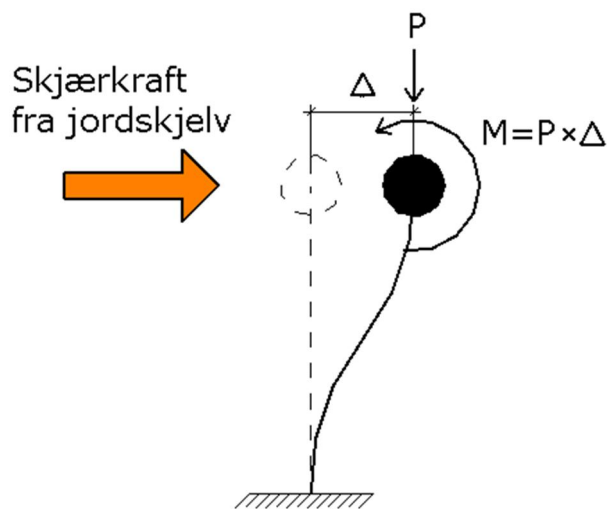
e_{ai} er utilsiktet eksentrisitet – som beregnet i 4.3.2(1)P

Det bemerkes at en ved plan analyse skal kontrollere for 10 % eksentrisitet. For økt nøyaktighet kan beregninger av lastfordeling gjøres to ganger – en gang hver med negativ og positiv eksentrisitet. Mer nøyaktig betyr som regel mindre laster, og det gjelder som oftest også i dette tilfellet [13].

2.6 Andre ordens virkninger (P-Δ effekten)

Uavhengig av analysetype skal en kontrollere for andre ordens virkning. Dette er en lastvirkning som skyldes eksentrisitet for vertikale laster i en situasjon hvor horisontale krefter har forskjøvet konstruksjonen. Dette kalles gjerne P-Δ effekt – hvor P er last og Δ er forskyvning. Den vertikale lasten multiplisert med forskyvningen vil gi tilleggsmomenter, eksempelvis i toppen av en søyle:

$$M = P * \Delta \quad (2.68)$$



Figur 2.29 – Illustrasjon av P-Δ effekten

Standarden tillater oss å neglisjere denne effekten dersom følgende forhold tilfredsstilles:

$$4.4.2.2(2) [10]: \quad \theta = \frac{P_{tot} * d_r}{V_{tot} * h} \leq 0,10 \quad (2.69)$$

Hvor	θ	er sensitivitetsfaktoren for forskyvning mellom etasjene
	P_{tot}	er total vertikallast i etasjen som vurderes
	V_{tot}	er total horisontallast i etasjen
	d_r	er dimensjonerende forskyvning mellom etasjene (differansen mellom forskyvningen, d_s , i topp og bunn av en etasje)
	h	er etasjehøyden

Dimensjonerende forskyvning, $d_r = d_{s_topp} - d_{s_bunn}$, vil variere etter hvilken konstruksjonsfaktor en benytter seg av:

4.3.4(1)P [10]:
$$d_s = q * d_e \tag{2.70}$$

Hvor q er konstruksjonsfaktor
 d_e er etasjens forskyvning basert på lineær analyse

Dersom sensitivitetsfaktoren beregnes til å være i intervallet mellom 0,10 og 0,20 så kan annenordenseffektene inkluderes ved å multiplisere de seismiske horisontallastene med en faktor tilsvarende $1/(1-\theta)$. Dette går fram av punkt 4.4.2.2(3). Avsnitt (4)P i samme punkt setter 0,30 som største tillatte verdi for sensitivitetsfaktoren.

2.7 Lastkombinasjoner

Jordskjelvslaster vil kunne opptre i alle mulige retninger. Vi forenkler dette først til x-, y- og z-retning. Standardens punkt 4.3.3.5.2(4) gir oss tre lastkombinasjoner for seismisk last:

$$\begin{aligned}
 & \text{a) } E_{Edx} + 0,3E_{Edy} + 0,3E_{Edz} \\
 4.3.3.5.2(4) [10]: & \text{ b) } 0,3E_{Edx} + E_{Edy} + 0,3E_{Edz} \qquad (2.71) \\
 & \text{c) } 0,3E_{Edx} + 0,3E_{Edy} + E_{Edz}
 \end{aligned}$$

Hvor $E_{Edx}, E_{Edy}, E_{Edz}$ er lastvirkningene i henholdsvis x-, y- og z-retning.

I Norge vil vertikal retning, z-retning, som regel kunne ekskluderes i beregningene ettersom utelatelseskrav i NA.3.2.1(5)P tilfredsstilles [13].

4.3.3.5.1(8) [10]:

«For bygninger som tilfredsstillers kriteriene til regularitet i planet, og der vegger eller uavhengige avstivningssystemer i de to horisontale hovedretningene er de eneste primære seismiske konstruksjonsdelene (se 4.2.2), kan det forutsettes at den seismiske påvirkningen virker separat og uten kombinasjonene [...]»

Dersom en har regularitet i planet, jf. delkapittel 2.5.2, så vil en altså kunne se bort i fra kombinasjonsvirkninger og regne for hver retning separat. Årsaken til dette kan beskrives med at rotasjonene, i et planregulært bygg, vil være så små¹³ at tversgående laster i realiteten ikke vil få betydning i retningen som analyseres.

De nasjonale tilleggene styrer i stor grad hvilke lastfaktorer som skal benyttes. NS-EN 1990:2002, tabell NA.A1.3 [16] henviser oss til lastfaktorer som forenklet kan oppsummeres slik:

Type:	Permanente laster	Jordskjelvs-laster	Variable laster:
Lastfaktor:	1,0	1,0	0,0 – 0,8

Tabell 2.5 – Lastfaktorer for dimensjonering ved jordskjelvsbelastning [16]

¹³ Denne vurderingen er hentet fra betongelementboken, bind H [13]

Lastfaktoren for de variable lastene kan altså variere fra 0,0 til 0,8. Verdien på faktoren som skal brukes her avhenger av lastens art og konstruksjonens bruk. Vindlast skal ikke kombineres med jordskjjelvlast. Snølast kombineres, men med en reduserende faktor på 0,2. Tabell NA.A1.1 [16] gir oss lastfaktorene for de variable lastene i ulike brukskategorier. Tabellen under gjengir noen av disse:

Kategori:	A:	B:	C:	D:	E:	F:
Beskrivelse:	Bolig	Kontor	Forsamlings- lokale	Butikk	Lager	Trafikk / Parkering
Lastfaktor:	0,3	0,3	0,6	0,6	0,8	0,6

Tabell 2.6 – Lastfaktorer, brukskategori [16]

Lastfaktor lik 0,0 kan også gis dersom det vil være ugunstig at lasten ekskluderes.

2.8 Materialfaktorer

Materialfaktorene vi skal bruke varierer for hvilken lastvirkning vi ser på, hvilken konstruksjonstype vi har og hvilken duktilitet vi forutsetter. Følgende materialfaktorer gjelder for betong og stål i en betongkonstruksjon [13]:

$$\begin{array}{l} \text{EC2 [17], ordinær} \\ \text{dimensjoneringstilstand:} \end{array} \quad \begin{array}{l} \gamma_c = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{array} \quad (2.72)$$

$$\text{EC8 [10], DCL:} \quad \begin{array}{l} \gamma_c = 1,2 \\ \gamma_s = 1,0 \end{array} \quad (2.73)$$

$$\text{EC8 [10], DCM:} \quad \begin{array}{l} \gamma_c = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{array} \quad (2.74)$$

2.9 Utelatelseskriterier

EC8 [10] gir i noen tilfeller anledning til å se bort ifra seismiske laster. Dette tillates siden Norge er i et lavseismisk område. Fem kriterier kontrolleres og hvis ett av dem tilfredsstilles så kan dimensjonering for seismiske laster unnlates.

NA.3.2.1(5)P [10]:

«Det kreves normalt ikke påvisning av tilstrekkelig sikkerhet etter NS-EN 1998 for konstruksjoner i seismisk klasse I, for lette trekonstruksjoner, dersom $a_g * S < 0,05 * g = 0,49 \text{ m/s}^2$, eller dersom $S_d < 0,05 * g = 0,49 \text{ m/s}^2$ beregnet med konstruksjonsfaktor $q \leq 1,5$. [...]» [10]

Dette punktet, som finnes i det nasjonale tillegget, kan oppsummeres i at en skal vurdere konstruksjonstype, seismisitet og dimensjonerende spektrum. Herfra får vi de første fire kriteriene:

❖ Kriterie 1: Seismisitet

Dette kriteriet avhenger av grunntype, seismisk klasse og berggrunnens akselerasjon. Vi har et tilfelle med svært lav seismisitet, og kan utelate jordskjelvs krefter i dimensjoneringen, dersom:

$$\text{NA.3.2.1(5)P:} \quad a_g * S < 0,05 * g = 0,49 \text{ m/s}^2 \quad (2.75)$$

$$\text{NA.3.2.1(4):} \quad a_g = \gamma_I * (0,8 * a_{g40\text{Hz}}) \quad (2.76)$$

Hvor

$a_{g40\text{Hz}}$	er spissverdi for berggrunnens akselerasjon
S	er en forsterkningsfaktor som avhenger av grunntype
g	er gravitasjonsakselerasjonen ($9,81 \text{ m/s}^2$)
γ_I	er en faktor som avhenger av seismisk klasse

❖ Kriterie 2: Konstruksjoner i seismisk klasse I

Tabell NA.4(902) [10] gir veiledning til valg av seismisk klasse for konstruksjonen. Typiske konstruksjoner som *kan* falle innunder klasse I:

- ❖ Småhus
- ❖ Rekkehus
- ❖ Bygg i én etasje
- ❖ Mindre lagerhus
- ❖ Landbruksbygg

Kontorbygg og boligbygg, skoler og institusjonsbygg faller eksempelvis inn i høyere kategorier og tilfredsstillende ikke kriteriet.

❖ Kriterie 3: Lette trekonstruksjoner

Lette og enkle konstruksjoner av tre. Trekonstruksjoner har normalt sett en god evne til å absorbere dynamiske krefter og dersom en i tillegg har en lett konstruksjon er det mindre masser som er i sving – jordskjelvskreftene blir små.

❖ Kriterie 4: Dimensjonerende spektrum

$$\text{NA.3.2.1(5)P:} \quad S_d(T, q) < 0,05 * g = 0,49\text{m/s}^2 \quad (2.77)$$

Hvor $S_d(T, q)$ er dimensjonerende grunnakselerasjon

❖ Kriterie 5: Størrelse på krefter

Det femte kriteriet går i hovedsak fram av punkt 4.4.1(2) [10]:

«Skjærkraften ved fundamentnivå eller ved toppen av en stiv kjeller som følge av den dimensjonerende seismiske situasjonen og som er beregnet med en konstruksjonsfaktor lik verdien som gjelder for lite energiabsorberende konstruksjoner (se 2.2.2(2)), er mindre enn den forårsaket av andre relevante lastkombinasjoner som bygningen er dimensjonert for på grunnlag av en lineær elastisk analyse. Dette kravet er knyttet til skjærkraften for hele konstruksjonen ved bunnen av bygningen (fundamentet eller overkanten av en stiv kjelleretasje). [...]» [10]

Jordskjelvslaster, funnet på grunnlag av en lineær analyse, kan altså utelates dersom de ikke inngår i den dimensjonerende lastkombinasjonen. Det er i den sammenheng viktig å inkludere de ulike verdiene på lastfaktorer. Jordskjelv blir sett på som ulykkeslast – i motsetning til vanlig vindlast. Samtidig må en passe på å ha med riktige materialfaktorer.

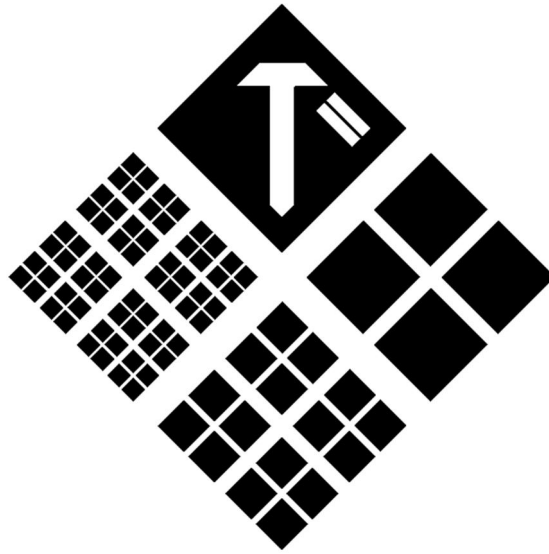
Betongelementboken gir et eksempel på hvordan en kan vurdere om dette kriteriet er oppfylt. Tallverdiene her er lastfaktorer:

$$[13]: \quad 1,0 * F_b < (1,5 * \text{vindlast} + 1,05 * \text{skjevstillingslast}) * \frac{\gamma_c \text{ bruddgrense}}{\gamma_{c DCL}} \quad (2.78)$$

Hvor F_b er horisontallast på grunn av jordskjelv
 γ_{ci} er materialfaktorer for tilfelle i

Jordskjelvslastene som skal sammenlignes skal også være dimensjonert med forutsetning om lav duktilitet, se 2.2.2(2). I tillegg skal krav om enkelhet i plan og oppriss være tilfredsstillt, se punkt 2.2.4.1(1) [10].

3 T2 – Tolkning og håndtering av skivekrefter



3.1 Innledning

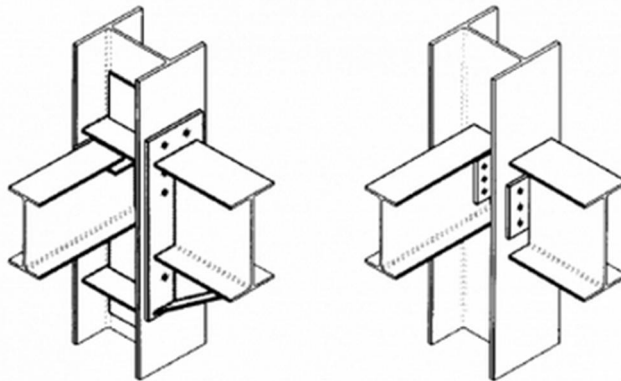
Dette kapitlet skal legge grunnlaget for skiveberegningene som utføres i analysekapittel A2. Etter en kikk på ulike systemer for avstiving, skal vi fordype oss i stivhetsberegninger og lastfordeling i skivesystem. Vi skal se på hva som skal til for å oppnå et stabilt avstivningssystem og hva som er gunstig og ugunstig veggplassering med hensyn på rotasjon i dekkeskiven. Hulldekkers kritiske snitt og svakheter skal gjennomgås, og vi skal se på relevante løsninger for innfesting av dekkeskiver mot stål og plasstøpte veggskiver.

3.2 Kort om ulike avstivningssystemer

Konstruksjonens statiske system er noe som normalt bestemmes tidlig i et prosjekt. Det statiske systemet handler om vertikal og horisontal bæring og avstiving – som kan gjøres på flere måter. Vi skal her forklare prinsippene til de ulike systemene som brukes, med ekstra vekt på det systemet som er aktuelt i denne oppgaven – skivesystemet.

3.2.1 Rammesystem

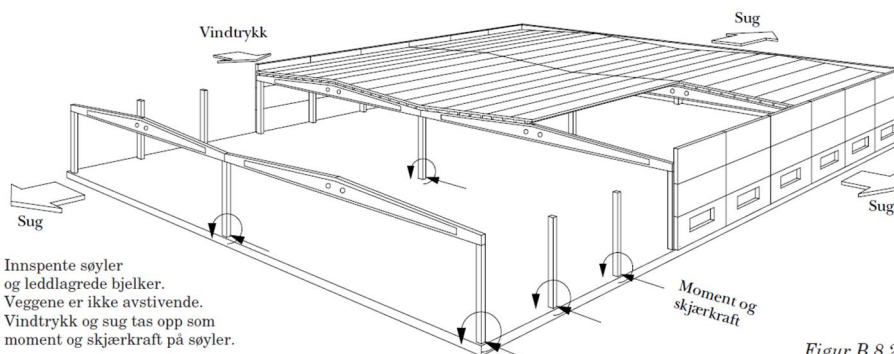
Rammesystem, også kjent som skjelettsystem, kjennetegnes ved at konstruksjonen i hovedsak består av søyler forbundet med bjelker. Bygg over tre etasjer må normalt sett, med dette systemet, ha momentstive knutepunkt [18]. Dette stiller relativt høye krav til knutepunktens kapasitet, og dette systemet begrenses dermed praktisk sett til bygg med 5-6 etasjer [19]. Dersom en bygger høyere enn dette så vil de nedre komponentene i bæresystemet få upraktisk store dimensjoner. Veggene brukes ikke som avstiving i et rent rammesystem.



Figur 3.1 - Henholdsvis momentstiv- og fritt opplagt søyle-bjelke forbindelse [20]

3.2.2 Innspente søyler

Med søyler innspent i fundamentet og bjelker fritt opplagt mellom disse, kan dette systemet avstives med enkle knutepunkter over fundamentet. Dette avstivingsssystemet brukes helst kun til konstruksjoner under fire etasjer [18].

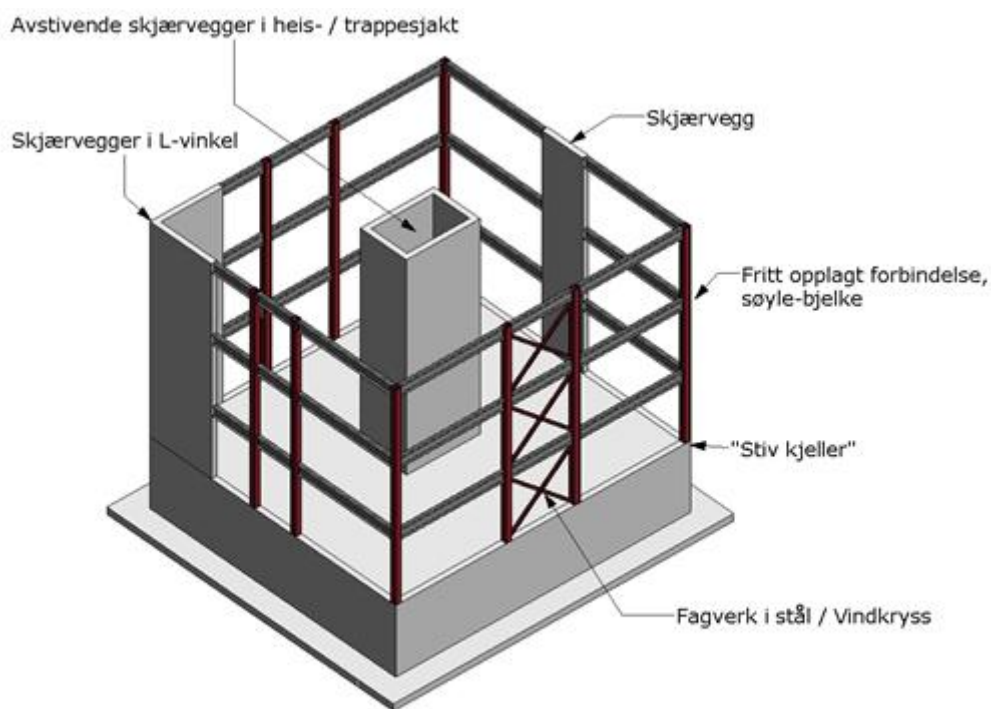


Figur B 8.2.
Enkelt søylesystem.

Figur 3.2 - Statisk system med innspente søyler [18]

3.2.3 Skivesystem

Et skivesystem benytter horisontale skiver til å ta i mot vind og jordskjelvslast. Disse kreftene sendes inn i avstivende, vertikale skiver – hvor kreftene så sendes videre ned til fundamentet. Konstruksjonens dekker gjør jobben som horisontale skiver, mens fagverk og skjærvegger fungerer som vertikale skiver. Figur 3.3 viser typiske vertikale skiver som benyttes i slike systemer. Konstruksjonen er modellert i Revit og vises her uten horisontale skiver over stiv kjeller.

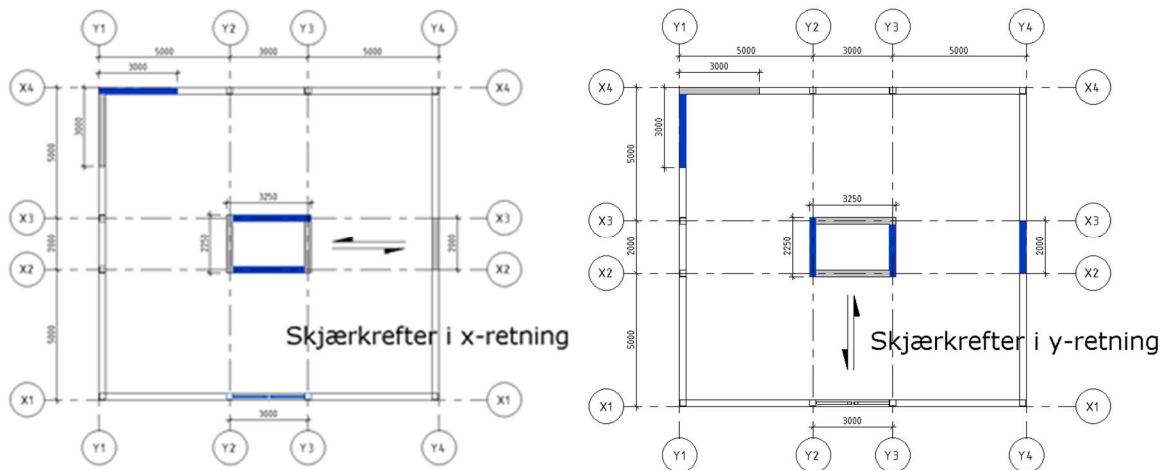


Figur 3.3 - Typiske vertikale skiver i en skivekonstruksjon, illustrert i Revit

Med krav til universell utforming er det vanlig med heis i fleretasjes bygg. Heissjakter og trappesjakter gjøres lett til vertikale skiver – uten betydelige merkostnader. I tillegg er formen på disse, lukkede rektangler, godt egnet til å motstå eventuelle vridninger i bygget. L-formede skjærvegger har også nyttige egenskaper med hensyn på å motstå vridninger, mens enkeltstående skjærvegger kun regnes å ta langsgående skjærkrefter.

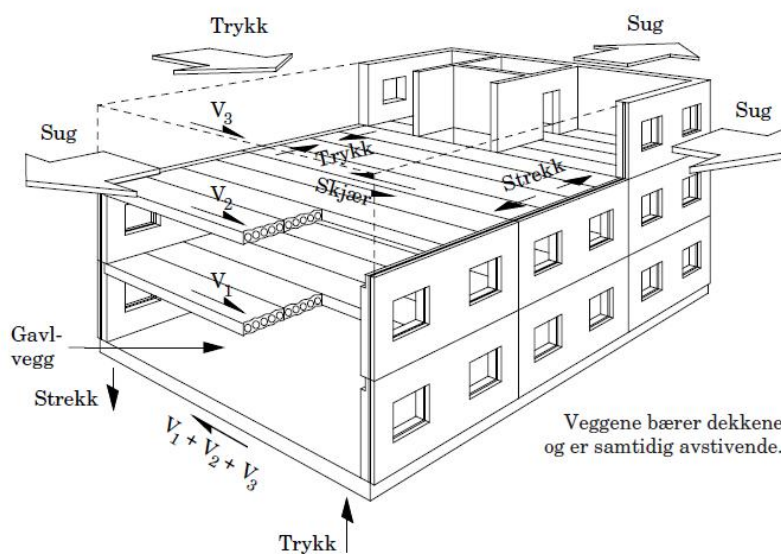
Horisontale skiver kan bygges med elementer eller plasstøpt betong. Sistnevnte har fordelaktige egenskaper når det gjelder å takle horisontale krefter fra ulike retninger, mens elementer som ribbe- og hulldekker likevel ofte foretrekkes på grunn av lavere egenvekt og muligheten for lengre søylefrie spenn. Dekkeskivenes egenskaper skal vi gå nærmere inn på i kapittel 3.4.

Horisontale skiver fungerer vanligvis best som en enhet - hvor kreftene fordeles jevnt på de vertikale skivene. Figur 3.4 viser en plantegning fra modellen i Figur 3.3 – med horisontale krefter i x- og y-retning. Markeringer viser hvilke vegger¹⁴ som bidrar til avstiving – her inkludert vindkryss mellom akse Y2 og Y3.



Figur 3.4 - Fordeling av skjærkrefter i x- og y-retning, skissert i Revit.

Vertikal bæring i form av søyler og bjelker kan i et slikt system gjerne leddlagres. Det vil tillate enklere knutepunkter og kan slik være en stor fordel. Skivesystemet passer til bygg i alle høyder [18]– og er for eksempel mye brukt i kontorbygg. Systemet kan også utføres med avstivende vegger hele veien rundt bygget, slik betongelementboken, bind B, illustrerer her [18]:

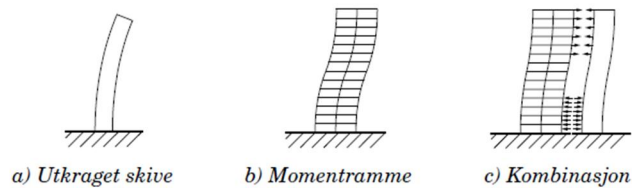


Figur 3.5 – Skivesystem med vertikale skiver i ytterkant [18]

¹⁴ Ved å inkludere effekten av samvirke kan en si at også veggskivene på tvers av lastretning gir stivhetsbidrag.

3.2.4 Kombinasjonssystem

Kombinasjoner av nevnte systemer kan benyttes for å oppnå spesielle egenskaper. Betongelementboken, bind B, nevner i denne sammenheng kombinasjonen av momentstive rammer og skivevegg – med den fordel at bygget vil deformere seg på en måte som er en kombinasjon av hvordan systemene ville deformert seg separat fra hverandre:



Figur 3.6 - Kombinerte egenskaper ved deformasjon [18]

3.2.5 Utfylte rammer

En form for avstiving som er verdt å nevne er utfylte rammer. Metoden er gjerne best kjent som «Infillmetoden». Det er en metode som ikke er så vanlig i Norge, men som en ser mye av i andre land. Rammer – enten momentstive eller leddlagrede, fylles igjen med trykkbærende materialer som teglstein, plasstøpt betong eller prefabrikkerte elementer. Dette øker stivheten til rammen betraktelig, og slik kan det redusere dimensjoner på knutepunkter i rammen. Oppførselen til en slik vegg vil i utgangspunktet være lik det vi ser i en veggskive i et skivesystem. Noen av veggene vil derimot ha utsparinger som reduserer eller fjerner trykksonen i utfyllingen. Dersom rammen er leddlagret, så vil konstruksjonen fortsatt oppføre seg som et skivesystem. Er rammen derimot momentstiv, så vil konstruksjonen sett under ett kunne betraktes som et ramme-skive-system¹⁵. Vi skal gå nærmere inn på denne metoden i delkapittel 3.4 – hvor vi skal se at prinsippet også kan benyttes i dekkeskiver.



Figur 3.7 – En bygning i Tangier, Marokko som bruker utfylte rammer for avstiving [21]

¹⁵ Oppførselen til konstruksjonen må vurderes for hver konstruksjon – dette er ingen generell regel.

3.3 Fordeling av horisontale krefter i skivesystem

De vertikale skivene skal sammen ta opp translasjon (forskyvning) og rotasjon (vridning). I dette delkapittelet skal vi se på fornuftig plassering av de vertikale skivene. Framgangsmåten for å bestemme lastfordeling på de ulike skivene skal også beskrives.

Dette delkapittelet er i hovedsak inspirert av betongelementboken, bind B [18], som beskriver temaet og viser eksempler på beregninger.

3.3.1 Plassering av vertikale skiver

Betongelementboken, bind B – kapittel 12, beskriver dette på følgende vis [18]:

«Både antall og plassering av avstivende vertikale skiver, har avgjørende betydning for kraftfordelingen til de vertikale skivene, og for påkjenningene i de horisontale dekkeskivene. Det er et absolutt minimumskrav å kontrollere at avstivningssystemet er stabilt, dernest om det er statisk bestemt eller statisk ubestemt. »

Ettersom vi kan oppleve krefter i ulike retninger – og at vi med de vertikale skivene skal ta opp rotasjon – er plasseringen av skivene viktig. Jevn fordeling av skiver i to ortogonale retninger er en god begynnelse. Da har en balanse og en er ofte godt forberedt på translasjon i begge retninger.

I konstruksjoner hvor en har rotasjon vil det lønne seg å sette skjærvegger i ulike retninger sammen for samvirke. Enkle skjærvegger og stålfagverk kan også bidra til å stå i mot rotasjon, men ikke egenhendig.

En veggskive som er plassert skjevt¹⁶ vil kunne ta en viss translasjon i begge hovedretninger, men evnen til å stå imot rotasjon avhenger av veggens lengderetning i forhold til konstruksjonens vridningscenter. En enkeltstående veggskive med lengderetningen rettet *mot* stivhetssenteret vil ikke kunne bidra. Med hensyn til at seismisk bevegelse er et toveis fenomen, går det fram av punkt 4.2.1.3(2) i standarden at de bærende bygningsdelene bør ordnes rettvinklet i planet.

Det er ikke bare kapasiteten til de vertikale skivene en må ta hensyn til når en skal bestemme antall og plassering. Færre vertikale avstivningselementer betyr naturligvis også økt konsentrasjon av krefter i horisontal skive ved innfesting.

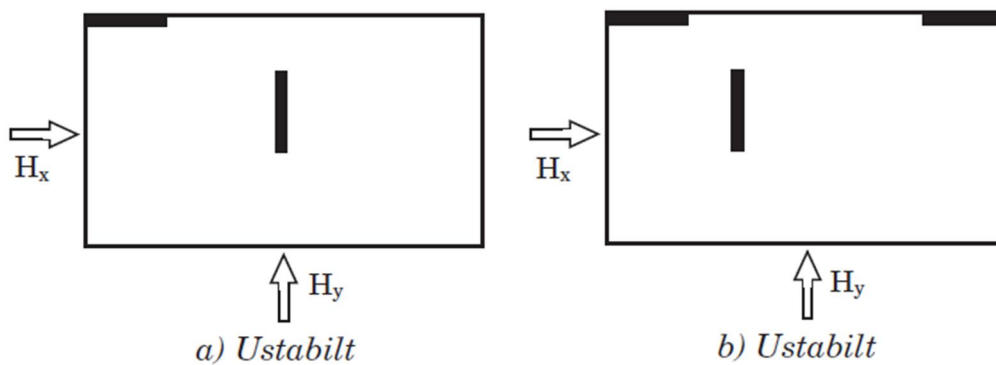
Plasseringen avgjør om vi har stabilitet i avstivningssystemet. Vi skal se på eksempler av tilfeller både med og uten stabilitet.

¹⁶ Skjevt i forhold til hovedakser/generelle retninger for avstivning.

3.3.2 Skivesystemets stabilitet

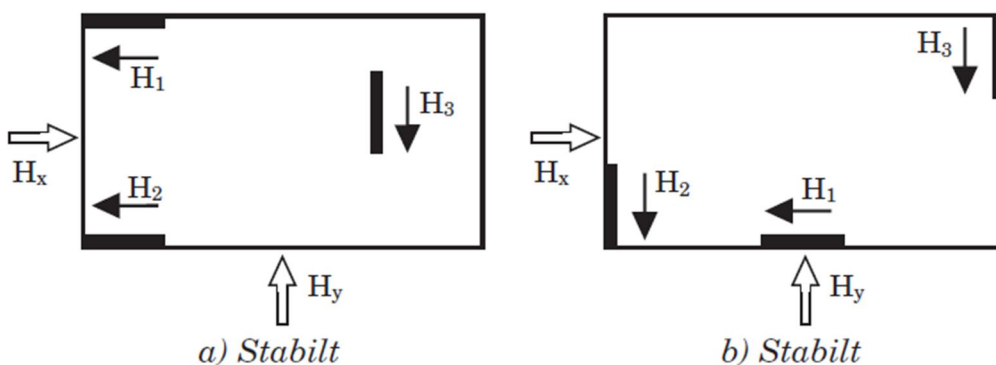
Tre vertikale skiver gir ingen garanti for et stabilt skivesystem, men med riktig plassering kan dette være tilstrekkelig. Tre skiver, riktig plassert, kan regnes som et minimumskrav for stabilitet [18]. Vi kan slik takle både rotasjon og translasjon og vi vil ha et statisk bestemt system.

Betongelementboken viser eksempler på systemer med og uten stabilitet. Figur 3.8 viser to ustabile systemer, mens Figur 3.9 viser to systemer med fornuftig plassering og stabilitet.



Figur 3.8 - Ustabile skivesystemer [18]

Systemet til venstre i Figur 3.8 har kun to veggskiver og kan dermed ikke være stabilt. Systemet angripes av en last med eksentrisitet til avstivende vegg i langsgående retning, samtidig som systemet ikke kan takle rotasjon. Til høyre i samme figur vises et eksempel på et system med tre vegger, der to av veggene er plassert i samme akse. Overnevnte årsak til ustabilitet gjelder dermed også her, selv med tre vegger.



Figur 3.9 - Stabile skivesystemer [18]

Figur 3.9 viser, til venstre, et system hvor det kun er én skive til å ta translasjon i y-retning. Dette systemet angripes også av en last med eksentrisitet til nevnte skive – men takket være systemets evne til å takle rotasjon, kan det regnes som stabilt. Tilsvarende beskrivelse gjelder for systemet til høyre i samme figur. Her angripes derimot systemet av en eksentrisk last i x-retning.

3.3.3 Statisk bestemt /ubestemt

Tre vertikale skiver plassert med hensyn på stabilitet, vil gi et statisk bestemt system. Et system med fire skiver – og et stivhetssenter som ikke sammenfaller med lastens tyngdepunkt – vil være statisk ubestemt [18]. Det skyldes at de tre likevektsligningene ikke kan dekke for de fire veggens ukjente lastandel. Hovedforskjellen på de to tilfellene er at en i et statisk bestemt system kan fordele de horisontale kreftene uten hensyn på de vertikale skivenes stivhet. Statisk ubestemte systemer krever dermed utvidede beregninger for å fordele kreftene.

3.3.4 Metode for kraftfordeling i statisk ubestemt skivesystem

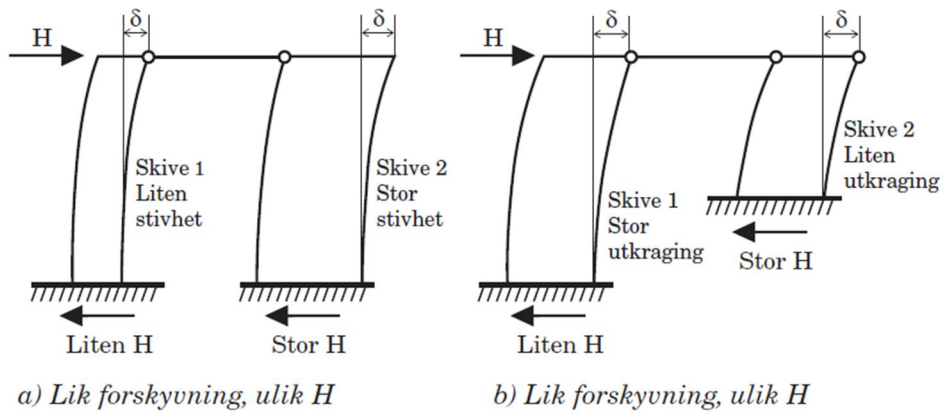
Her skal vi forklare en metode for å fordele horisontale krefter på vertikale skiver i et statisk ubestemt system.

Det henvises generelt til Betongelementboken, bind B [18] - kilden til denne metoden. Følgende forutsetninger tas:

- ❖ Vi antar at bygningen består av én etasje – eller at den er lik i alle etasjer.
- ❖ Alle vertikale deler regnes fast innspent i bunn og leddlagret til takskiven
- ❖ Takskiven regnes å være uendelig stiv.
- ❖ De vertikale skivene gis kun stivhet i langsgående retning med påført last.
- ❖ Plasseringen av skivene er parallell med x- og y-aksene.
- ❖ Stivheten til hver enkelt skive er lik over hele høyden.
- ❖ Den horisontale lasten angriper systemet i takskiven.

Metoden går ut på at dekkesskiven antas å forskyve samtlige vertikale skiver likt – uavhengig av stivhet. Ulik stivhet gir ulike krav til belastning for en gitt deformasjon. Om en kjenner deformasjonen kan en beregne kraftfordelingen ved å analysere stivheten¹⁷ til hver vertikale skive.

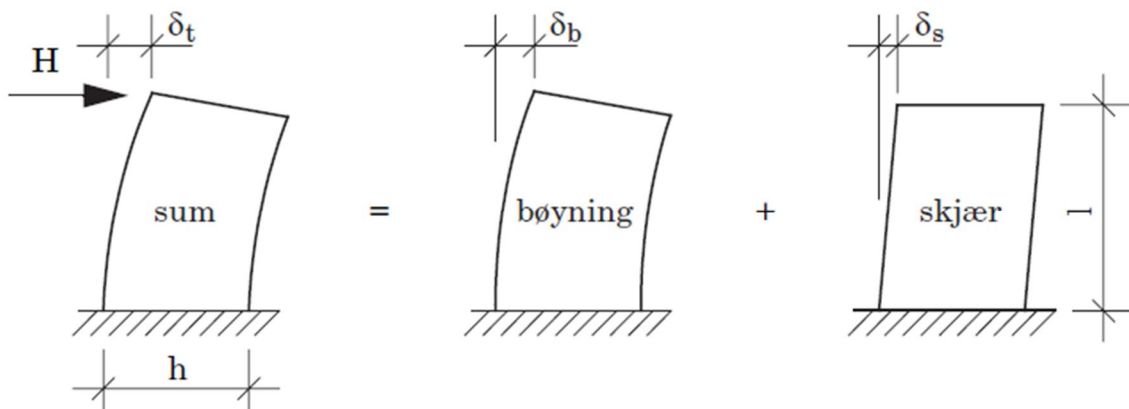
¹⁷ «Husk at i denne sammenhengen behøver man bare å kjenne de relative stivhetene, og ikke de reelle stivhetene. » [18]



Figur 3.10 – Illustrasjon av metodens utgangspunkt [18]

3.3.4.1 Skjærveggers relative stivhet

Her vises betongelementbokens metode for å finne skiveveggenes relative stivheter. Stivhetskoeffisientene i likning (3.1) og (3.2) finnes i tabell B12.2 [18]. Deformasjonen til en skivevegg deles inn i skjær- og bøyedeformasjon.



Figur 3.11 – Deformasjon fra bøyning og skjær [18]

Bøyestivhet:

12.3.1 [18]:

$$K_{bi} = \frac{(k_b * E_i * I_i)}{l_i^3} \quad (3.1)$$

Skjærstivhet:

$$12.3.1 [18]: \quad K_{si} = \frac{(k_s * A_i * E_i)}{l_i} \quad (3.2)$$

Hvor k_b, k_s er stivhetskoeffisienter, avhengig av lasttilfelle.

E_i er elastisitetsmodulen til vegg i

I_i er treghetsmomentet til vegg i

l er høyden til vegg i

A_i er arealet av veggen som motstår lasten (stegarealet)

Stivhet av vegg i :

$$12.3.1 [18]: \quad \frac{1}{K_i} = \frac{1}{K_{si}} + \frac{1}{K_{bi}} \quad (3.3)$$

3.3.4.2 Stivhetssenter

Stivhetssenteret¹⁸ henviser til stivhetens tyngdepunkt i skivesystemet. For å forklare begrepet kan en anta at takskiven forskyves under horisontal belastning. Med en punktlast plassert slik at skiven forskyver seg uten rotasjon, har en funnet den første «koordinaten» til stivhetssenteret. En kan så trekke en linje i punktlastens retning og repetere øvelsen i den andre retningen. De to linjene vil krysse hverandre i stivhetssenteret.

For å regne seg fram til hvor stivhetssenteret er trenger vi hver skives individuelle stivhet i x- og y-retning. Vi skal senere måle det individuelle bidraget til total stivhet i etasjen, så vi summerer opp etter x- og y-retning.

$$12.3.1 [18]: \quad \begin{aligned} K_y &= K_{y1} + K_{y2} + K_{y3} + \dots + K_{yi} \\ K_x &= K_{x1} + K_{x2} + K_{x3} + \dots + K_{xi} \end{aligned} \quad (3.4)$$

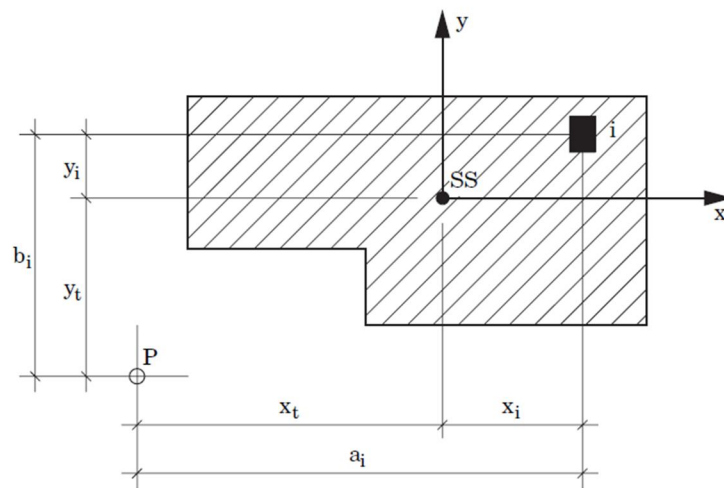
¹⁸ Dreiepol, vridningssenter og skjærsenter er andre benevnelser på et stivhetssenter.

Ved å velge seg et vilkårlig punkt P kan en deretter finne koordinatene til stivhetssenteret, SS. Formlene (3.5) og (3.6) viser beregningsmåten for henholdsvis x- og y-retning:

$$12.3.1 [18]: \quad x_t = \sum \frac{a_i * K_{yi}}{K_y} \quad (3.5)$$

$$12.3.1 [18]: \quad y_t = \sum \frac{b_i * K_{xi}}{K_x} \quad (3.6)$$

Hvor parameterne går fram av følgende figur, som er hentet fra betongelementboken [18]:



Figur 3.12 - Lokasjon av stivhetssenteret [18]

Resultanten fra horisontal lastpåkjenning kontrolleres for eksentrisitet til SS. Eksentrisitet tilser rotasjon i dekkeskiven. Dersom det ikke er rotasjon, kan en beregne forskyvninger og skivekrefter kun basert på translasjon.

3.3.4.3 Translasjonskraft

Translasjonskrefter i betraktet skive bestemmes etter formel (3.7):

$$12.3.1 [18]: \quad H_i = K_i * \delta_{ti} = K_i * H_{tot}/K \quad (3.7)$$

Hvor δ_{ti} er total deformasjon på veggskive i , altså både skjær- og bøyedeformasjon.

K_i er stivheten til betraktet skive.

H_{tot} er ytre, horisontale, resultantkraft.

K er samlet stivhet i betraktet retning, se (3.4).

For en utkraget veggskive defineres total deformasjon slik:

$$12.3.1 [18]: \quad \delta_t = \delta_s + \delta_b = \frac{3 * H * l}{E * A} + \frac{H * l^3}{3 * E * I} = \frac{H}{K_s} + \frac{H}{K_b} \quad (3.8)$$

3.3.4.4 Rotasjonskraft

Dersom en har eksentrisitet fra ytre lastresultant til stivhetssenteret, skal en inkludere forskyvninger og skivekrefter fra rotasjon. Rotasjonsstivhet og rotasjonsvinkel er parametere som inngår her. Effektene fra translasjon og rotasjon skal til slutt summeres og superposisjonsprinsippet¹⁹ antas gjeldende.

Origo settes i stivhetssenteret, SS. Momentet fra den eksentriske lasten har sitt senter i origo. I et stabilt system skal de vertikale skivene kunne motstå rotasjonskreftene. Bidraget til hver vertikale skive kan gis som en tangentiell kraft på en sirkel tegnet med en bestemt radius. Ved å trekke en linje fra origo til senteret av betraktet skive, finner vi denne radiusen, r_i .

Motstandsmomentet fra hver skive, M_{zi} , beregnes dermed slik:

$$12.3.1 [18]: \quad M_{zi} = H_i * r_i = K_i * \delta_i * r_i \quad (3.9)$$

¹⁹ Translasjon og rotasjon antas å opptre uavhengig av hverandre.

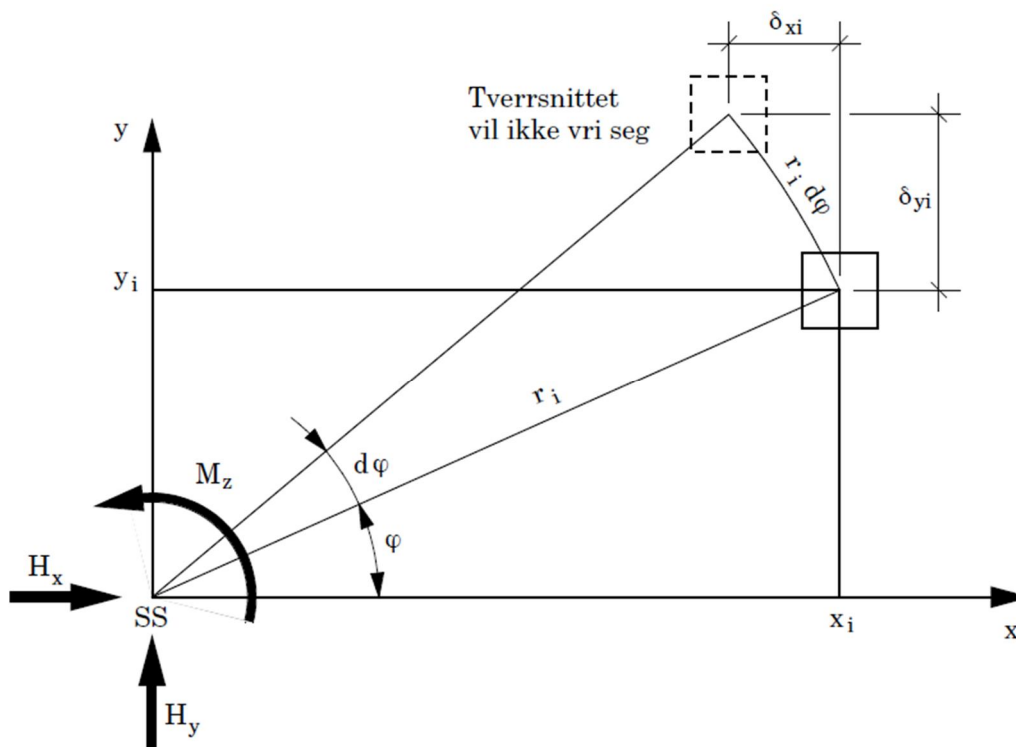
H_i representerer her *tangentiell motstandskraft* fra betraktet skive - når systemet påføres moment fra en ytre, eksentrisk, last.

$$12.3.1 [18]: \quad H_i = K_i * \delta_i = I_i * d\varphi \quad (3.10)$$

I_i er rotasjonsstivheten, og $d\varphi$ er rotasjonsvinkelen til betraktet skive i – som illustrert i Figur 3.13. Forskyvningen, δ_i , dekomponeres i x- og y-retning på følgende vis:

$$12.3.1 [18]: \quad \begin{aligned} \delta_{yi} &= r_i * \cos\varphi * d\varphi = x_i * d\varphi \\ \delta_{xi} &= r_i * \sin\varphi * d\varphi = y_i * d\varphi \end{aligned} \quad (3.11)$$

Figur B12.12 i betongelementboken illustrerer dette slik:



Figur 3.13 - Forskyvninger og krefter fra rotasjon, B12.12 [18]

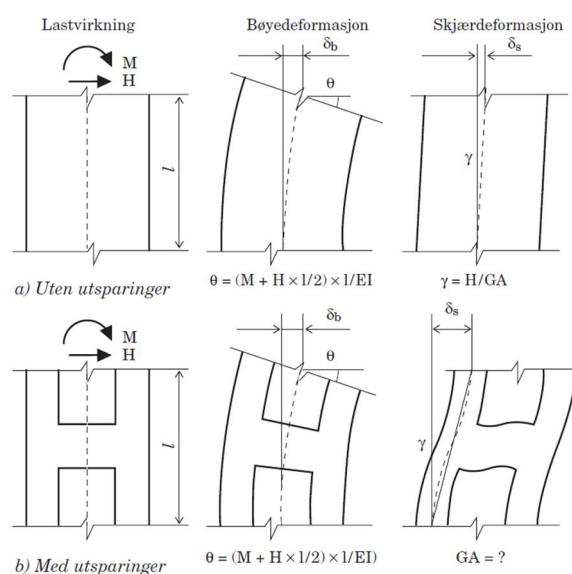
Vi gir de vertikale skivene stivhet kun i én retning – de skal fungere som skiver, ikke plater. Hvis vi ser for oss at vi har en vertikal skive med lengderetningen parallell med x-aksen, skriver vi at stivheten i y-retning er lik null ($K_{yi} = 0$). Uttrykket for motstandsmomentet for denne skiven blir derfor redusert til kun å gjelde bidraget fra komponenten i x-retning.

Lastfordelingen gjøres så på grunnlag av hver enkelt skives stivhet i x- eller y-retning og momentarmen til stivhetssenteret.

3.3.4.5 Effekt av utsparinger i veggskiver

Vinduer, dører og diverse føringer gjør det nødvendig med utsparinger i vertikale skiver. Heis- og trappesjakt brukes generelt som avstivende elementer i skivesystem, og dørutsparinger vil her redusere stivheten vesentlig. Den reduserte stivheten vil også bety økt lastandel på de andre veggene²⁰. Med lik lastpåkjenning vil en vegg med utsparing deformere seg mer enn en vegg uten utsparing.

I statisk ubestemte systemer vil det være nødvendig å ta hensyn til store utsparinger ved lastfordeling. Vinduer og dører er eksempler på slike «store» utsparinger. Det kan da være aktuelt å betrakte veggene som en ramme og slik beregne bøyedeformasjon tverrsnitt for tverrsnitt. Skjærdeformasjonen kan derimot være vanskeligere å finne ut av med håndberegninger og det kan derfor lønne seg å bruke et dataprogram til dette. Ved hjelp av elementmetode takler beregningsprogrammer, som Robot, slike beregninger fint.



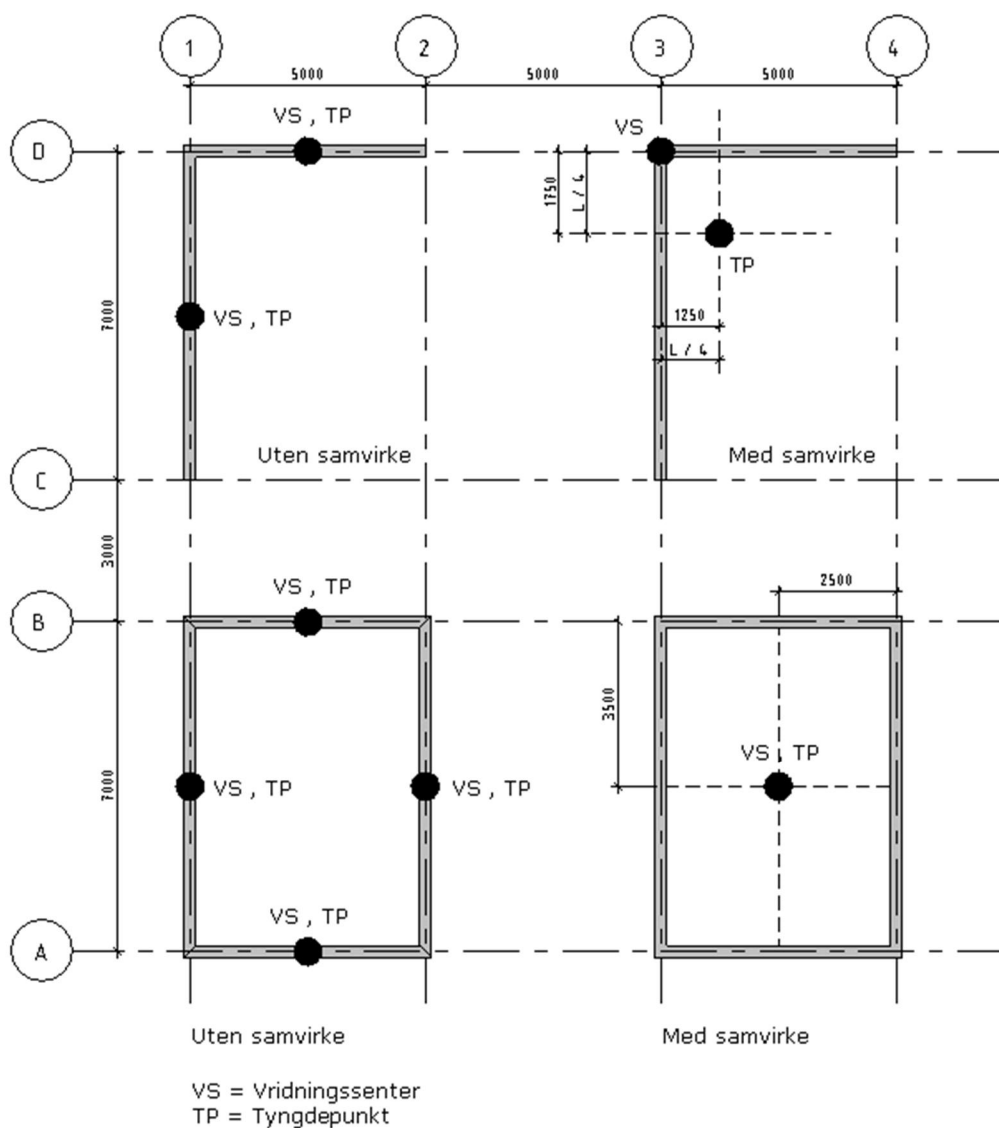
Figur 3.14 – Deformasjon av vertikale skiver [18]

²⁰ Forutsatt et statisk ubestemt system

3.3.4.6 Samvirke mellom veggskiver

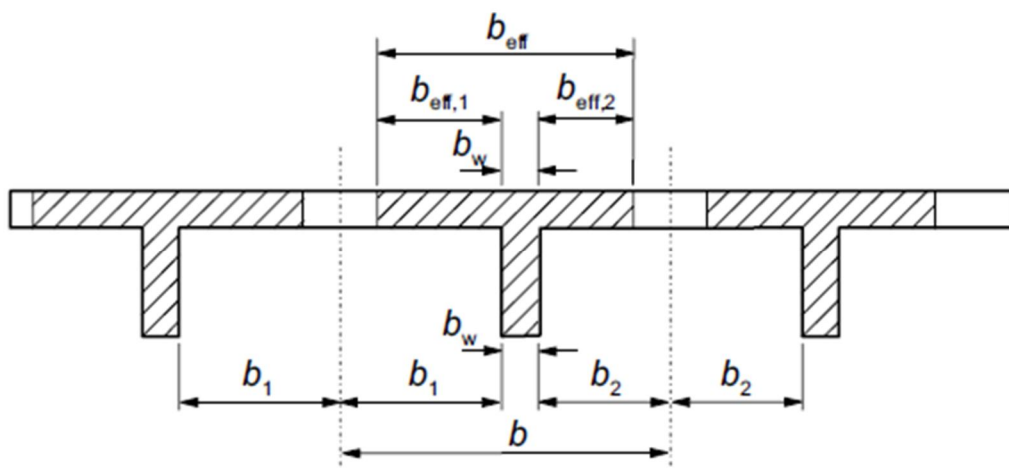
For dette avsnittet refereres det generelt til betongelementboken bind B, kapittel 12.3.3 [18].

Ved å sammenkoble vertikale skiver kan en oppnå høyere stivhet. Eksempler på dette kan være sjaktvegger og L-vegger, som vist i Figur 3.3. Sjaktvegger vil ved samvirke få et felles skjærsenter og tyngdepunkt – som da må medregnes når en skal finne konstruksjonens skjærsenter for lastfordeling. Figur 3.15 viser eksempler på hvordan lokalt vridningssenter og tyngdepunkt forskyves ved sammenkobling av veggskiver.



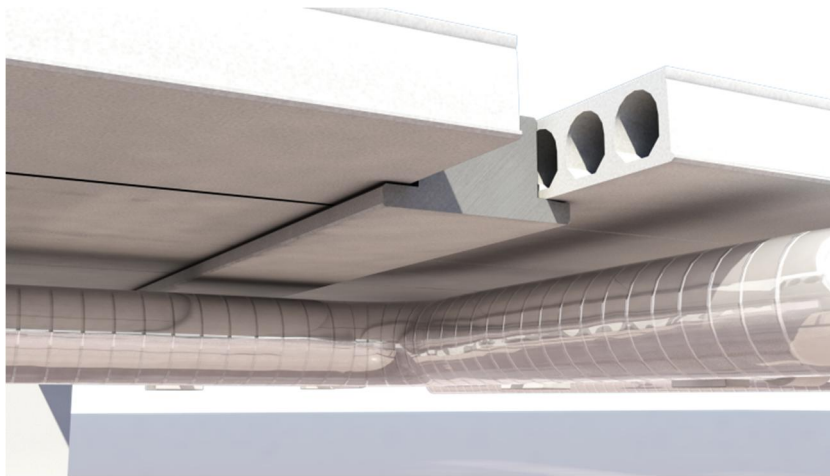
Figur 3.15 – Lokalt vridningssenter og tyngdepunkt med og uten samvirke

Når en betrakter horisontale krefter i én retning, vil en ved sammenkoblede vegger kunne medregne et visst stivhetsbidrag fra veggskiver som går i tverretning. Dette kan sees på som flensen til en bjelke, som ved bøyning av tverrsnittet tar normalspenninger i form av strekk eller trykk. Denne normalspenningen fordeles vanligvis ikke jevnt ut over flensen – på grunn av at veggen deformerer under belastningen. Medvirkende flensbredde regnes ut i henhold til punkt 5.3.2.1 i EC2 [17].



Figur 3.16 – Effektiv flens, geometriske parametere [17]

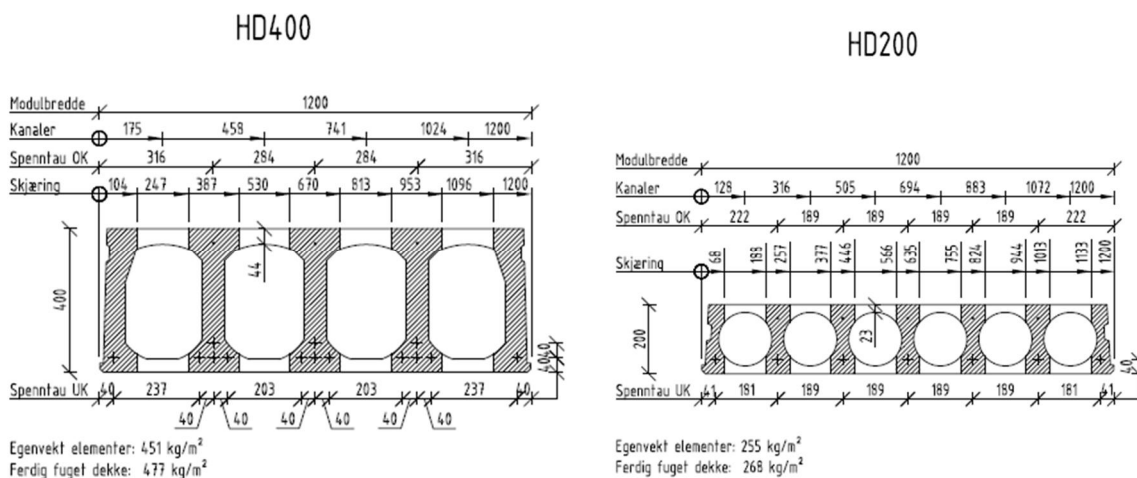
3.4 Hulldekke som horisontal skive



Figur 3.17 – Dekkekonstruksjon med hulldekker og integrert hatteprofil [22]

3.4.1 Grunnleggende om hulldekker

Hulldekker er prefabrikkerte dekkeelementer med forspent armering. De ekstruderes ut i lange strekk og sages til etter ønsket lengde. Elementenes armering forspennes med 80-120 kN før støping [22]. Spennarmering og lav egenvekt tillater lengre spenn enn hva en med samme tverrsnittshøyde vil få av plasstøpt løsning. Armeringen plasseres i lengderetning og hovedsakelig i underkant av elementet. Hulldekkeelementet er dermed en enveisplate - med begrenset kapasitet i andre retninger enn valgt hovedspennretning. Ved bøyning på tvers av spennretningen vil det være fugene mellom elementene som avgjør det samlede dekkets kapasitet. Fugekapasiteten avgjør også hvordan vertikale skjærkrefter fordeles mellom dekkene. Figur 3.18 er hentet fra Spenncons håndbok [22] og viser typiske tverrsnitt av hulldekker:



Figur 3.18 - Typiske hulldekketverrsnitt - fra Spenncons håndbok [22]



Figur 3.19 - Montasje av hulldekkeelementer – fra Norsk Stålforbunds publikasjon: *Hulldekker på Stål Bæresystemer* [23]

Hulldekker har begrenset kapasitet for strekk i overkant, derfor legges de sjelden slik at dette oppstår. Kontinuerlig dekkeføring over støtte unngås og i praksis regnes alltid hulldekker fritt opplagt i begge ender. Gummibånd kan legges under dekkeendene for å tillate bevegelse. Dersom hulldekkene hviler på stålfleuser kan derimot gummibånd sløyfes [24].

Dekkeskiven skal motstå horisontale krefter ved vridning og trykk - slik at den kan overføre kreftene til de vertikale skivene og la dem ta de videre ned til fundamentet. For at hulldekkeelementene sammen skal fungere som en stiv dekkeskive må de kunne motstå horisontalkrefter i flere retninger. I hovedretningen har hulldekkene *steg og flens* som går gjennom hele spennvidden, mens det i tverretningen kun er *flensene* som er gjennomgående. I utgangspunktet er det heller ingen armering som går i tverretning.

Strekkbånd etableres for at elementene skal ha samvirke som en stiv dekkeskive. Norsk Stålforbund nevner følgende tre metoder for å etablere slike strekkbånd [25]:

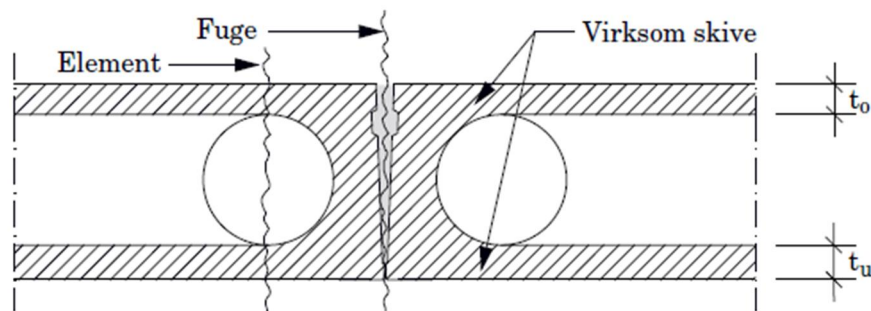
- ❖ Armering i utstøpte fuger
- ❖ Flattstål oppå dekker
- ❖ Kontinuerlig forbundet stålbjelker

De tre løsningene kan gjerne kombineres.

3.4.2 Hulldekkers skiveskjærkapasitet

3.4.2.1 Kritiske snitt

Hulldekket har som nevnt varierende kapasiteter etter hvilken retning lastpåkjenningen kommer fra. Kanalene begrenser hvor stort tverrsnittsareal som kan medregnes i beregninger for skjærkapasitet. Fugene er et annet svakt punkt for dekkeskiven og kapasiteten her bør også kontrolleres.

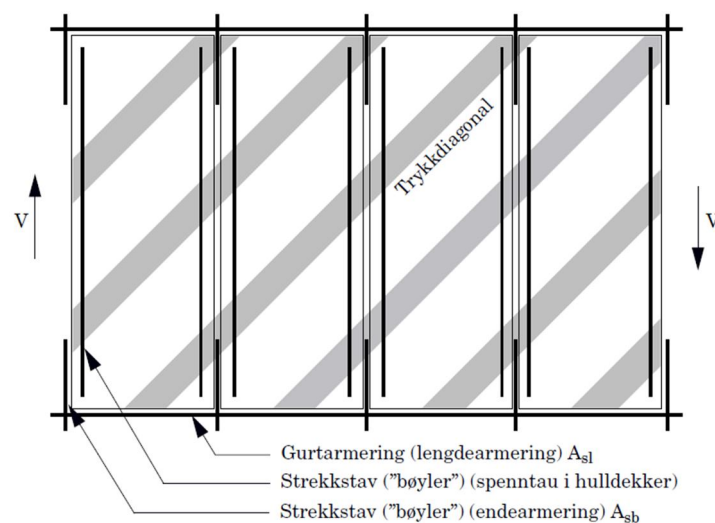


Figur 3.20 - Hulldekketverrsnitt, med to kritiske snitt [24]

Betongelementboken, bind C [24], oppgir tre bruddmodeller, A-C, som en skal kontrollere for.

- ❖ A - Trykkdiagonaler i flens i kombinasjon med strekkstaver
- ❖ B – Skjærbrudd eller rent strekkbrudd i flens over kanal
- ❖ C – Skjærbrudd i fuge mellom elementer

Bruddmodell A illustreres i Figur 3.21, mens B og C vises i Figur 3.20.



Figur 3.21 – Illustrasjon av bruddmodell A [24]

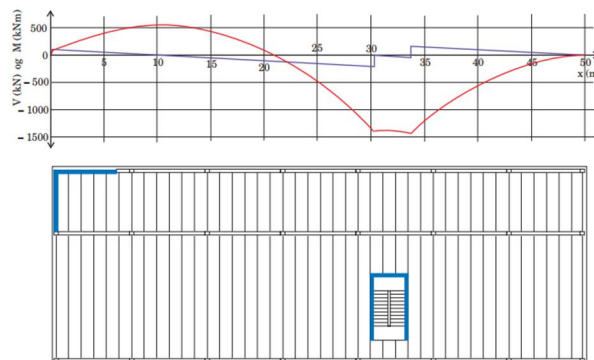
Skivearmeringen dimensjoneres etter bruddmodell C. EC2 punkt 6.2.2 og 6.2.3 [17] gir beregningsmetoder for kontroll av de to første bruddmodellene, A og B. Bruddmodell B er dimensjonerende for selve elementene. Ettersom det ikke er armering på tvers av spennretningen vil det også være nødvendig å kontrollere strekkapasiteten på tvers av elementene, jf. Ligning 6.4 i punkt 6.2.2 [17].

3.4.3 Tolkning av last i dekke med hulldekker

De horisontale kreftene som angriper konstruksjonen skal i hver etasje fordeles gjennom dekket. Hvordan denne fordelingen går, avhenger av skivenes relative stivhet og generell geometri på dekket. Utsparinger og geometriske avvik må tas hensyn til og for dette finnes det flere metoder. Ved dimensjonering av dekket er vi interessert i trykkdiagonaler på kryss og tvers av flere elementer – samtidig som vi skal se på kreftene som «omslutter» hvert element.

3.4.3.1 Kraftforløp i dekket

Spennings- og tøyingsbildet modellerer vi ved å se på dekket som en høy bjelke – med en mindre momentarm, z , enn for en vanlig bjelke (se Figur 3.26). Med dette forutsetter vi at vi har en veldig stiv, og lite utnyttet skive. Vi tegner moment- og skjærkraftdiagram – hvor veggene inkluderes som opplagerreaksjoner.

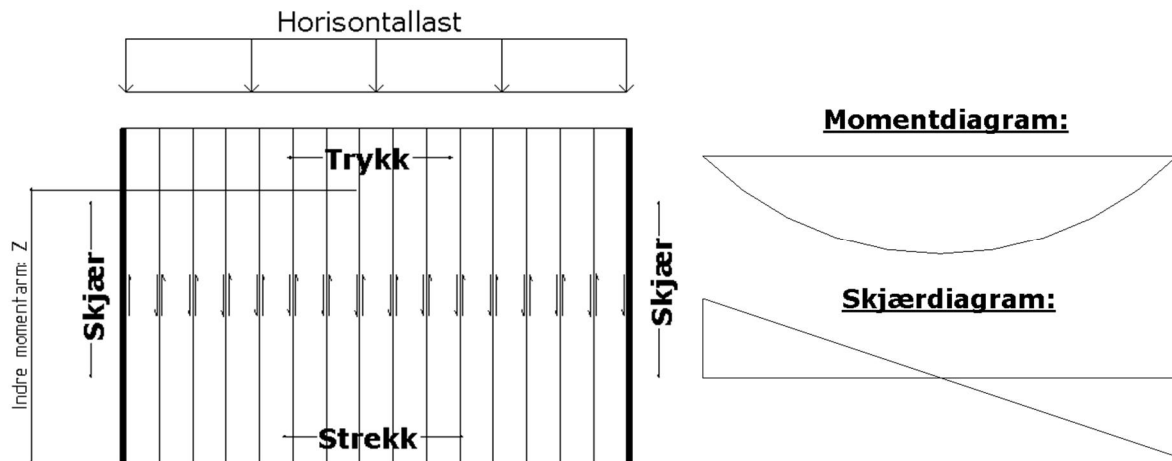


Figur 3.22 - Moment- og skjærkraftdiagram for dekket [13]

For å få momentdiagrammet til å være i likevekt vil det være nødvendig å inkludere rotasjonsmoment fra veggskiver som står på tvers av lastpåkjenningen. Dette rotasjonsmomentet kan fordeles jevnt utover dekkets lengde, eller vektet etter bidraget fra de aktuelle veggskivene. Sistnevnte løsning bør anvendes i tilfeller med stor rotasjon. Det vil da være fornuftig å bruke programvare for å finne snittkreftene.

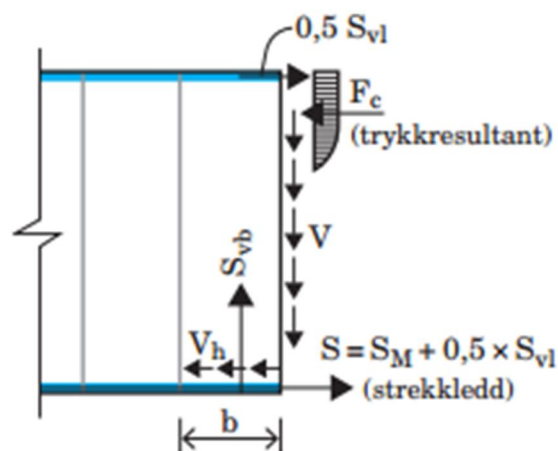
3.4.3.2 Kraftforløp langs elementer

Vi ser for oss en enkel, en-skips²¹, dekkeskive som er horisontalt belastet som følger:



Figur 3.23 - Enkel dekkeskive påkjent av horisontallast

Med grunnleggende statikk finner vi moment og skjær som virker i skiven. Momentet gir trykk i «topp» og strekk i «bunn». Snittkreftene som går i fuger langs elementene vil avgjøre armeringsbehovet. Figur 3.24 illustrerer lastbildet for et element. Vi ser i figuren at endefugen skal håndtere en strekkraft tilsvarende momentstrekket, S_M , og halve skjærstrekket, S_{v1} . Skjærspenningen anses som konstant i hele snittet og derfor kan skjærstrekket fordeles over de to endefugene. Dersom en har flere dekkesprang i det betraktete snittet, vil skjærstrekket kunne fordeles ytterligere.



Figur 3.24 – Snittkrefter ved hulldekkeelement [18]

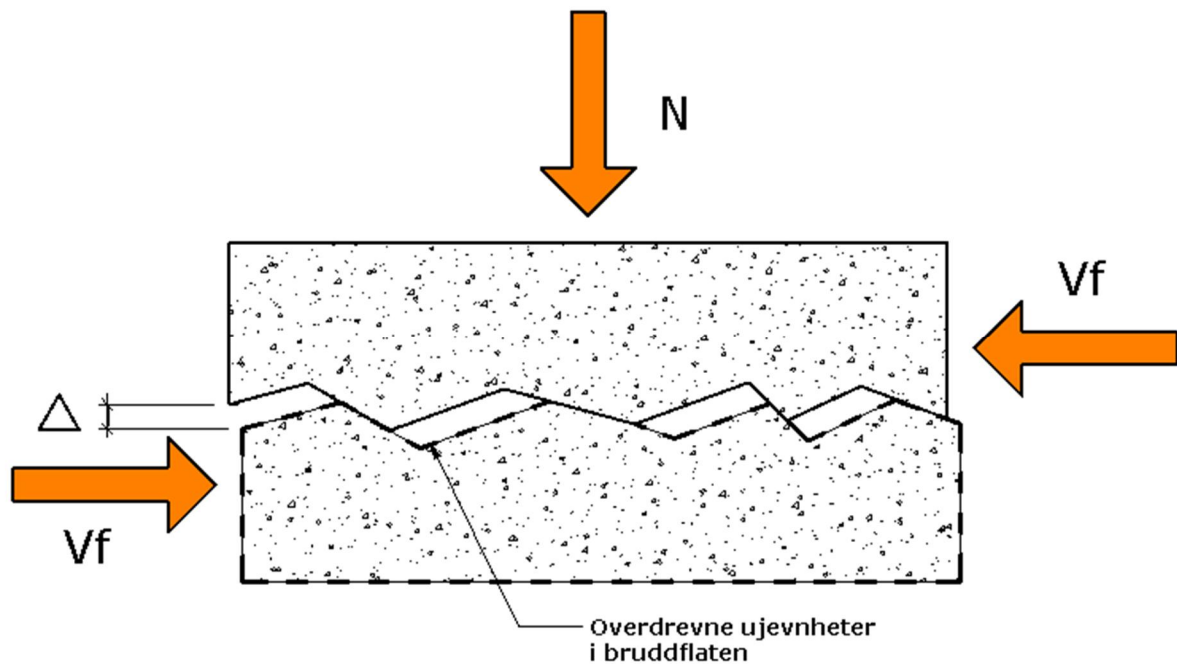
²¹ Dekket spenner over ett felt

❖ Skjærstrekk:

Skjærstrekket vil her anses som friksjonskraft av normalkraft, N . Dette forklares med skjær-friksjonshypotesen. Vi forutsetter da at vi har en sprekke og at skjærkraften forsøker å forskyve de to delene sidelengs i forhold til hverandre²². På grunn av ujevnheter i sprekken vil bevegelsen også føre de to delene fra hverandre med en liten distanse Δ , som motvirkes av friksjonskraften $N \cdot \mu$. Om armeringen går på tvers av sprekken vil denne kraften komme i form av strekk [26].

B12 [18]:
$$S_{vt} = \frac{V_f}{\mu} = \text{Skjærstrekk} \quad (3.12)$$

Hvor V_f er skjærkraft i betraktet snitt
 μ er friksjonskoeffisient



Figur 3.25 – Forskyvning som forårsaker skjærstrekk²³

Friksjonskoeffisienten, μ , kan settes til 0,6 ved utmattings- eller dynamiske laster [17]. Med dette forutsetter vi store riss i fugen.

²² Tilsvarende bevegelse som i en sidelengsforkastning, se delkapittel 2.1.4.

²³ Skissert i Revit med utgangspunkt i figur 1 i kilde: [25]

❖ Momentstrekking:

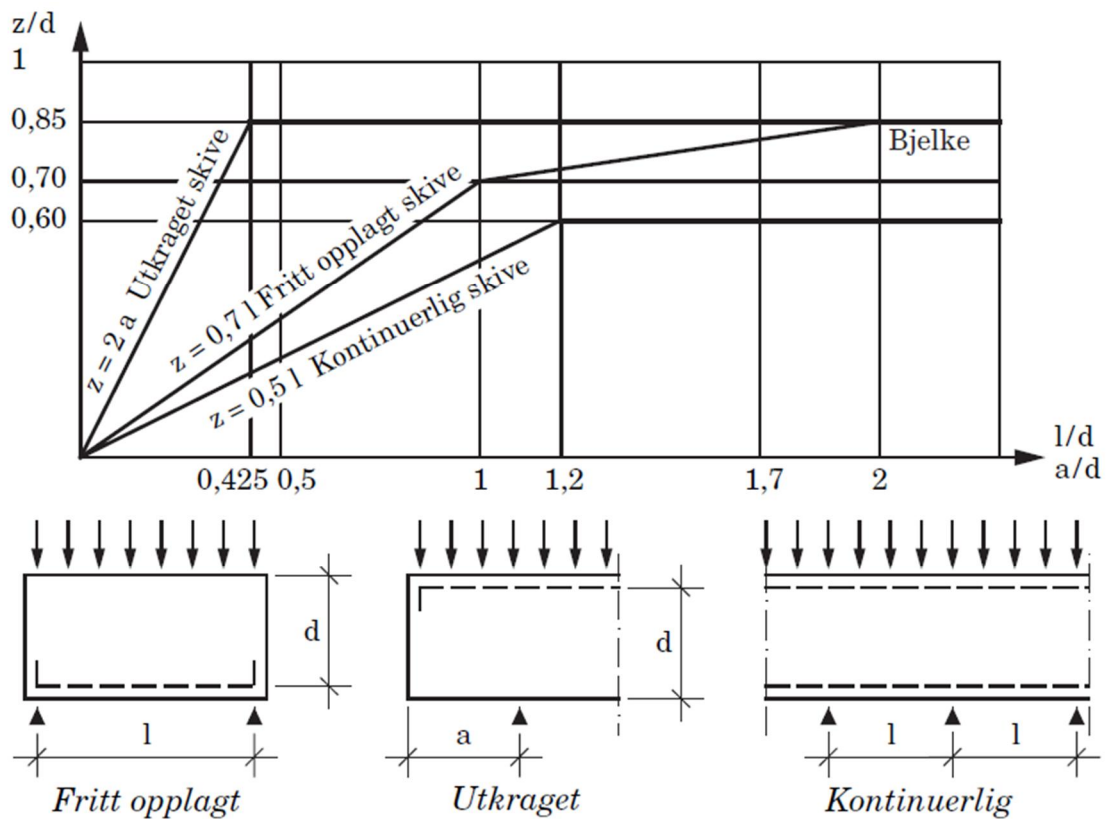
Momentstrekking finner vi slik:

$$B12 [18]: \quad S_M = \frac{M_f}{Z} = \text{Momentstrekking} \quad (3.13)$$

Hvor M_f er moment i betraktet snitt
 Z er indre momentarm

❖ Indre momentarm, Z:

Den indre momentarmen, Z , vil variere med dimensjonene på dekket. Betongelementforeningen viser her et diagram for å bestemme verdien på Z :



Figur 3.26 – Indre momentarm for betongskiver (inkludert hulldekkeskiver) [18]

Opplagerbetingelser samt dimensjoner på dekkeskiven avgjør hvilken momentarm, Z , som skal benyttes. I enkelte situasjoner vil det være aktuelt å gjøre egne vurderinger på verdien på Z , ettersom diagrammet bare gir et grovt anslag. Vi ser nærmere på dette i analysekapittel T2.

Strekraften som endefugen skal takle, med skjærstrekket fordelt på n endefuger, er:

$$B12 [18]: \quad S = S_M + \frac{S_{vl}}{n} + \text{ev. annen strekk} \quad (3.14)$$

Hvor n er antall fuger som skjærstrekket fordeles på
 S_M er momentstrekk
 S_{vl} er skjærstrekk

På tvers av endefugene skal det armeres for følgende strekkraft:

$$B12 [18]: \quad S_{vb} = \frac{S_{vl}}{Z} * b + \text{ev. annen strekk} \quad (3.15)$$

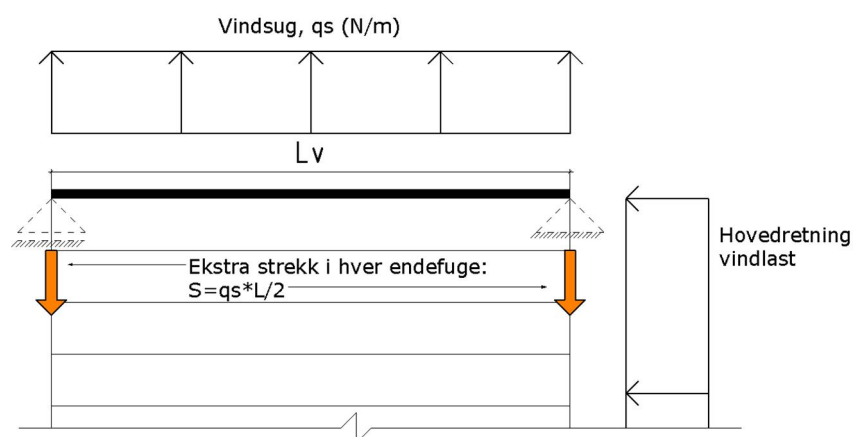
Hvor b er fugebredde
 Z er indre momentarm
 S_{vl} er skjærstrekk

❖ Tillegg i strekk fra vindlast

Ekstra strekk kan komme fra sug ved påkjenning av vindlast. Med tilfellet som illustreres i Figur 3.23 vil det være sug på veggene på begge kortsider. Strekket forutsettes å ha uavkortet innvirkning på randarmeringen. Strekket vil fordeles på endefugene – som illustrert i Figur 3.27. Det skal også tas hensyn til disse lastene ved innfesting av hulldekker i sidekant, se 3.4.8.2.

$$S_{sug} = \frac{q_s * L_v}{2} \quad (3.16)$$

Hvor q_s er linjelast, vindsug
 L_v er lengde på påkjent vegg



Figur 3.27 – Ekstra strekk i randarmering, fra vindsug

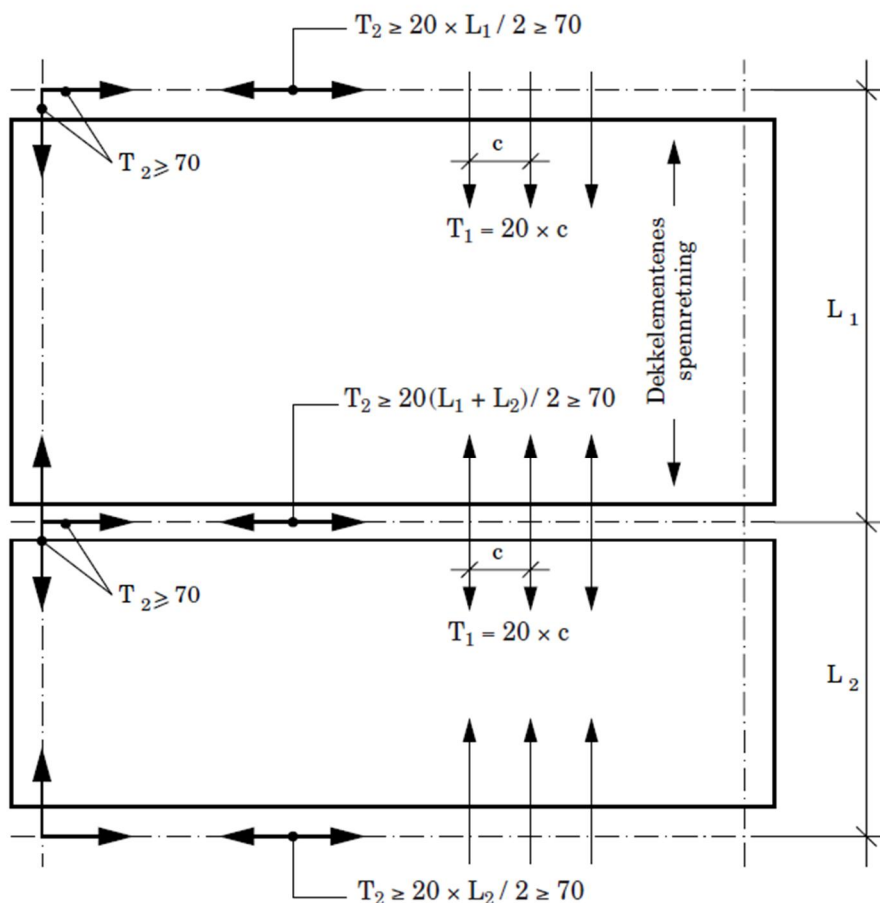
3.4.4 Skivearmering

Betongelementboken anbefaler følgende om skivearmering:

«Hovedregelen er: I avstivende dekker, bjelker og vegger skal det ligge en fordelt armering i to kryssende retninger med en kapasitet som ikke er mindre enn 20,0 kN/m. [...] [18]»

For en hulldekkeskive kan dette oppnås ved å legge strekkstaver mellom elementene, fugearmering/tverrarmring, i tillegg til randarmering/lengdearmring – som omslutter den aktuelle dekkedelen. Ofte er det bare nødvendig å legge randarmering i endefugene, siden elementenes hovedarmering kan utnyttes i spennretning.

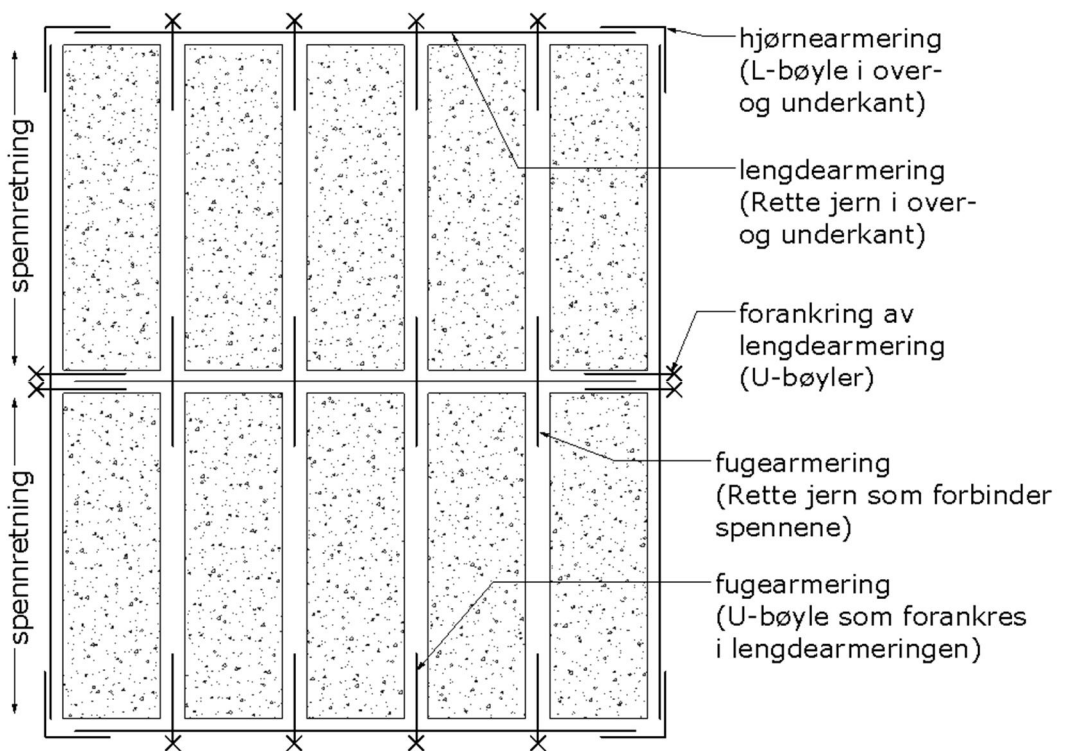
Skivearmeringen brukes altså til å ta strekkrefter. Dekket tar opp trykk i diagonaler og fungerer da avstivende, med lignende virkning som et skråstag i en ramme.



Figur 3.28 – Anbefalte minimumskrefter som skivearmering skal tåle [18]

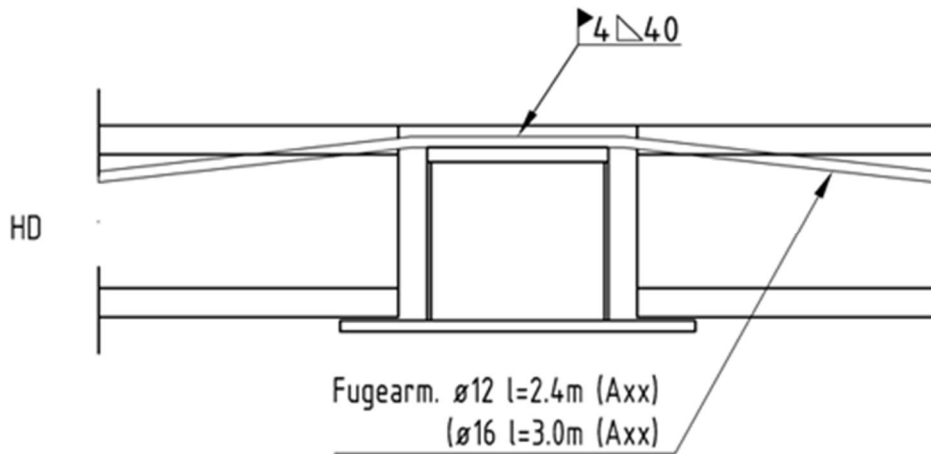
Ved å legge armeringen i fugene er det som regel tilstrekkelig med tynnpuss på dekkeoverflaten. I fugene er det imidlertid begrenset med plass til armering og følgelig er det begrenset hvor stor kapasitet som kan oppnås ved hjelp av fugearmering. For å gi plass til ytterligere armering kan det vurderes å bruke påstøp. Påstøp vil naturligvis også øke trykkapasiteten. For å holde seg innenfor krav til himlings- og etasjehøyde vil det imidlertid, med påstøp, gjerne være nødvendig å bruke et lavere hulldekke. Dette kan redusere maksimal spennvidde.

Sammenkobling mellom ulike spenn kan gjøres via fugearmeringen – ved å føre strekkbåndene fra et dekkespenn til det neste. Figur 3.29 viser en skissert løsning for å ta strekkraftene som er illustrert i Figur 3.28.



Figur 3.29 – Skissert løsning for skivearmering

I enkelte tilfeller vil fugearmeringen måtte føres over bjelker. Figur 3.30 er hentet fra Spenncons håndbok [22]. Her illustreres sammenkoblingen mellom to dekkespenn, i en situasjon hvor bjelken er integrert i dekket.



Figur 3.30 - Sammenkobling av to hulldekkespenn – over bjelke [22]

3.4.5 Beregning av nødvendig lengde- og fugearmering

Figur 3.28 illustrerer anbefalte minimumskrefter som skivearmering skal takle. Vi skal her se på beregningsmessig nødvendig skivearmering.

3.4.5.1 Lengdearmering - armering i endefuger

Nødvendig areal for lengdearmering kan beregnes etter følgende formel:

$$A_s = \frac{S_M}{f_{yd}} + \frac{S_{vl}}{n * f_{yd}} + \frac{ev. annen strekk}{f_{yd}}$$

- som kan oversettes til: (3.17)

$$A_s = \frac{M_f}{z * f_{yd}} + \frac{V_f}{n * \mu * f_{yd}} + \frac{ev. annen strekk}{f_{yd}}$$

Hvor

z	er dekkeskivens momentarm
μ	er friksjonskoeffisient
n	er antall endefuger som bidrar til å ta skjærstrekk
S_M	er momentstrekk
S_{vl}	er skjærstrekk
f_{yd}	er dimensjonerende flytespenning

Denne formelen vil kun gjelde for last som virker parallelt med hulldekkene. Dersom momentet gir en gunstig effekt, skal det ikke inkluderes i beregningene. Dette vil gjelde i situasjoner hvor momentet gir trykk og ikke strekk i endefugen.

3.4.5.2 Tverrarmering - armering i fuger mellom dekkeelementene

Her skal følgende formel benyttes:

$$A_s = \frac{V_f * b}{z * \mu * f_{yd}} + \frac{ev. annen strekk}{f_{yd}} \quad (3.18)$$

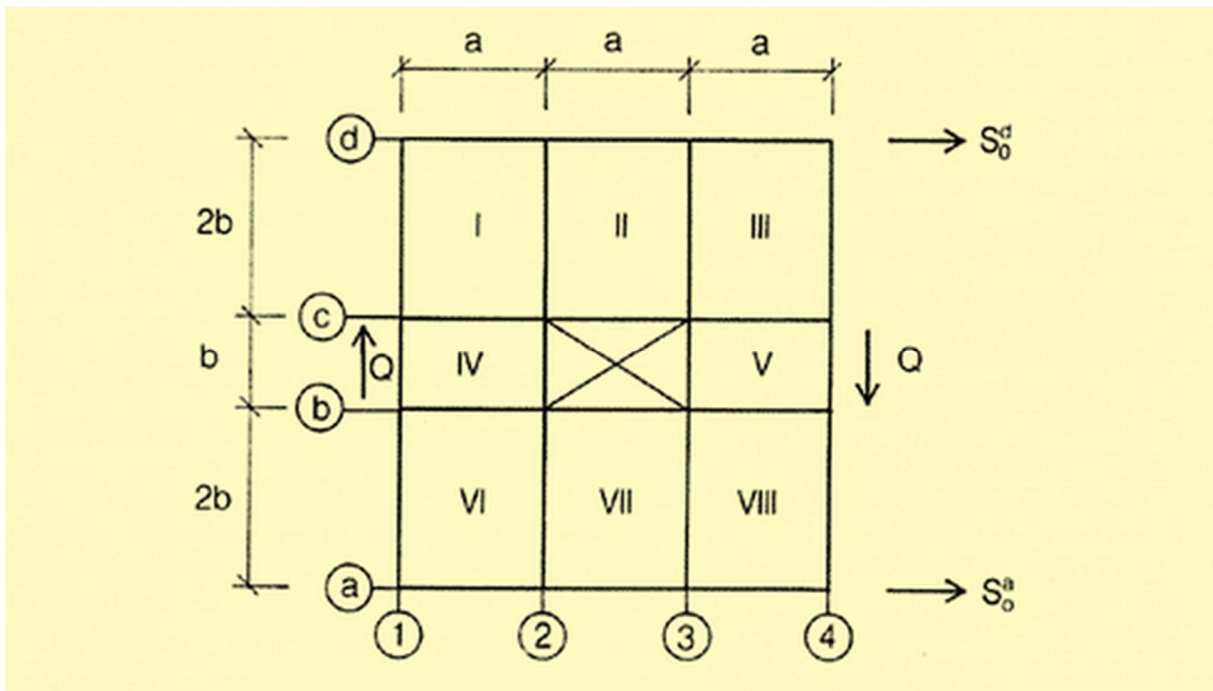
Hvor b er bredden på fugen (typisk, elementbredde = 1,2m)

Formelen skal brukes for lastpåkjenning i to ortogonale retninger – og største verdi for nødvendig armeringsareal blir dimensjonerende.

Ved last på tvers av spennretningen kan det komme strekk i fugearmeringen som følge av moment. Momentet kan dermed inkluderes ved dimensjonering av fugearmering, men bidraget skal deles på antall strekkbånd som benyttes.

3.4.6 Dekkeskiveberegninger etter Stringermetoden

Ved utsparinger og andre geometriske uregelmessigheter kan det oppstå lastkonsentrasjoner. For å ta hensyn til dette kan vi dele dekket inn i mindre, regulære, deler og slik vurdere lastbildet lokalt rundt uregelmessighetene. Dette kan vi gjøre med Stringermetoden.



Figur 3.31 – Inndeling etter stringermetoden [27]

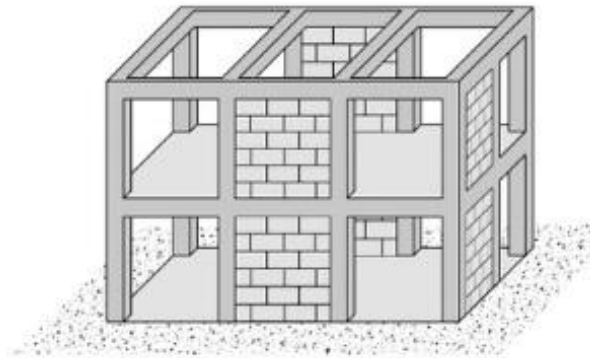
Figur 3.31 viser en dekket som er inndelt etter stringermetoden. Uregelmessigheten i dette dekket er en rektangulær utsparing. De nummererte feltene henviser til hver del, som forutsettes som uendelig stive membraner. Idealiserte trykk- og strekkstenger mellom disse membranene kalles for stringere [27]. Kreftene i stringerne er det vi skal armere for. Membranene nummereres typisk med romertall, mens stringerne gjerne gis samme navn som aksene de befinner seg i.

Kraftoverføringen mellom membranene skjer ved forskyvning. Stringerne regnes alltid som strekk (+), mens fortegnene varierer med skjærspenningene (+ & -).

Denne metoden benyttes i analysekapittel A1, avsnitt 5.5.2, hvor beregningsprosessen også vil bli forklart i detalj.

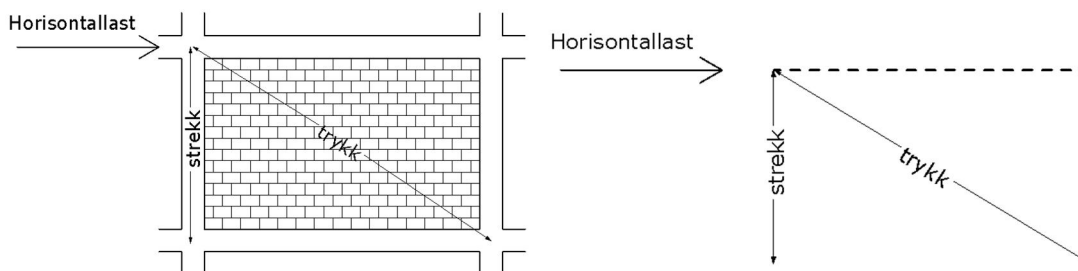
3.4.7 Fagverksanalog modellering av dekkeskiver

I punkt 3.2.5 nevnte vi hvordan rammekonstruksjoner kan utfylles med trykkbærende materiale for økt stivhet og bæreevne. Prinsippet skal beskrives videre her, og vi skal se hvordan metoden lar seg overføre til dimensjonering av hulldekkeskiver.



Figur 3.32 - Rammekonstruksjon som utnytter fyllmateriale som avstiving [21]

Lastbildet i en utfylt ramme skisseres i Figur 3.33²⁴. Vi ser her en veggskive som belastes i toppen. Teglsteinen håndterer trykkdiagonalen, mens den første søylen i rammeverket tar strekkrefter. Reaksjonen kan sammenlignes med et skråstag satt i trykk.

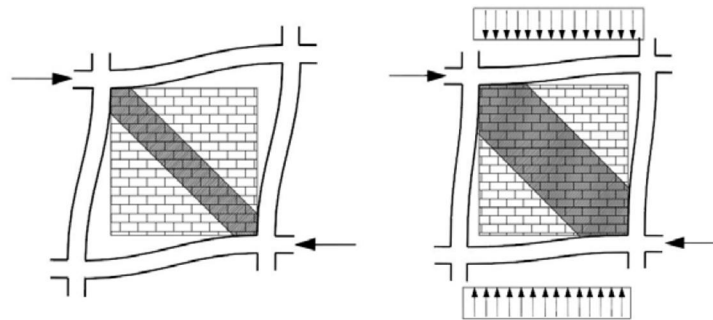


Figur 3.33 – Lastbilde i utfylt ramme, med ekvivalent struktur – skråstag satt i trykk

²⁴ Illustrasjonene er laget i Revit og baserer seg på tilsvarende illustrasjoner, jf. Amato & co [28].

Bredden av trykkdiagonalen som medregnes har variert i årenes løp. Først ut var kanskje ingeniøren Lyall Holmes, fra New Zealand, som i 1961 kom fram til en beregningsmodell hvor $1/3$ av diagonalens lengde skulle benyttes [28]. I ettertid har det kommet en rekke andre vurderinger, basert på ulike effekter som påvirker effektiv trykkbredde. Blant annet vil trykkdiagonalens bredde begrenses ved at rammen ved deformasjon mister kontakt med fyllmaterialet.

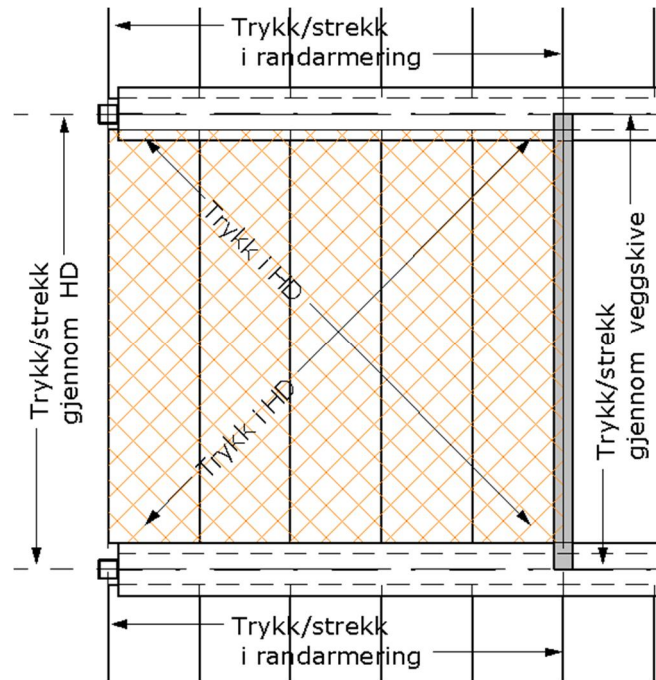
Ulik belastning gir ulik grad av separasjon. Følgelig endres også bredden på trykkdiagonalen når lastpåkjenningen endres.



Figur 3.34 – Separasjon ved forskjellig belastning [29]

3.4.7.1 Overføring av prinsippet til dekkeskive

Vi overfører så prinsippet fra veggskive til dekkeskive. Figur 3.35 viser et planutsnitt fra en dekkeskive med hulldekker på integrerte hatteprofiler i stål.



Figur 3.35 – Revit: Lastbildet i et utsnitt av en dekkeskive

De ytterste hulldekkeelementene i et slikt dekkeutsnitt kan regnes å ta trykk og strekk – avhengig av lastretning, med mindre nærliggende bærestruktur kan ta støyten. Eksempler på begge tilfeller vises i figuren over, hvor HD-elementet tar kreftene i «venstre søyle» og veggskiven tar kreftene i «høyre søyle».

Avgrenset av bærende konstruksjonsdeler og eventuelle utsparinger kan vi så dele hele dekkeskiven inn i tilsvarende fagverksmodeller.

I analyseprogrammer kan en modellere slike dekkedeler som fagverk – med staver som gis tilsvarende egenskaper som den konstruksjonsdelen de skal representere. Stivhetsrelasjoner i hvert felt/fagverk, og i dekket som helhet, kan slik tas hensyn til. Dette gir potensiale for en meget realistisk lastfordeling.

3.4.8 Hulldekkeforbindelser

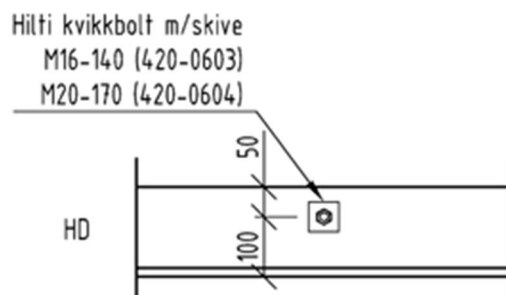
Det finnes mange metoder for innfesting av hulldekker. Valg av metode avhenger mye av hvilken konstruksjonsdel hulldekket skal innfestes på, og hvor store krefter forbindelsen skal håndtere. Krav til bestandighet og brannbeskyttelse vil også få innflytelse på valget, i likhet med hensyn til produksjon og montasje.

I denne oppgaven ser vi spesielt på konstruksjoner med skivesystem av hulldekker og plasstøpte veggskiver. I tillegg til forbindelsen med veggskiver, blir det også aktuelt å se på hvordan hulldekkene skal festes mot integrerte og underliggende stålbejelker.

3.4.8.1 Innfesting i ende

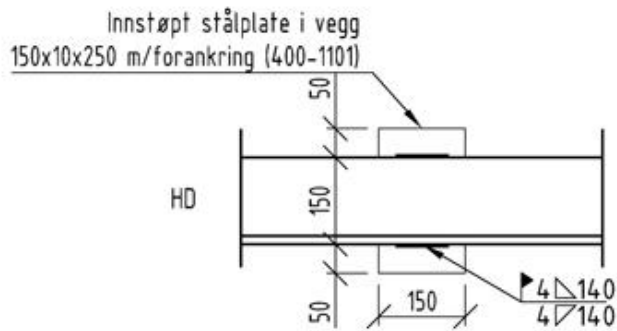
En aktuell løsning er i dette tilfellet å montere en stålvinkel på veggen som hulldekket kan hvile på. Stålvinkelen kan festes direkte i betongen med bolter, eller så kan en støpe inn stålplater som stålvinkelen senere kan sveises fast i. En innstøpt plate forankres gjerne med rette stenger²⁵ av kamstål.

Spenncons håndbok [22] illustrerer her to eksempler på hvordan L-stål kan festes. Typiske dimensjoner går fram av figurene.



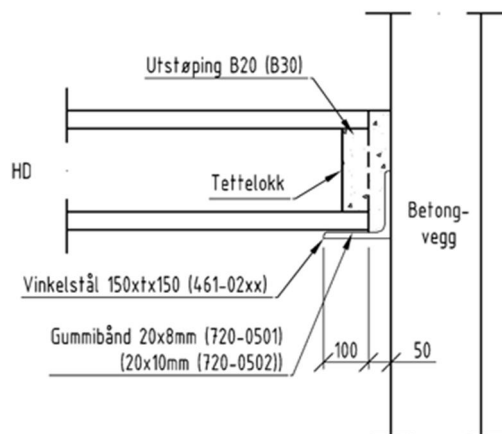
Figur 3.36 – Eksempel på innfesting av L-stål med bolt [22]

²⁵ U-bøyer kan gi bedre forankring, men det kan være upraktisk ved montasje.



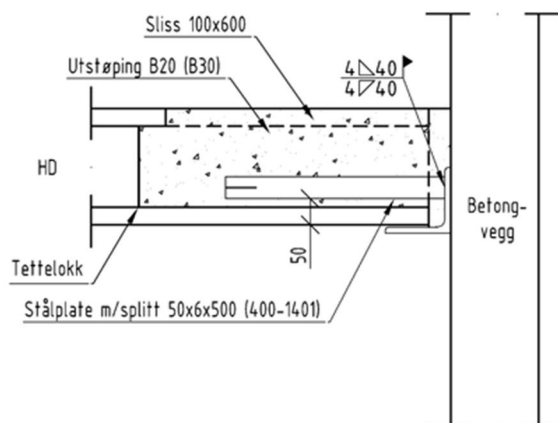
Figur 3.37 - Eksempel på innfesting av L-stål med innstøpte stålplater [22]

Hulldekkene legges så på L-vinkelen, med eller uten gummibånd som mellomlegg. Fugen støpes ut.



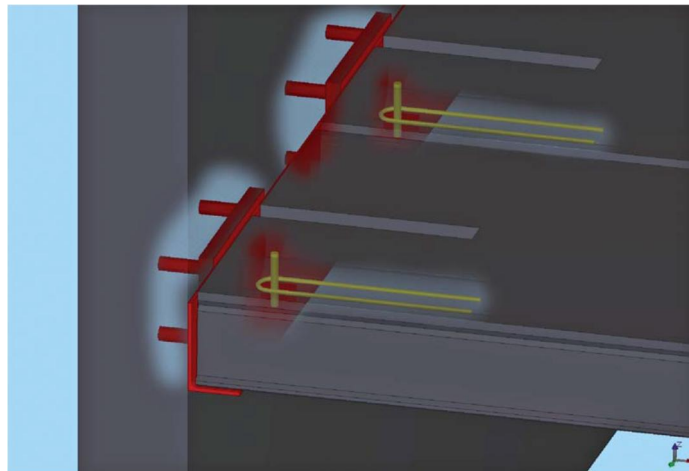
Figur 3.38 – Hulldekke på L-stål med og utstøpt fuge [22]

Som strekkbånd mellom vegg og hulldekke foreslår Spenncons håndbok at en bruker en stålplate med splitt som sveises på L-stålet [22].



Figur 3.39 – Strekkbånd mellom vegg og hulldekke [22]

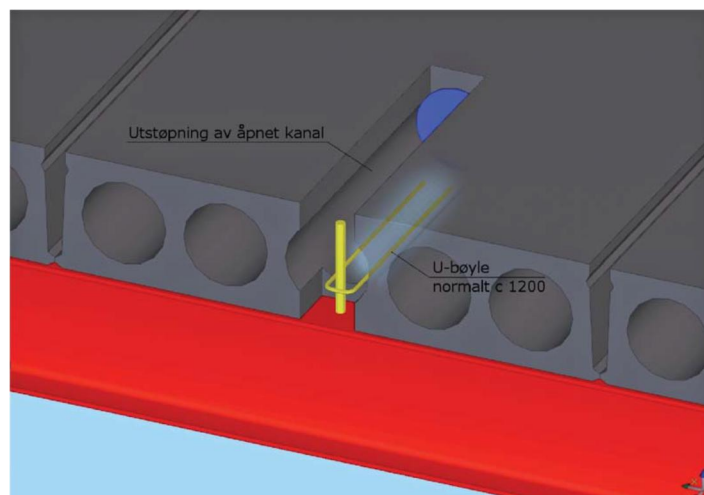
Norsk Stålforbund anbefaler en lignende løsning – med dubb (stålpigg) og U-bøyle av kamstål som støpes inn i en åpen kanal.



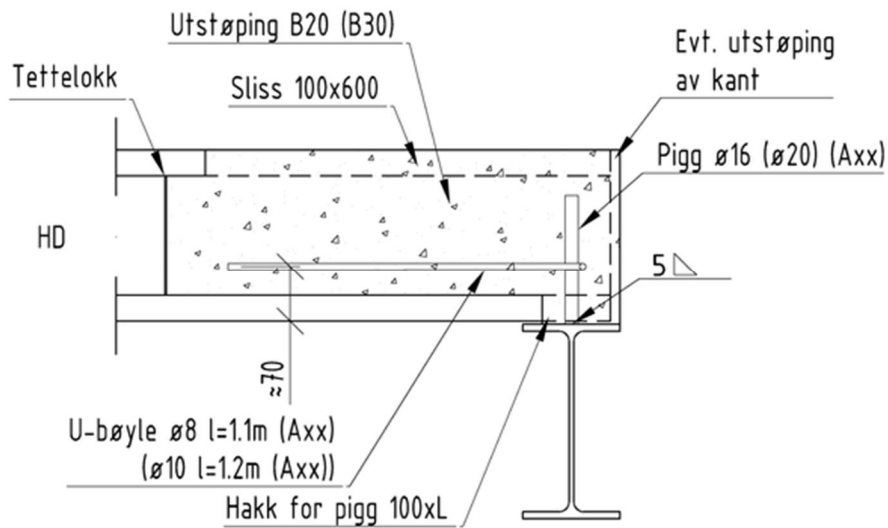
Figur 3.40 – Endemontasje på L-stål med innstøpt stålplate, dubb og U-bøyle [23]

Strekkbånd som utføres slik kan gi stor skjærkapasitet i forbindelser mellom dekke og bjelke. Det bør imidlertid tas hensyn til at L-profil som bjelke ikke er sterk mot torsjon. Korte senteravstander mellom de innstøpte stålplatene vil bidra til å forhindre problemer med dette.

Ofta brukes det underliggende bjelker i ytterkant av en konstruksjon. Samme prinsipper kan benyttes her:



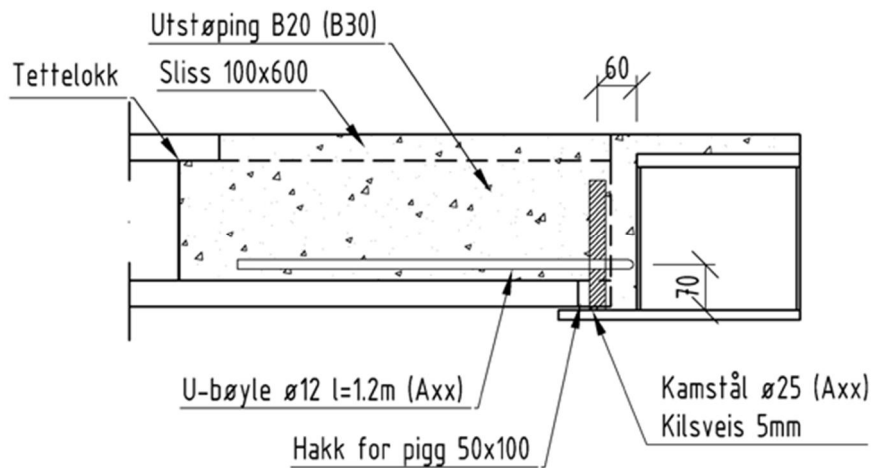
Figur 3.41 – Innfesting på underliggende I-bjelke [25]



Figur 3.42 – Innfesting av hulldekke på underliggende I-profil [22]

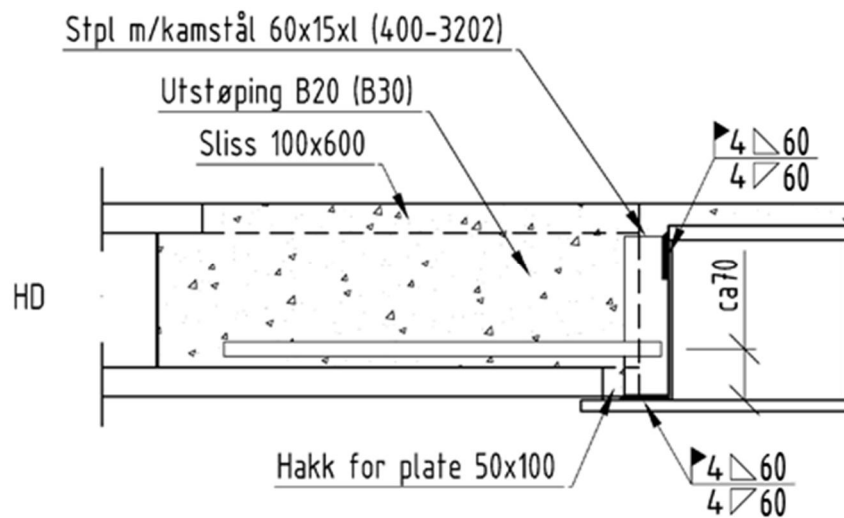
Spenncon viser tilsvarende løsning i større detalj, i Figur 3.42. Snittet går her gjennom slissen – den åpne kanalen. Typiske dimensjoner og avstander går fram av figuren.

I tilfeller med hatteprofil i enden av et dekke vil, igjen, prinsippet med dubb og U-bøyle fungere bra som strekkbånd:



Figur 3.43 – Løsning med dubb og U-bøyle ved ensidig hatteprofil [22]

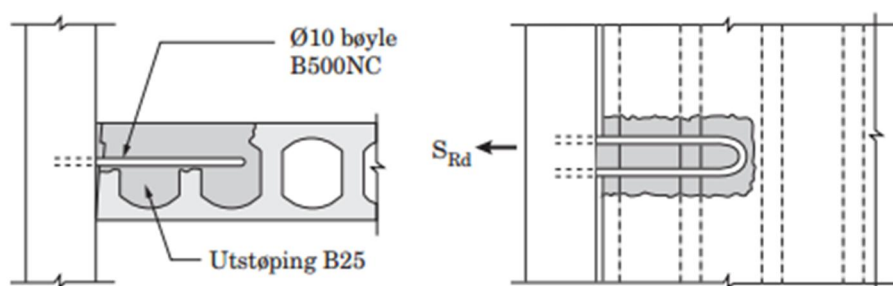
Ved behov kan strekkbåndet i tillegg kobles til toppflensen på hatteprofilen. Det kan en oppnå ved å sveise på en vertikalstilt stålplate som kamstålet så festes i:



Figur 3.44 – Fullforankring mellom hulldekke og ensidig hatteprofil [22]

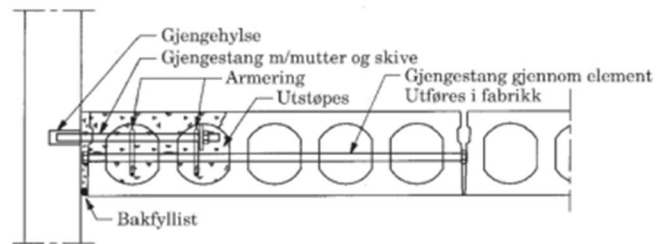
3.4.8.2 Innfesting i sidekant

I sidekant er det vanlig med punktvis innfesting og delvis utstøping av kanaler. Antallet kanaler som berøres, avhenger av hvor store kreftene er – og hvilken kapasitet det anvendte hulldekket har. Her vises en løsning for innfesting i sidekant hvor det benyttes kamstål som punktvis innfesting:

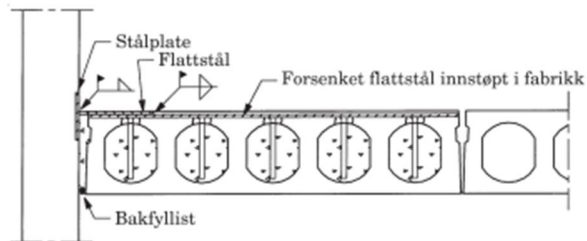


Figur 3.45 – Innfesting i sidekant med kamstål [24]

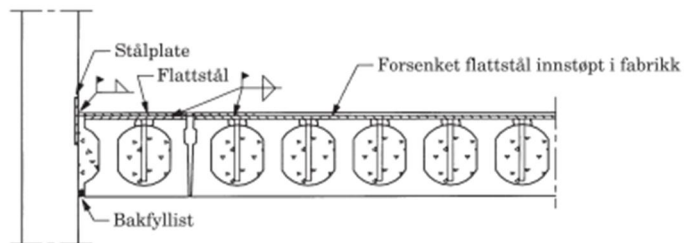
Dersom lastpåkjenningen krever ytterligere kapasitet i innfestingen, kan følgende løsninger benyttes:



a) Gjennomgående gjengestang



b) Forsenket flattstål



c) Tilpasningselement

Figur 3.46 – Innfesting i sidekant ved stor lastpåkjenning [24]

3.4.9 Overføring av krefter

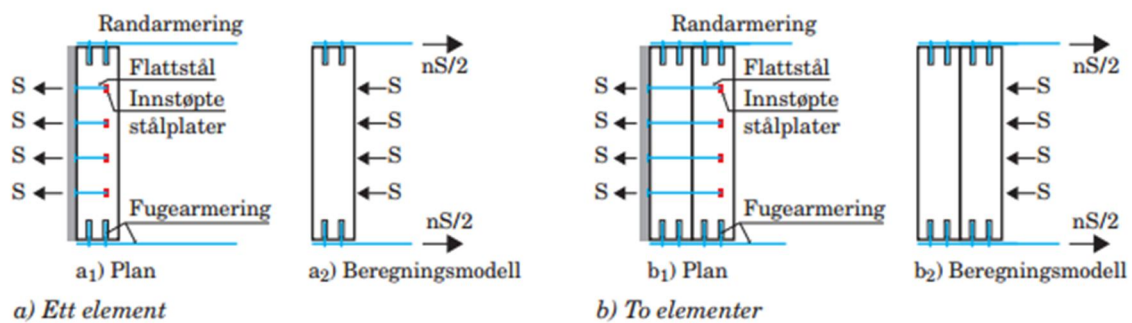
Det henvises generelt til anbefalinger gitt i betongelementboken, bind B og C for dette delkapittelet.

3.4.9.1 Strekkrefter i sidekant

Et eksempel på en slik strekkraft er den som oppstår ved vindsug, som gjennomgått i 3.4.3.2. De største strekkreftene vil imidlertid ofte komme fra skjærstrekk ved innfesting.

Ved innfesting i sidekant må en ta hensyn til at hulldekket har svakheter i denne retningen, i form av lite tverrsnittsareal, samtidig som det er et enveisdekke, med hovedarmeringen i tverretning. Det er mange kompliserte bruddformer som kan oppstå her, og anbefalte løsninger for forankring baserer seg derfor en del på statistikk og forsøk.

Ved dimensjonering bør det også kontrolleres at elementet har kapasitet til å overføre strekkreftene til randarmeringen. Betongelementboken gir anbefalinger for senteravstand og kapasiteter for ulike hulldekker – ved bruk av ulike antall kanaler, se blant annet tabell C 12.4 [24]. Se også begrensninger for skiveskjærkapasitet og maks skjærspenning i tabell C13.1 og C13.2 i samme kilde.



Figur 3.47 – Strekkrefter på tvers av hovdretning

3.4.9.2 Skjærkrefter, vertikal skive i kant

Overføring av skjærkrefter til veggskiver kan i utgangspunktet foregå via skjærfriksjon. I tilfeller hvor veggskiven er kort i forhold til elementet, anbefales det imidlertid å overføre kreftene i følgende tre punkter [18]:

- ❖ V_t - Trykk, mot veggskivens ende
- ❖ V_h - Skjær-friksjon via randfuge
- ❖ V_s - Strekk, via kamstål, gjengestenger eller tilsvarende.

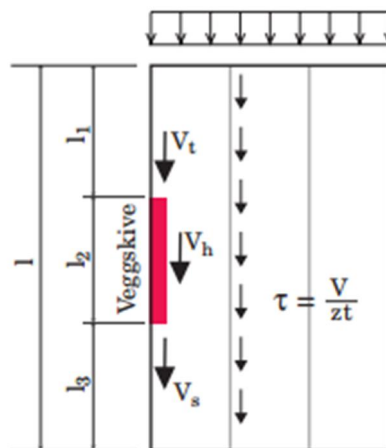
Fordelingen til de tre punktene bestemmes ved lengdeforhold.

$$V_t = V * \left(\frac{l_1}{l}\right)$$

[18]:

$$V_h = V * \left(\frac{l_2}{l}\right) \quad (3.19)$$

$$V_s = V * \left(\frac{l_3}{l}\right)$$



Figur 3.48 – Kraftoverføring med veggskive i sidekant [18]

❖ Kraftinnføring via vegger i tverretning:

I tilfeller hvor en har sammenkoblede vegger i forskjellige ortogonale retninger, kan en forutsette kraftinnføring via veggene i tverretning. For å gjøre dette må en påvise at veggene i tverretning har tilstrekkelig kapasitet som plate. Dette vil være aktuelt å gjøre i tilfeller hvor vi ikke har mulighet til kraftinnføring via skjærfriksjon. Vi kan komme opp i slike situasjoner i tilfeller med utsparinger som går langs den avstivende veggen, eller at deler av en sjakt ikke er direkte koblet til dekkenskiven.

3.4.9.3 Skjærkrefter, vertikal skive inne i dekkeskive

Inne i dekkeskiven kan skjærkraften føres inn på begge sider av veggen – noe som øker potensiell overføring via skjær-friksjon. Prinsippet for lastinnføring tilsvarende det for vertikale skiver i kant. Lastfordelingen går som følger:

$$V_{th} = V_h * \left(\frac{l_1}{l}\right)$$

$$V_{hh} = V_h * \left(\frac{l_2}{l}\right)$$

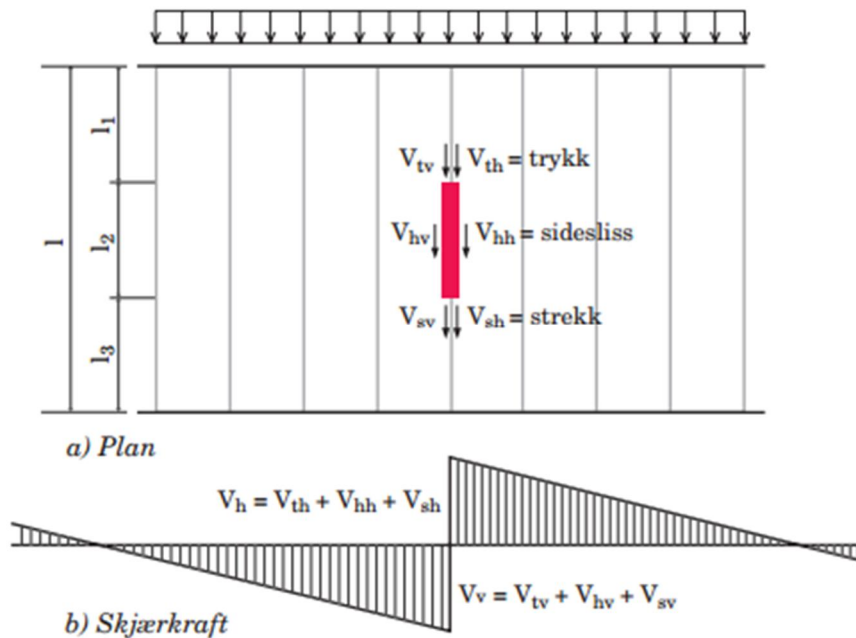
$$V_{sh} = V_h * \left(\frac{l_3}{l}\right)$$

[18]: Og tilsvarende for venstresiden: (3.20)

$$V_{tv} = V_v * \left(\frac{l_1}{l}\right)$$

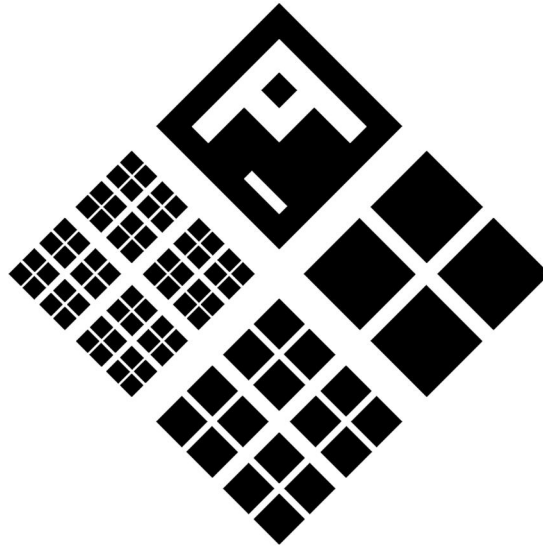
$$V_{hv} = V_v * \left(\frac{l_2}{l}\right)$$

$$V_{sv} = V_v * \left(\frac{l_3}{l}\right)$$



Figur 3.49 – Kraftoverføring med veggskive inne i dekkeskive [18]

4 A1 – Seismiske analyser, EC8



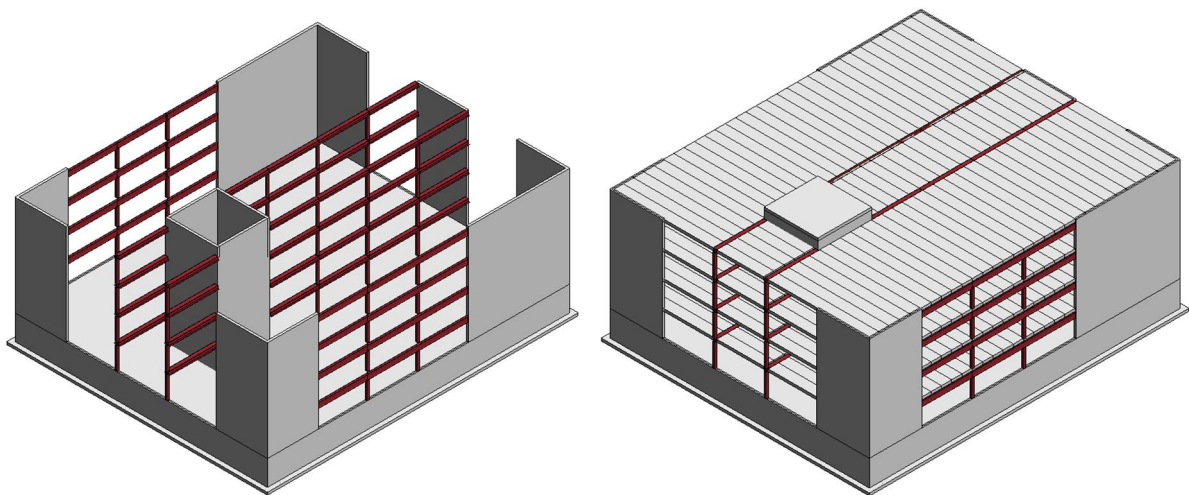
4.1 Innledning

Vi skal her gjennomføre seismiske analyser på et fireetasjes kontorbygg. Lineære analyser med plan og romlig modell skal sammenlignes. Konstruksjonen forutsettes bygget på sprengstein over fjellgrunn i Bergen. Beregninger utføres i DCL, og vi vil dermed kunne anvende vanlige materialfaktorer for ulykkestilstand.

4.1.1 Bæresystem

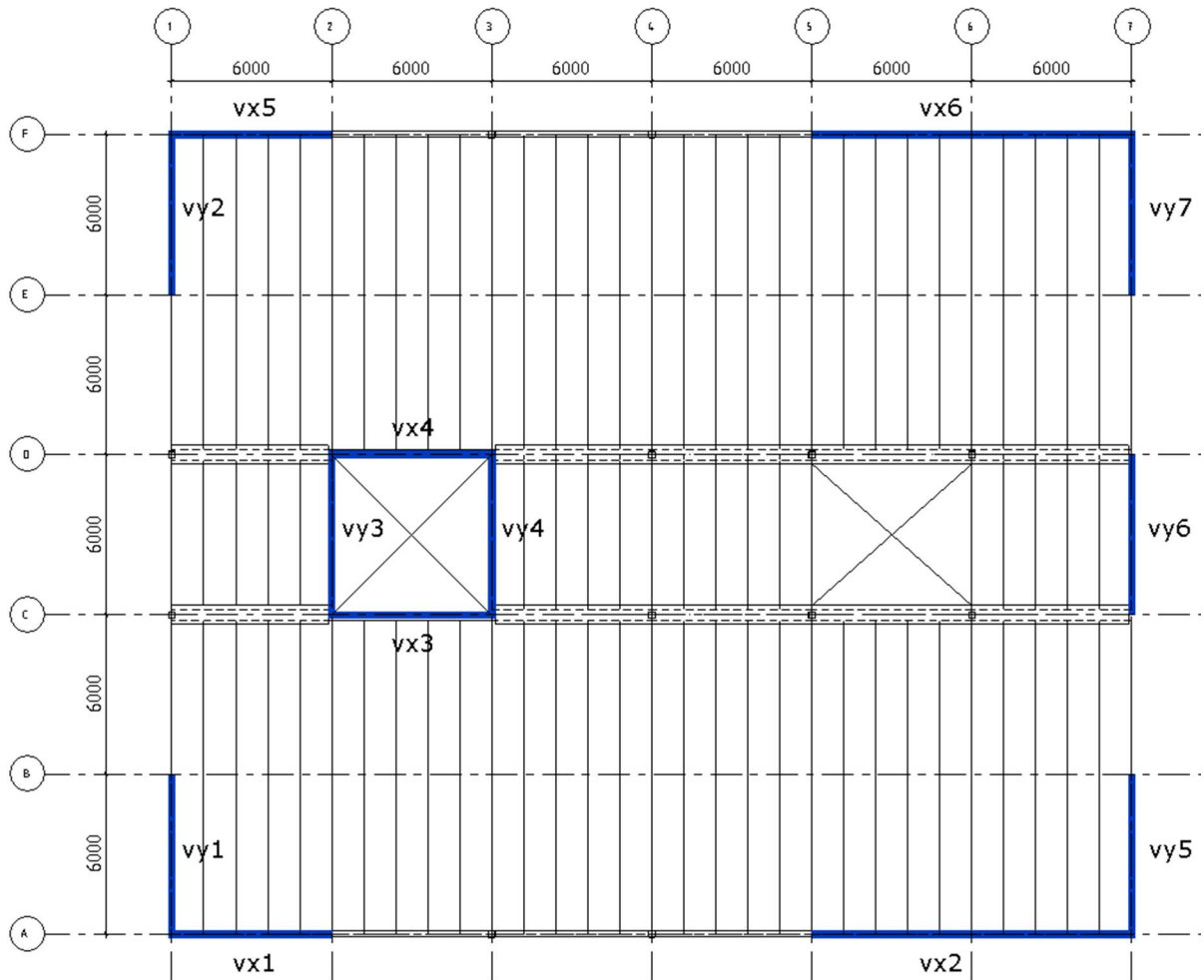
Bæresystemet består av pendelsøyler, bjelker i stål og vegger i plasstøpt betong. For avstiving ved horisontal belastning medregnes kun bidrag fra veggskiver. Samtlige veggskiver har tykkelse $t=250\text{mm}$. Dekkene består av prefabrikkerte hulldekkeelementer, HD320, som skal fugearmeres for membranvirkning. Kvadratiske hulprofil brukes til søyler, mens hatteprofil og I-profil benyttes til bjelker. For hulldekkers opplegg ved veggskiver vil det benyttes stålvingler – som sveises til innstøpte stålplater.

Aksesystemet er $6\text{m} \times 6\text{m}$ for å ta hensyn til søyleplassering i kjeller under plasstøpt dekke. Over stiv kjeller gir dette rom for fem hulldekkeelementer i hvert akseintervall.



Figur 4.1 – Kontorbygget som skal analyseres, her modellert i Revit Structure.

De vertikale skivenes plassering går fram av Figur 4.2. Avstivningssystemet er gjennomgående fra 1.-4. etg. Utsparingene som viser her er gjennomgående fra 1. til 3. etasje. Takskiven har ingen utsparinger.



Figur 4.2 – Revit: Vegger i, dekke over 1. – 4. etg: Plassering av veggskiver

4.1.2 Forutsetninger for jordskjelvsberegninger

Jordskjelv vurderes i henhold til EC8. Følgende forutsetninger legges til grunn²⁶:

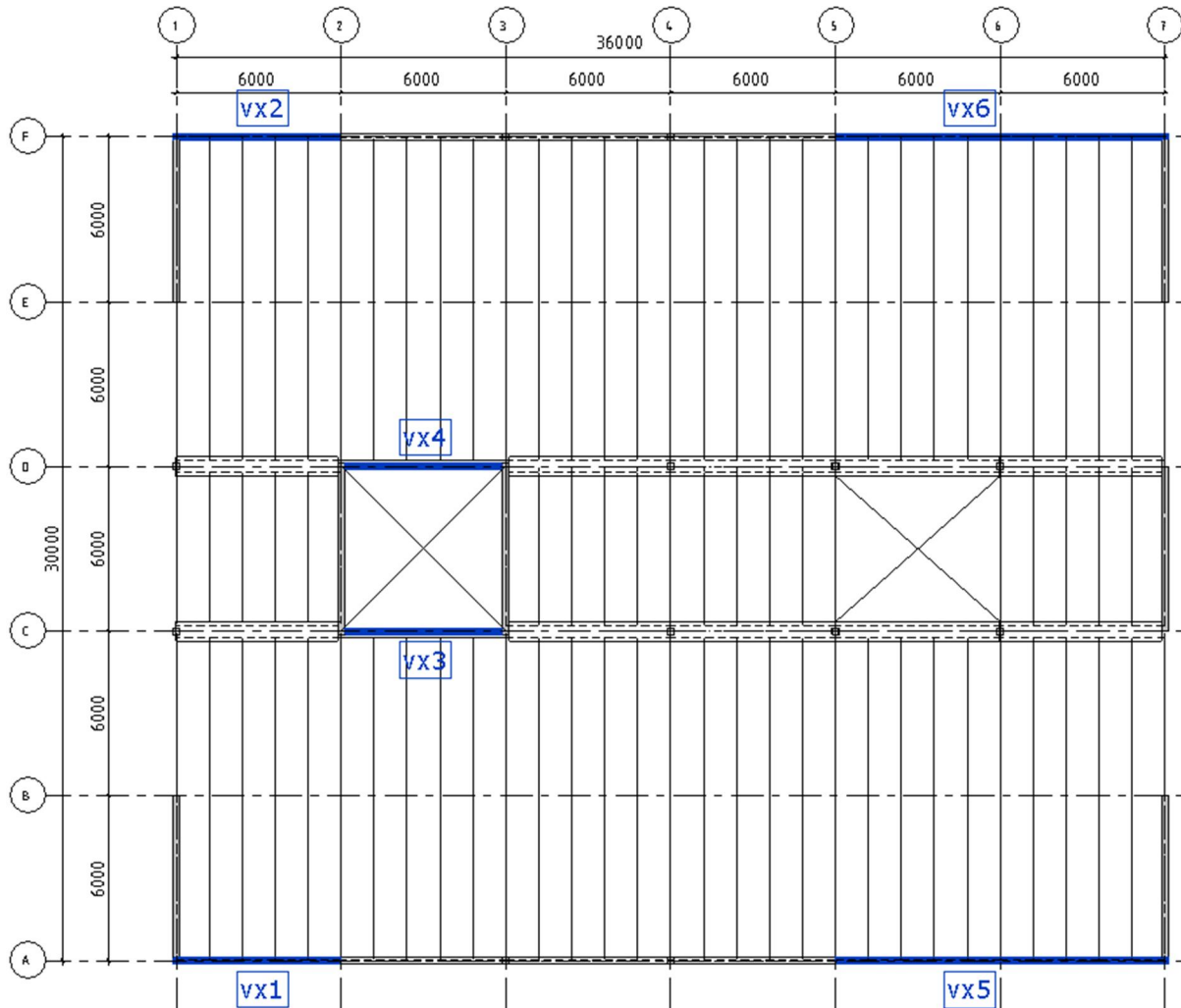
Type:	Verdi:	Kommentar:	Kilde i EC8:
Seismisk klasse:	II	Kontorbygg	Tab. NA.4(902)
Grunntype:	A	Sprengstein på fjellgrunn	Tab. NA.3.1
Forsterkningsfaktor, S:	1,0	Grunntype A	Tab. NA.3.3
Referansespissverdi:	$0,8 \times a_{g40Hz} =$ $0,8 \times 0,85 = 0,68 \text{ m/s}^2$	Bergen	NA.3.2.1(1)P
Konstruksjonsfaktor, q	q = 1,5	DCL	Tab 6.1

²⁶ Vi forutsetter også at P- Δ effekten kan neglisjeres.

4.2 Konstruksjonens stivhet

4.2.1 Vertikale skiver i x-retning:

Veggskivene som virker avstivende i x-retning vises med markering i figuren under. Samtlige veggskiver, i x- og y-retning, regnes kun å avstive for seismisk last i egen lengdeakse.



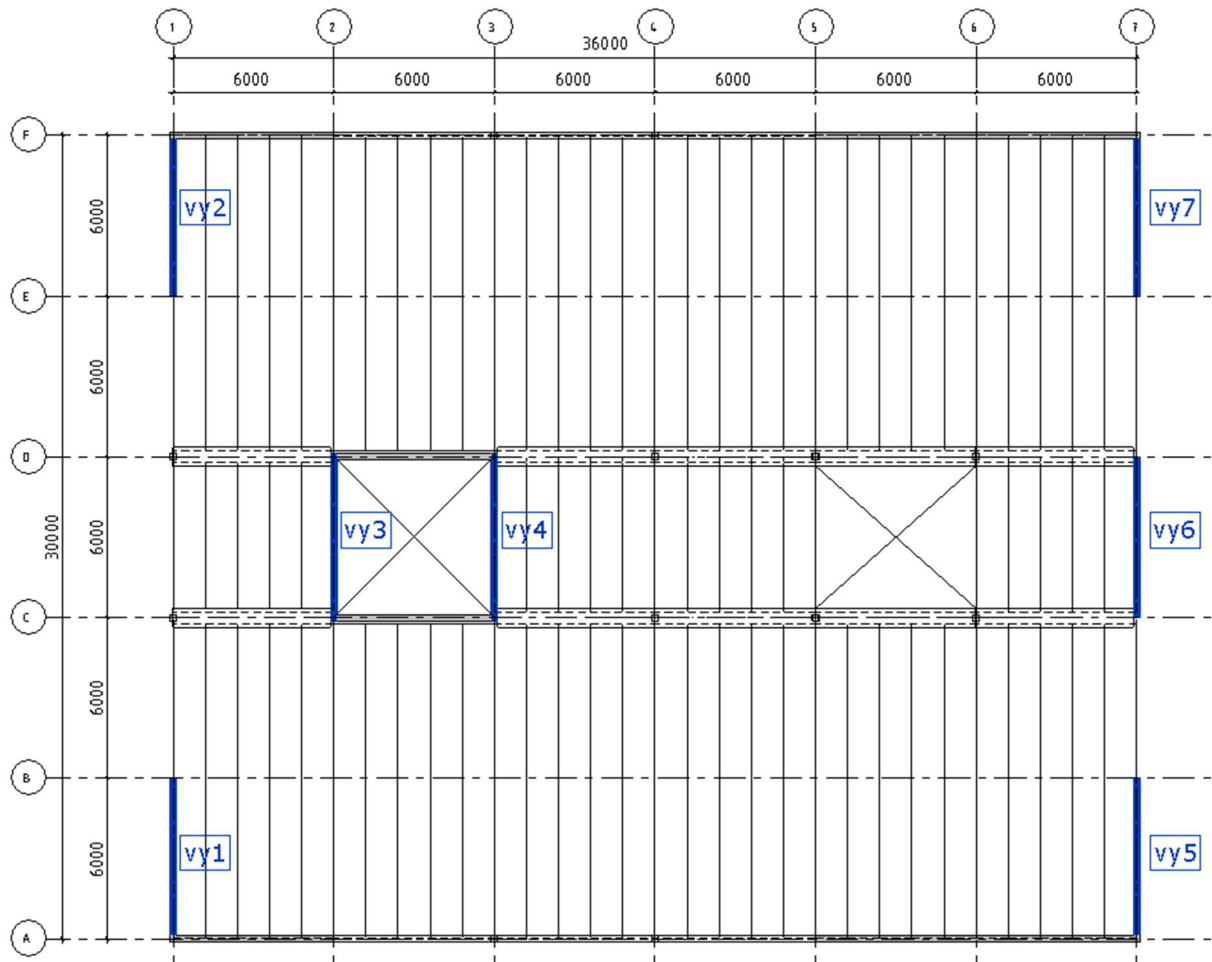
Figur 4.3 – Revit: Markering av aktive vegger for avstiving i x-retning

Vegg:	Lengde:	Akse:
V _{x1}	6 m	A
V _{x2}	6 m	F
V _{x3}	6 m	C
V _{x4}	6 m	B
V _{x5}	12 m	A
V _{x6}	12 m	F

Tabell 4.1 – Veggskivers lengde i x-retning

4.2.2 Vertikale skiver i y-retning:

Her markeres avstivende vegger i y-retning. Samtlige veggskiver i y-akse har lengde på 6m. Antall veggskiver er 7, fordelt i akse 1, 2, 3 og 7.



Figur 4.4 – Markering av aktive vegger for avstiving i y-retning

Vegg:	Lengde:	Akse:
V _{y1}	6 m	1
V _{y2}	6 m	1
V _{y3}	6 m	2
V _{y4}	6 m	3
V _{y5}	6 m	7
V _{y6}	6 m	7
V _{y7}	6 m	7

Tabell 4.2 – Veggskivers lengde i y-retning

4.2.3 Betongkvalitet og elastisitetsmodul

Punkt 4.3.1(6) i EC8 sier at vi skal ta hensyn til rissdannelse ved seismisk analyse. Med mindre mer nøyaktige beregninger gjøres, kan dette tas hensyn til ved å halvere betongens elastisitets- og skjærmodul. Dette vil imidlertid kun være konservativt ved analyse i høyere duktilitetsklasser. Ved analyse i DCL vil det være *gunstig* å inkludere rissdannelser ettersom dette vil redusere stivhet og lastpåkjenning. Vi velger derfor ikke å ta hensyn til rissdannelse.

Vi velger B30, og benytter tilhørende langtids elastisitetsmodul²⁷:

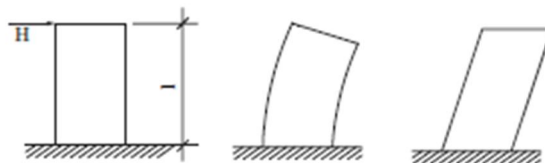
$$E_c = 26400N/mm^2 \quad (4.1)$$

4.2.4 Stivhetsberegninger:

4.2.4.1 Stivhetskoeffisienter

Forutsetningen er at konstruksjonen oppfører seg som et rent skivebygg og at dekkeskivene er fritt opplagt mot vertikale skiver. Veggskiver forutsettes fast innspenning ved fundament og fri ende i topp. Med disse forutsetningene, og anbefalinger fra betongelementboken²⁸, velger vi stivhetskoeffisienter som følger:

$$\begin{aligned} k_b &= 3 = \text{Koeffisient for bøyestivhet} \\ k_s &= \frac{1}{3} = \text{Koeffisient for skjærstivhet} \end{aligned} \quad (4.2)$$



Figur 4.5 – Utdrag fra vedlegg Feil! Fant ikke referanseskilden.: Lastsituasjon, bøy- og skjærstivhet. [18]

²⁷ Forutsetter urisset tilstand. Det er den relative stivheten som først og fremst er viktig her.

²⁸ Se anbefalte verdier i vedlegg Feil! Fant ikke referanseskilden.

4.2.4.2 Stivhetsbidrag og stivhetssenter

Vi vil nå finne stivhetssenteret for å vurdere om det er rotasjon i konstruksjonen. Veggskiver er plassert med hensyn på å unngå rotasjon og forventet resultat er dermed at stivhetssenteret sammenfaller med massesenteret. Her skal dette kontrolleres med beregninger. Massesenteret forutsettes å ha koordinater tilsvarende ($B/2$, $L/2$), hvor B og L representerer dekkenskivens ytre mål av bredde og lengde, i planet.

Som en del av denne oppgaven er det opprettet et eget regneark i Excel for beregning av stivhet for translasjon og rotasjon. Regnearket bestemmer også koordinatene til stivhetssenteret. Metodene som benyttes er gjennomgått i delkapittel 3.3.

Finner først bøye- og skjærstivhet for hver veggskive:

Stivhetsberegninger og lastfordeling

Stabil, statisk ubestemt konstruksjon

Stivhetskoeffisienter:

kb	3
ks	1/3

Elastisitetsmodul:

Ec [kN/m ²]	26400000
-------------------------	----------

Fargekode:

Inndata
Beskrivelse
Utdata
Kontroll

Bøye- og skjærstivhet, veggskiver:

	Lengde i xy-planet	Veggtykkelse	Veggskivens høyde	Treghetsmoment	Tverrsnittsareal	Bøjestivhet	Skjærstivhet
Skive	L [m]	t [m]	h [m]	I [m ⁴]	A [m ²]	Kb [kN/m]	Ks [kN/m]
X1	6	0,25	3	4,50	1,5	13200000,0	4400000,0
X2	6	0,25	3	4,50	1,5	13200000,0	4400000,0
X3	6	0,25	3	4,50	1,5	13200000,0	4400000,0
X4	6	0,25	3	4,50	1,5	13200000,0	4400000,0
X5	12	0,25	3	36,00	3	105600000,0	8800000,0
X6	12	0,25	3	36,00	3	105600000,0	8800000,0
Y1	6	0,25	3	4,50	1,5	13200000,0	4400000,0
Y2	6	0,25	3	4,50	1,5	13200000,0	4400000,0
Y3	6	0,25	3	4,50	1,5	13200000,0	4400000,0
Y4	6	0,25	3	4,50	1,5	13200000,0	4400000,0
Y5	6	0,25	3	4,50	1,5	13200000,0	4400000,0
Y6	6	0,25	3	4,50	1,5	13200000,0	4400000,0
Y7	6	0,25	3	4,50	1,5	13200000,0	4400000,0

Figur 4.6 – Utdrag fra beregningsark: Beregning av bøye- og skjærstivhet.

Deretter beregnes veggskivers individuelle stivhetsbidrag, i tillegg til total translasjonsstivhet i x- og y-retning.

Skive:	Bidrag:	
X1	11,21 %	
X2	11,21 %	
X3	11,21 %	
X4	11,21 %	
X5	27,59 %	
X6	27,59 %	100,00 %

Y1	14,29 %	
Y2	14,29 %	
Y3	14,29 %	
Y4	14,29 %	
Y5	14,29 %	
Y6	14,29 %	
Y7	14,29 %	100,00 %

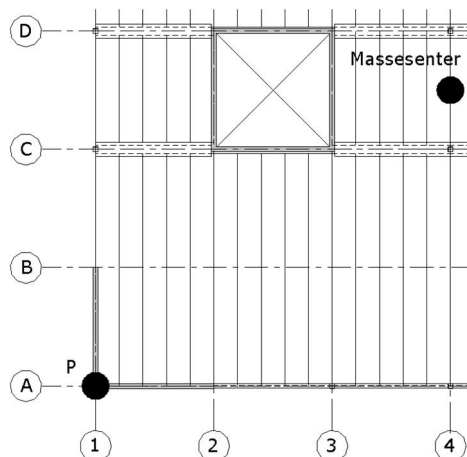
Tabell 4.3 – Utdrag fra beregningsark: Stivhetsbidrag for hver veggskive

Samlet translasjonsstivhet [kN/m]:

Kx	31058823,5
Ky	23100000,0

Tabell 4.4 – Utdrag fra beregningsark: Samlet translasjonsstivhet

Manuelt skrives så inn hver av veggskivenes armer til et vilkårlig valgt punkt P. Med arm menes her avstanden fra veggens lokale stivhetssenter til punkt P. Det vilkårlige punktet plasseres i krysningen mellom akse A og 1:



Figur 4.7 – Revit: Plassering av hjelpepunktet P

Stivhetssenter:

P er i utgangspunktet et vilkårlig plassert punkt

Vi plasserer P i kryssningen mellom akse A og 1.

Skive	x [m]	y [m]	Kxi	Kyi	x*Ky	y*Kx
X1	3	0	2,435E+05	0	0	0,000E+00
X2	3	30	2,435E+05	0	0	7,304E+06
X3	9	12	2,435E+05	0	0	2,921E+06
X4	9	18	2,435E+05	0	0	4,382E+06
X5	30	0	1,322E+06	0	0	0,000E+00
X6	30	30	1,322E+06	0	0	3,965E+07

Y1	0	3	0	2,237E+05	0	0
Y2	0	27	0	2,237E+05	0	0
Y3	6	15	0	2,237E+05	1342105,3	0
Y4	12	15	0	2,237E+05	2684210,5	0
Y5	36	3	0	2,237E+05	8052631,6	0
Y6	36	15	0	2,237E+05	8052631,6	0
Y7	36	33	0	2,237E+05	8052631,6	0

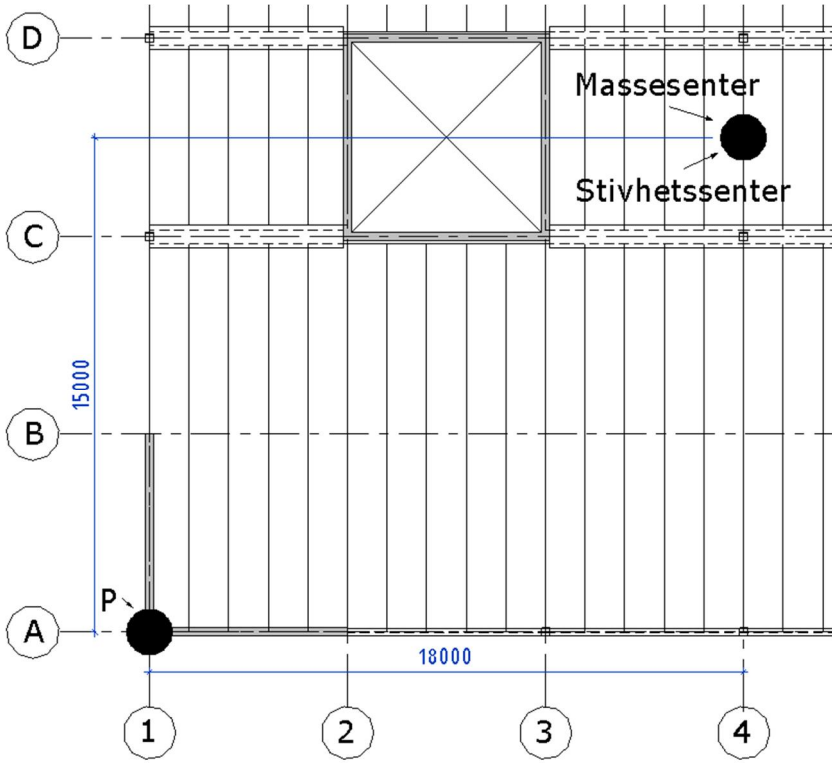
Figur 4.8 – Utdrag fra beregningsark: Avstand mellom lokale stivhetssentere og punkt P

Dette gir oss avstanden fra P til stivhetssenteret, SS:

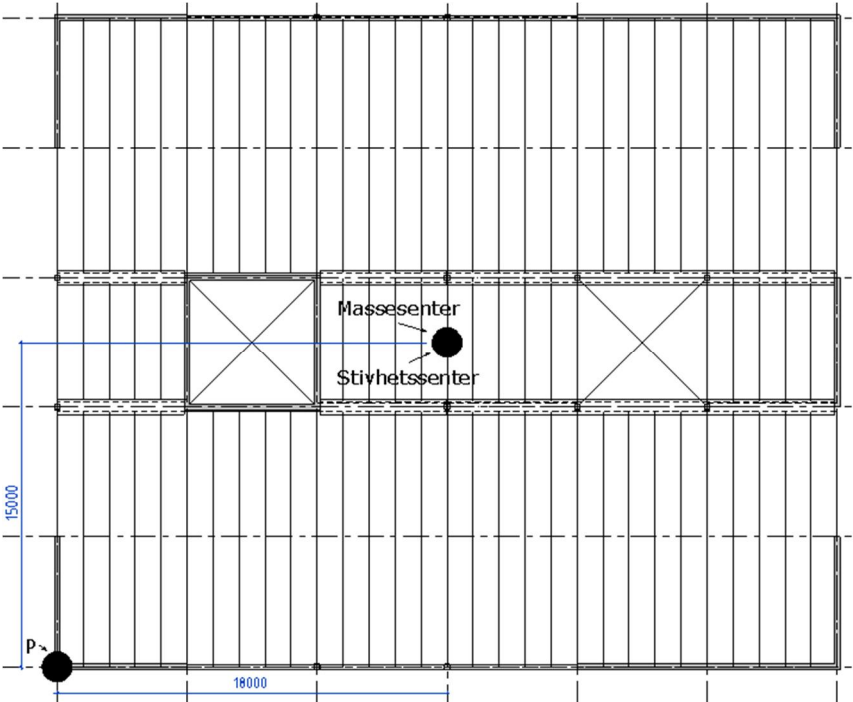
Avstand fra vilkårlig plassert P til stivhetssenteret, SS [m]:	
xt	18,000
yt	15,000

Figur 4.9 – Utdrag fra beregningsark: Avstand fra P til stivhetssenteret, SS

Avstandene illustreres i figuren under – hvor vi også da ser tydelig at stivhetssenteret sammenfaller med massesenteret:



Figur 4.10 – Revit: Avstand fra P til Massesenter



Figur 4.11 – Revit: Oversiktsbilde, plassering av masse- og stivhetssenter

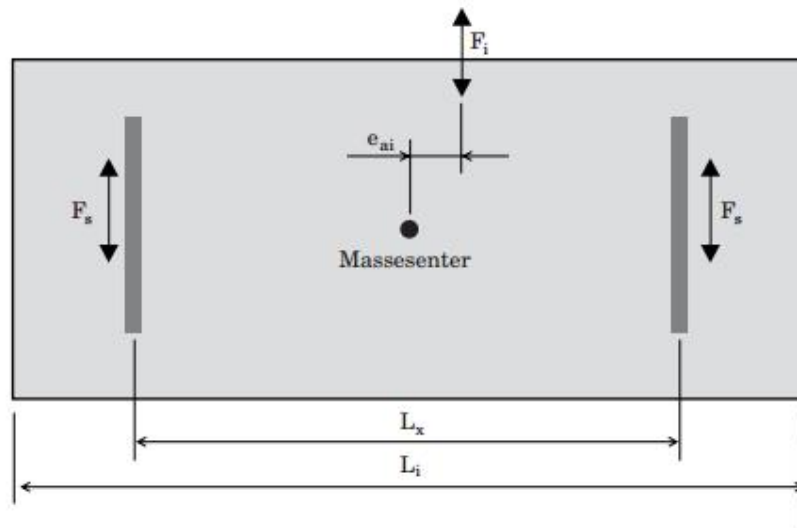
4.3 Torsjon

Vi har, som vi så i forrige avsnitt, en konstruksjon hvor stivhetssenteret sammenfaller med massesenteret. Det betyr at vi i utgangspunktet ikke har torsjon / rotasjon i dekkeskiven og torsjonsmomentet, M_T , er lik null. Dette gjelder for samtlige etasjer.

Uansett kreves det at vi regner med en lasteksentrisitet som tilsvarer 10 % av tversgående dekkelengde, ved lastpåkjenning i hver retning. Dette er gjennomgått i avsnitt 2.5.4, kapittel T1. Denne lasteksentrisiteten gir oss følgelig en utilsiktet torsjon.

Vi legger til en kraft tilsvarende momentet forårsaket av utilsiktet eksentrisitet. Dette gjøres ved metoden som brukes i punkt 5.1 i bind H [13]. Med avstivende vegger i ytterkant av konstruksjonen – i hver retning, blir tillegget på 10 %. Da er $L_i/L_x = 1$ og tillegget blir $2 \cdot 0,05 \cdot 1 = 10 \%$, se Figur 4.12. Veggskivene som står nærmere stivhetssenteret vil få større last på grunn av torsjonsmomentet, men ettersom vi har hovedvekten av stivheten i ytterkant setter vi en økning på 10 % som gjelder for lasten i dekkeskiven og dermed samtlige vegger. Forenklingen vil gi oss en lastfordeling som i utgangspunktet kun styres av relativ stivhet. Vi får lik faktor for lasttillegg i hver retning:

$$\begin{aligned}\delta_x &= 1,1 \\ \delta_y &= 1,1\end{aligned}\tag{4.3}$$

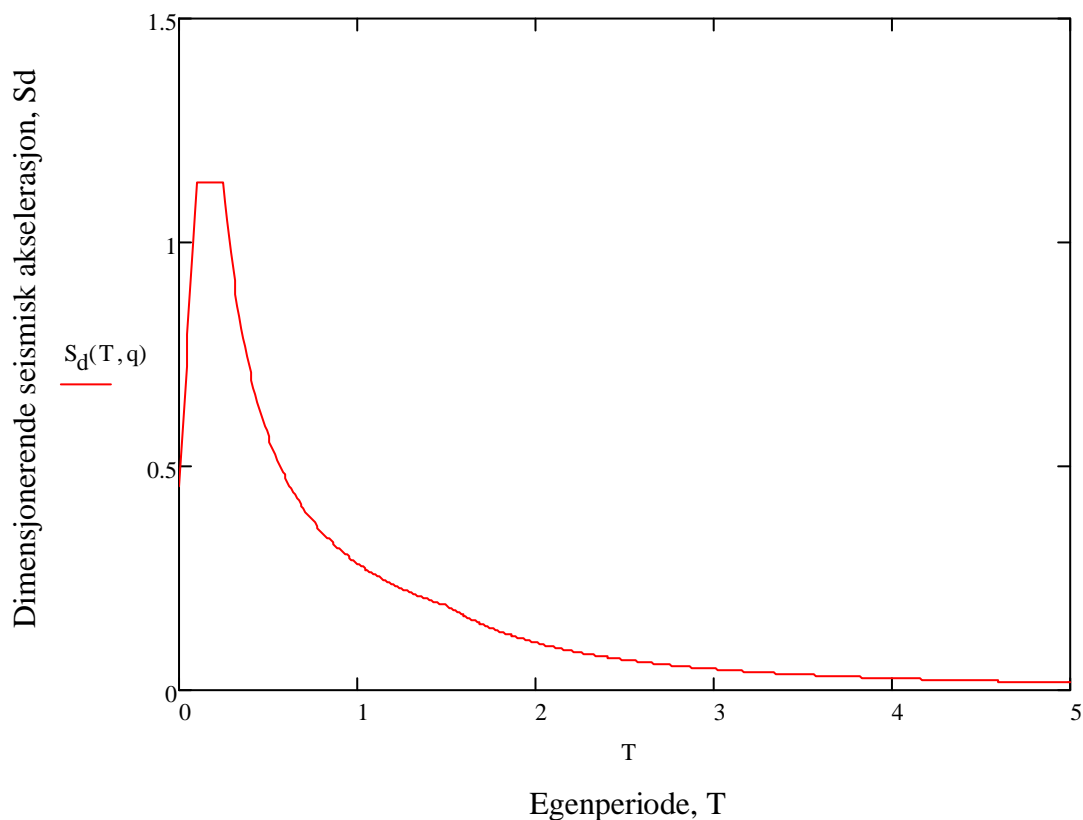


Figur 4.12 – Lengdene L_i og L_x for bestemmelse av tillegg for utilsiktet torsjon [13]

4.4 Kontroll av regularitet og mulige analysemetoder

Stivhetssenteret sammenfaller nøyaktig med massesenteret. De avstivende veggene går uavkortet fra stiv kjeller til toppen av konstruksjonen. Vi har ingen intrukne deler. Det vil være unødvendig å gjøre videre kontroller for regularitet, og vi kan si at dette gjelder både i plan og oppriss. Dette tillater bruk av plan analyse både ved modalanalyse og med tverrkraftmetoden. Romlig modalanalyse vil uansett kunne anvendes, og vil bli utført i Robot.

4.5 Horisontalt elastisk responspektrum



Figur 4.13 – Horisontalt elastisk responspektrum, fra beregninger i Matchad

Det elastiske responspektrumet viser dimensjonerende seismisk akselerasjon, avhengig av periode T . Faktorer som påvirker formen på grafen er grunnforhold²⁹, konstruksjonsfaktor q samt spissverdi for grunnakselerasjon a_{g40Hz} .

²⁹ Grunnforhold avgjør verdier for T_B , T_C , T_D , se tabell NA.3.3 i EC8.

I Mathcad har vi definert linjen i diagrammet slik:

$$S_d(T, q) := \begin{cases} \left[a_g \cdot S \cdot \left(\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \right) \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{if } (0 \leq T \leq T_B) & \text{EC8:} \\ & & (3.13) \\ \left(a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \right) & \text{if } (T_B \leq T \leq T_C) & (3.14) \\ \left(a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \right) & \text{if } (T_C \leq T \leq T_D) & (3.15) \\ \left(a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) & \text{if } (T_D \leq T) & (3.16) \end{cases}$$

Responspekteret som vises over vil gjelde både for tverrkraft- og modalanalyse, men den kan gi ulik dimensjonerende seismisk akselerasjon – ettersom metodene benytter ulike egenperioder.

Dersom egenperioden T er større enn verdien T_C , så skal det kontrolleres av dimensjonerende seismisk akselerasjon er større enn $\beta \cdot a_g$. I vårt tilfelle er minimumsverdien dermed som følger:

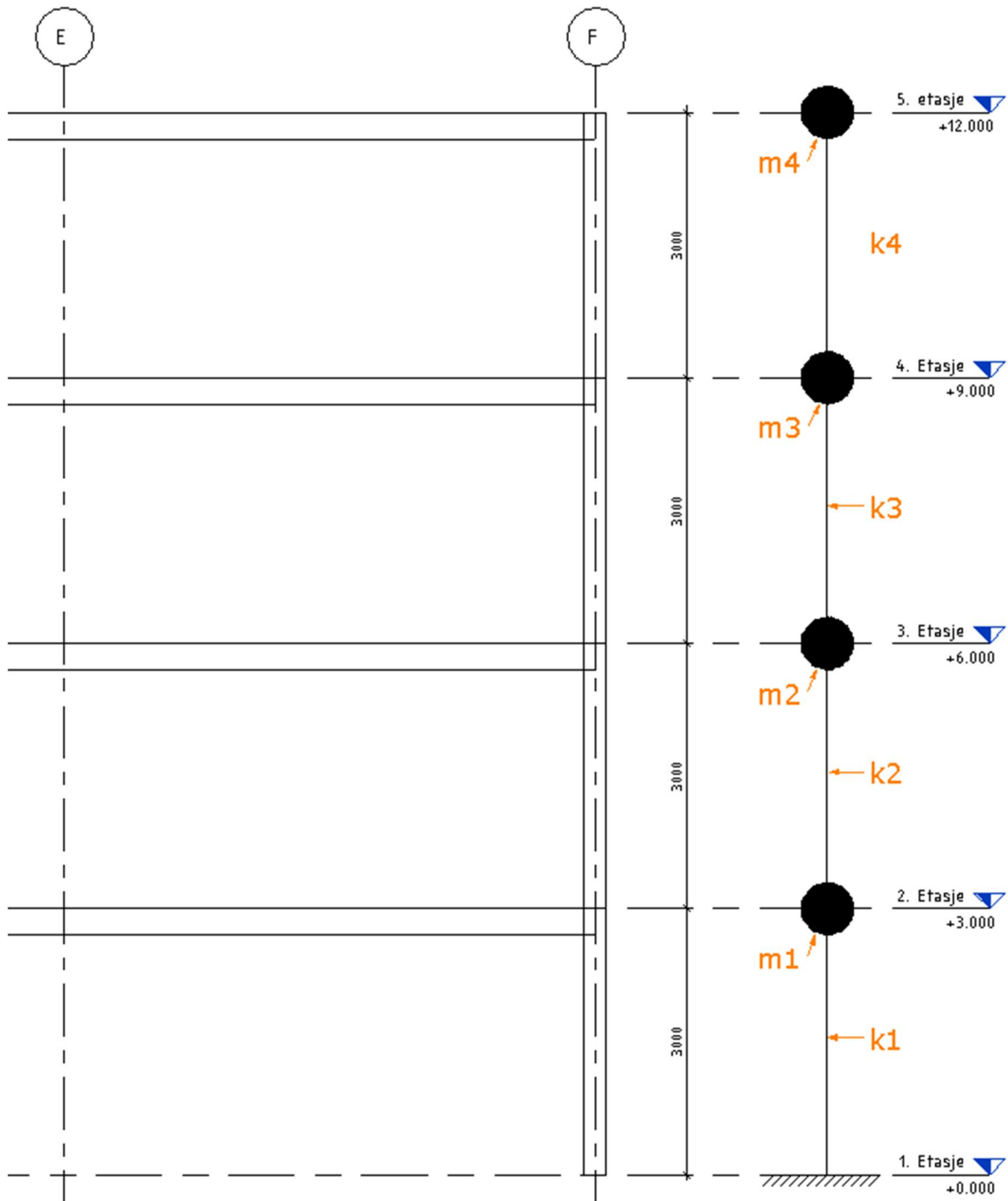
$$\beta * a_g = 0,2 * 0,68 = 0,136 \text{ m/s}^2 \quad (4.4)$$

For grunntype A finner vi maks seismisk akselerasjon for egenperioder mellom $T_B=0,1\text{s}$ og $T_C=0,25\text{s}$.

4.6 Plan modal responspektrum analyse

Veggskivene er eneste bidrag til stivhet i hver ortogonale retning. Stålsøylene regnes leddlagret i begge ender (pendelsøyler) og bidrar kun med egenvekt i den seismiske analysen.

Vi inkluderer én frihetsgrad i hver etasje – som gir fire frihetsgrader totalt. Etasjehøyder og idealisert pinnemodell går fram av Figur 4.14:



Figur 4.14 – Revit: Etasjehøyder og idealisert pinnemodell

4.6.1 Vertikale laster

4.6.1.1 Egenvekt, etasjevis:

Samlet egenvekt av dekke, søyler, bjelker og vegger regnes ut til å være som følger, etasjevis:

Vertikallast, etasjevis egenvekt:			
m ₁	m ₂	m ₃	m ₄
707 000 kg	707 000 kg	707 000 kg	697 000 kg

Tabell 4.5 – Etasjevis egenvekt, M1

4.6.1.2 Nyttelast, etasjevis:

Vi forutsetter at konstruksjonen skal benyttes som kontorbygg.

$$p_{\text{kontor}} = 3,0 \text{ kN/m}^2 \quad (4.5)$$

Snølast på flatt tak, med formfaktor 0,8 blir som følger:

$$p_{\text{snø}} = 2,0 * 0,8 = 1,6 \text{ kN/m}^2 \quad (4.6)$$

Dette gir oss vertikal snø- og nyttelast, i kg, som følger:

Vertikallast, etasjevis nytte- og snølast:			
dekke over 1.	dekke over 2.	dekke over 3.	dekke over 4.
309 000 kg	309 000 kg	309 000 kg	176 000 kg

Tabell 4.6 – Etasjevis nytte- og snølast, M1

4.6.2 Lastfaktor

Fra punkt 4.3.3.5.2(4) i jordskjelvstandarden finner vi lastfaktorene til å være:

$$\begin{aligned} \Psi_{\text{kontor}} &= 0,3 \\ 4.3.3.5.2(4): \quad \Psi_{\text{egenlast}} &= 1,0 \\ \Psi_{\text{snø}} &= 0,2 \end{aligned} \quad (4.7)$$

4.6.3 Massematrise, seismisk last

Med nevnte lastfaktorer summeres egenvekt og nyttelast til seismisk masse. Etasjemassene utgjør diagonalen i en 4x4 matrise som blir vår massematrise:

$$M_{\text{seis}} = \begin{pmatrix} 799.063 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 799.063 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 799.063 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 731.884 \end{pmatrix} \cdot 10^3 \text{ kg} \quad (4.8)$$

Summen av etasjelastene gir oss total seismisk masse:

$$M_{\text{tot}} := \sum_j m_{\text{seis}_j} = 3.129 \times 10^6 \text{ kg} \quad (4.9)$$

4.6.4 Stivhetsmatrise

Vi kombinerer bøye- og skjærstivhet og finner etasjevis stivhet – i hver retning:

$$k_x = \begin{pmatrix} 31.059 \\ 31.059 \\ 31.059 \\ 31.059 \end{pmatrix} \cdot 10^6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad k_y = \begin{pmatrix} 23.1 \\ 23.1 \\ 23.1 \\ 23.1 \end{pmatrix} \cdot 10^6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (4.10)$$

Vi ser at x-retningen har betydelig høyere stivhet enn y-retningen. Det er de to 12 m lange veggene som utgjør denne store forskjellen, ettersom stivheten øker eksponentielt med veggskivens lengde i planet.

Stivhetsmatrisene, for x- og y-retning, finner vi slik:

$$K_x := \begin{pmatrix} k_{x_1} + k_{x_2} & -k_{x_2} & 0 & 0 \\ -k_{x_2} & k_{x_2} + k_{x_3} & -k_{x_3} & 0 \\ 0 & -k_{x_3} & k_{x_3} + k_{x_4} & -k_{x_4} \\ 0 & 0 & -k_{x_4} & k_{x_4} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 62.118 & -31.059 & 0 & 0 \\ -31.059 & 62.118 & -31.059 & 0 \\ 0 & -31.059 & 62.118 & -31.059 \\ 0 & 0 & -31.059 & 31.059 \end{pmatrix} \cdot 10^6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (4.11)$$

$$K_y := \begin{pmatrix} k_{y_1} + k_{y_2} & -k_{y_2} & 0 & 0 \\ -k_{y_2} & k_{y_2} + k_{y_3} & -k_{y_3} & 0 \\ 0 & -k_{y_3} & k_{y_3} + k_{y_4} & -k_{y_4} \\ 0 & 0 & -k_{y_4} & k_{y_4} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 46.2 & -23.1 & 0 & 0 \\ -23.1 & 46.2 & -23.1 & 0 \\ 0 & -23.1 & 46.2 & -23.1 \\ 0 & 0 & -23.1 & 23.1 \end{pmatrix} \cdot 10^6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (4.12)$$

4.6.5 Egenperioder og vinkelfrekvenser

Vi løser egenverdiproblemet, som gjennomgått i delkapittel 0. Dette gir oss perioder og frekvenser for konstruksjonens to hovedretninger:

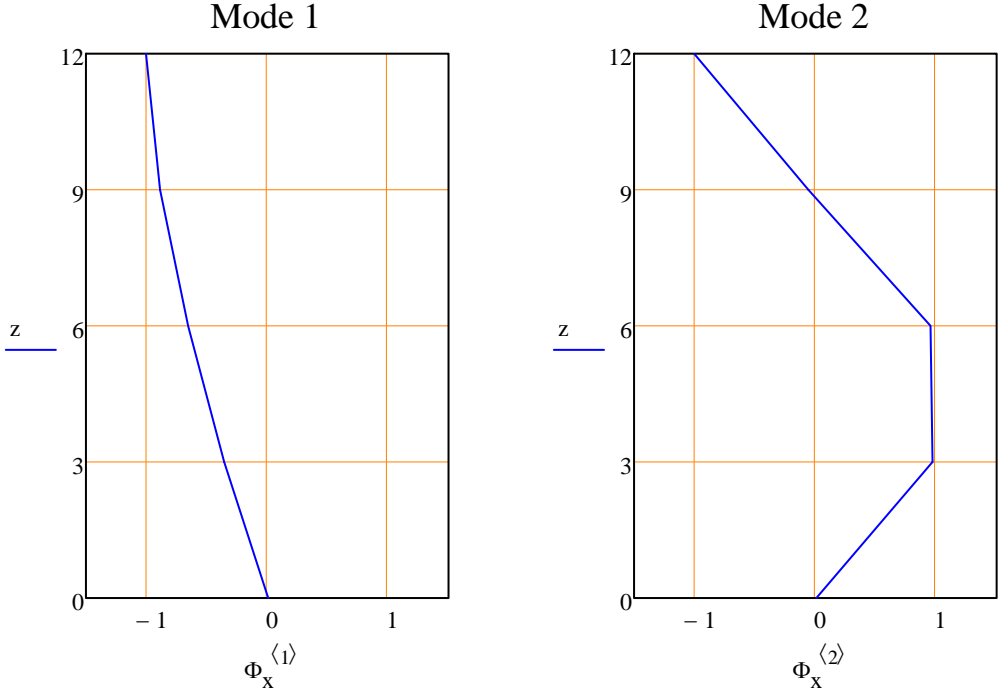
$$\begin{aligned} T_x &= \begin{pmatrix} 0.09 \\ 0.031 \\ 0.021 \\ 0.017 \end{pmatrix} \text{ s} & \omega_x &= \begin{pmatrix} 69.739 \\ 200.055 \\ 304.614 \\ 371.451 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{rad}}{\text{s}} \\ T_y &= \begin{pmatrix} 0.104 \\ 0.036 \\ 0.024 \\ 0.02 \end{pmatrix} \text{ s} & \omega_y &= \begin{pmatrix} 60.144 \\ 172.529 \\ 262.702 \\ 320.343 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{rad}}{\text{s}} \end{aligned} \tag{4.13}$$

4.6.6 Modalmatriser

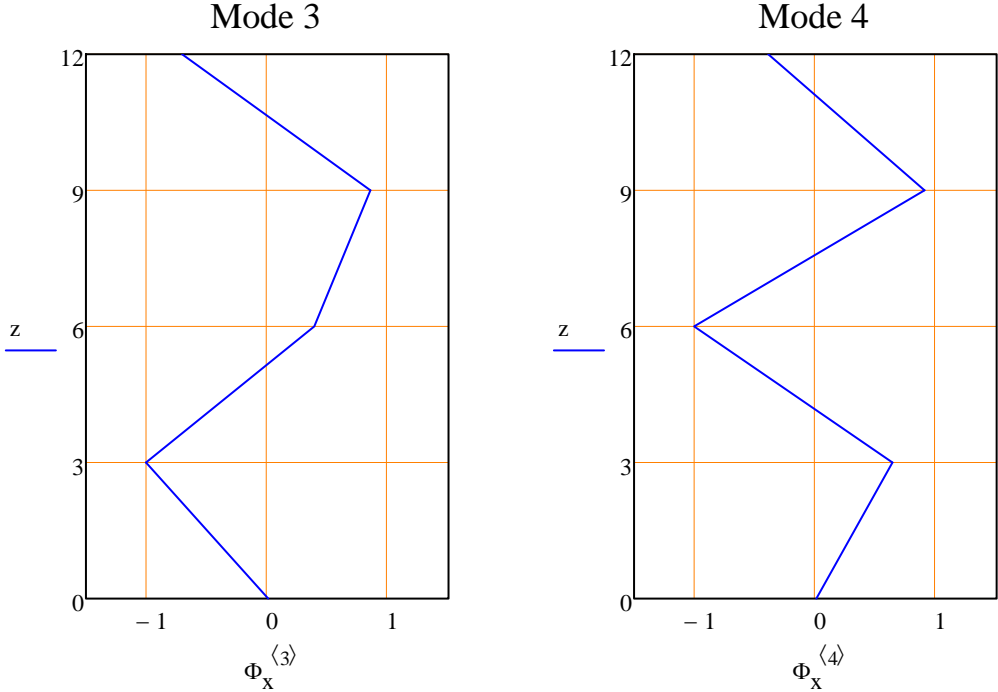
Vi bruker igjen egenverdiproblemet – denne gangen til å finne konstruksjonens svingeformer/moder. Hver kolonne representerer en svingeform.

$$\begin{aligned} \Phi_x &= \begin{pmatrix} -0.352 & 0.974 & -1 & 0.645 \\ -0.66 & 0.945 & 0.387 & -1 \\ -0.885 & -0.057 & 0.85 & 0.905 \\ -1 & -1 & -0.716 & -0.402 \end{pmatrix} \\ \Phi_y &= \begin{pmatrix} -0.352 & 0.974 & -1 & 0.645 \\ -0.66 & 0.945 & 0.387 & -1 \\ -0.885 & -0.057 & 0.85 & 0.905 \\ -1 & -1 & -0.716 & -0.402 \end{pmatrix} \end{aligned} \tag{4.14}$$

Modene illustreres i følgende figurer. X-akser viser etasjemassenes relative bevægelser og y-aksen angir højde.

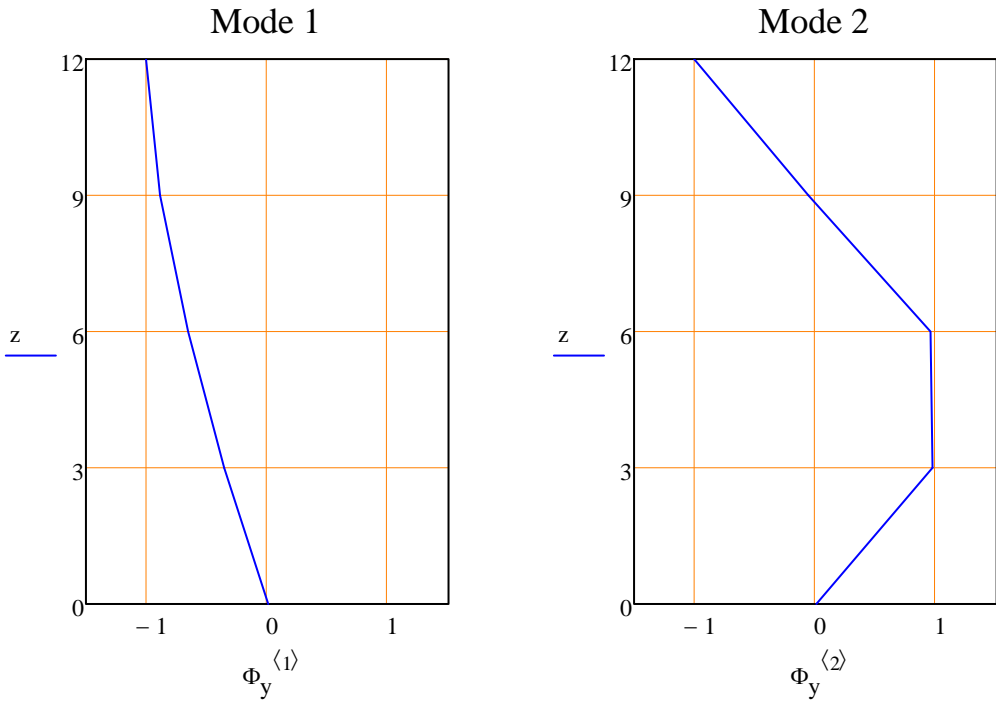


Figur 4.15 – Mode 1 og 2, x-retning

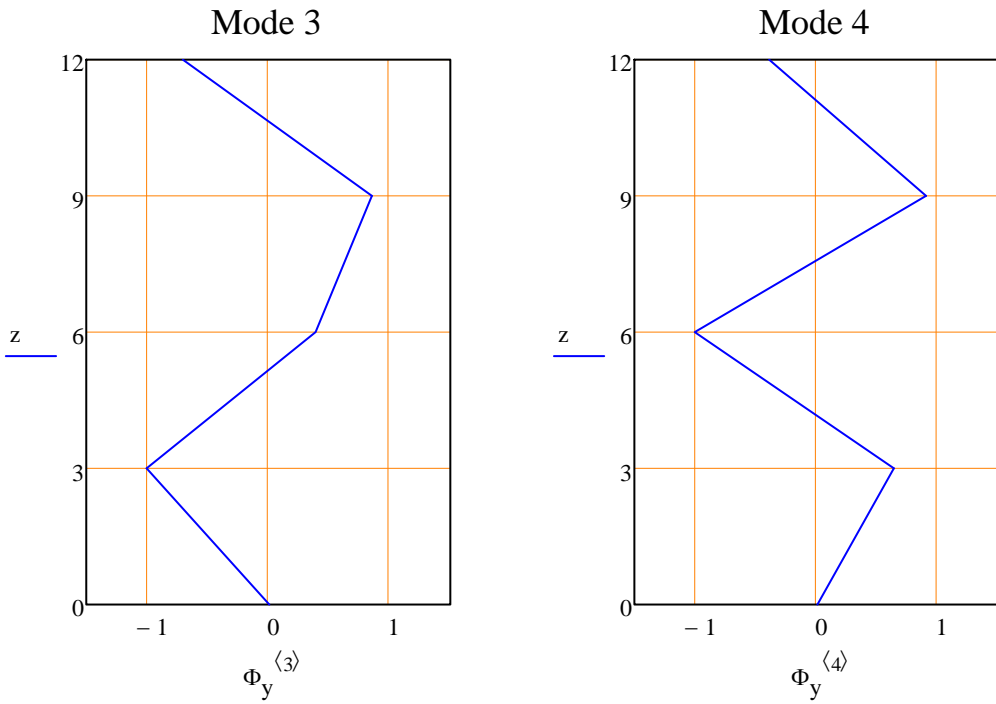


Figur 4.16 – Mode 3 og 4, x-retning

Svingeformene er identiske i y-retning³⁰:



Figur 4.17 – Mode 1 og 2, y-retning



Figur 4.18- - Mode 3 og 4, y-retning

³⁰ Svingeformene angir massenes relative svingninger. Deformasjonen vil være ulik i de to retningene.

4.6.7 Kontroll av effektiv modalmasse

Effektiv modalmasse svingemoder 1-4, i x- og y-retning:

$$M_{\text{xeff}} = \begin{pmatrix} 2.799 \times 10^3 \\ 258.9 \\ 59.853 \\ 11.083 \end{pmatrix} \cdot 10^3 \text{ kg} \quad M_{\text{yeff}} = \begin{pmatrix} 2.799 \times 10^3 \\ 258.9 \\ 59.853 \\ 11.083 \end{pmatrix} \cdot 10^3 \text{ kg} \quad (4.15)$$

I prosentandel av total seismisk masse tilsvarer det følgende:

$$\text{Andel}_x = \begin{pmatrix} 89.459 \\ 8.274 \\ 1.913 \\ 0.354 \end{pmatrix} \cdot \% \quad \text{Andel}_y = \begin{pmatrix} 89.459 \\ 8.274 \\ 1.913 \\ 0.354 \end{pmatrix} \cdot \% \quad (4.16)$$

Ved å inkludere de to første svingeformene får vi effektiv modalmasse over 90 %. I tillegg er da samtlige svingeformer med modalmasse høyere enn 5 % medregnet³¹.

4.6.8 Dimensjonerende seismisk akselerasjon

S_d , dimensjonerende seismisk akselerasjon, finner vi ved hjelp av diagrammet i avsnitt 4.5. For de to første egenperiodene i hver retning får vi følgende dimensjonerende seismisk akselerasjon:

Dimensjonerende seismisk akselerasjon [m/s ²]:			
x-retning:		y-retning:	
Egenperiode, T:	Sd(T,q):	Egenperiode, T:	Sd(T,q):
0,09 s	1,066	0,104 s	1,133
0,031 s	0,667	0,036 s	0,701

Tabell 4.7 – Dimensjonerende seismisk akselerasjon, M1

³¹ Jf. 4.3.3.3.1 [10]

4.6.9 Kontroll av svingeformers uavhengighet

$$T_{x_2} \leq 0.9T_{x_1} = 1 \quad (4.17)$$

4.3.3.3.2(2):

$$T_{y_2} \leq 0.9T_{y_1} = 1$$

Kriteriet er tilfredsstillt og vi kan dermed forutsette uavhengighet mellom de valgte svingeformer.

4.6.10 Skjærkrefter

4.6.10.1 Etasjevis, med ulike svingeformer

Etasjevis last fra svingeform 1 og 2 [kN]:				
Etasje:	Mode 1, x:	Mode 2, x:	Mode 1, y:	Mode 2, y:
dekke over 1.	374	178	397	187
dekke over 2.	700	173	744	181
dekke over 3.	940	-11	998	-11
dekke over 4.	971	-167	1033	-176

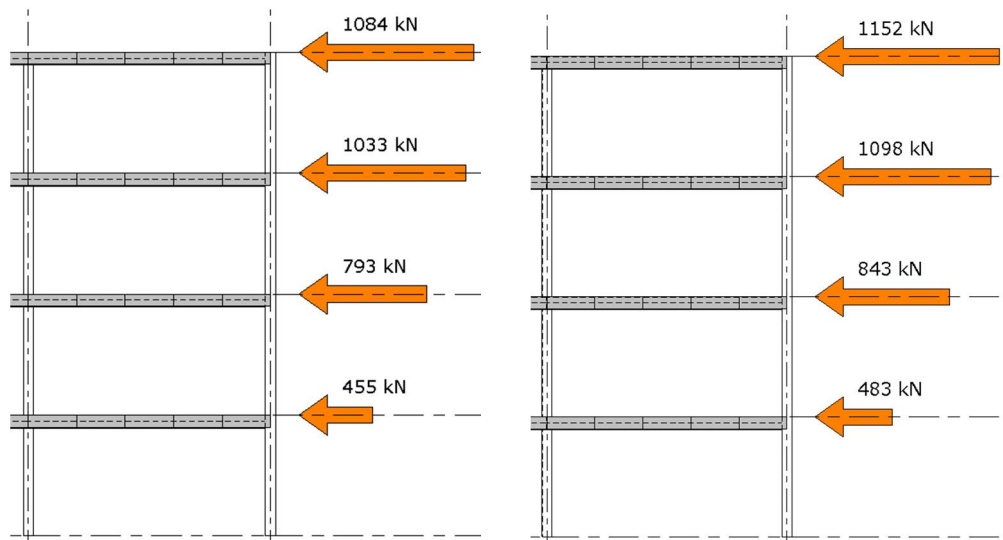
Tabell 4.8 – Etasjevis last for hver svingeform

4.6.10.2 Etasjevis og totalt, kombinert med SRSS

Vi bruker SRSS, som beskrevet i avsnitt 2.4.2.4 – kapittel T1, til å kombinere opptredende laster fra de ulike svingeformene. Summen av etasjelastene gir maks skjærkraft i fundament. Utsiktet torsjon er her inkludert.

Etasjelaster og maks skjærkraft ved fundament [kN]:					
Dekke over:	1.	2.	3.	4.	Maks skjærkraft, ved stiv kjeller:
Fx SRSS:	455	793	1033	1084	3365
Fy SRSS:	483	843	1098	1152	3576

Tabell 4.9 – Skjærkrefter beregnet ved modalanalyse



Figur 4.19 - Etasjelaster, henholdsvis i x- og y-retning, ved modalanalyse

4.7 Plan tverrkraftanalyse

Konstruksjonen er under 40 m høy og vi kan dermed finne formelen for første egensvingeperiode i standardens punkt 4.3.3.2.2(3):

$$4.3.3.2.2 (3): \quad T_1 = C_t * H^{\frac{3}{4}} \quad (4.18)$$

Vi har fire etasjer – hver av høyde 3,0 m. Dette gir total høyde $H = 12$ m. Fra tabell 3.5 i standarden finner vi $C_t = 0,05$. Faktoren velges ut i fra avstivningssystemet – veggskiver i betong. Konstruksjonens første egensvingeperiode kan med dette antas å være som følger:

$$T_1 = 0,322s \quad (4.19)$$

Som nevnt i 4.1.2, så forutsetter vi grunntype A. Dette, sammen med valg av konstruksjonsfaktor $q = 1,5$, gir oss følgende dimensjonerende akselerasjon, S_d :

$$S_d(T_1, q) = 0,879 m/s^2 \quad (4.20)$$

Vi kontrollerer anvendeligheten av tverrkraftmetoden, via punkt 4.3.3.2.1(1)P og (2) i standarden:

$$T_1 \leq 4 * T_c = OK \quad (4.21)$$

$$T_1 \leq 2,0s = OK$$

Egenperioden vår er innenfor kravene og vi kan fortsette analysen.

Vi benytter samme seismiske masse som beregnet i den modale analysen. Korreksjonsfaktoren λ settes til 0,85. Vi har dermed alle parameterne på plass for å finne skjærkraft ved fundamentnivå. Vi bruker formelen fra punkt 4.3.3.2.2 (1) i EC8:

$$F_b = S_d(T_1) * m * \lambda = 2388 \text{ kN} \quad (4.22)$$

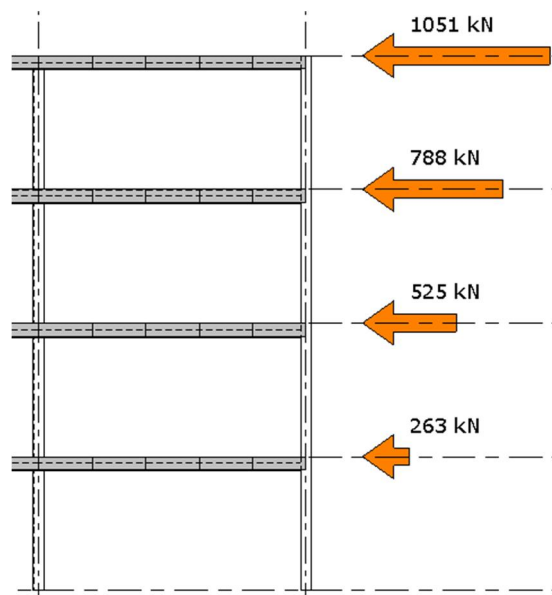
Ved hjelp av formelen i standardens punkt 4.3.3.2.3(3), beskrevet i avsnitt 2.4.1.3 i kapittel T1, fordeles skjærkraften utover etasjene:

$$F_i = F_b * \frac{z_i * m_i}{\sum z_j * m_j} = \begin{bmatrix} 238,8 \\ 477,6 \\ 716,4 \\ 955,2 \end{bmatrix} \text{ kN} \quad (4.23)$$

Med tillegg for utilsiktet eksentrisitet:

Etasjelaster og maks skjærkraft ved fundament [kN]:					
Dekke over:	1.	2.	3.	4.	Maks skjærkraft, fundament:
Fx og Fy:	263	525	788	1051	2627

Tabell 4.10 – Etasjevis last, x- og y-retning, ved tverrkraftanalyse



Figur 4.20 - Laster, etasjevis – beregnet ved tverrkraftmetoden

4.8 Utelatelseskriterier for krav om seismisk påvirkning

Nr.	Utelatelseskriterie:	Aktuell verdi:	Konklusjon:
1	$g_i (0,8 a_{g40Hz}) S < 0,49 \text{ m/s}^2$	$0,68 \text{ m/s}^2$	Tilfredsstilles ikke
2	Seismisk klasse I	klasse II	Tilfredsstilles ikke
3	Lett trekonstruksjon	betong og stål	Tilfredsstilles ikke
4	$S_d(T, q) < 0,49 \text{ m/s}^2$	$0,879^{32} / 1,066^{33}$	Tilfredsstilles ikke
5	Vindlast dimensjonerende	Ikke relevant	Ikke relevant

Ingen av kriteriene for utelatelse tilfredsstilles og konstruksjonen skal derfor analyseres for jordskjelvs krefter. Vindlast forutsettes ikke å være dimensjonerende.

³² Fra tverrkraftanalyse

³³ Fra modal analyse, x-retning (lavest)

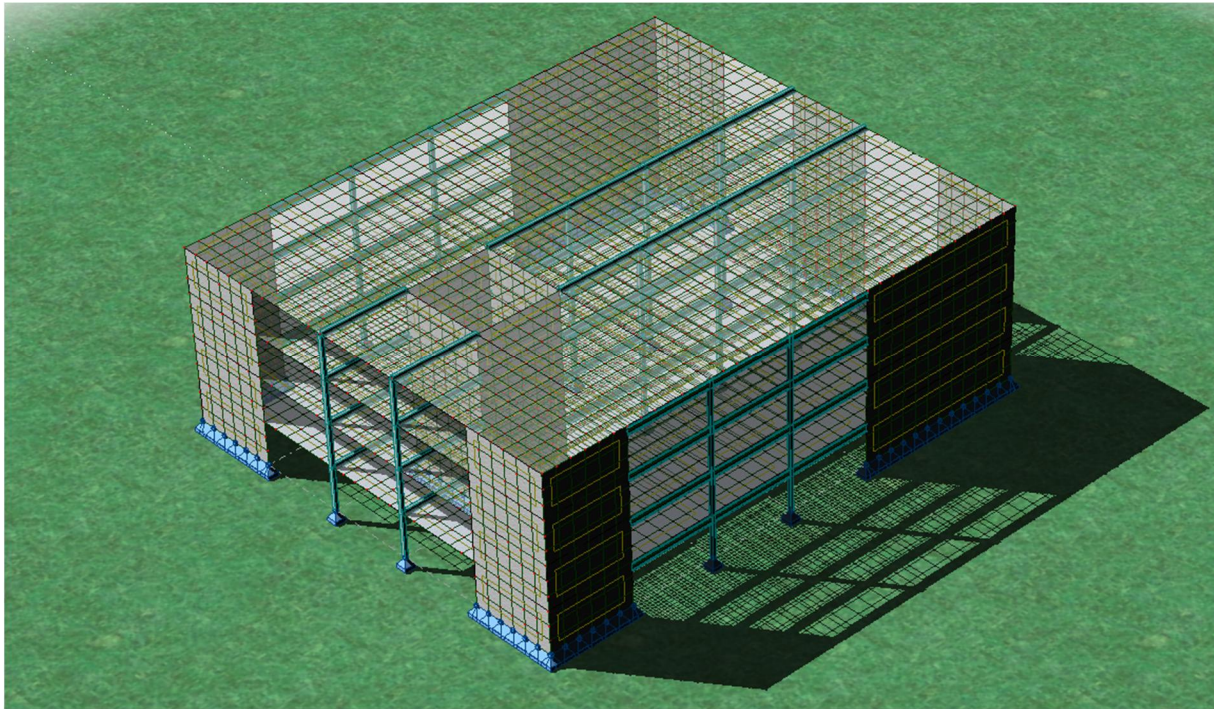
4.9 Valg av dimensjonerende laster

Etter tverrkraft- og modalanalyse har vi nå to sett med laster. Ettersom vi har regularitet både i plan og oppriss, så kan vi ifølge standarden benytte oss av lastene som vi fant via tverrkraftmetoden (plan). Modalanalyse (plan) krever bare regularitet i planet, men kan naturligvis like fullt anvendes her. Kreftene fra tverrkraftanalyse vil, som tidligere nevnt, ofte være større enn de en finner ved modal analyse. I vårt tilfelle, derimot, har vi en konstruksjon med så høy stivhet i x-retning, at modalanalysen her gir de høyeste kreftene. Det konservative anslaget for den første egenperioden, T_1 , er altså ikke til sikker side for en så stiv konstruksjon som det vi har.

Spørsmålet som dukker opp da er hvilke krefter en skal dimensjonere for. Standarden tillater bruken av tverrkraftmetoden og sånn sett kan en argumentere for at en kan dimensjonere etter lastene derfra. Resultatene fra modalanalysen vil derimot være mer representative for vår konstruksjon. Den har en mer nøyaktig tilnærming til faktisk stivhet, og det vil være fornuftig å bruke lastene som denne analysemetoden gir. Uansett kan dette være verdt å huske på dersom en kun kjører analyse ved tverrkraftmetoden – at en i tilfeller med høy stivhet kan få laster som er lavere enn hva som er realistisk. Dette er et godt argument for å bruke en mer nøyaktig metode ved valg av faktoren C_t , eksempelvis den som går fram av punkt 4.3.3.2.2(4), som beskrevet i avsnitt 0 i kapittel T1. Denne metoden bruker effektivt areal av skjærvegger til å beregne C_t .

I en reell arbeidssituasjon vil modal 3D-analyse sannsynligvis være anvendt metode uansett om en har regularitet eller ikke. Sammenlignet med øvrige lineære analysemetoder (2D) er dette den mest nøyaktige tilnærmingen, og i analyseprogrammer som Robot og FEM-Design vil det heller ikke kreve nevneverdig ekstratid å benytte denne metoden. Spørsmålet som her ble stilt, vil følgelig være mindre aktuelt i en mer realistisk arbeidssituasjon.

4.10 Romlig analyse i Robot Structural Analysis Professional



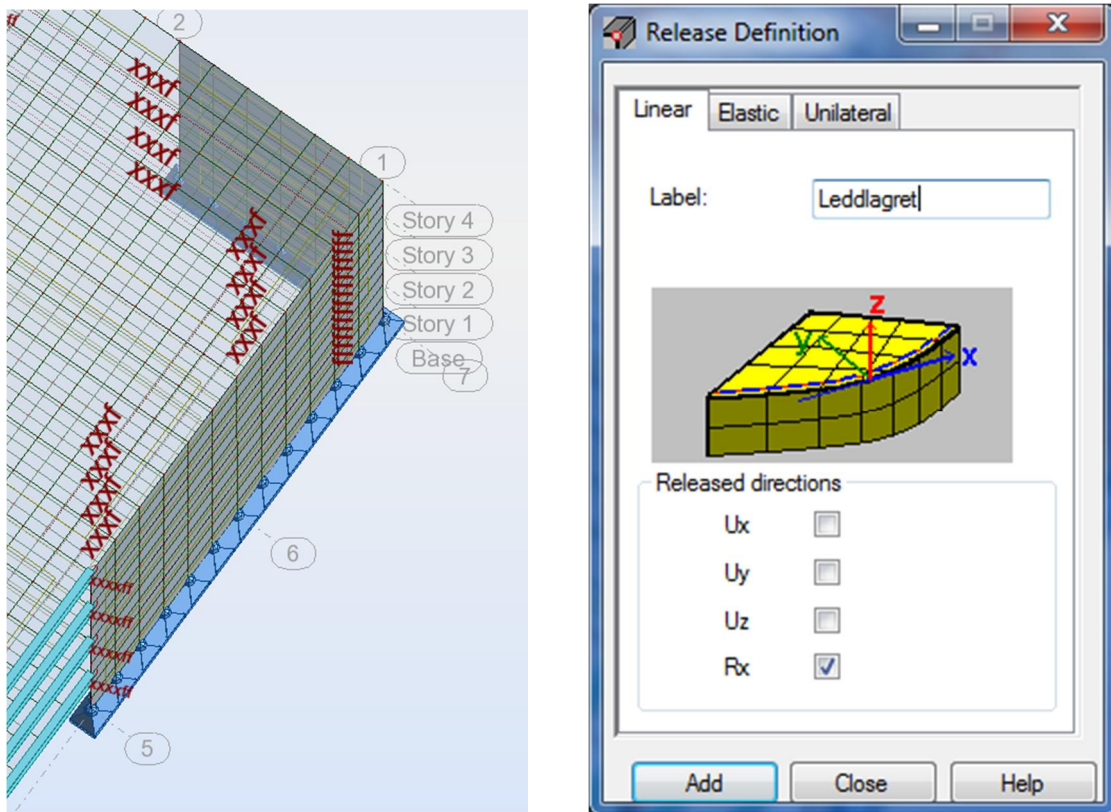
Figur 4.21 – Kontorbygget ferdig modellert i Robot Structural Analysis Professional

4.10.1 Tilnærming til håndberegnet, plan, modalanalyse

Håndberegninger har så langt gitt oss ganske ulike resultater. Ved analyse i Robot forventes det laster i nærheten av det ved håndberegnet, plan, modalanalyse. For å danne oss et godt grunnlag for sammenligning av resultater skal vi her tilnærme oss den todimensjonale modalanalysen som vi gjorde for hånd. Siden massesenteret sammenfaller med stivhetssenteret så vil vi unngå rotasjon og bevegelsene i de to ortogonale retningene vil kunne gå omtrent uavhengig av stivhet i tverretning. Det forventes dermed rene svingeformer, på den måten at det hovedsakelig enten er seismisk masse aktiv i x- eller y-retning, selv ved romlig analyse. Vi skal se på resultater med fullstendig stiv dekkeskive og sammenligne med resultatene med tillatt deformasjon i dekkeskiven og stivhet som beregnet i Robot.

4.10.2 Modellering

Randbetingelser er avgjørende for at modellen skal oppføre seg som forutsatt. Robot har som utgangspunkt at alle konstruksjonsdeler er fast innspent til hverandre.

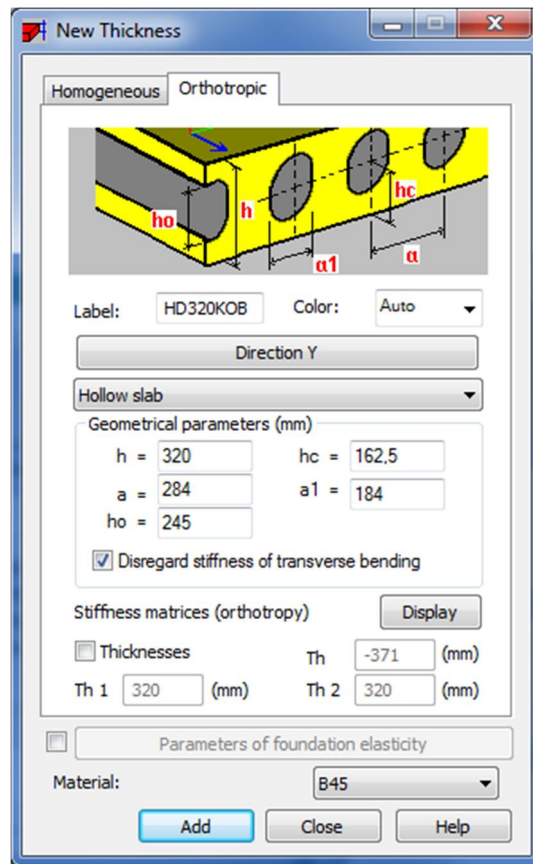


Figur 4.22 – Definisjon av randbetingelser i Robot

I figuren over vises kodene for randbetingelsene som er gitt. Aktuell frihetsgrad er fastholdt ved «x» og fri ved «f». Koden «xxx» tilsvarer leddlagret forbindelse. Denne forbindelsen tillegger vi overgangen mellom dekke og veggskiver og til forbindelsen mellom søyler og bjelker, bjelker og vegger. I håndberegningene forutsatte vi at veggene ikke hadde samvirke. I Robot gir vi tilsvarende randbetingelser ved å hake av for frihet i alle retninger og rotasjoner.

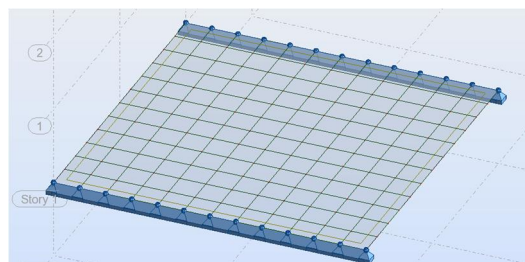
I overgangen mellom to konstruksjonsdeler holder det å definere ønsket randbetingelse for den ene. Robot vil da forholde seg til den randbetingelsen som er minst fastholdt. Langs randen går det noder som en risikerer å frigjøre helt dersom en frigjør begge elementer. Dette vil gjøre tilgrensende elementer ustabile og resultatene ugyldige.

For å kunne modellere dekket skal vi opprette et hulldekke med tilsvarende parameterverdier som angitt i Spenncons hulldekkeplakat.



Figur 4.23 – Geometriske parametere for hulldekke HD320

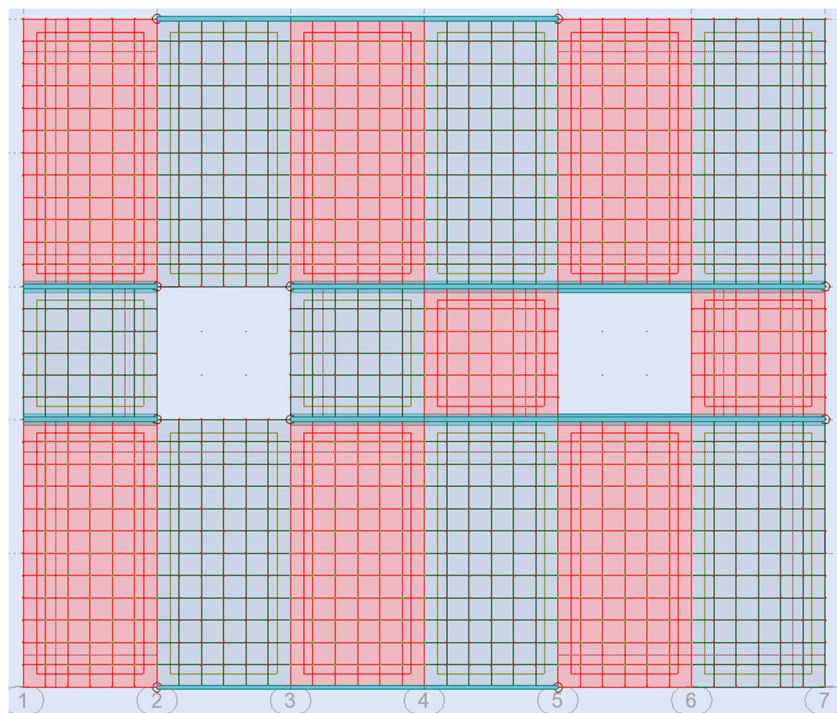
Ferdig fuget dekke, for HD320, skal veie 413 kg/m^2 [22]. I Robot brukes det samme massetetthet for betong som det vi har brukt i håndberegningene. Unøyaktigheter i geometrien vil likevel kunne gi betydelige forskjeller i vekten av dekket. For å tilpasse egenvekten i Robot kan vi definere en ny betongkvalitet og justere massetettheten med en faktor. For å finne ut hvilken faktor som skal brukes modellerer vi et dekke og ser på reaksjonene for å finne vekten.



Figur 4.24 – Et dekke på 12x12m modelleres på linjeopplegg for kontroll av vekt

Opplagerreaksjonene er på 672,66 kN totalt. Fordelt på arealet tilsvarer dette $4,67125 \text{ kN/m}^2$ – som igjen tilsvarer $476,1722732 \text{ kg/m}^2$. Vekten skal dermed reduseres med en faktor lik $0,8673331549$. Dekket gis en massetetthet på $21,68 \text{ kN/m}^3$. Øvrige konstruksjonsdeler ble kontrollert og viste seg å ha riktig egenvekt.

Hulldekker skal være fritt opplagt i enden av hvert spenn. I tillegg vil vi ha mulighet til å gi randbetingelser lokalt. Vi modellerer derfor dekkeskiven i flere deler, avgrenset av vertikal bæring. Inndelingen tydeliggjøres ved å markere annethvert dekke:

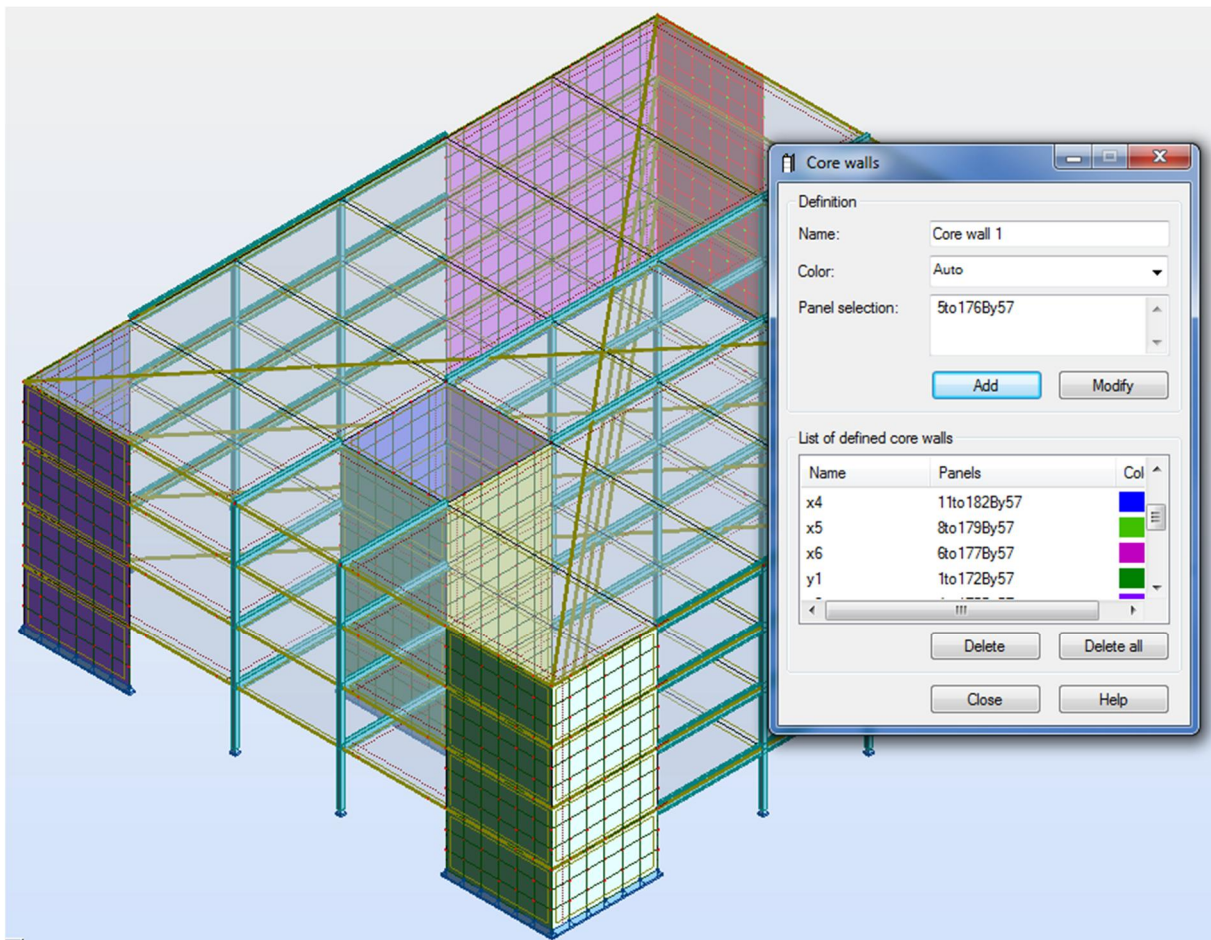


Figur 4.25 – Dekke over 3. etg: Oppdelt modellering av dekkeskive i Robot

I håndberegningene forutsatte vi helt stive dekkeskiver. I Robot kan en også gjøre denne forutsetningen, men lastbildet vil til gjengjeld kunne være mindre realistisk, ved at det ikke gis noe deformasjon i dekkeskiven i det hele tatt. Alternativet er å inkludere deformasjonen på dekkeskiven – beregnet ved elementmetode. Dette vil gi et «mykere» bygg og egenperiodene vil øke. Vi skal snart se på modalanalyser med begge disse dekkeforutsetningene.

Samtlige konstruksjonsdeler leddlagres mot fundament /stiv kjeller. Dette vil la søylene bevege seg som pendelsøyler, samtidig som veggene frigjøres til å rotere om egen lengdeakse ved last i tverretning. Ved lastpåkjenning parallelt med veggens lengderetning vil veggene likevel oppføre seg som innspent.

Robot har en funksjon som lar deg definere hvilke vegger som er avstivende i bygget. Dersom flere vegger defineres som *ett* avstivende element, så vil det lokale stivhetssenteret flyttes – på tilsvarende måte som vi gjennomgikk i avsnitt 3.3.4.6. Etter beregninger kan vi så lese av resultater sortert for hver avstivende konstruksjonsdel som vi har definert og navngitt.

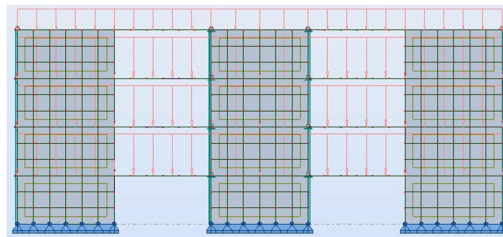


Figur 4.26 – Her defineres veggene som separate vertikalskiver

I vår modell bruker vi funksjonen nettopp for å gjøre det enklere å lese av veggens reaksjoner. Vi regner ikke med noe samvirke mellom veggene, så de defineres hver for seg og beholder sitt lokale stivhetssenter.

4.10.3 Modal analyse i Robot

Før vi kan sette seismisk last på konstruksjonen må vi kjøre en modal analyse. Som vi har sett tidligere er det stivheten og massen som er viktigst for å finne svingeformene. Vi har kontrollert at massen på hver konstruksjonsdel er riktig. Med elementmetode vil Robot finne andre stivheter enn de vi fant i håndberegningene. For veggskivene vil Robot imidlertid gi de mest realistiske stivhetene, så det vil være unødvendig å endre på dette. Dekkeskivene viste seg å ha feil egenvekt, så det kan tenkes at stivheten vil være uriktig i forhold til de hulldekkevariantene som vi forutsetter. For seismisk masse trenger vi også å inkludere bidraget fra annen vertikal last:



Figur 4.27 – Ytre vertikallast påføres for at vi skal få riktig seismisk masse til modal analyse

Manuelt setter vi faktorer for å bestemme bidraget fra hvert lasttilfelle. Vi kjører så modalanalyse med massen aktivert i både x- og y-retning. Vi inkluderer kun 10 moder i analysen ettersom vi har et regulært bygg. Vi sorterer så ut svingeformene som aktiverer størst masseandel i x- og y-retning. Vi gjør forsøk med de to ulike forutsetningene om dekkets stivhet:

X-retning:	Håndberegninger:		Robot: Helt stivt dekke:		Robot: Dekkeskive med deformasjon:	
	periode:	masse:	periode:	masse:	periode:	masse:
2	0,09	89,46 %	0,09	88,15 %	0,15	75,65 %
5	0,031	8,27 %	0,03	8,90 %	0,06	17,37 %
		97,73 %		97,05 %		93,02 %
Sd(T):		1,066		1,133		1,133
		0,667		0,657		0,861

Tabell 4.11 – X-retning: Perioder, medsvingende masser og seismisk akselerasjon for hver svingeform

Det henvises til vedlegg A1-1 og A1-2 for tilhørende resultatutskrift fra Robot.

Y-retning:	Håndberegninger:		Robot: Helt stivt dekke:		Robot: Dekkeskive med deformasjon:	
Svingeform:	periode:	masse:	periode:	masse:	periode:	masse:
1	0,104	89,46 %	0,09	87,97 %	0,19	73,94 %
4	0,036	8,27 %	0,03	9,06 %	0,07	15,91 %
		97,73 %		97,03 %		89,85 %
Sd(T):		1,133		1,133		1,133
		0,701		0,657		0,929

Tabell 4.12 - Y-retning: Perioder, medsvingende masser og seismisk akselerasjon for hver svingeform

Vi ser her at vi helt klart er nærmest håndberegningene ved å forutsette helt stive dekkeskiver. Av tabellen framgår også medsvingende masse og tilhørende seismisk akselerasjon. Andel medsvingende masse er høyest for den første svingeformen når vi har helt stive dekkeskiver. Dette vil få betydning for kreftene som beregnes, ettersom en større andel av massen multipliseres med en lavere faktor. Kombinert med tilhørende seismiske akselerasjon, $S_d(T)$, vil modellen med helt stive dekkeskiver altså gi noe høyere seismiske krefter enn alternativet.

Tilstrekkelig masseandel får vi ved to moder, som i håndberegningene. Det er kun de to første modene som har medsvingende masse på over 5 % og summen av de to første modene er over 90 %. Kravene, som går fram av punkt 4.3.3.3.1(3) i jordskjelvstandarden, er dermed tilfredsstillt. Uten regularitet hadde det sannsynligvis vært nødvendig med langt flere moder for å oppnå dette.

Ved definisjon av seismisk last må vi fortelle Robot hva som er hovedsvingeform i x- og y-retning. Som Tabell 4.11 viser, er det henholdsvis svingeform 2 og 1.

Punkt 4.3.3.3.1(3) – (5) [10] beskriver definisjonen av relevante svingeformer som skal kontrolleres for uavhengighet. Vi har her kun to «relevante» svingeformer i hver retning, og kravene for uavhengighet er tilfredsstillt for begge retninger. Vi kan dermed bruke SRSS³⁴ som kombinasjonsmetode – slik vi gjorde det i håndberegningene.

I beregningsnotater fra Robot kan vi kontrollere plasseringen av masse- og stivhetssenter. Det viser seg å stemme bra med det vi beregnet i avsnitt 4.2.4.2:

Koordinater:	Massesenter:	Stivhetssenter:
X	17,977 m	17,982 m
Y	15,000 m	15,000 m

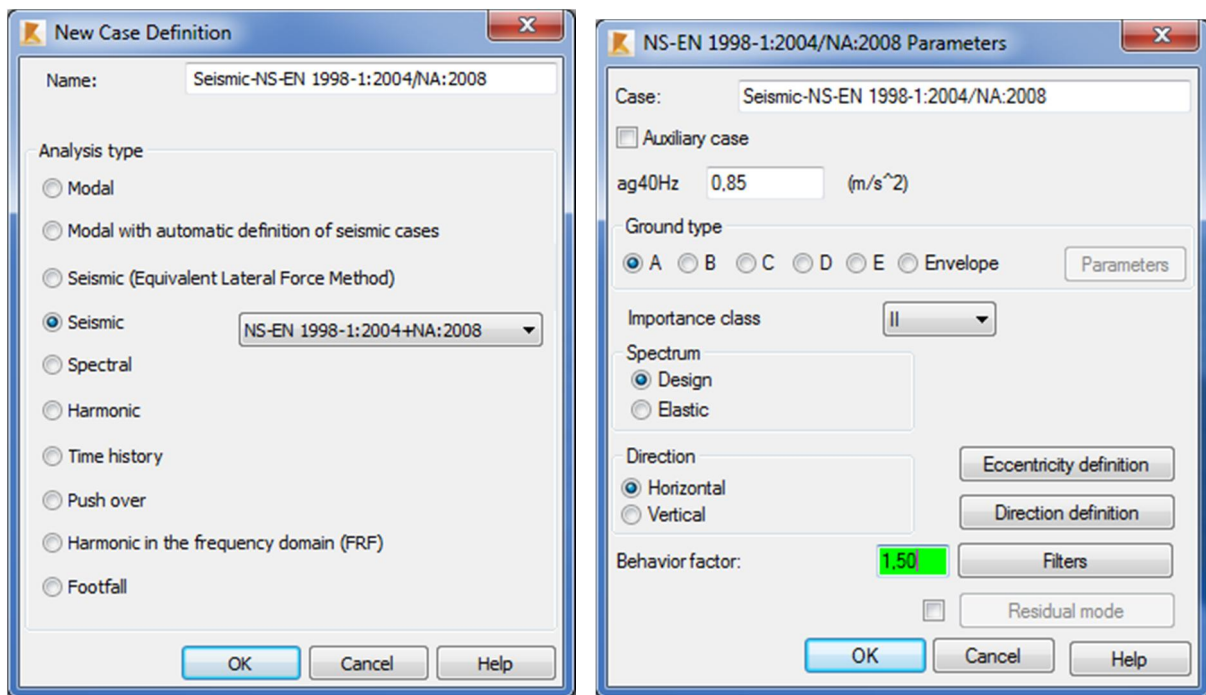
Tabell 4.13 – Masse- og stivhetssenter beregnet i Robot

³⁴ Se avsnitt 2.4.2.4 for nærmere forklaring.

4.10.4 Seismisk analyse

4.10.4.1 Definisjon av seismisk last:

Vi legger til seismisk last som et nytt lasttilfelle. Her velges også EC8+NA som gjeldende standard. Det dukker da opp et vindu hvor vi kan definere forutsetninger om grunnforhold, spissverdi for grunnakselerasjon og konstruksjonsfaktor. Det dannes separate lasttilfeller for de to ortogonale retningene.



Figur 4.28 – Valg av parametere ved definisjon av seismisk lasttilfelle i Robot

4.10.4.2 Sammenligning av totale skjærkrefter:

Vi setter i gang romlig modal responspektrum analyse i Robot og ser på summen av skjærkrefter i x- og y-retning. Analysen kjøres en gang hver med ulik stivhet i dekkeskiven. Tabell 4.14 viser resultater fra håndberegningene og de to romlige analysene. Som antatt var det modellen med helt stiv dekkeskive som fikk høyest last totalt av de to analysene i Robot. Men det er håndberegningene som gir de aller høyeste verdiene. Tallene fra plan analyse er fratrukket ekstra last for utilsiktet torsjon. Dette er gjort fordi vi i håndberegningene tok hensyn til utilsiktet eksentrisitet med en forenklet metode. Robot vil beregne dette mer nøyaktig og vi vil dermed få ulikheter som gjør det vanskeligere å tyde ulikhetene som skyldes andre forhold.

Sammenligning av totale reaksjoner:			
	Fx	Fy	
Plan, modalanalyse beregnet for hånd:	3060	3252	[kN]
Romlig analyse, med helt stiv dekkeskive:	2841	2863	[kN]
Romlig analyse, med deformasjon i dekkeskive:	2700	2637	[kN]

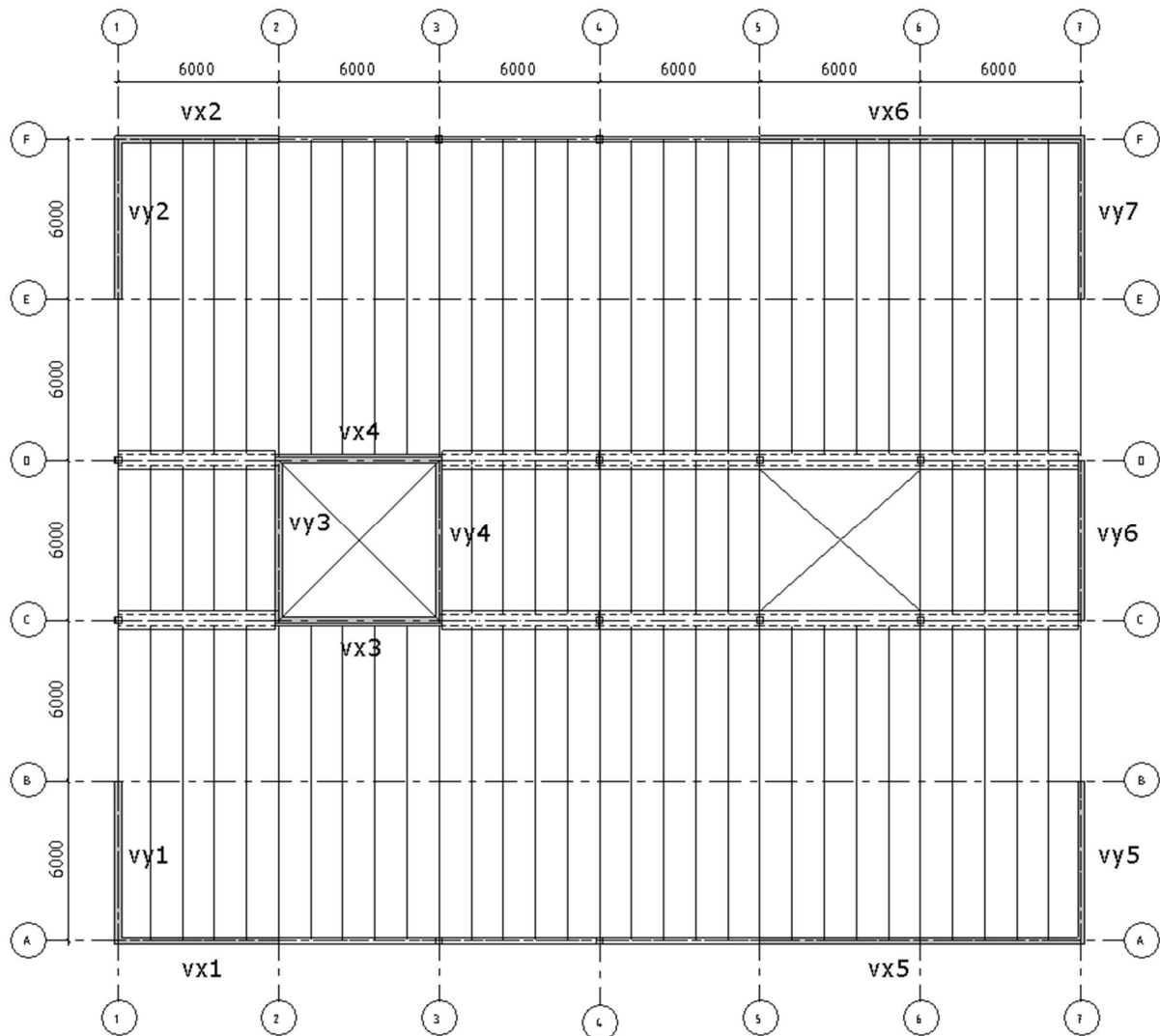
Tabell 4.14 – Sammenligning av totale reaksjoner i x- og y-retning, modale analyser for hånd og i Robot.

Det henvises til vedlegg A1-3 og A1-4 for tilhørende resultatutskrift fra Robot.

Resultatene viser at det, selv uten utilsiktet torsjon, er betydelige avvik. Dette kan muligens forklares med at Robot beregner veggens stivhet mer nøyaktig enn det vi gjorde for hånd. Når vi inkluderer deformasjoner i dekkeskiven vil forskjellene i stivhetsberegningene få økt betydning.

Tverrkraftmetoden, som ga oss 2388 kN i hver ortogonale retning, er fortsatt den metoden som gir lavest krefter.

4.10.5 Lastfordeling på vertikale skiver



Figur 4.29 – Påminnelse om nummerering og plassering av veggskiver

4.10.5.1 Lastfordeling med helt stiv dekkeskive:

Med en fullstendig regulær konstruksjon uten torsjon, skal lastene fordeles etter stivhet. Høyere stivhet betyr høyere lastandel. Vi skal nå se på lastfordelingen, med de to ulike forutsetningene for dekkestivhet.

Her har vi valgt dekkeskiver med tilsvarende stivhet som vi forutsatte i håndberegnet modalanalyse. Etersom vi har randbetingelser som tillater at veggene beveger seg fritt i forhold til hverandre og bare tar last i egen lengderetning, skal forholdene være på plass for en lastfordeling som stemmer bra med håndberegningene. Som vi kunne se i Tabell 4.13 har Robot regnet ut omtrent like koordinater for stivhets- og massesenter som det vi regnet for hånd.

I y-retning sammenfalt punktene perfekt, mens det var små avvik i koordinatene for masse- og stivhetssenter i x-retning. Vi tar en kikk på lastfordelingen i y-retning:

Y-retning: Lastfordeling med helt stiv dekkeskive [kN]:						
Fy tot:		Takskive:	Totalt:		Håndberegnet	
Lastandel:		816,0	2842,0		lastandel:	
Lastandel:		Veggskive:	Lastandel:		lastandel:	
14,34 %	117,0	y1	407,0	14,32 %	14,29 %	
14,34 %	117,0	y2	407,0	14,32 %	14,29 %	
14,34 %	117,0	y3	407,0	14,32 %	14,29 %	
14,34 %	117,0	y4	406,0	14,29 %	14,29 %	
14,22 %	116,0	y5	405,0	14,25 %	14,29 %	
14,22 %	116,0	y6	405,0	14,25 %	14,29 %	
14,22 %	116,0	y7	405,0	14,25 %	14,29 %	

Tabell 4.15 – Lastfordeling på veggskiver i y-retning, i Robot med helt stiv dekkeskive.

Det henvises til vedlegg A1-7 og A1-8 for tilhørende resultatutskrift fra Robot.

Til høyre i tabellen ser vi lastandelen slik vi fant den i håndberegningene. I Robot fordeles lastene tilsvarende, med kun små avvik.

Vi tar så en kikk på x-retningen, hvor de fire første veggskivene har lengde 6 m og de to siste, x5 og x6 har lengde 12 m.

X-retning: Lastfordeling med helt stiv dekkeskive [kN]:						
Fx tot:		Takskive:	Totalt:		Håndberegnet	
Lastandel:		804,0	2821,0		lastandel:	
Lastandel:		Veggskive:	Lastandel:		lastandel:	
11,82 %	95,0	x1	333,0	11,80 %	11,21 %	
11,82 %	95,0	x2	333,0	11,80 %	11,21 %	
9,45 %	76,0	x3	272,0	9,64 %	11,21 %	
9,45 %	76,0	x4	272,0	9,64 %	11,21 %	
28,73 %	231,0	x5	805,0	28,54 %	27,59 %	
28,73 %	231,0	x6	806,0	28,57 %	27,59 %	

Tabell 4.16 – Lastfordeling på veggskiver i x-retning, i Robot med helt stiv dekkeskive.

Det henvises til vedlegg A1-5 og A1-6 for tilhørende resultatutskrift fra Robot.

Tabell 4.16 viser at lastfordelingen i x-retning også stemmer bra med håndberegningene. Mellom de to stiveste veggene, x5 og x6, er lastandelen jevnt fordelt. For veggskive x1-x4 er det imidlertid en skjevfordeling og de to sjaktveggene får 61 kN mindre enn x1 og x2 i randaksene. Ved å sammenligne med de håndberegnete lastandelene kan vi se at veggskive x3 og x4 har gitt noen prosentpoeng til både x5, x6 og x1, x2.

I prosent er skjevfordelingen imidlertid liten, og kan muligens forklares med avvikene for masse- og stivhetssenter i x-retning.

4.10.5.2 Lastfordeling med deformasjon i dekkeskiver:

Vi har allerede sett at seismisk analyse gir mindre total skjærkraft når vi tillater deformasjon i dekkeskiven. Det kan forklares med at vi får en lengre egenperiode, men det kan også tenkes at stivheten i veggskivene forandrer seg – ved at vi endrer forutsetningene for hver enkelt veggskives oppførsel. Spesielt er det da randbetingelsene mellom dekker og vegger som endres, ved at veggskivene ikke lengre vil være like fastholdt mot dekkeskivene. Vi skal nå ta en kikk på lastfordelingen med tillatt deformasjon i dekkeskive.

Y-retning: Lastfordeling med deformasjon i dekkeskive [kN]:					
Fx tot:		Takskeive:		Håndberegnet	
957,3		2651,0		lastandel:	
Lastandel:					
11,19 %	107,2	y1	334,0	12,60 %	14,29 %
11,19 %	107,2	y2	334,0	12,60 %	14,29 %
19,64 %	188,0	y3	378,0	14,26 %	14,29 %
15,77 %	151,0	y4	461,0	17,39 %	14,29 %
14,73 %	141,0	y5	380,0	14,33 %	14,29 %
12,74 %	122,0	y6	384,0	14,49 %	14,29 %
14,73 %	141,0	y7	380,0	14,33 %	14,29 %

Tabell 4.17 - Lastfordeling på veggskiver i y-retning, i Robot med deformasjon i dekkeskiver.

Det henvises til vedlegg A1-11 og A1-12 for tilhørende resultatutskrift fra Robot.

Denne gangen ser vi et klart avvik i lastfordelingen fra de håndberegnete verdier. Ettersom vi nå har inkludert deformasjon i dekkeskiven får vi økt lastandel på veggskivene som er «opplegg» for det lengste dekkespennet, altså mellom y4 i sjakten, og de tre veggene i motsatt ende, y5, y6 og y7. Dette er realistisk, men vi kan sette spørsmålsteget ved om hulldekkeskiven er myk i forhold til realistisk stivhet. Vi lar den ligge foreløpig og ser på x- retning:

X-retning: Lastfordeling med deformasjon i dekkeskive [kN]:

Fx tot:		Takskive:	Totalt:		Fx tot:	Håndberegne
Lastandel:					Lastandel:	lastandel:
5,83 %	56,0	x1	243,0	8,97 %	11,21 %	
5,83 %	56,0	x2	243,0	8,97 %	11,21 %	
7,19 %	69,0	x3	226,0	8,35 %	11,21 %	
7,19 %	69,0	x4	226,0	8,35 %	11,21 %	
36,98 %	355,0	x5	886,0	32,72 %	27,59 %	
36,98 %	355,0	x6	884,0	32,64 %	27,59 %	

Tabell 4.18 - Lastfordeling på veggskiver i x-retning, i Robot med deformasjon i dekkeskiver.

Det henvises til vedlegg A1-9 og A1-10 for tilhørende resultatutskrift fra Robot.

Lastfordelingen i x-retning forteller den samme historien, med at lastfordelingen har endret seg betydelig. Her har vi imidlertid en annen situasjon, med forskjellig stivhet i veggskivene. Vi ser at x5 og x6 har fått en økning i lastandel i forhold til både de kortere veggskivene i samme akser, A og F, og i forhold til sjaktveggene. Lastfordelingen fra takskiven og inn i veggskivene viser spesielt et stort hopp i lastandelen til x5 og x6. Forsøk med seismisk last i x-retning med motsatt fortegn ga identisk resultat.

En mulig forklaring på dette kan være den økte friheten som veggskivene har fått etter at vi tillot deformasjon i dekkeskiven. Endringen i lastfordelingen gir inntrykk av at veggskivene oppfører seg mer som utkragede bjelker med full høyde, i stedet for etasjevis høyde.

For å illustrere hvordan høyden kan påvirke lastfordelingen gjør vi et forsøk i Excel med stivhet for forskjellige vegg høyder:

H = 3 m Lastandel med vegg høyde tilsvarende etasjehøyde:							
Lengde:		6000	6000	6000	6000	12000	12000
Høyde:	3000	2640000	2640000	2640000	2640000	6498462	6498462 [N/mm]
Andel, stivhet:		11,21 %	11,21 %	11,21 %	11,21 %	27,59 %	27,59 %

H = 12 m Lastandel med vegg høyde tilsvarende full bygningshøyde:							
Lengde:		6000	6000	6000	6000	12000	12000
Høyde:	12000	138947	138947	138947	138947	754286	754286 [N/mm]
Andel, stivhet:		6,73 %	6,73 %	6,73 %	6,73 %	36,54 %	36,54 %

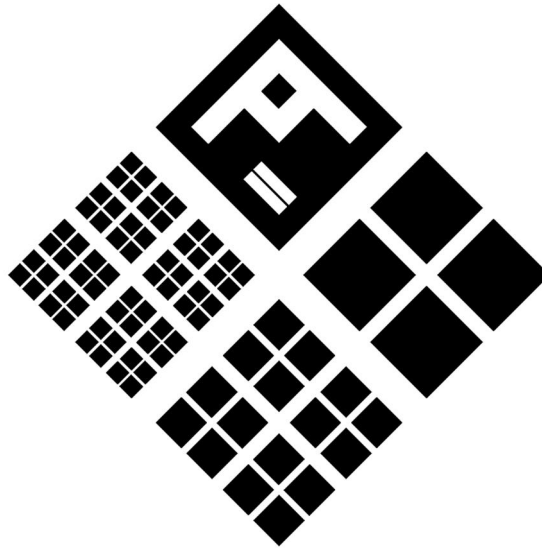
Tabell 4.19 – Forsøk for stivet med forskjellige vegg høyder. Vegglengder tilsvarer veggskivene i x-retning.

Stivhetene er beregnet på tilsvarende måte som vi gjennomgikk i T2 og brukte i modal responspektrum analyse her i A1. Forsøket viser at vi med deformasjon i dekkeskiven har fått en lastfordeling som tilnærmes en situasjon med veggskiver utkraget fra fundament og helt opp til toppen av bygningen. Dette skiller seg ut ifra forutsetningene vi gjorde i håndberegningene, fordi vi da antok helt stive dekkeskiver og beregnet veggens stivhet ved bruk av etasjehøyde. Endringen i veggskivenes oppførsel vil gjelde i y-retning også, men der er alle veggskivene like lange og dermed er ikke lastfordelingen avhengig av høyde.

Vi kan nå se tydelig at vi har for liten stivhet i dekkeskiven. En videreføring av oppgaven vil være å se nærmere på løsninger for å oppnå membraneffekt, riktig stivhet og sammenbinding, i dekkeskiven.

Vi konkluderer med at resultatene fra analysen med helt stiv dekkeskive stemte bra med håndberegningene. I det neste analysekapittelet vil vi bruke lastene fra håndberegningene, ettersom de vil gi størst utfordringer for dimensjonering av dekkeskiven.

5 A2 – Tolkning og håndtering av skivekrefter



5.1 Innledning: Dimensjonering av dekkeskive og innfesting

Vi vil her ta for oss beregning av dekkeskivers kapasiteter og vi skal finne nødvendig skivearmoring. Lastene som brukes stammer fra plan modalanalyse, utført i A1. Vi vil benytte stringermetoden for å kunne håndtere lastkonsentrasjoner ved utsparinger.

Lastfordeling på de vertikale skivene vil beregnes for hånd og i Robot. Deretter skal vi bestemme kraftinnføring og dimensjonere innfesting mot vertikale skiver.

5.2 Lastkombinasjon

Som beskrevet i delkapittel 0 kombineres de to ulike retningene i utgangspunktet slik:

$$4.3.3.5.2(4) [10]: \quad \begin{array}{l} \text{a) } E_{Edx} + 0,3E_{Edy} \\ \text{b) } 0,3E_{Edx} + E_{Edy} \end{array} \quad (5.1)$$

Ettersom vi har regularitet i plan, kan vi jf. 4.3.3.5.1(8) i EC8 – og som gjennomgått i delkapittel 0 – se bort i fra laster på tvers av betraktet retning.

5.3 Lastfordeling, veggskiver

I avsnitt 4.2.4 fant vi plasseringen av stivhetssenteret og vi kunne se at det var plassert likt som massesenteret. Torsjonsmomentet, M_T , er dermed lik null og det er dermed ingen rotasjon som skal inkluderes ved lastfordeling. Utisiktet torsjon tillegges som ekstra skjærkrefter. Lastfordelingen, i %, vil dermed følge stivhetsbidraget – beregnet i 4.2. Følgende tabeller presenterer lastfordelingen i veggskivene, med etasjelaster fra den modale analysen:

X-retning:		Dekke over:	1.	2.	3.	4.	
		Fx:	455	793	1033	1084	
Veggskive	Stivhetsbidrag:						
x1	11,21 %		51,0	88,9	115,8	121,5	377,2
x2	11,21 %		51,0	88,9	115,8	121,5	377,2
x3	11,21 %		51,0	88,9	115,8	121,5	377,2
x4	11,21 %		51,0	88,9	115,8	121,5	377,2
x5	27,59 %		125,5	218,8	285,0	299,1	928,4
x6	27,59 %		125,5	218,8	285,0	299,1	928,4
			455,1	793,2	1033,2	1084,2	

Tabell 5.1 – Utdrag fra beregningsark: Lastfordeling på veggskiver i x-retning [kN]

Y-retning:		Dekke over:	1.	2.	3.	4.	
		Fy:	483	843	1098	1152	
Veggskive:	Stivhetsbidrag:						
y1	14,29 %		69,0	120,5	156,9	164,6	511,0
y2	14,29 %		69,0	120,5	156,9	164,6	511,0
y3	14,29 %		69,0	120,5	156,9	164,6	511,0
y4	14,29 %		69,0	120,5	156,9	164,6	511,0
y5	14,29 %		69,0	120,5	156,9	164,6	511,0
y6	14,29 %		69,0	120,5	156,9	164,6	511,0
y7	14,29 %		69,0	120,5	156,9	164,6	511,0
			483,1	843,3	1098,3	1152,3	

Tabell 5.2 – Utdrag fra beregningsark: Lastfordeling på veggskiver i y-retning [kN]

5.4 Krefter i dekkeskiven

5.4.1 Last i x-retning

Vi ser på dekkeskiven som en bjelke på opplagere av veggskiver. Dekkeskiven regnes som homogen. Lastkonsentrasjoner omkring utsparingen ved akse 5 vil tas hensyn til i avsnitt 5.5.2. I akser med flere veggskiver summeres de tilhørende kreftene til en samlet reaksjonskraft. Taksikven er mest belastet og vil i vårt tilfelle bli dimensjonerende for øvrige dekker. Dermed er det etasjelasten for dekke over 4. etasje som benyttes her.

For lastpåkjenning i x-retning får vi følgende reaksjonskrefter:

X-retning:

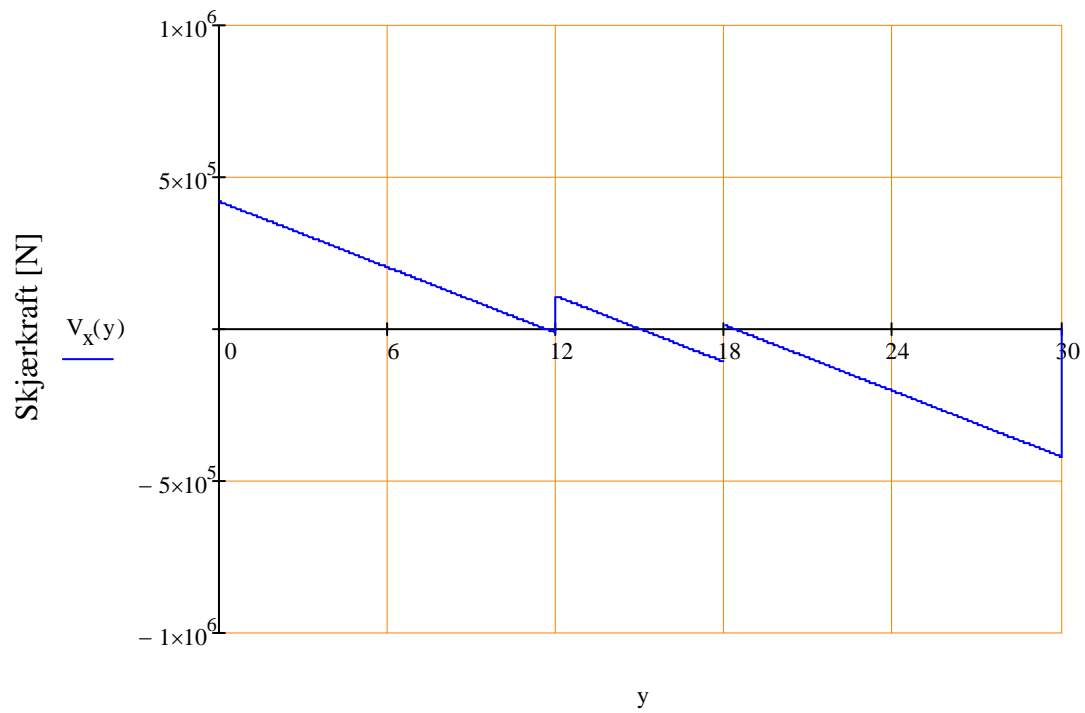
Akse:	Reaksjonskraft:	Bidrag:
A	420,6	x1+x2
C	121,5	x3
D	121,5	x4
F	420,6	x2+x6

Tabell 5.3 – Reaksjonskrefter, x-retning [kN]

Linjelasten på dekkeskiven finner vi enkelt ved å dividere etasjelasten på dekkeskivens lengde, målt på tvers av lastretningen:

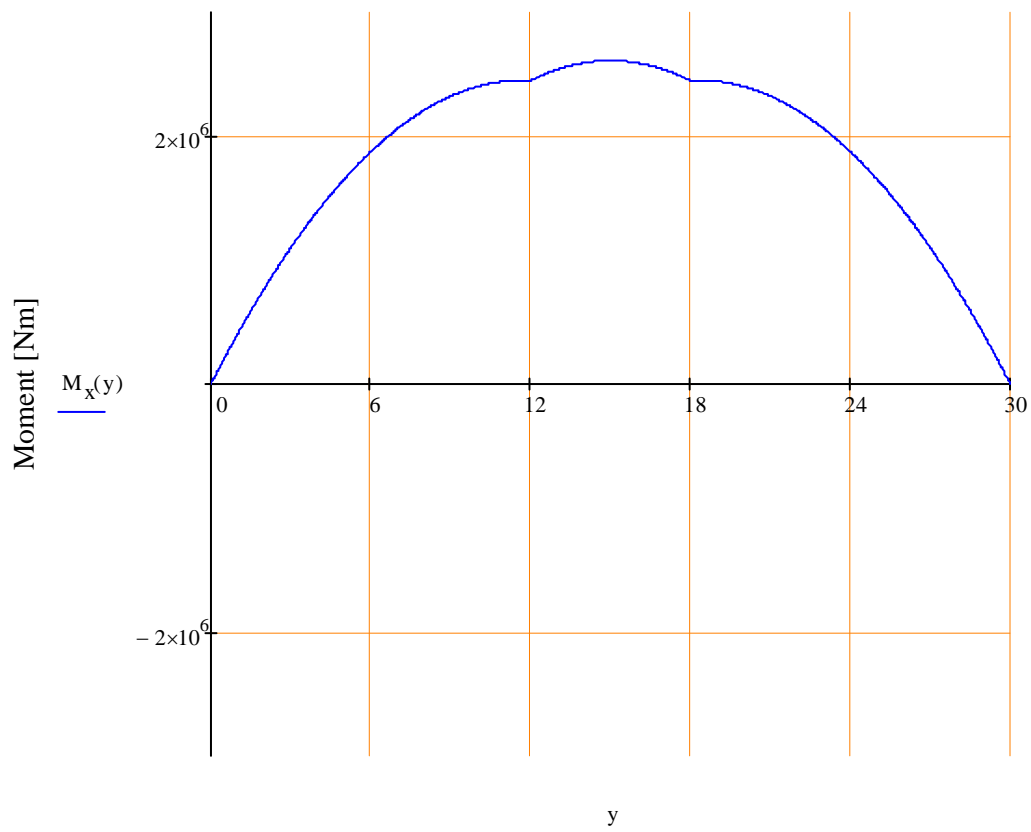
$$EQ_x = \frac{1084 \text{ kN}}{30 \text{ m}} = 36,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (5.2)$$

5.4.1.1 Skjærkraftdiagram, x-retning:



Figur 5.1 – Skjærkraftdiagram for last i x-retning

5.4.1.2 Momentdiagram, x-retning:



Figur 5.2 - Momentdiagram for last i x-retning

5.4.1.3 Kritiske snitt for dekkeskiveberegninger, x-retning

Snittene hvor det er globale eller lokale maksimumsverdier for moment eller skjær, beskrives her som kritiske snitt. For lokalisering av de kritiske snittene, henvises det til akser og/eller koordinater – med origo i krysningen mellom akse A og 1.

Global maksimumsverdi for moment:	
y=15 m	
Moment:	Skjærkraft:
2609 kNm	0

Tabell 5.4 - Global maksimumsverdi for moment, x-retning:

Lokal maksimumsverdi for skjærkraft:	
Ved opplager i akse A, y=0 m	
Moment:	Skjærkraft:
0	421 kN

Tabell 5.5 - Lokal maksimumsverdi for skjærkraft, x-retning

Lokal maksimumsverdi for skjærkraft:	
Ved opplager i akse C, y=12 m	
Moment:	Skjærkraft:
2447 kNm	109 kN

Tabell 5.6 - Lokal maksimumsverdi for skjærkraft, x-retning

Lokal maksimumsverdi for skjærkraft:	
Ved opplager i akse D, y=18 m	
Moment:	Skjærkraft:
2447 kNm	109 kN

Tabell 5.7 - Lokal maksimumsverdi for skjærkraft, x-retning

Lokal maksimumsverdi for skjærkraft:	
Ved opplager i akse F, y=30 m	
Moment:	Skjærkraft:
0	421 kN

Tabell 5.8 - Lokal maksimumsverdi for skjærkraft, x-retning

5.4.2 Last i y-retning

I y-retning får vi også fire opplegg – i akse 1, 2, 3 og 7. Tilhørende reaksjonskrefter presenteres i Tabell 5.9:

Y-retning:

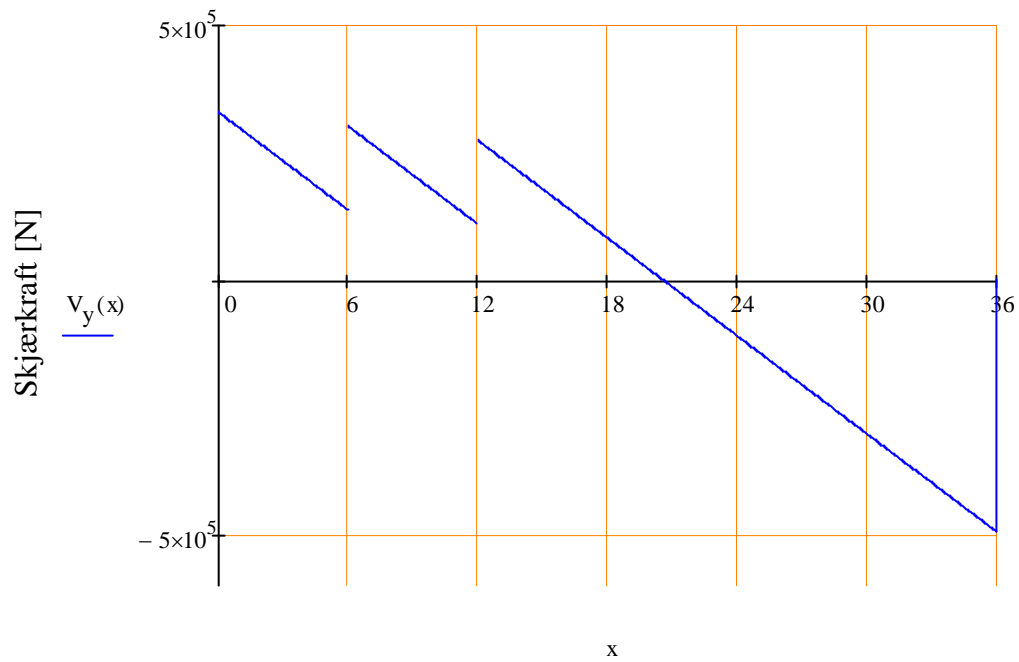
Akse:	Reaksjonskraft:	Bidrag:
1	329,2	y1+y2
2	164,6	y3
3	164,6	y4
7	493,9	y5+y6+y7

Tabell 5.9 – Reaksjonskrefter, y-retning [kN]

Linjelast ved last i y-retning:

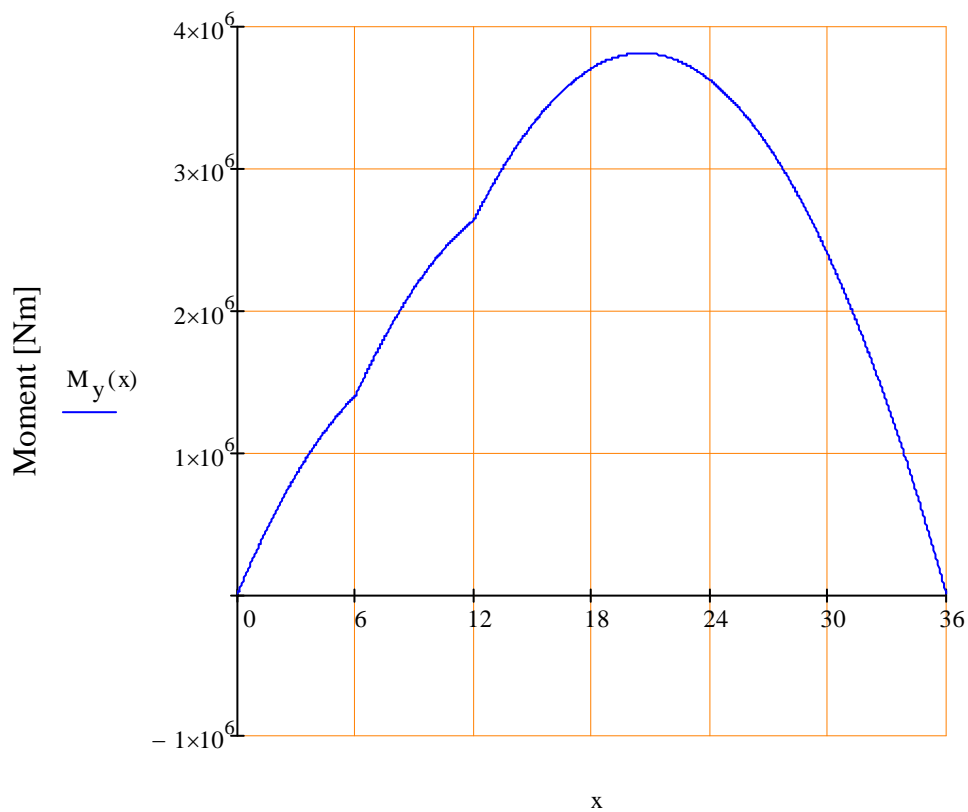
$$EQ_y = \frac{1152 \text{ kN}}{36 \text{ m}} = 32 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (5.3)$$

5.4.2.1 Skjærkraftdiagram, y-retning:



Figur 5.3 – Skjærkraftdiagram for last i y-retning

5.4.2.2 Momentdiagram, y-retning:



Figur 5.4 - Momentdiagram for last i y-retning

5.4.2.3 Kritiske snitt for dekkeskiveberegninger, y-retning

Global maksimumsverdi for moment:	
x=20,578 m	
Moment:	Skjærkraft:
3813 kNm	0

Tabell 5.10 - Global maksimumsverdi for moment, y-retning:

Lokal maksimumsverdi for skjærkraft:	
Ved opplager i akse 1, x=0 m	
Moment:	Skjærkraft:
0	330 kN

Tabell 5.11 - Lokal maksimumsverdi for skjærkraft, y-retning

Lokal maksimumsverdi for skjærkraft:	
Ved opplager i akse 2, x=6 m	
Moment:	Skjærkraft:
1400 kNm	302 kN

Tabell 5.12 - Lokal maksimumsverdi for skjærkraft, y-retning

Lokal maksimumsverdi for skjærkraft:	
Ved opplager i akse 3, x=12 m	
Moment:	Skjærkraft:
2636 kNm	275 kN

Tabell 5.13 - Lokal maksimumsverdi for skjærkraft, y-retning

Global maksimumsverdi for skjærkraft:	
Ved opplager i akse 7, x=36 m	
Moment:	Skjærkraft:
0	494 kN

Tabell 5.14 – Global maksimumsverdi for skjærkraft, y-retning

5.5 Skivearmering

5.5.1 Generell skivearmering

Skivearmeringen bestemmes hovedsakelig ved kreftene som ble beregnet ved å betrakte dekkeskiven som en homogen skive uten geometriske avvik.

5.5.1.1 Lengdearmering:

For å finne lengdearmeringen, altså randarmeringen på tvers av elementenes spenn, betrakter vi de kritiske snittene ved last i y-retning.

Dekkeskivens indre momentarm, Z , finnes ved hjelp av Figur 3.26 i avsnitt 3.4.3.2, kapittel T2:

$$Z = 0,7 * L = 25,2 \text{ m} \quad (5.4)$$

Momentarmen ble funnet ved å betrakte dekket som fritt opplagt med et spenn tilsvarende hele dekkeskivens lengde, 36m. Materialfaktoren for stål er lik 1,0 i seismisk analyse med lav duktilitetsklasse. Se avsnitt 2.8 i kapittel T1.

$$\gamma_s = 1,0 \quad (5.5)$$

Dermed blir dimensjonerende flytespenning for armeringsstål av kvalitet B500NC som følger:

$$f_{yd} = \frac{500 \text{ N/mm}^2}{\gamma_s} = 500 \text{ N/mm}^2 \quad (5.6)$$

Dimensjonerende moment finner vi ved $x = 20,578 \text{ m}$ ³⁵.

$$M_f = 3813 \text{ kNm} \quad (5.7)$$

³⁵ Koordinaten tar utgangspunkt i at origo er plassert i punkt A,1.

I samme snitt er skjærkraften praktisk talt lik null og medregnes ikke. Vi finner nødvendig lengdearmring slik:

$$A_s = \frac{M_f}{z * f_{yd}} = \frac{3813 \text{ kNm}}{25,2\text{m} * 500 * 10^3 \text{ kN/m}^2} = 302,6 \text{ mm}^2 < 2\emptyset16 = 402 \text{ mm}^2 \quad (5.8)$$

2 stk. $\emptyset16$ gir 402 mm^2 og vil være tilstrekkelig for beregningsmessig nødvendig armering.

Vi kontrollerer så opp mot minimumskreftene, som angitt i avsnitt 3.4.4 i kapittel T2. Disse minimumskreftene baserer seg på vanlige materialfaktor og dermed bruker vi $\gamma_{s_normal} = 1,15$.

For lengdearmeringen utgjør minimumskreftene:

$$T_2 \geq 20 * \frac{12}{2} \geq 70 = 120 \text{ kN}$$

Dette tilsvarer, i armeringsareal: (5.9)

$$T_2 = \frac{120 \text{ kN}}{\frac{f_{yk}}{\gamma_{s_normal}}} = \frac{120 * 10^3 \text{ N}}{\frac{500 * \text{ N/mm}^2}{1.15}} = 276 \text{ mm}^2 < 2\emptyset16 = 402 \text{ mm}^2$$

Vi konkluderer med valget av $2\emptyset16$ som lengdearmring. Dette velges, konservativt, som gjeldende randarmring generelt. To stk. $\emptyset16$ L-vinkler velges som hjørneforankring.

5.5.1.2 Tverrarmring:

Tverrarmeringen skal kontrolleres for last i begge retninger. Største skjærkraft i hver retning vises her:

$$\begin{aligned} V_{fx} &= 421 \text{ kN} \\ V_{fy} &= 494 \text{ kN} \end{aligned} \quad (5.10)$$

Med last på tvers av spennretning kan momentet gi strekk i fugearmeringen / tverrarmeringen. Dette bidraget skal fordeles på antall strekkbånd som benyttes. Et snitt hvor vi både har moment og skjær ser vi ved $x=12\text{m}$ og $x=18\text{m}$, ved last i x-retning (på tvers av spennretning). Her er momentet nesten på sitt høyeste. Vi vil imidlertid få så mange strekkbånd at bidraget fra momentet er neglisjerbart. Skjærkrefter i nevnte snitt er også relativt små.

Vi dimensjonerer tverrarmeringen etter maks skjærkraft, V_{fx} .

$$A_s = \frac{V_f * b}{z * \mu * f_{yd}} = \frac{494 \text{ kN} * 1,2 \text{ m}}{24,5 \text{ m} * 0,6 * 500 * 10^3 \text{ kN/m}^2} = 81 \text{ mm}^2 \ll 2\emptyset10 = 157 \text{ mm}^2 \quad (5.11)$$

Vi legger inn en u-bøyle, $\emptyset10$, i hver fuge.
 Dette gir oss et armeringsareal på 157 mm^2 .

Minimumskraft, T_1 :

$$T_1 \geq 20 * 1,2 = 24 \text{ kN}$$

Dette tilsvarer, i armeringsareal:

(5.12)

$$T_2 = \frac{24 * 10^3 \text{ N}}{434,8 \text{ N/mm}^2} = 55,2 \text{ mm}^2 \ll 2\emptyset10 = 157 \text{ mm}^2$$

Vi kan konkludere med at vi har tilstrekkelig kapasitet i tverrarmering med u-bøylers $\emptyset10$ i hver fuge.

5.5.2 Stringeranalyse

Lastkonsentrasjonene rundt utsparingen ved akse 5 tas ikke hensyn til ved skiveberegninger for homogen dekkeskive. Ved stringermetoden skal vi nå bestemme nødvendig ekstraarmering for dette. Metoden baserer seg på plastisitetsteori og går fram av den danske betongelementhåndboken [27]. Vi gir stringerne likt navn og lik plassering som aksene de befinner seg i.

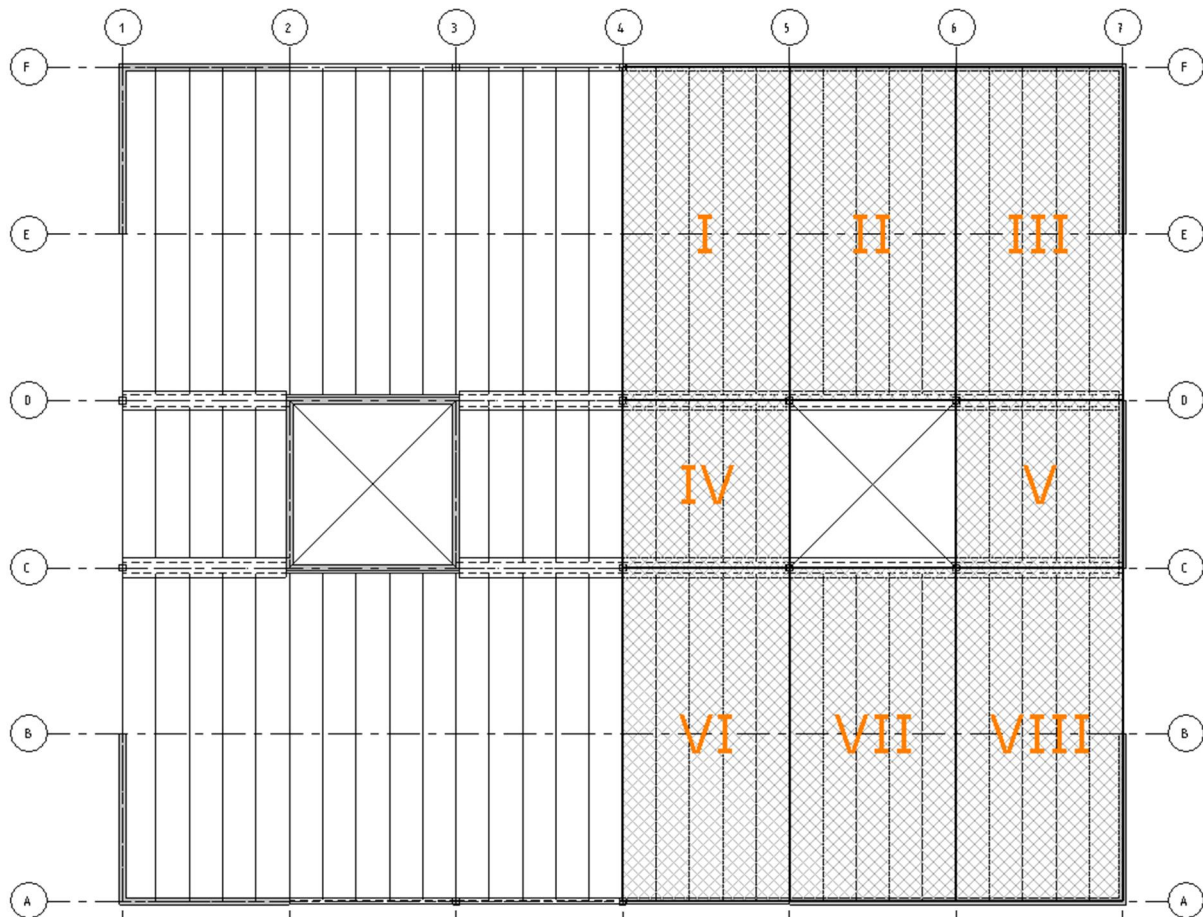
Vi har kun utsparinger i dekke over 1. til 3. etasje. Laster som virker i dekke over 3. etasje vil være dimensjonerende for de øvrige nevnte dekker. I akse 7 vil reaksjonskraft tilsvare skjærkraft. Denne skjærkraften blir gjeldene i stringeranalysen.

Y-retning, dekke over 3. etg:		
Akse:	Reaksjonskraft:	Bidrag:
1	313,8	y1+y2
2	156,9	y3
3	156,9	y4
7	470,7	y5+y6+y7

Figur 5.5 – Reaksjonskrefter, dekke over 3. etg.

5.5.2.1 Inndeling av dekket

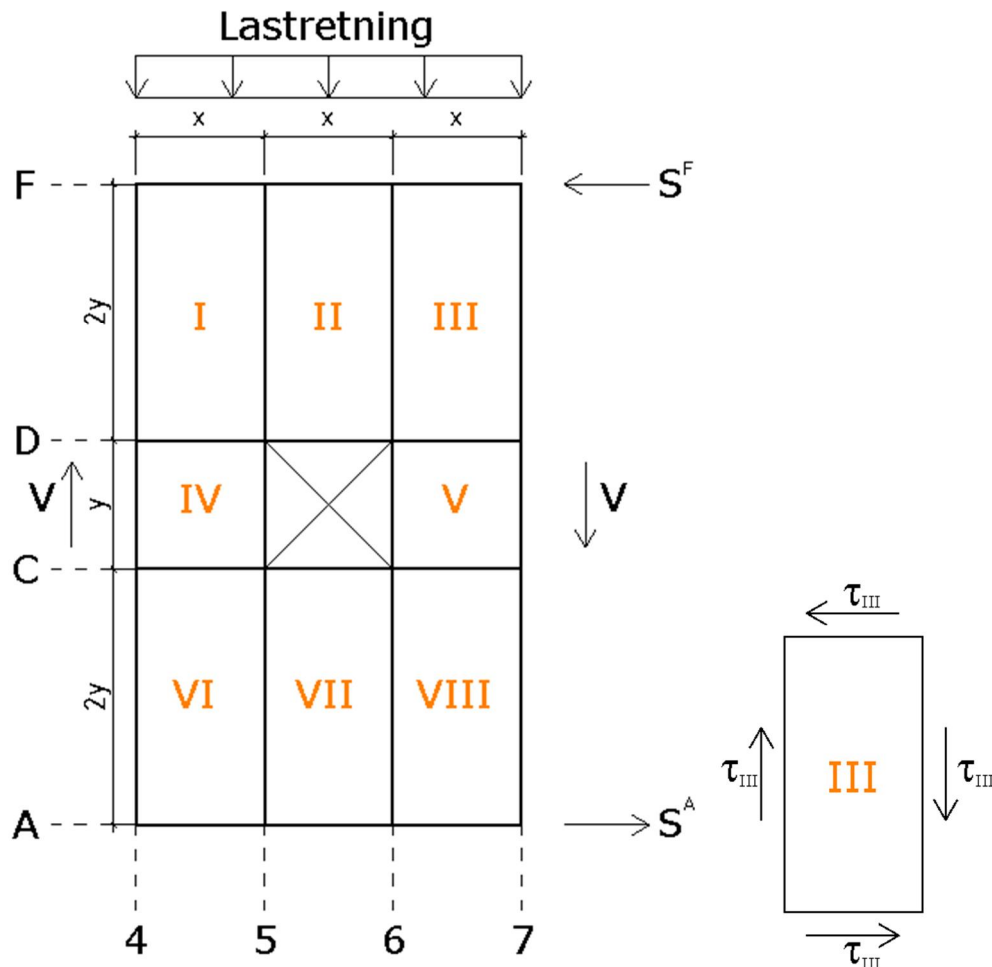
Vi starter med inndeling av dekket i rektangulære felt I-VIII. Grensene mellom disse feltene går i fuger mellom elementer og ulike spenn. Stringerkreftene kan håndteres ved å legge ekstra armering i disse fugene.



Figur 5.6 – Membraninndeling rundt utsparring ved akse 5

5.5.2.2 Lastforutsetninger

Figur 5.7 illustrerer lastbildet i denne delen av dekket. Vi forutsetter at dekket belastes i y-retning³⁶, parallelt med dekkeelementene.



Figur 5.7 – Forutsatt lastbilde før stringeranalyse [27]

Vi finner stringerkraftene i akse A og F via momentlikevekt om punkt A, 4³⁷:

$$M_{4,A} = (x + x + x) * V + (2y + y + 2y) * S^F = 0$$

$$S^A = -S^F = \frac{3x}{5y} * V \quad (5.13)$$

For å forenkle beregninger er det vanlig å forutsette at maksimal skjærkraft, V , i den betraktede delen av dekket er konstant. Dette er til sikker side, men armeringsbehovet øker ikke vesentlig [27].

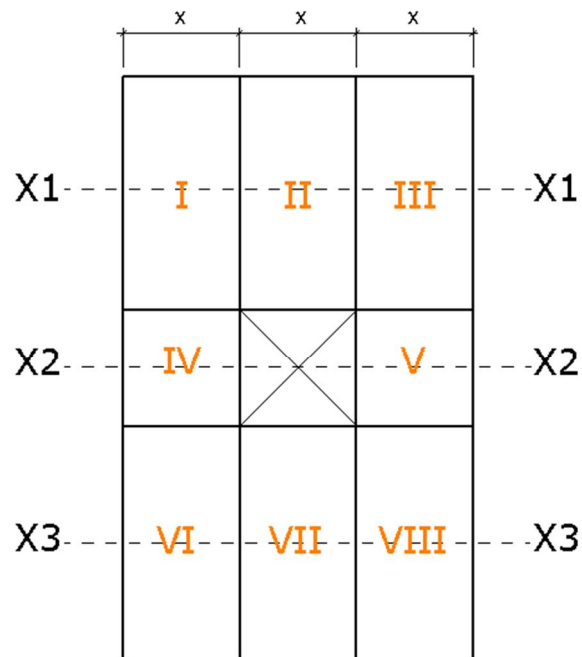
³⁶ Vi forutsetter at dekkeskiven har tilstrekkelig kapasitet ved last i x-retning.

³⁷ Vi forutsetter her at stringer D og C er lik null i krysningen med stringer 7.

5.5.2.3 Likevektslikninger

Ved å trekke snitt sentralt i hver dekkedel kan vi sette opp likevektslikninger – med skjærspenninger som ukjente parametere.

Vi får tre snitt i y-retning, Y1-Y3 og tre snitt i x-retning X1-X3.



Figur 5.8 – Snitt i x-retning

❖ Snitt X1:

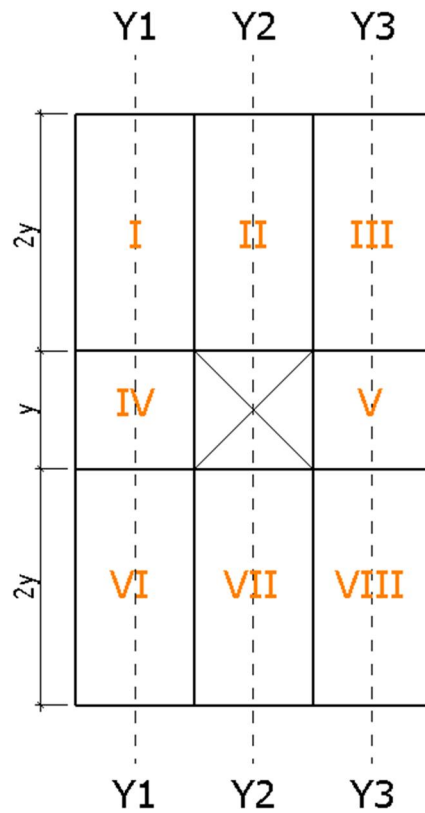
$$x * \tau_I + x * \tau_{II} + x * \tau_{III} = -\frac{3x}{5y} * V \quad (5.14)$$

❖ Snitt X2:

$$x * \tau_{IV} + x * \tau_V = -\frac{3x}{5y} * V \quad (5.15)$$

❖ Snitt X3:

$$x * \tau_{VI} + x * \tau_{VII} + x * \tau_{VIII} = -\frac{3x}{5y} * V \quad (5.16)$$



Figur 5.9 - Snitt i y-retning

❖ Snitt Y1:

$$2y * \tau_I + y * \tau_{IV} + 2y * \tau_{VI} = -V \quad (5.17)$$

❖ Snitt Y2:

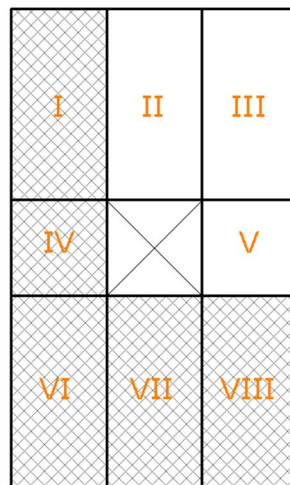
$$2y * \tau_{II} + 2y * \tau_{VII} = -V \quad (5.18)$$

❖ Snitt Y3:

$$2y * \tau_{III} + y * \tau_V + 2y * \tau_{VIII} = -V \quad (5.19)$$

5.5.2.4 Skjærspenninger

For hver membran har vi en ukjent skjærspenning, altså åtte til sammen. For å finne disse ukjente har vi seks likninger, hvorav fem er lineært uavhengige. Vi kan følgelig velge verdier for $8-5=3$ skjærspenninger. Vi vil da stå igjen med 5 ukjente og 6 likninger – altså én likning «til overs». Dette betyr at vi kan se bort i fra én av likevektsligningene når vi løser likningssettet. Det er da fordelaktig å ekskludere en likning med mange ukjente. Skravuren i Figur 5.10 viser hvilke felt som gis ukjent skjærspenning.



Figur 5.10 – Valg av felt med ukjente skjærspenninger

❖ Valg av verdier:

Vi velger å angi verdier for membran II, III og V. Dette gir tre ukjente ved snitt Y1 og X3. Vi velger å ekskludere likningen fra snitt Y1 og så løser vi likningen for snitt X3 sist. Verdiene som velges for de nevnte membraner er ikke helt tilfeldige, men baserer seg på antatt andel av kreftene i tilhørende snitt. Dersom en velger høye skjærspenninger i de tre nevnte membraner, vil en måtte armere de aktuelle snitt deretter. Ulike verdier kan prøves ut for å få til en jevn lastfordeling – og dermed en optimalisering av kapasitetsutnyttelsen.

$$\begin{aligned}\tau_{II} &= -0,25 * \frac{V}{y} \\ \tau_{III} &= -0,20 * \frac{V}{y} \\ \tau_V &= -0,30 * \frac{V}{y}\end{aligned}\tag{5.20}$$

De overnevnte verdier velges altså ut i fra antatt fordeling i stringere, basert på geometriske forhold. Vi skal her forklare valgene som er tatt:

Skjærspenningen i membran II, τ_{II} , kan antas ved hjelp av likningen fra snitt Y2. Vi har her to geometrisk identiske membraner som sammen skal ta skjærkraften, V . Vi kan dermed anta verdien av $2y * \tau_{II}$ som halve V .

$$2y * \tau_{II} + 2y * \tau_{VII} = -V$$

$$2y * \tau_{II} = -\frac{V}{2} \quad (5.21)$$

$$\tau_{II} = -0,25 * \frac{V}{y}$$

På tilsvarende måte kan en anta lastbildet i snitt X2:

$$x * \tau_{IV} + x * \tau_V = -\frac{3x}{5y} * V$$

$$x * \tau_V = \frac{-\frac{3x}{5y} * V}{2} \quad (5.22)$$

$$\tau_V = -0,3 * \frac{V}{y}$$

Vi antar så at membran III tar en tredjedel av stringerkraften i akse F. Vi ser da på snitt X1:

$$x * \tau_I + x * \tau_{II} + x * \tau_{III} = -\frac{3x}{5y} * V$$

$$x * \tau_{III} = \frac{-\frac{3x}{5y} * V}{3} \quad (5.23)$$

$$\tau_{III} = -0,2 * \frac{V}{y}$$

Hvis vi, for τ_{III} , hadde sett på snitt Y3 ville vi ha fått samme verdi:

$$2y * \tau_{III} + y * \tau_V + 2y * \tau_{VIII} = -V$$

$$2y * \tau_{III} = -V * \frac{2}{5} \quad (5.24)$$

$$\tau_{III} = -0,2 * \frac{V}{y}$$

Vi kan nå løse likningene. Vi setter inn skjærkraften i akse 7, $V = 471 \text{ kN}$.

De tre kjente skjærspenningene blir da:

$$\begin{aligned}\tau_{II} &= -0,25 * \frac{471}{6} = -19,63 \text{ kN/m} \\ \tau_{III} &= -0,20 * \frac{471}{6} = -15,7 \text{ kN/m} \\ \tau_V &= -0,30 * \frac{471}{6} = -23,55 \text{ kN/m}\end{aligned}\tag{5.25}$$

Ved å sette inn de overnevnte verdier finner vi så de ukjente:

❖ Snitt X1:

$$\tau_I = -11,77 \text{ kN/m}\tag{5.26}$$

❖ Snitt X2:

$$\tau_{IV} = -23,55 \text{ kN/m}\tag{5.27}$$

❖ Snitt Y2:

$$\tau_{VII} = -19,63 \text{ kN/m}\tag{5.28}$$

❖ Snitt Y3:

$$\tau_{VIII} = -11,77 \text{ kN/m}\tag{5.29}$$

❖ Snitt X3:

$$\tau_{VI} = -15,7 \text{ kN/m}\tag{5.30}$$

Vi har da funnet en verdi for samtlige av de ukjente skjærspenningene. Den siste likningen, fra snitt Y1, bruker vi til kontroll:

❖ Snitt Y1:

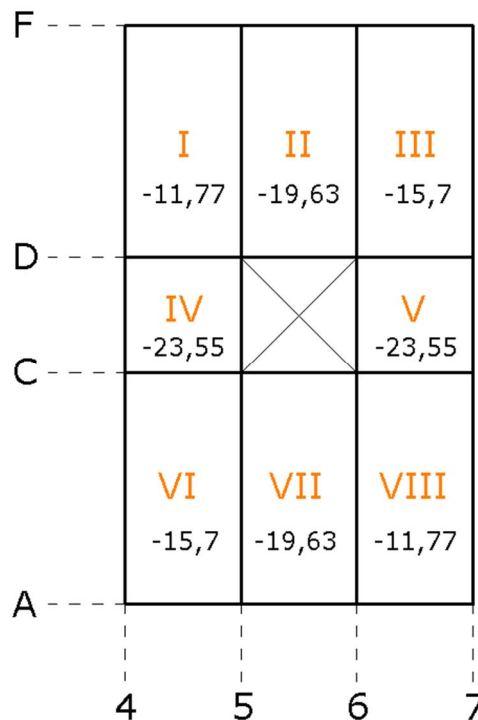
$$2y * \tau_I + y * \tau_{IV} + 2y * \tau_{VI} = -V$$

$$12m * (-11,77kN/m) + 6m * (-23,55kN/m) + 12m * (-15,7kN/m) = -471 kN \quad (5.3)$$

$$-471kN = -471 kN \quad 1)$$

OK!

For oversikt:



Figur 5.11 – Oversikt over beregnede verdier [kN/m]

5.5.2.5 Stringerkrefter

Vi skal så bestemme stringerkreftene. Ved å skrive S_D^4 mener vi her strekkraft i stringer 4, i krysning ved stringer / akse D. Vi forutsetter at skjærkraften i akse 7 går direkte inn i veggskivene. Dette gir stringerkraft $S_{A-F}^7 = 0$.

❖ Stringer 4:

$$S_F^4 = 0$$

$$S_D^4 = 2y * (\tau_I) = -141,24 kN$$

$$S_C^4 = -141,24kN + y * (\tau_{IV}) = -282,54 kN \quad (5.32)$$

$$S_A^4 = -282,54 kN + 2y * (\tau_{VI}) = -471 kN$$

❖ Stringer 5:

$$S_F^5 = 0$$

$$S_D^5 = 2y * (-\tau_I + \tau_{II}) = -94,32 \text{ kN}$$

$$S_C^5 = -94,32 \text{ kN} + y * (-\tau_{IV}) = 47 \text{ kN}$$

$$S_A^5 = 47 \text{ kN} + 2y * (-\tau_{VI} + \tau_{VII}) = 0$$

(5.33)

❖ Stringer 6:

$$S_F^6 = 0$$

$$S_D^6 = 2y * (-\tau_{II} + \tau_{III}) = 47,16 \text{ kN}$$

$$S_C^6 = 47,16 \text{ kN} + y * (\tau_V) = -94,14 \text{ kN}$$

$$S_A^6 = -94,14 \text{ kN} + 2y * (-\tau_{VII} + \tau_{VIII}) = 0$$

(5.34)

❖ Stringer D:

$$S_7^D = 0$$

$$S_6^D = x * (-\tau_{III} + \tau_V) = -47,1 \text{ kN}$$

$$S_5^D = -47,1 \text{ kN} + x * (-\tau_{II}) = 70,7 \text{ kN}$$

$$S_4^D = 70,7 \text{ kN} + x * (-\tau_I + \tau_{IV}) = 0$$

(5.35)

❖ Stringer C:

$$S_7^C = 0$$

$$S_6^C = x * (-\tau_V + \tau_{VIII}) = 70,7 \text{ kN}$$

$$S_5^C = 70,7 \text{ kN} + x * (\tau_{VII}) = -47,1 \text{ kN}$$

$$S_4^C = -47,1 \text{ kN} + x * (-\tau_{IV} + \tau_{VI}) = 0$$

(5.36)

❖ Stringer A:

$$S_7^A = 0$$

$$S_6^A = x * (-\tau_{VII}) = 70,6 \text{ kN}$$

$$S_5^A = 70,6 \text{ kN} + x * (-\tau_{VII}) = 188,4 \text{ kN}$$

$$S_4^A = 188,4 \text{ kN} + x * (-\tau_{VI}) = 282,6 \text{ kN}$$

(5.37)

❖ Stringer F:

$$S_7^F = 0$$

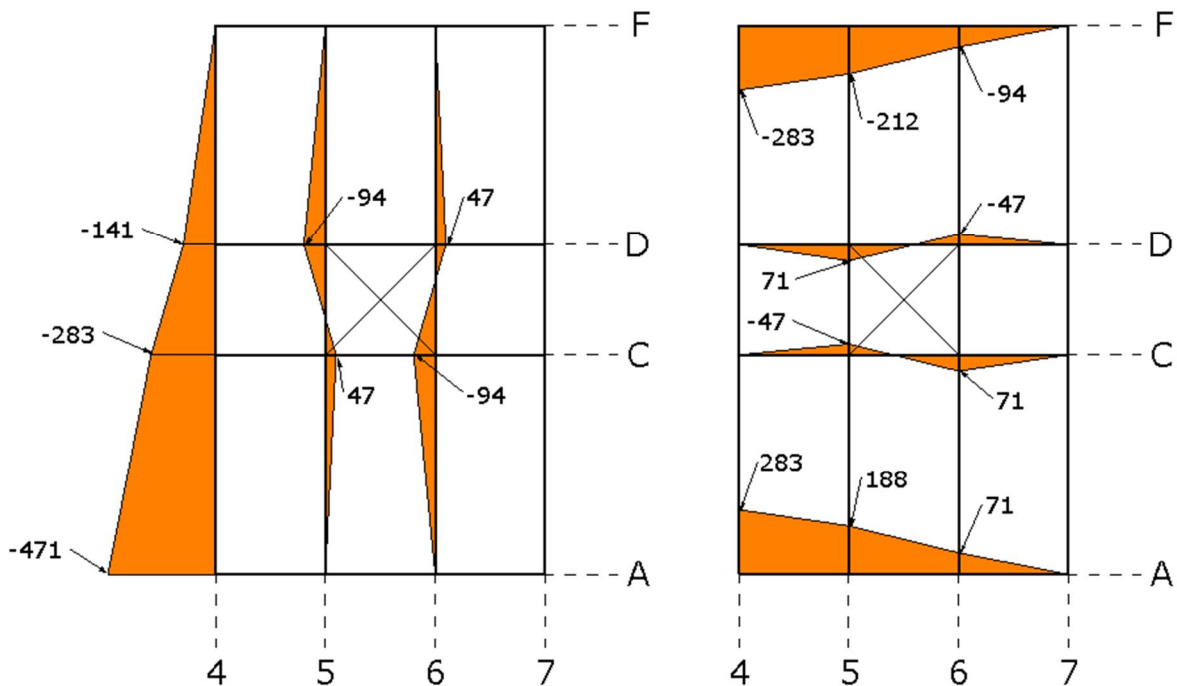
$$S_6^F = x * (\tau_{III}) = -94,2 \text{ kN}$$

$$S_5^F = -94,2 \text{ kN} + x * (\tau_{II}) = -212 \text{ kN}$$

$$S_4^F = -212 \text{ kN} + x * (\tau_I) = -282,6 \text{ kN}$$

(5.38)

Vi har da funnet samtlige stringerkrefter av interesse. Figur 5.12 gir oss oversikt:



Figur 5.12 – Oversikt, stringerkrefter [kN]

5.5.2.6 Kontroll av armering og fugeskjærkapasitet:

De største skjærspenningene finner vi i membran IV og V. Nødvendig tverrarmoring for å ta skjærspenningene finner vi slik:

$$A_t = \tau_{IV} * \frac{b}{f_{yd}} = \left(\frac{23,55 \text{ N}}{\text{mm}} \right) * \frac{1200 \text{ mm}}{\frac{500 \text{ N}}{\text{mm}^2}} = 57 \text{ mm}^2 \quad (5.39)$$

Her er b lik bredden på et element. Beregningsmessig behov for tverrarmoring her er beskjedent og dekkes av tverrarmoringen som vi foreslo i avsnitt 5.5.1. Vi gikk da for 1ø10 U-bøyle pr. dekkeelement, som tilsvarer $157 \text{ mm}^2/\text{fuge}$.

Vi kontrollerer så randfugens skjærkapasitet. Fuger mellom prefabrikkerte konstruksjonsdeler er gitt en øvre grense på $0,15 \text{ N/mm}^2$ i punkt 10.9.3(12) [17] – for glatte og ru overflater. Justert for gjeldende materialfaktorer kan denne øvre grensen settes til $0,19 \text{ N/mm}^2$ [13]. EC2, punkt 6.2.5 gir oss formelen³⁸:

$$\begin{aligned} V_{Rdi} &= \mu * f_{yd} * A_s + \mu * N_{Ed} \leq 0,19 * A_i \\ V_{Rdi} &= 0,6 * \frac{500 \text{ N}}{\text{mm}^2} * 157 \text{ mm}^2 + 0,6 * 0 = 47100 \text{ N} \\ \tau_{max} &= \frac{V_{Rdi}}{b * t_{HD320}} = 0,12 \text{ N/mm}^2 < 0,19 \text{ N/mm}^2 \\ \tau_{max} &= 0,12 \text{ N/mm}^2 \end{aligned} \quad (5.40)$$

Hvor

μ	er friksjonskoeffisient
A_s	er tverrarmoring, i areal pr. tverrfuge
A_i	er fugens areal, høyde*lengde
N_{Ed}	er ytre lastpåkjenning, positiv for trykk
t_{HD320}	er tykkelse av hulldekke
b	er fugebredde, (1200 mm)

Vi forutsetter ingen ytre last, N_{Ed} . Vi kontrollerer mot maks opptredende skjærspenning, som vi finner i felt IV og V:

$$\begin{aligned} \frac{\tau_V}{t_{HD}} &= \frac{23,55 \text{ N/mm}}{320 \text{ mm}} = 0,074 \text{ N/mm}^2 \\ \frac{\tau_V}{t_{HD}} &\ll \tau_{max} \end{aligned} \quad (5.41)$$

OK

Vi har tilstrekkelig skjærkapasitet i fugene.

³⁸ Formelen er tilpasset (til sikker side) – se punkt 4.4.2 i betongelementboken bind H [13].

❖ Stringer C og D:

$$A_{sC\&D} = \frac{S^C}{f_{yd}} = \frac{71\,000\text{ N}}{500\text{ N/mm}^2} = 142\text{ mm}^2 \quad (5.42)$$

Beregnet armeringsbehov dekkes her også av generell armering.

❖ Stringer 5 og 6:

$$A_{s5\&6} = \frac{S^5}{f_{yd}} = \frac{94\,000\text{ N}}{500\text{ N/mm}^2} = 188\text{ mm}^2 \quad (5.43)$$

Her har vi to snitt som i utgangspunktet ikke er armert. Det vil være en strekkapasitet i snittene i form av elementers hovedarmering – forankret via tverrarmeringen. Vi velger å se bort i fra dette og armerer begge snittene med $\varnothing 16$. Dette gir et armeringsareal på 201 mm^2 i hver fuge – som vil gi tilstrekkelig kapasitet.

❖ Stringer A og F:

$$A_{sA\&F} = \frac{S^A}{f_{yd}} = \frac{283\,000\text{ N}}{500\text{ N/mm}^2} = 566\text{ mm}^2 \quad (5.44)$$

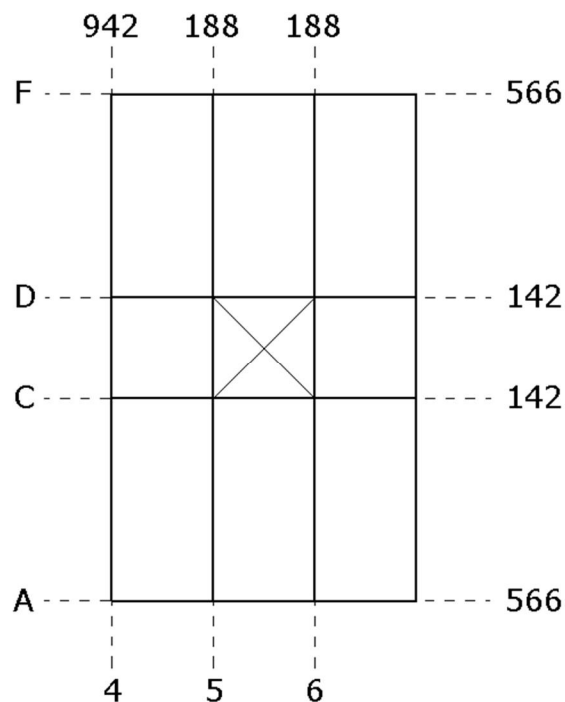
I akse A og F har vi tidligere foreslått randarmering i form av $2\varnothing 16 = 402\text{ mm}^2$. Dersom vi øker til $2\varnothing 20$ vil vi få et areal på til sammen 628 mm^2 , som vil gi tilstrekkelig kapasitet for stringerkreftene som her er beregnet.

❖ Stringer 4

I vår beregningsmodell har vi forutsatt at stringeren i akse 4 skal ta en strekkraft tilsvarende maksimal skjærkraft, $V=471$ kN. For at lastbildet vårt skal stemme bør vi armere tilsvarende:

$$A_{s4} = \frac{S^4}{f_{yd}} = \frac{471 * 10^3 N}{500 N/mm^2} = 942 \text{ mm}^2 \quad (5.45)$$

Tilstrekkelig armeringsareal får vi ved 5ø16, 3ø20 eller 2ø25. Vi velger å legge 2ø16 i tre fuger, symmetrisk om akse 4. Dette vil gi et armeringsareal på 1206 mm^2 . Forankring gjøres ved U-bøyler ø16. Disse U-bøylene skal omslutte randarmeringen og erstatter lokalt den generelle tverrarmeringen. Armeringsjern føres gjennom hatteprofil i akse D og C.



Figur 5.13 – Oversikt, nødvendig armeringsareal for stringerkrefter [mm²]

5.6 Kraftinnføring og innfesting av dekkeskiver

Kreftene fra takskiven blir dimensjonerende for samtlige opplegg. Vi benytter oss av lastfordelingen som går fram av Tabell 5.1. Dette er lastene som stammer fra håndberegnet modal responsspektrum analyse. Det henvises også til avsnitt 5.4.1.3 og 5.4.2.3 for momenter i aktuelle kritiske snitt.

5.6.1 Kort om regnearkene for kraftinnføring og innfesting

For å håndtere skivekreftene ved innfesting mot veggskiver introduserer vi her to regneark som er laget i sammenheng med denne masteroppgaven. De baserer seg på verdier fra betongelementboken, samt formler fra EC2 hvor det er aktuelt. Hensikten er å gi en oversiktlig og effektiv metode for å dimensjonere innfesting. Regneark i Excel vil gjøre det lett å se sammenhengene ved ulike valg av inndata, og en vil med ulike parametere kunne prøve seg fram til en god løsning.

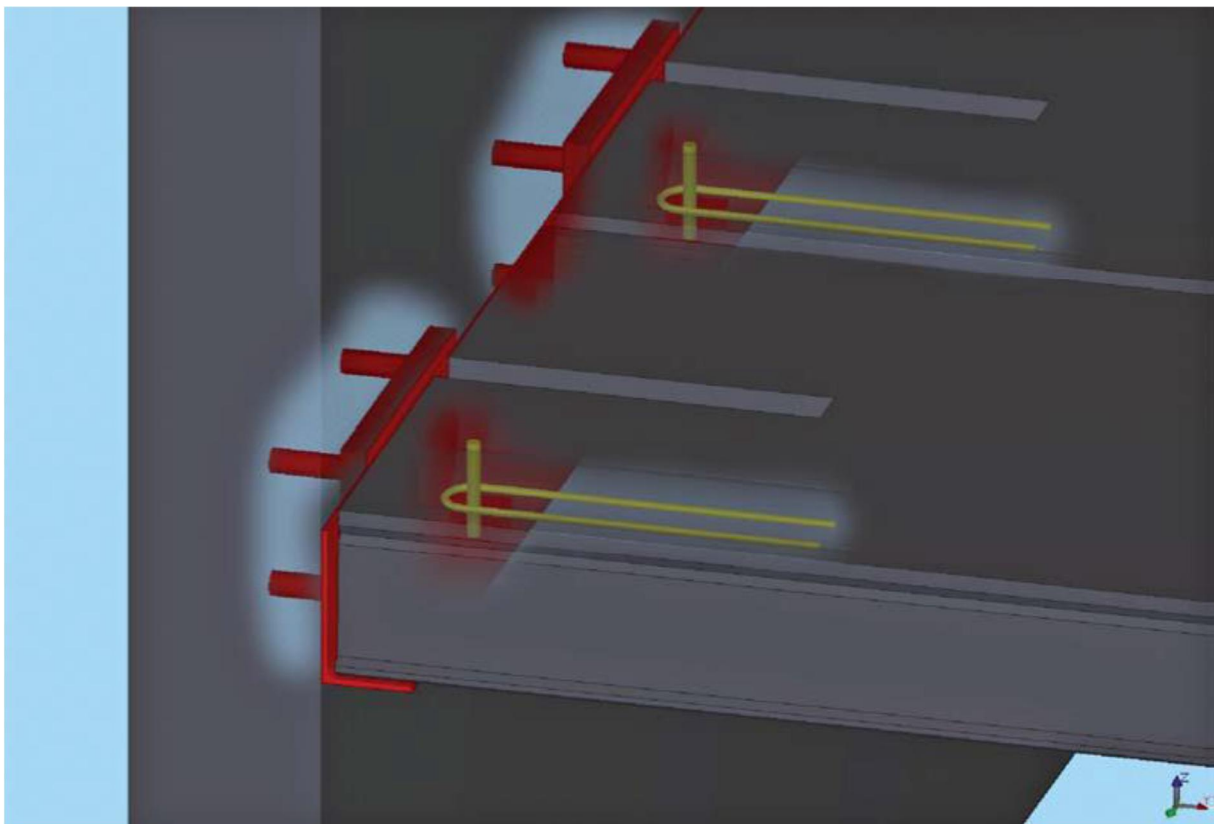
I dette kapitlet vises utdrag av regnearkene, for å kunne kommentere underveis. For å få et helhetlig bilde av utformingen vedlegges utskrift fra regneark for endefuge og sidekant, henholdsvis vedlegg A2-1, A2-2 og A2-3, A2-4.

Hulldekkene som kan velges i regnearkene som brukes i dette delkapitlet forutsetter kapasitet og geometri tilsvarende de som er gitt i Spenncons Hulldekkeplakat [22].

5.6.2 Innfesting mot veggskiver i x-retning:

5.6.2.1 *Aktuell innfestingsmetode i endefuge:*

På samtlige veggskiver i x-retning skal det lages opplegg for hulldekket med L-profil i stål, sveiset fast til innstøpte stålplater. Som et anslag på dimensjonene kan vi nevne forslag fra Spenncons håndbok [22]. Det foreslås innstøpte stålplater med dimensjon: 150x10x250 [mm], som støpes inn i veggen med en senteravstand tilsvarende elementbredde. Et anslag på nødvendig forankring av de innstøpte stålplatene er 6ø25, med piggsveis mot stålplatene. L-vinkler gis dimensjonen 150x15x150 [mm]. Skjær- og momentstrekk tas via bøyle og dubb.



Figur 5.14 – Innfesting i utstøpte kanaler i endefuger. Forankring skjer ved bøyle og dubb, L-stål og innstøpte stålplater. [23]

5.6.2.2 Bruddformer ved forankring i endefuge:

Ved forankring i endefuger nevner betongelementboken følgende fire bruddtyper [24]:

❖ Heftbrudd langs stangen

Heftbrudd forutsettes unngått ved bruk av anbefalte verdier for forankringslengde. Dette er implementert i regnearket. Kapasiteter kan for øvrig kontrolleres i tabell B19.11.2 [18].

❖ Heftbrudd langs betongproppen i kanalen

Punkt 12.2.2 i bind C [24] forteller at forsøk og erfaringer tilsier at dette ikke er en relevant bruddform for hulldekkeelementer på det norske markedet. Dette vil følgelig ikke inkluderes i regnearket.

❖ Spaltebrudd

Dette kan kontrolleres etter punkt 8.4.4 i EC2 [17], eller tabell B19.3.3.1 i bind B [18]. Disse tabellene vil imidlertid fortelle oss at dette ikke er en relevant bruddform med forankringsstenger i kanaler. Forsøk viser likevel at spalting bør tas hensyn til, og betongelementboken gjør det ved de anbefalte maksimumsverdiene som går fram av tabell C12.3. Verdiene i denne tabellen er implementert i regnearket.

❖ Brudd i forankringsstålet

Regnearket kontrollerer kapasitet i dubb, bøyle og sveis.

5.6.2.3 Veggskive x1 og x2:

Disse veggskivene er plassert i ytterkant av dekkeskiven og vil ha én skjærfuge hver som kan brukes til overføring av skjærkrefter. Strekkforbindelsene vil gjøres i endefugekanaler, altså parallelt med hulldekkets spennretning. Her er det relativt god kapasitet. Punkt 1 i regnearket tar for seg følgende forutsetninger:

Kraftinnføring & Innfesting: Kanaler i endefuger				X
			Veggnummer:	1 & 2
1	Forutsetninger:			Inndata
	Lengderetning:	X		Merknad
	Plassering:	Inne i dekkeskive		Utdata
	Tverrsnitt:	HD320		
	fyd	500,00	[N/mm ²]	
	μ	0,60		
	Mom.arm z:	1,00	[m]	

Figur 5.15 – Forutsetninger for innfesting i endefuge

Fargekodene angir hvilke celler som er inndata, merknad og utdata. Vedlagt i regnearket ligger diagrammet for bestemmelse av dekkeskivens momentarm, tilsvarende Figur 3.26 i avsnitt 3.4.3.2. For veggskive x1 og x2 vil det ikke være nødvendig å angi momentarmen, ettersom det ikke vil være noe momentstrekk i de aktuelle snittene. Valg av hulldekketype og veggplassering gjøres i «rullegardiner» for å begrense valgene til de forutsetningene som er gjort i regnearket. Valgmulighetene for hulldekke er som følger:

Tverrsnitt:	HD320	
fyd	HD265 HD320	/mm ²
μ	HD400	
Mom.arm z:	HD500	[m]

Figur 5.16 – Gyldige valg av hulldekketverrsnitt

For sikkerhets skyld gis det en advarsel dersom noen skulle skrive inn en annen tverrsnittstype. Slike varsler brukes gjennomgående i regnearket for å kontrollere at inndataen forholder seg innenfor rammene som gir riktig utdata.



Figur 5.17 – Feilmelding ved ukurant inndata i regnearket. Her vises meldingen ved feil valg av tverrsnitt.

I de to påfølgende punktene fyller vi inn lengde på skjærfuger og vi fyller ut for aktuell lastpåkjenning. De aktuelle veggskivene har én skjærfuge hver.

2	Lengder:			
	<i>L skjærfuge s1 :</i>	<i>L skjærfuge s2 :</i>		
	6,0	6,0	[m]	
3	Skjærkrefter:		Moment:	
	<i>V_{f, side 1} :</i>	<i>V_{f, side 2} :</i>	<i>M_{Ed} :</i>	
	121,5	0,0	0,0	[kNm]
	Ev. ekstra strekk			
	<i>Skjærfuge 1:</i>	<i>Skjærfuge 2:</i>		
	0,0	0,0	[kN]	
	Kraftinnføring:			
	<i>Skjærfuge 1:</i>	<i>Skjærfuge 2:</i>		
	202,5	0,0	[kN]	

Figur 5.18 – Punkt 2 og 3 i regneark for innfesting i endefuge, lengde og last.

Momentet er lik null i ytterkant av dekket og vi forutsetter at det ikke skal legges til ekstra strekkrefter. Dette etterlater kun skjærkraften, som går fram av lastfordelingen i Tabell 5.1. All skjærkraft overføres til veggskivene via skjærstrekk.

Regnearket benytter så strekkapasitet i endefugekanaler som gitt i tabell C12.3 i betongelementboken, bind C [24]. Disse kapasitetene kommer fra beregninger hvor det benyttes materialfaktor $\gamma_c=1,8$. For jordskjelvsdimensjonering i lav duktilitetsklasse bruker vi generelt $\gamma_c=1,2$ og dermed vil det være rom for å øke disse kapasitetene dersom det skulle være nødvendig.

4 Strekkapasitet ved forankring i kanal:				
S_{Rdc} pr. kanal:		S_{max} pr. HD-element:		
HD320		HD320		
75	[kN]	150	[kN]	
Antall kanaler:				
	Brukes:	Minimum:	Tilgjengelig:	Kontroll:
Skjærfuge 1:	5	3	10	OK!
Skjærfuge 2:	0	0	10	OK!

Figur 5.19 – Punkt 4, kontroll av strekkapasitet ved forankring i kanaler, samt valg av antall kanaler som skal brukes.

Punkt 4, som vises i figuren over, bruker geometrien som er angitt, samt strekkapasiteten og belastningen til å gi oss antall tilgjengelige kanaler og minimum kanaler som må brukes for å takle belastningen. Som betongelementboken anbefaler, regner vi med at det maksimalt kan brukes to kanaler i hvert element. Ved å bruke flere enn dette kan kapasiteten i hver kanal bli redusert i uvis grad.

Kontrollceller varsler oss om kapasiteter som eventuelt overskrides. Valget av tverrsnitt, som vi gjorde innledningsvis, styrer de anvendte strekkapasiteter. Vi velger her å støpe ut fem kanaler. Som minimumsverdien viser kunne vi her ha klart oss med tre kanaler, men vi velger å bruke fem for å ha lik forankring i hvert tilgrensende element. Dette vil samtidig redusere kapasitetsbehovene i forankringsstålet.

Det neste punktet tar for seg kapasiteter i kamstål og sveis. Regnearket forutsetter kamstål i form av U-bøyle som anvendt strekkforbindelse, og vi velger her diameter og kontrollerer mot nødvendig armeringsareal.

5 Kapasitet i kamstål og sveis:					
Strekkapasitet i U-bøyle:					
	Diameter:	A tilsvarende:	A nødvendig:		Kontroll:
Skjærfuge 1:	12	565	405	[mm ²]	OK!
Skjærfuge 2:	12	0	0	[mm ²]	OK!
Avskjæringskapasitet, pigg/dubb pr. forankring:					
	Diameter:	V _{Rd,s} :	V _{Ed,s mak S} :		Kontroll:
	20	91	75	[kN]	OK!
Forslag til- og kapasitetskontroll av piggsveis:					
	a-mål:	t _{plate} :	V _{Rd,sveis} :		Kontroll:
	5	12	246	[kN]	OK!
Valgt:	5	15			OK!
Sveis med α =30 grader og med 2 mm innbrenning av stang					

Figur 5.20 – Innfesting i endefuge: Kapasitet i kamstål og sveis.

Avskjæringskapasitet for kamstål er beregnet slik, hvor \emptyset er kamstålets diameter:

Punkt 19.11.2.1 [18]:

$$V_{Rd,s} = \frac{f_{yd} * \pi * \left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2}{\sqrt{3}} \quad (5.46)$$

Kapasitet i sveis følger verdier i tabell B19.12.13 i betongelementboken, bind B. Det forutsettes her $\alpha=30$, 2mm innbrenning av stang, a-mål på 5mm og dubb av Ø20 eller Ø25. Med disse forutsetningene vil sveisen aldri være dimensjonerende for forbindelsen, men det inkluderes i regnearket for oversikts skyld – og for at regnearket skal gi et kontrollert forslag til løsning for sveis. Forslag til minimumstykkelse av plate framgår også av overnevnte tabell. Diameter på dubb velges automatisk ut ifra valg av tverrsnitt. Dette fordi tverrsnittet avgjør maks strekkapasitet i kanalen, som igjen avgjør behov for avskjæringskapasitet i dubb. For de gyldige dubbdiameterene i dette regnearket, Ø20 og Ø25, vil det ikke være nødvendig å redusere relativ skjærpåkjønning i forhold til tilfeller uten innbrenning. Dette baserer seg på verdier i tabell B19.12.11 [18].

Som en oppsummering ender regnearket opp med å gi oss en bøyeliste med antall og dimensjoner på strekkforbindelsene som vi har valgt. Her skrives dubblengde inn manuelt. Lengdemålene a og c på U-bøyle styres av anbefalte verdier fra tabell C12.4 i bind C [24], mens lengdemål b skrives inn manuelt.

Siden regnearket er laget for også å kunne ta for seg situasjoner hvor veggskiven tar last på to skjærfuger, inkluderes det her også en skjærfuge nummer 2 i bøyelisten. For å unngå feil nulles imidlertid den andre skjærfugens celler for antall ut automatisk, så lenge vi i punkt 1 har valgt plasseringen «I kant av dekkeskive». Antallet som gis gjelder pr. veggskive. I oppsummeringen presenteres også foreslått løsning for kapasitet i sveis:

Oppsummering:		Veggnummer:	1 & 2	Lengderetning:	X	
	Diameter	Antall	Kode	a	b	c
Skjærfuge 1	12	5	21	610	100	610
	20	5	00	250	-	-
Skjærfuge 2	12	0	21	610	0	610
	20	0	00	0	-	-

Forutsetninger for kapasitet i sveis:		
a-mål:	t _{plate} :	
5	15	[mm]

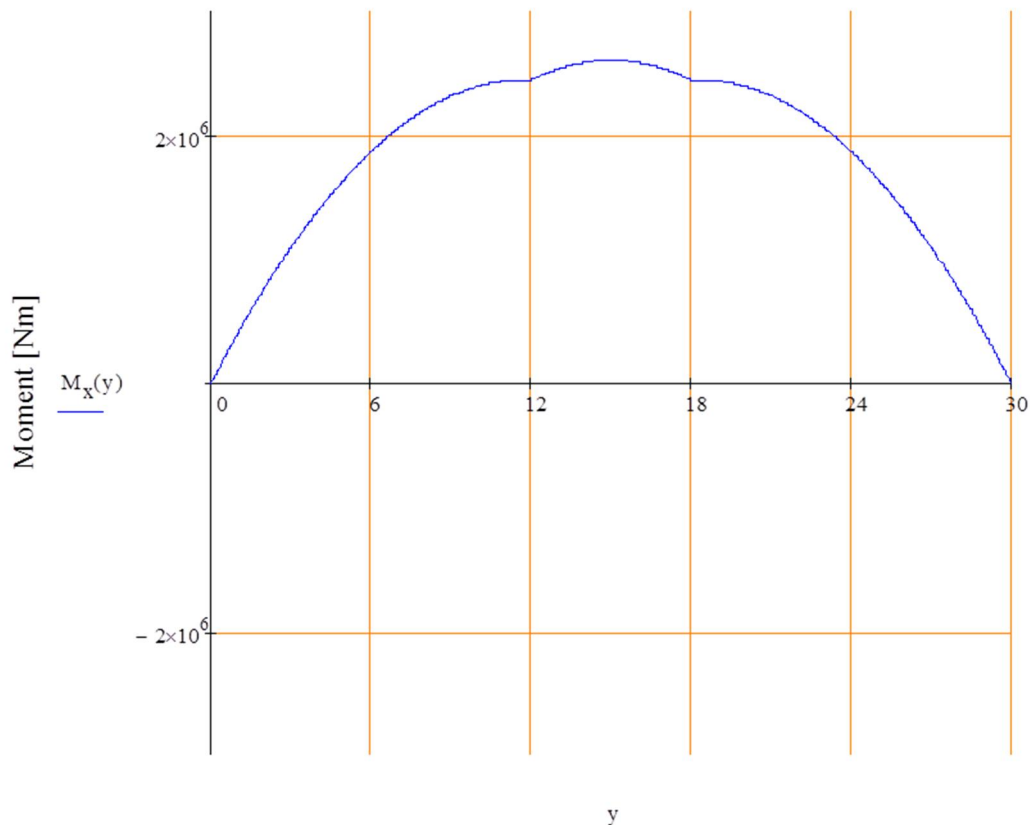
Sveis med $\alpha=30$ grader og med 2 mm innbrenning av stang. Kapasitet i sveis forutsetter fabrikkarbeid, kamstål av B500NC og stålplate i kvalitet S355. Kapasiteter følger tabell B19.12.13 i betongelementboken, bind C.

Figur 5.21 – Oppsummering av valgte og anbefalte dimensjoner på forankringsstål og sveis, ved innfesting i endefuge på veggskiver x1 og x2.

Med dette har vi en løsning som dekkeskiven har kapasitet til å takle, samtidig som vi har funnet tilstrekkelige dimensjoner for kamstål og sveis.

5.6.2.4 Veggskive x3 og x4:

Veggskive x3 og x4 har samme stivhet som veggene vi så på i forrige avsnitt, men de befinner seg i et område hvor det er moment i dekkeskiven. Konservativt velger vi her å si at hele momentet gir momentstrekk i veggskiven³⁹. For å vurdere valg av indre momentarm, Z , tar vi en ny kikk på det aktuelle momentdiagrammet. Her er veggskive x3 og x4 henholdsvis plassert ved $y=12\text{m}$ og $y=18\text{m}$.



Figur 5.22 – Momentdiagram for last i takskivens x-retning, som tidligere vist i avsnitt 5.4.2.2.

Momentdiagrammet kan tolkes slik at veggskivene i sjakten, deriblant veggskive x3 og x4⁴⁰, ikke påvirker momentdiagrammet i særlig grad. Den enkelte stivheten i veggskive x3 og x4 er liten i forhold til den samlede stivheten i kantaksene. Det vil derfor ikke være urimelig å si at dekkeskiven oppfører seg som om det er fritt opplagt i ytterkantene – akse A og F. Dette påvirker igjen hvordan vi velger momentarmen.

³⁹ For de to andre veggskivene i sjakten, y3 og y4, skal vi se nærmere på tøyings- og spenningsdiagrammer for dekkeskiver.

⁴⁰ Veggskivene x3 og x4 er i diagrammet plassert ved $y=12$ m og $x=18$ m.

Dersom vi velger momentarm for vegg x3 basert på lengdemålet mellom akse A og C og at dekkeskiven er kontinuerlig lagt, vil vi ende opp med en momentarm på $Z = 0,5 \cdot l = 6$ m. Dersom vi ser på dekkeskiven som fritt opplagt over ett spenn fra akse 1 til 7, får vi en momentarm på $Z = 0,7 \cdot l = 21$ m. De ulike verdiene for Z utgjør en stor forskjell i andel av moment som skal tas i form av strekk. I bind B, punkt 12.4.2.1 [18] nevnes det at diagrammet som vi her bruker er unøyaktig, og at det vil være aktuelt å interpolere for å komme fram til riktigere verdier.

Vi velger her å betrakte skiven som fritt opplagt, men reduserer faktoren for Z til 0,6. Momentarmen beregnes da til $Z = 0,6 \cdot l = 18$ m.

Mom.arm z:	18,00	[m]
------------	-------	-----

Figur 5.23 – Momentarm for veggskive x3 og x4, med forutsetning om oppførsel tilsvarende fritt opplagt dekkeskive på opplegg i akse A og F.

Punkt 2 og 3 fylles ut som følger:

2	Lengder:			
	$L_{skjærfuge\ s1}$:	$L_{skjærfuge\ s2}$:		
	6,0	0,0	[m]	
3	Skjærkrefter:		Moment:	
	$V_{f, side\ 1}$:	$V_{f, side\ 2}$:	M_{Ed} :	
	121,5	0,0	[kN]	2447,0 [kNm]
Ev. ekstra strekk				
	Skjærfuge 1:	Skjærfuge 2:		
	0,0	0,0	[kN]	
Kraftinnføring:				
	Skjærfuge 1:	Skjærfuge 2:		
	338,4	0,0	[kN]	

Figur 5.24 – Kraftinnføring for veggskive x3 og x4

Sammenlignet med veggskive x1 og x2 får vi her 67 % større strekk som skal tas i skjærfugen. Med skjærfuger på 6 m vil vi få fem tilgrensende elementer og ti kanaler som kan brukes til forankring. I punkt fire ser vi at det vil være tilstrekkelig å bruke fem av disse. Dette tilsvarer da én i hvert element.

4	Strekkapasitet ved forankring i kanal:			
S_{Rdc} pr. kanal:		S_{max} pr. HD-element:		
HD320		HD320		
75 [kN]		150 [kN]		
Antall kanaler:				
	Brukes:	Minimum:	Tilgjengelig:	Kontroll:
Skjærfuge 1:	5	5	10	OK!
Skjærfuge 2:	0	0	0	OK!

Figur 5.25 – Kapasitet utstøpte kanaler ved endefuge, veggskiver x3 og x4

Som nevnt tidligere vil ikke sveis eller avskjæringskapasitet i dubb være dimensjonerende så lenge dubbdiametere styres automatisk i regnearket. Vi blir imidlertid nødt til å øke diameteren på U-bøylene til $\varnothing 16$:

5	Kapasitet i kamstål og sveis:			
Strekkapasitet i U-bøyle:				
	Diameter:	A tilsvarende:	A nødvendig:	Kontroll:
Skjærfuge 1:	16	1005	677 [mm ²]	OK!
Skjærfuge 2:	12	0	0 [mm ²]	OK!

Figur 5.26 – Kontroll av kapasitet i forankringsjern og sveis, veggskiver x3 og x4

Oppsummert får vi da en ny bøyeliste, mens løsningen med sveis beholdes fra beregningene i forrige avsnitt. Som vi ser i utdraget under, har forankringslengden nå automatisk økt, ettersom vi byttet til $\varnothing 16$ U-bøyer.

Oppsummering:		Veggnummer:	3 & 4	Lengderetning:	X	
	Diameter	Antall	Kode	a	b	c
Skjærfuge 1	16	5	21	770	100	770
	20	5	00	250	-	-

Figur 5.27 – Bøyeliste med forankringsjern for veggskiver x3 og x4. Antallet gjelder pr. veggskive.

Til sammenligning ville det vært behov for forankring i ni kanaler dersom vi hadde forutsatt dekkeskiven som kontinuerlig opplagt.

5.6.2.5 Veggskive x5 og x6:

Som vi kunne se i Tabell 5.1, skal veggskive x5 og x6 hver takle skjærkrefter på 299,1 kN. Veggene er i ytterkant av dekkeskiven og der er momentet lik null. Vi forutsetter ingen ytre strekkrefter. Hver veggskives skjærfuge vil her være 12m lang, og det vil derfor ikke være noe problem å håndtere skjærstrekket som skal tas. Vi hopper her rett til oppsummeringen, som viser at det brukes $\varnothing 12$ U-bøyler og at det støpes ut 10 kanaler, én for hvert tilgrensende element:

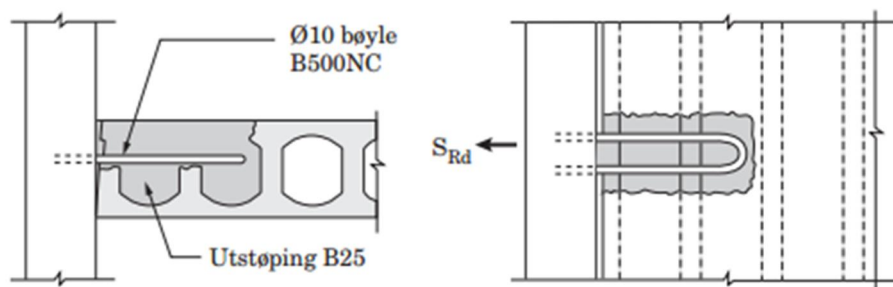
Oppsummering:		Veggnummer:	5 & 6	Lengderetning:	X	
	Diameter	Antall	Kode	a	b	c
Skjærfuge 1	12	10	21	610	100	610
	20	10	00	250	-	-

Figur 5.28 – Bøyliste for forankringsjern i veggskive x5 og x6

5.6.3 Innfesting mot veggskiver i y-retning

5.6.3.1 Aktuell innfestingsmetode i sidekant

Strekkforbindelser utføres med U-bøyler av kamstål, og støpes gjennom to eller flere kanaler. Tiltent løsning for forankring av bøyle i betongvegg er kjemisk anker Hilti HIT-HY 200 [30]. Denne løsningen styrer de anbefalte a- og c- mål på U-bøyler i den endelige bøylisten som gis av regnearket. Dersom plasseringen tillater det, kan en del av skjærkraften tas via forankringer i kant av veggskiven.



Figur 5.29 - Innfesting av hulldekkeskiver i sidekant. Forankring skjer ved U-bøyler av kamstål som støpes inn i kanaler på tvers av spennretningen. Bøylene kan støpes inn eller forankres kjemisk i betongveggen. [24]

5.6.3.2 Bruddformer ved forankring i sidekant:

Ved innfesting mot veggskivene i y-retning vil vi måtte overføre kreftene via forankringer på tvers av hulldekkenes hovedretning. For å takle dette er det laget et eget regneark. Dette regnearket kan ta for seg situasjoner hvor veggskivene har to skjærfuger. Ettersom det i hulldekkets tverretning vil være lavere kapasitet, lar vi også en del av kreftene opptas i veggens endekanter. I utgangspunktet følger regnearket lastfordelingen etter lengdeforholdene som vi gjennomgikk i T2, men disse vil kunne justeres for å fordele lasten mer på skjærfugen om det skulle være behov for dette.

Betongelementboken nevner fire aktuelle bruddformer for innfesting i sidekant. Disse går fram av punkt 12.3.1 i bind C [24]:

❖ Heftbrudd langs forankringsstang

Med regnearkets anbefalinger om forankringslengde regnes denne bruddformen for kontrollert.

❖ Strekkbrudd langs kanal, i topp og bunnflens

Denne bruddformen var vi inne på i avsnittet om skiveskjærkapasitet, i kapittel T2. Hvordan vi kontrollerer dette i regnearket, beskrives detaljert ved dimensjonering av innfesting for veggskive y1 og y2.

❖ Betongproppen rives ut

Her vil kapasiteter både for forankring på langs og på tvers av kanalene dekkes av regnearket.

❖ Brudd i forankringsstål

Kamstål kontrolleres og det gis anbefalte forankringslengder, for kjemisk forankring i betongveggen. Disse forankringslengdene går fram av kapasitetstabeller for Hilti HIT-HY 200 [30]. På grunn av stor variasjon av kapasiteter ut ifra kantavstand, risstilstand og lignende, er foreløpig ikke selve forankringskapasiteten mot betongvegger inkludert i regnearket.

5.6.3.3 Veggskive y1 og y2:

De aktuelle veggskivene befinner seg i akse 1. De er altså i ytterkant av dekkeskiven. Veggene går parallelt med hulldekkespenn på 12m, mens veggene selv har lengde på 6m. En del av strekket vil dermed kunne tas i veggenden. Regnearket for innfesting i sidekant begynner så å si likt som regnearket for endefuger. De relevante forutsetningene fra punkt 1 endres ikke og vi hopper dermed til punkt 2. Her skriver vi inn lengdeforholdene:

2	Lengder:				
	$L_{skjærfuge\ s1}$:	$L_{skjærfuge\ s2}$:	$L_{\text{øvre}}$:	L_{nedre} :	
	6,0	0,0	5,0	0,0	[m]

Figur 5.30 – Faktiske lengdeforhold, for fordeling av laster på skjærfuge og veggende, veggskiver y1 og y2

Med HD320 gir imidlertid kanalen ved veggende bare 75 kN i kapasitet. Vi justerer $L_{\text{øvre}}$ til 5 m, som vil sende 74,8 kN til veggenden og resten til skjærfugen.

3	Skjærkrefter:			Moment:	
	$V_{f, \text{side 1}}$:	$V_{f, \text{side 2}}$:		M_{Ed} :	
	164,6	0,0	[kN]	0,0	[kNm]
Ev. ekstra strekk:					
	$S_{skjærfuge\ 1}$:	$S_{skjærfuge\ 2}$:	Øvre kant	Nedre kant	
	0,0	0,0	0,0	0,0	[kN]
Kraftinnføring:					
	$S_{skjær\ 1+}$:	$S_{skjær\ 2}$:	Øvre kant	Nedre kant	
	149,6	0,0	74,8	0,0	[kN]

Figur 5.31 – Kraftinnføring for veggskive y1 og y2

4	Strekkkapasitet i kanal, ved forankring i øvre og nedre kant			
	Øvre kant :	[kN]	Nedre kant :	[kN]
	75,0	OK!	75,0	OK!

Figur 5.32 – I punkt 4 kontrolleres det at belastningen i veggenden ikke overgår maksimal verdi for strekkapasitet i kanalen.

Som tidligere nevnt baserer den nevnte kapasiteten, for parallell strekkforbindelse i kanal, seg på tabell C12.3 [24] og materialfaktor $\gamma_c=1,8$. For sikkerhets skyld øker vi ikke kapasiteten her, men forsøker å overføre resten av lasten i skjærfugen. Kapasitetene for innfesting i sidekant er gitt ved $\gamma_c=1,5$. Maks strekkkapasitet i hver punktforankring beregnes ut ifra senteravstand, tverrsnitt og betongkvalitet. Tabell C12.7 [24] gir maksimal punktforankring, samt minimum senteravstand for å oppnå dette. Regnearket gjør imidlertid kapasitetsberegningene selv, og det gis her anledning til å justere på materialfaktoren. Vi prøver først med $\gamma_c=1,5$ for å være på den sikre siden.

5	Strekkkapasitet i planet på tvers av spennretning:			
	Materialfaktor: γ_c			
	1,5			
Skjærfuge 1: Senteravstand og kapasitet for punktvis innfesting i hulldekke:				
	Ant. kanaler:	Maks S_{Rdc} :		Min. c/c for max S_{Rdc} :
	2	28,5 [kN]		1066 [mm]
	Valgt c/c:	S_{Rdc} :		Kommentar:
	950	25,4 [kN]		Høyere c/c vil øke S_{Rdc} !
Antall punktforankringer				
	Valgt antall:	Minimum:	Maksimum:	
	6	6	7	OK!

Figur 5.33 – Kapasitetskontroll for forankring i kanaler på tvers av hulldekkets hovedretning

Regnearket oppgir 1066mm som minimum senteravstand for å oppnå maksimal strekkkapasitet i hver punktforankring. Valgt senteravstand, med forankring på tvers av to kanaler gir et behov for seks punktforankringer. Punktforankringene angir lokal kapasitet i elementet. Elementets globale kapasitet som skive, med belastning på tvers av hovedretning bør derfor også kontrolleres. Kapasiteten for kantelementet som skive avhenger av øvre og nedre flens, ettersom dette er den delen av tverrsnittet som er gjennomgående over hele bredden.

Skiveskjærkapasiteten gir oss det maksimale antallet punktforankringer vi kan ha. Kapasiteten beregnes ved følgende formel:

$$13.1.2.1 [24]: \quad V_{Rd,c} = 0,67 * f_{ctd} * b_w * h \quad (5.47)$$

Hvor b_w er samlet tverrsnittshøyde $t_o + t_u$ (flenser)
 h er elementbredde (1,2 m)

Regnearket bruker de laveste verdier for b_w som er presentert i tabell C13.1 [24]. Denne tabellen angir eksempelvis at HD320 har $b_w = 75-80$ mm, og regnearket bruker da $b_w = 75$ mm. Maksimalt antall kanaler som kan tas i bruk avhenger av senteravstanden som velges, ettersom en kortere senteravstand vil redusere tillatt forankring i hvert punkt. Kontrollcellen tar utgangspunkt i hvilken punktforankringskapasitet senteravstanden gir, og ikke faktisk utnyttelse i hvert punkt. Dermed vil en i enkelte tilfeller kunne justere det maksimale antallet opp. Skiveskjæret skal fordeles over to endefuger, og formelen for maksantall blir da som følger:

$$n = \frac{V_{Rd,c}}{0,5 * S_{Rd,c}} \quad (5.48)$$

Regnearkets neste punkt tar for seg dimensjoner og kapasitet i forankringsstålet. Kapasiteten i forankringsstålet begrenses her til 291 N/mm^2 . Dette er etter anbefalinger fra betongelementboken, og det begrunnes med at en ved høyere stålspenning vil risikere at den første kanalen ryker før forankringsstålet har tatt tak i de neste kanalene.

6 Armering:				
Anbefalt maksverdi for stålspenning:		Faktor for redusert kapasitet:		
291,0	[N/mm ²]		0,582	
Tilstrekkelig armeringsareal:				
Skjærfuge 1:	Skjærfuge 2:	Øvre kant	Nedre kant	
514,2	0,0	257,1	0,0	[mm ²]
Valg av diameter:				
Skjærfuge 1:	Skjærfuge 2:	Øvre kant	Nedre kant	
10	10	16	16	[mm]
Valg av bøyeform for forankring				
Skjærfuge 1:	Skjærfuge 2:	Øvre kant	Nedre kant	
U-bøyle	U-bøyle	U-bøyle	U-bøyle	
Tilsvarende areal:				
942,3	0	402,048	402,048	[mm ²]
OK!	OK!	OK!	OK!	

Figur 5.34 – Kontroll av forankringsstål ved innfesting i sidekant, vegg y1 og y2

Punkt 7 gir anbefaling om forankringslengde og baserer seg på minimumsverdier fra kapasitetstabeller for kjemisk forankring med Hilti HIT-HY [30]. Det gis også anledning til å skrive inn egne verdier, samtidig som vi fører inn tykkelsen av fugen mellom kantelementet og veggskiven. Dette gjøres for at vi skal få ut anbefalte lengder i bøyelisten.

7 Forankringslengde i veggskive:				
<i>Minimum forankringslengde ved bruk av Hilti HIT-HY 200:</i>				
<i>Skjærfuge 1:</i>	<i>Skjærfuge 2:</i>	<i>Øvre kant</i>	<i>Nedre kant</i>	
90	90	145	145	[mm]
<i>Valgt forankringslengde for kamstål i veggskive:</i>				
<i>Skjærfuge 1:</i>	<i>Skjærfuge 2:</i>	<i>Øvre kant</i>	<i>Nedre kant</i>	
100	100	150	150	[mm]
<i>Avstand fra veggskive til hulldekke (fugebredde):</i>				
<i>Skjærfuge 1:</i>	<i>Skjærfuge 2:</i>	<i>Øvre kant</i>	<i>Nedre kant</i>	
40	40	40	40	[mm]

Figur 5.35 – Anbefalte forankringslengder ved bruk av kjemisk forankring.

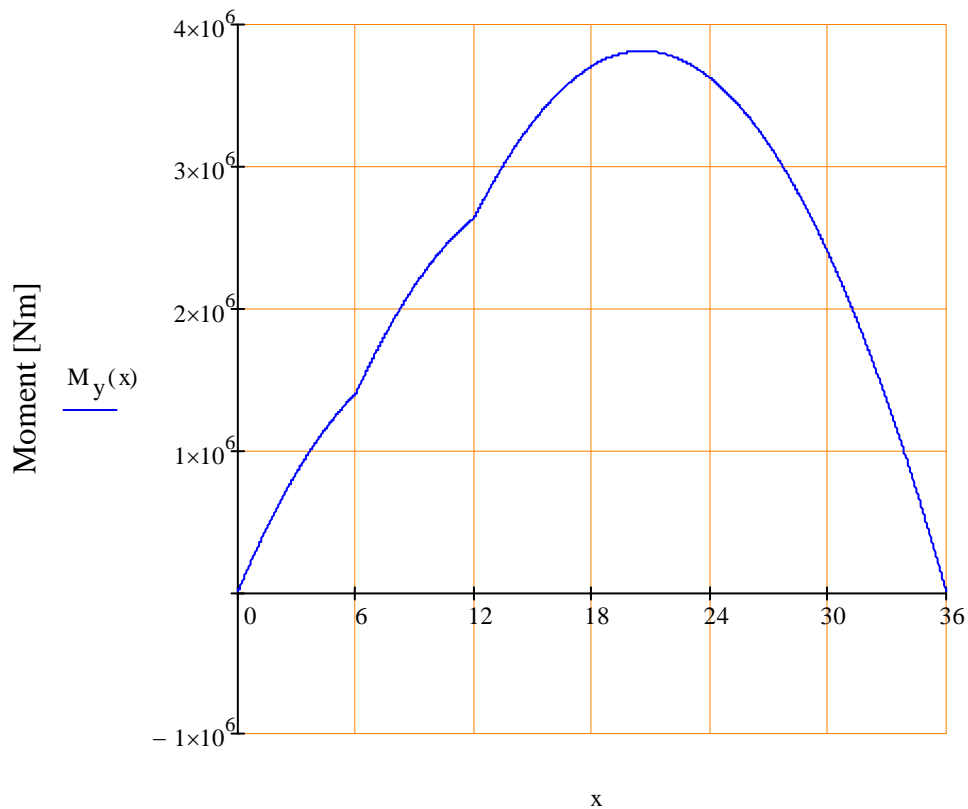
Bøyelisten gis inndata for b-mål av U-bøyer. Det er en fordel å kunne justere denne, ettersom dette målet vil påvirke kapasiteten for innfesting med kjemisk anker. Celler for antall nulles automatisk ut i bøyelisten, for skjærfuge 2 og nedre kant av vegg, på grunnlag av lengdeforholdene som vi førte inn i punkt 2.

<i>Oppsummering:</i>		<i>Veggnnummer:</i>	1 & 2	<i>Lengderetning:</i>	Y	
	<i>Diameter</i>	<i>Antall</i>	<i>Kode</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>
<i>Skjærfuge 1:</i>	10	6	21	598	120	598
<i>Skjærfuge 2:</i>	10	0	21	598	120	598
<i>Øvre kant</i>	16	1	21	960	120	960
<i>Nedre kant</i>	16	0	21	960	120	960

Figur 5.36 – Bøyeliste for vegg y1 og y2, innfesting i sidekant

5.6.3.4 Veggskive y3 – y7:

Som vi kunne se i avsnitt 5.4.2.3, er det i akse 2 et moment på 1400 kNm. Som vi gjorde for veggskive x3 og x4, tar vi en ny kikk på momentdiagrammet.



Figur 5.37 – Momentdiagram for last i takskivens y-retning, som tidligere vist i avsnitt 5.4.2.2.

Momentdiagrammet viser også her at sjaktveggene, denne gangen y3 og y4⁴¹, har relativt liten påvirkning for lastbildet i dekkeskiven. Dermed kan vi ved valg av momentarm ta en vurdering tilsvarende som vi gjorde for de to andre sjaktveggene.

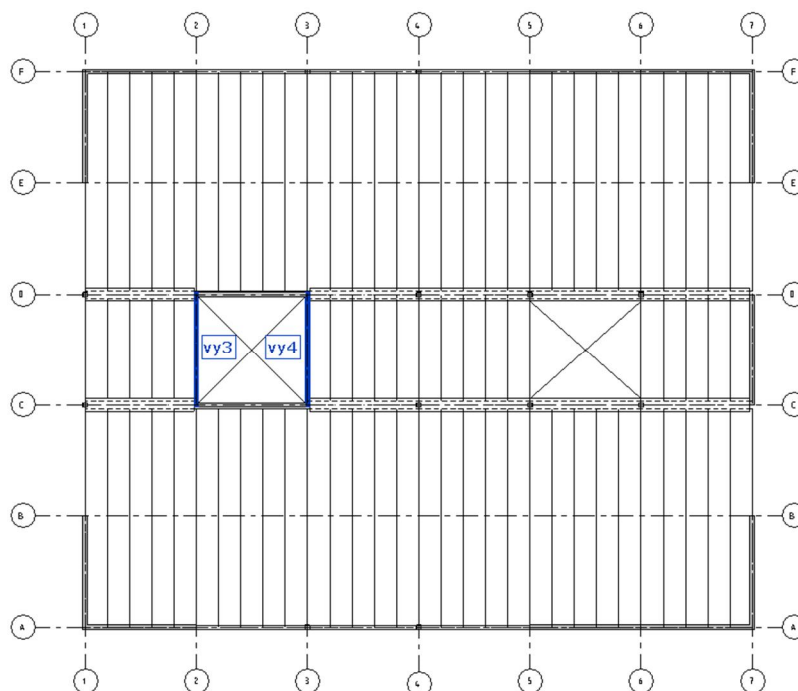
Vi gjør likevel et forsøk med diagrammets opprinnelige verdi for Z. Dette gir oss en indre momentarm $Z = 3$ m. Dersom vi kombinerer dette med hele momentet på 1400 kNm ga dette et behov for 20 punktforankringer i skjærfugen, slik Figur 5.38 viser. Syv punktforankringer er til sammenligning det maksimale antallet som kantelementets skiveskjærkapasitet takler.

⁴¹ Veggskivene y3 og y4 er i diagrammet plassert plassert ved $x=6$ m og $x=12$ m.

5	Strekkapasitet i planet på tvers av spennretning:			
	Materialfaktor: γ_c			
	1,5			
Skjærfuge 1: Senteravstand og kapasitet for punktvis innfesting i hulldekke:				
	Ant. kanaler:	Maks S_{Rdc} :		Min. c/c for max S_{Rdc} :
	2	28,5	[kN]	1066 [mm]
	Valgt c/c:	S_{Rdc} :		Kommentar:
	980	26,2	[kN]	Høyere c/c vil øke S_{Rdc} !
Antall punktforankringer				
	Valgt antall:	Minimum:	Maksimum:	
	20	20	7	IKKE OK!

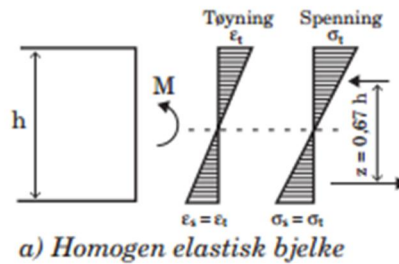
Figur 5.38 – Forsøk med fullt moment og liten momentarm, for innfesting av dekkeskive i vegg y3.

Det viste seg så at vi bare ved å øke momentarmen til 11 m kom ned på et behov for 7 punktforankringer. Slik veggskiven er plassert vil vi imidlertid ikke måtte armere for momentstrek i det hele tatt.



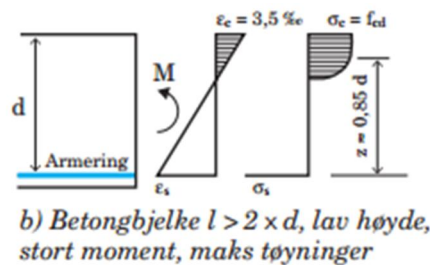
Figur 5.39 – Plasseringen av de aktuelle veggskivene, y3 og y4.

For å illustrere hvorfor, kan vi ta en nærmere kikk på spenningsfordelingen i tverrsnittet. Figur 5.40 viser spenningsfordelingen i tverrsnittet til en homogen elastisk bjelke.

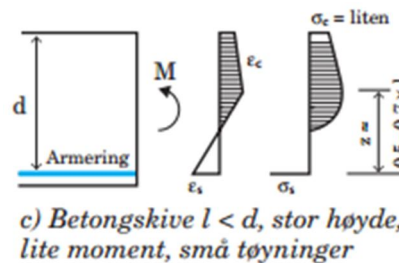


Figur 5.40 – Tøynings- og spenningsdiagram for en homogen, elastisk bjelke [18]

Dersom vi har en lav bjelke med maks tøying, vil de samme diagrammene tilnærme seg diagrammene i Figur 5.42. Her er strekksonen er lang i forhold til trykksonen.



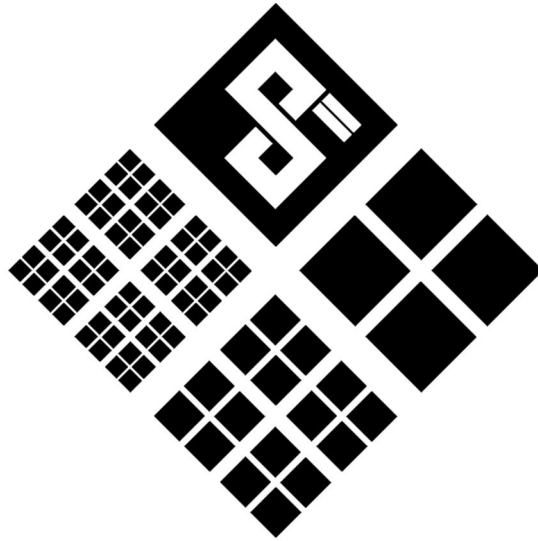
Figur 5.41 - Tøynings- og spenningsdiagram for en lav betongbjelke med maks tøying [18]



Figur 5.42 – Tøynings- og spenningsdiagram for en høy bjelke med små tøying, eksempelvis hulldekkesskive [18]

For en høy bjelke/dekkesskive, med $l > d$, vil imidlertid spenningsbildet være snudd på hodet og trykksonen blir veldig lang i forhold til strekksonen. Poenget er at veggskive y3, og dermed også veggskive y4, befinner seg utenfor strekksonen. Dermed trenger vi ikke dimensjonere for moment i det hele tatt. Vi ender da opp med en belastning tilsvarende den vi hadde for veggskive y1 og y2. Forskjellen for de to sjaktveggene er at de hver har to veggender å fordele lastene på. Vi kan dermed benytte løsningen som vi fant for de to første veggskivene i y-retning og legge likt forankringsjern i begge veggender. Denne løsningen vil også kunne anvendes på veggskive y6, som går fra akse C til D, mens veggskive y5 og y7 kan bruke identisk løsning som y1 og y2. Dette lar seg gjøre siden veggene har lik lengde og de befinner seg i områder uten momentstrekk.

6 Avslutning: Diskusjon og konklusjon



6.1 Diskusjon, konklusjon og videreføring

Ved å gjennomføre de ulike metodene for seismisk analyse har jeg oppnådd økt forståelse for utførelse, forskjeller og hvilke resultater jeg kan forvente meg. Ved å tilpasse den romlige modellen til plan modell, var det lettere å vurdere de forskjellene som gjenstod. Det neste steget å ta vil her være å prøve seg på mer kompliserte konstruksjoner. Ved romlig modal responsspektrumanalyse kan en analyse kjøres raskt i analyseprogrammer i Robot, men det krever god forståelse for hvordan konstruksjonsdelene oppfører seg og hvilke randbetingelser og forutsetninger som skal gjøres. Med de seismiske analysene som er utført her mener jeg å ha oppnådd et godt grunnlag for videre utvikling.

Når det gjelder stivhet i dekkeskiven så vil det være en naturlig videreføring å se nærmere på løsninger for å få realistisk stivhet i dekkeskiver modellert med hulldekker. Dette ble ikke prioritert i denne oppgaven, ettersom jeg var fornøyd med resultatene med helt stiv dekkeskive.

Stringeranalysen viste seg å gi store behov for armering i akser hvor det i utgangspunktet ikke ville befinne seg noe særlig med strekkrefter. Dette skyldes forutsetninger, ved at en regner skjærkraften lik i begge ender av betraktet dekkedel. En naturlig videreføring vil være å supplere, eller erstatte metoden, med kapasitetsvurderinger etter infillmetoden, for eksempelvis å benytte seg av hulldekkeelementenes egen strekkapasitet i hovedretning, i stedet for å legge inn store mengder jern i trange snitt og fuger. Stringermetoden gir imidlertid innsikt i lastbildet rundt stive membraner. Analysen som ble gjort vil i mange tilfeller kunne gjøres kjappere – dersom antall ukjente går ned. Metoden ble rapportert i

detalj, i et forsøk på å gjøre den lettfattelig for leseren, men dersom målet var kjappe resultater ville det i denne situasjonen vært mulig å benytte seg av symmetri i lastbildet.

Beregning av skivearming har vært nyttig på den måten at jeg har fått en ny forståelse for hvordan hulldekkeskiver sammenbindes for membraneffekt. Måten avstivningen fungerer, som egentlig kan sies å være etter infillmetoden, var ny lærdom for meg. En videreføring av denne delen av oppgaven vil være å lære seg mer om stivhetsvurdering av hulldekkeskiver. I Robot ble det tydelig hvilken effekt en dekkeskive med liten stivhet kan ha, og det vil være viktig å gjøre gode vurderinger her. Det kan kjapt gå galt dersom en forutsetter helt stiv dekkeskive i beregninger, og har gjort stabilitetskontroll basert på at det er tilfellet. Da vil det eksempelvis ikke lengre være sikkert at det er tilstrekkelig med tre gunstig plasserte veggskiver for stabilitet i en konstruksjon.

Trykkbrudd er en aktuell bruddform som ikke ble dekket i denne oppgaven. Det vil være en passelig videreføring, spesielt med tanke på å flette det inn i regnearkene.

6.2 Regneark for dimensjonering av innfesting

6.2.1 Diskusjon, konklusjon og videreføring

Som nevnt brukes det hovedsakelig håndberegninger eller enkle regneark for å dimensjonere slike innfestinger. Dersom regnearkene er forskjellig fra prosjekt til prosjekt, og ansatt til ansatt, vil det kunne være vanskelig å kontrollere arbeid som tidligere er gjort – både av seg selv og av andre. I et prosjekt vil det ofte være behov for å gjøre beregninger på nytt, ved endringer i forutsetningene som ble gjort den første gangen. Regnearkene som her presenteres er ikke revolusjonerende på noen måte, men de kan være tidsbesparende dersom flere andre velger å bruke det – og spesielt hvis det blir et alternativ til å lage egne midlertidige regneark selv. For at andre skal begynne å bruke regnearkene vil det trolig være avgjørende at de er sikre på at de forstår hvilken inndata som regnearket ber om og at de stoler på resultatene. For å få dette til vil jeg, som en videreføring av oppgaven, legge til figurer og gjerne tydeligere henvisninger til tilsvarende kapasitetstabeller for kontroll. Foreløpig er det brukt merknader i tittelfelt for henvisning til kilder, men dette kan gjerne legges til på «sidelinjen» i Excel.

Regnearkene som her er laget er til en viss grad spesifikke og begrensende i anvendelighet, ved at de kun tilbyr løsning med forankring av kamstål i utstøpte kanaler. I prosjekter med prefabrikkerte bjelker vil det som regel være mer fornuftig å forankre med gjengestenger i innstøpte hylser. Andre prosjekter vil

igjen gjerne foretrekke andre løsninger, og det vil derfor også være en aktuell videreføring å lage flere regneark.

Med mål om anvendelighet i forskjellige situasjoner kan det være en fordel å ikke la regnearket ta dimensjoneringen hele veien til forankringen er festet i begge ender. Ved å avslutte med sveis og avskjæringskapasitet for dubb, vil regnearket for innfesting i endefuger kunne brukes ved forankring mot de aller fleste konstruksjonsdeler av stål. Det kan være hatteprofil, underliggende I-profil eller L-stål – som var eksempelet i oppgaven. Ønsket metode for å forankre L-stålet kan igjen variere, og det vil avhenge av faktorer som ikke kan automatiseres i et regneark. Jo mer spesifikt et regneark blir, desto mindre tilpasselig vil det være til andre situasjoner.

Til det formålet regnearket er ment for, fungerer regnearkene bra og jeg er fornøyd med resultatet. Regnearkene skal nå kontrolleres for bruk i Rambøll.

7 Siterte verk

- [1] Store Norske Leksikon, [Internett]. Available: <https://snl.no/Jorden#menuitem2>.
- [2] Oxford Dictionaries, «Oxford Dictionaries,» [Internett]. Available: <http://www.oxforddictionaries.com/definition/english/earthquake>.
- [3] NORSAR, «Norsk Nasjonalt Seismisk Nettverk,» Institutt for Geovitenskap i Bergen, [Internett]. Available: http://nnsn.geo.uib.no/link_2_01.shtml. [Funnet 3 mars 2015].
- [4] Australian Government, «Geoscience Australia,» [Internett]. Available: <http://www.ga.gov.au/scientific-topics/hazards/earthquake/basics/historic#heading-7>. [Funnet 12 juni 2015].
- [5] National Geographic, «National Geographic News,» [Internett]. Available: <http://news.nationalgeographic.com/news/2007/01/070103-mine-quake.html>. [Funnet 12 juni 2015].
- [6] A. Lafrance, «The Atlantic,» 8 august 2014. [Internett]. Available: <http://www.theatlantic.com/technology/archive/2014/08/man-made-earthquakes-are-altering-the-geologic-landscape/372243/>. [Funnet 3 mars 2015].
- [7] BBC, «BBC,» [Internett]. Available: <http://www.bbc.com/news/uk-14432401>.
- [8] Teknisk Ukeblad, «Norsk skifergass blir liggende i bakken,» 3 november 2010. [Internett]. Available: <http://www.tu.no/petroleum/2010/11/03/norsk-skifergass-blir-liggende-i-bakken>. [Funnet 3 mars 2015].
- [9] NORSAR, «Jordskjelv.no,» NORSAR, [Internett]. Available: www.jordskjelv.no. [Funnet 6 februar 2015].
- [10] Standard Norge, *NS-EN 1998-1:2004+NA:2008*, Standard Norge, 2008.
]
- [11] S. S. Rao, *Mechanical Vibrations*, Singapore: Pearson Education South Asia Pte Ltd, 2011.
- [12] A. K. Chopra, *Dynamics of Structures*, Englewood Cliffs, New Jersey:

-] Prentice Hall, 1995.
- [13 Betongelementboken, Betongelementboken Bind H,
] Betongelementforeningen, 2011.
- [14 E. L. Wilson, Static and Dynamic Analysis of Structures, Berkeley, California:
] Computers and Structures, Inc., 2010.
- [15 Vibrationdata, «Vibrationdata El Centro Earthquake Page,» [Internett].
] Available: <http://www.vibrationdata.com/elcentro.htm>. [Funnet 6 mars 2015].
- [16 Standard Norge, *NS-EN 1990:2002+NA:2008 Eurokode: Grunnlag for
] prosjektering av konstruksjoner*, Standard Norge, 2008.
- [17 Standard Norge, *NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008*, Standard Norge, 2008.
]
- [18 Betongelementforeningen, Betongelementboken Bind B,
] Betongelementforeningen, 2012.
- [19 Betongelementforeningen, Betongelementboken Bind A,
] Betongelementforeningen, 2010.
- [20 SteelConstruction Free Encyclopedia UK, «SteelConstruction.info,» Tata
] Steel, BCSA, SCI, [Internett]. Available:
http://www.steelconstruction.info/Modelling_and_analysis. [Funnet 9 mars 2015].
- [21 Gem Nexus, «Gem Nexus,» 13 juli 2013. [Internett]. Available:
] <http://www.nexus.globalquakemodel.org/gem-building-taxonomy/overview/glossary/infilled-frame--lfinf>. [Funnet 5 Mai 2015].
- [22 Spenncon, «Spenncon Handbook,» Spenncon, [Internett]. Available:
] <http://handbook.spenncon.e21solu.fi/spenncon/?node=1.1.1.1>. [Funnet 11 mars 2015].
- [23 Norsk Stålforbund og Betongelementforeningen, *Hulldekker på Stål
] Bæresystemer - Anbefalte prinsipper og løsninger*, Norsk Stålforbund og
Betongelementforeningen, 2008.
- [24 Betongelementforeningen, Betongelementboken, Bind C,
] Betongelementforeningen, 2013.
- [25 Norsk Stålforbund og Betongindustriens Landsforening, «Hulldekker på Stål
] Bæresystemer,» [Internett]. Available:
<http://www.stalforbund.com/Fagomraader/Hulldekker/hulldekker.htm#kapit>

tel52. [Funnet 11 mars 2015].

- [26 T. I. Svare, «Sintefbok.no,» Norges byggforsknings institutt, ukjent, 1975.
]
- [27 Betonelement-foreningen, «Betonportal.dk,» [Internett]. Available:
] <http://www.betonportal.dk>. [Funnet 6 mai 2015].
- [28 L. Holmes, «Load-bearing masonry design,» New Zealand Engineering,
] ukjent, 1961.
- [29 M. F. L. C. M. P. Giuseppina Amato, «An Updated Model of Equivalent
] Diagonal Strut for Infill Panels,» 2009.
- [30 Motek AS, «www.motek.no,» 1 september 2012. [Internett]. Available:
] <http://www.motek.no/anker/kjemisk-anker/hit-kjemiske-anker/hit-hy-200-a-kjemisk-anker-2>. [Funnet 1 juni 2015].
- [31 «Wikipedia,» [Internett]. Available:
] <http://en.wikipedia.org/wiki/Earthquake>.
- [32 L. V. Løseth, Betongelementboken Bind H - Dimensjonering for jordskjelv,
] Betongelementforeningen, 2011.
- [33 L. D. S. Amr S. Elnashai, Fundamentals of Earthquake Engineering, The
] Atrium, Southern Gate, West Sussex, United Kingdom: John Wiley & Sons, Ltd, 2008.
- [34 «Jordskjelv,» NORSAR, [Internett]. Available: www.jordskjelv.no. [Funnet 6
] februar 2015].
- [35 Autodesk, «Autodesk Robot User Guide,» [Internett]. Available:
] <http://docs.autodesk.com/RSAPRO/2014/ENU/index.html?url=filesROBOT/GUID-B3450A84-E078-484E-80B9-3AA0482F3699.htm,topicNumber=ROBOTd30e65410,hash=GUID-8932C35A-1384-486F-B4A3-E4E6A70C6742>.
- [36 Institutt for konstruksjonsteknikk NTNU, Stålkonstruksjoner - Profiler og
] Formler, Trondheim: tapir akademisk forlag, 2003.
- [37 «Substances Techonlgies,» [Internett]. Available:
] http://www.substech.com/dokuwiki/doku.php?id=fracture_toughness.
[Funnet 22 april 2015].
- [38 F. Crisafulli, «Analysis of infilled frame structures,» udatert. [Internett].
] Available: http://www.msc-sahc.org/upload/docs/01_francisco_crisafull_seminar.pdf. [Funnet 5 Mai

2015].

- [39 F. C. A. R. M. o. G. A. Parsekian, «Modeling a reinforced concrete building frame with infill walls,» via Federal University of São Carlos, Brazil, São Carlos, ukjent.

Vedlegg

Vedlegg for analysekapitler:

A1:

Resultatene som vises her gjelder modal analyse som ble gjort i Robot for kontorbygget, M1:

Case/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)	Total mass UX (kg)	Total mass UY (kg)
1/ 1	5,38	0,19	0,00	73,94	3100377,60	3100377,60
1/ 2	6,64	0,15	75,65	0,00	3100377,60	3100377,60
1/ 3	8,89	0,11	0,00	0,29	3100377,60	3100377,60
1/ 4	15,19	0,07	0,00	15,91	3100377,60	3100377,60
1/ 5	16,68	0,06	17,37	0,00	3100377,60	3100377,60
1/ 6	18,75	0,05	0,00	2,15	3100377,60	3100377,60
1/ 7	20,14	0,05	0,00	0,13	3100377,60	3100377,60
1/ 8	20,76	0,05	2,19	0,00	3100377,60	3100377,60
1/ 9	20,97	0,05	0,00	0,56	3100377,60	3100377,60
1/ 10	22,54	0,04	0,38	0,00	3100377,60	3100377,60

Vedlegg A1 - 1 – Dekkeskive med deformasjon: Henholdsvis frekvenser, perioder, medsvingende masse og total masse. Resultatene kommer fra modal analyse i Robot, for kontorbygget M1.

Case/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)	Total mass UX (kg)	Total mass UY (kg)
1/ 2	11,64	0,09	88,15	0,00	3100377,60	3100377,60
1/ 5	33,36	0,03	8,90	0,00	3100377,60	3100377,60
1/ 9	39,29	0,03	0,00	0,00	3100377,60	3100377,60
1/ 7	39,28	0,03	0,00	0,00	3100377,60	3100377,60
1/ 3	16,53	0,06	0,00	0,00	3100377,60	3100377,60
1/ 8	39,28	0,03	0,00	0,00	3100377,60	3100377,60
1/ 10	41,94	0,02	0,00	0,09	3100377,60	3100377,60
1/ 6	39,26	0,03	0,00	0,00	3100377,60	3100377,60
1/ 4	32,49	0,03	0,00	9,06	3100377,60	3100377,60
1/ 1	11,45	0,09	0,00	87,97	3100377,60	3100377,60

Vedlegg A1 - 2 – Helt stiv dekkesskive: Henholdsvis frekvenser, perioder, medsvingende masse og total masse. Resultatene kommer fra modal analyse i Robot, for kontorbygget M1.

Node/Case/Mode	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
Case	5 - Seismic-NS-EN 1998-1:2004/NA:2008 Direction_X					
Mode SRSS						
Sum of val.	-0,00	0,00	-2,15	-0,00	-0,00	0,00
Sum of reac.	-2841,63	0,16	0,00	-3,08	-24502,03	42668,74
Sum of forc.	2841,63	-0,16	0,0	2,97	24501,91	-42668,64
Check val.	-0,00	0,00	0,00	-0,11	-0,12	0,10
Precision	4,61604e+001	6,33800e+000				
Case	6 - Seismic-NS-EN 1998-1:2004/NA:2008 Direction_Y					
Mode SRSS						
Sum of val.	-0,00	-0,00	8,09	0,00	-0,00	0,00
Sum of reac.	-0,16	-2862,57	-0,00	24749,60	-2,59	-51355,20
Sum of forc.	0,16	2862,57	0,0	-24749,72	2,47	51354,97
Check val.	-0,00	0,00	-0,00	-0,12	-0,13	-0,23
Precision	4,61604e+001	6,33800e+000				

Vedlegg A1 - 3 – Helt stiv dekkeskive: Sum av reaksjoner ved seismisk last i x- og y-retning. Analysen ble gjort uten tillegg for utilsiktet eksentrisitet.

Node/Case/Mode	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
Case	9 - Seismic-NS-EN 1998-1:2004/NA:2008 Direction_X					
Mode SRSS						
Sum of val.	0,00	0,00	8,44	0,00	0,00	0,0
Sum of reac.	2698,90	0,20	0,00	0,33	23962,17	40483,57
Sum of forc.	2698,87	0,06	0,0	0,20	23962,13	40483,08
Check val.	5397,77	0,26	0,00	0,53	47924,31	80966,65
Precision	3,27127e-003	7,47308e-005				
Case	10 - Seismic-NS-EN 1998-1:2004/NA:2008 Direction_Y					
Mode SRSS						
Sum of val.	0,00	0,00	0,97	0,00	0,00	0,0
Sum of reac.	0,33	2636,53	0,00	23638,23	0,35	49660,51
Sum of forc.	0,06	2636,54	0,0	23638,21	0,13	49659,98
Check val.	0,40	5273,07	0,00	47276,45	0,47	99320,50
Precision	3,27127e-003	7,47308e-005				

Vedlegg A1 - 4 – Dekkeskive med deformasjon: Sum av reaksjoner ved seismisk last i x- og y-retning. Analysen ble gjort uten tillegg for utilsiktet eksentrisitet.

Core wall/Story/Cut/Case	Name	Panel list	WFX (kN)	WFY (kN)	WFZ (kN)	WMX (kNm)	WMY (kNm)	WMZ (kNm)
1/ 1/ 1/ 9	x1	2to173By57	333,04	0,00	97,05	0,00	266,28	0,00
1/ 1/ 2/ 9	x1	2to173By57	331,43	0,00	97,66	0,00	312,51	0,00
1/ 2/ 1/ 9	x1	2to173By57	285,65	0,01	55,61	0,00	240,70	0,00
1/ 2/ 2/ 9	x1	2to173By57	282,78	0,00	56,19	0,00	254,26	0,00
1/ 3/ 1/ 9	x1	2to173By57	208,35	0,01	25,79	0,00	175,27	0,01
1/ 3/ 2/ 9	x1	2to173By57	202,49	0,00	26,21	0,00	182,48	0,01
1/ 4/ 1/ 9	x1	2to173By57	102,94	0,01	6,65	0,00	84,61	0,00
1/ 4/ 2/ 9	x1	2to173By57	94,98	0,01	6,85	0,00	87,75	0,00
2/ 1/ 1/ 9	x2	3to174By57	333,37	0,01	97,06	0,00	266,56	0,01
2/ 1/ 2/ 9	x2	3to174By57	331,77	0,01	97,68	0,00	312,83	0,02
2/ 2/ 1/ 9	x2	3to174By57	285,94	0,01	55,62	0,00	240,96	0,01
2/ 2/ 2/ 9	x2	3to174By57	283,07	0,01	56,20	0,00	254,52	0,01
2/ 3/ 1/ 9	x2	3to174By57	208,54	0,01	25,80	0,00	175,43	0,01
2/ 3/ 2/ 9	x2	3to174By57	202,68	0,00	26,22	0,00	182,65	0,01
2/ 4/ 1/ 9	x2	3to174By57	103,03	0,00	6,66	0,00	84,69	0,01
2/ 4/ 2/ 9	x2	3to174By57	95,06	0,00	6,86	0,00	87,83	0,01
3/ 1/ 1/ 9	x3	13to184By57	271,82	0,01	51,67	0,01	246,57	0,02
3/ 1/ 2/ 9	x3	13to184By57	270,22	0,02	51,66	0,01	226,53	0,04
3/ 2/ 1/ 9	x3	13to184By57	232,50	0,01	30,86	0,00	207,33	0,01
3/ 2/ 2/ 9	x3	13to184By57	228,75	0,01	30,86	0,00	195,29	0,01
3/ 3/ 1/ 9	x3	13to184By57	169,73	0,01	14,51	0,00	147,38	0,03
3/ 3/ 2/ 9	x3	13to184By57	163,65	0,01	14,51	0,00	143,70	0,03
3/ 4/ 1/ 9	x3	13to184By57	84,23	0,01	3,99	0,00	69,15	0,02
3/ 4/ 2/ 9	x3	13to184By57	76,38	0,01	3,99	0,00	71,13	0,01

Vedlegg A1 - 5 – Helt stiv dekkeskive uten utilsiktet torsjon: Lastfordeling på de ulike avstivende veggene. Her vises vegger x1 til x3 ved seismisk last i y-retning. Navnsetting tilsvarer oversiktsillustrasjonene i A1.

Core wall/Story/Cut/Case	Name	Panel list	WFX (kN)	WFY (kN)	WFZ (kN)	WMX (kNm)	WMY (kNm)	WMZ (kNm)
4/ 1/ 1/ 9	x4	11to182By57	271,87	0,01	51,68	0,01	246,62	0,05
4/ 1/ 2/ 9	x4	11to182By57	270,28	0,02	51,66	0,01	226,58	0,08
4/ 2/ 1/ 9	x4	11to182By57	232,55	0,00	30,86	0,00	207,37	0,03
4/ 2/ 2/ 9	x4	11to182By57	228,80	0,00	30,86	0,00	195,33	0,02
4/ 3/ 1/ 9	x4	11to182By57	169,76	0,00	14,51	0,00	147,41	0,02
4/ 3/ 2/ 9	x4	11to182By57	163,68	0,00	14,51	0,00	143,73	0,02
4/ 4/ 1/ 9	x4	11to182By57	84,24	0,01	3,99	0,00	69,16	0,03
4/ 4/ 2/ 9	x4	11to182By57	76,39	0,01	3,99	0,00	71,14	0,03
5/ 1/ 1/ 9	x5	8to179By57	805,44	0,02	156,99	0,01	773,27	0,10
5/ 1/ 2/ 9	x5	8to179By57	802,25	0,04	157,60	0,01	630,25	0,20
5/ 2/ 1/ 9	x5	8to179By57	689,23	0,01	91,18	0,01	656,59	0,03
5/ 2/ 2/ 9	x5	8to179By57	681,93	0,00	91,75	0,01	540,17	0,03
5/ 3/ 1/ 9	x5	8to179By57	501,77	0,02	42,53	0,01	458,93	0,04
5/ 3/ 2/ 9	x5	8to179By57	489,26	0,02	42,93	0,01	406,07	0,04
5/ 4/ 1/ 9	x5	8to179By57	246,84	0,03	11,26	0,00	214,19	0,01
5/ 4/ 2/ 9	x5	8to179By57	230,61	0,03	11,45	0,00	202,57	0,01
6/ 1/ 1/ 9	x6	6to177By57	806,26	0,00	156,97	0,00	773,96	0,02
6/ 1/ 2/ 9	x6	6to177By57	803,07	0,01	157,58	0,01	630,99	0,04
6/ 2/ 1/ 9	x6	6to177By57	689,94	0,01	91,17	0,01	657,22	0,05
6/ 2/ 2/ 9	x6	6to177By57	682,63	0,01	91,74	0,01	540,78	0,05
6/ 3/ 1/ 9	x6	6to177By57	502,24	0,01	42,51	0,01	459,34	0,00
6/ 3/ 2/ 9	x6	6to177By57	489,71	0,01	42,91	0,00	406,47	0,00
6/ 4/ 1/ 9	x6	6to177By57	247,05	0,02	11,24	0,00	214,37	0,02
6/ 4/ 2/ 9	x6	6to177By57	230,80	0,02	11,44	0,00	202,74	0,02

Vedlegg A1 - 6 – Helt stiv dekkeskive uten utilsiktet torsjon: Lastfordeling på de ulike avstivende veggene. Her vises vegger x4 til x6 ved seismisk last i y-retning. Navnsetting tilsvarer oversiktsillustrasjonene i A1.

Core wall/Story/Cut/Case	Name	Panel list	WFX (kN)	WFY (kN)	WFZ (kN)	WMX (kNm)	WMY (kNm)	WMZ (kNm)
7/ 1/ 1/ 10	y1	1to172By57	0,01	406,81	127,69	354,83	0,01	0,00
7/ 1/ 2/ 10	y1	1to172By57	0,02	405,22	127,71	351,63	0,01	0,00
7/ 2/ 1/ 10	y1	1to172By57	0,03	348,74	77,63	320,60	0,02	0,01
7/ 2/ 2/ 10	y1	1to172By57	0,02	344,28	77,63	281,98	0,02	0,01
7/ 3/ 1/ 10	y1	1to172By57	0,02	254,28	36,43	227,50	0,02	0,01
7/ 3/ 2/ 10	y1	1to172By57	0,01	247,55	36,43	208,84	0,01	0,00
7/ 4/ 1/ 10	y1	1to172By57	0,03	125,55	9,81	108,39	0,01	0,01
7/ 4/ 2/ 10	y1	1to172By57	0,01	117,16	9,81	102,67	0,01	0,00
8/ 1/ 1/ 10	y2	4to175By57	0,01	406,81	127,69	354,83	0,01	0,00
8/ 1/ 2/ 10	y2	4to175By57	0,02	405,22	127,71	351,63	0,01	0,00
8/ 2/ 1/ 10	y2	4to175By57	0,03	348,74	77,63	320,60	0,02	0,01
8/ 2/ 2/ 10	y2	4to175By57	0,02	344,28	77,63	281,98	0,02	0,00
8/ 3/ 1/ 10	y2	4to175By57	0,02	254,28	36,43	227,50	0,02	0,01
8/ 3/ 2/ 10	y2	4to175By57	0,01	247,55	36,43	208,84	0,01	0,00
8/ 4/ 1/ 10	y2	4to175By57	0,03	125,55	9,81	108,39	0,01	0,01
8/ 4/ 2/ 10	y2	4to175By57	0,01	117,16	9,81	102,67	0,01	0,00
9/ 1/ 1/ 10	y3	10to181By57	0,00	406,48	0,01	354,56	0,00	0,00
9/ 1/ 2/ 10	y3	10to181By57	0,00	404,88	0,01	351,31	0,00	0,00
9/ 2/ 1/ 10	y3	10to181By57	0,00	348,39	0,01	320,30	0,00	0,01
9/ 2/ 2/ 10	y3	10to181By57	0,00	343,94	0,01	281,68	0,00	0,01
9/ 3/ 1/ 10	y3	10to181By57	0,00	253,97	0,01	227,23	0,00	0,01
9/ 3/ 2/ 10	y3	10to181By57	0,00	247,24	0,01	208,57	0,00	0,00
9/ 4/ 1/ 10	y3	10to181By57	0,00	125,30	0,01	108,17	0,00	0,01
9/ 4/ 2/ 10	y3	10to181By57	0,00	116,92	0,01	102,45	0,00	0,00
10/ 1/ 1/ 10	y4	12to183By57	0,00	406,14	0,01	354,29	0,00	0,00
10/ 1/ 2/ 10	y4	12to183By57	0,00	404,55	0,01	351,00	0,00	0,00
10/ 2/ 1/ 10	y4	12to183By57	0,00	348,04	0,01	320,00	0,00	0,01
10/ 2/ 2/ 10	y4	12to183By57	0,00	343,59	0,01	281,37	0,00	0,00
10/ 3/ 1/ 10	y4	12to183By57	0,00	253,65	0,01	226,97	0,00	0,01
10/ 3/ 2/ 10	y4	12to183By57	0,00	246,94	0,01	208,30	0,00	0,00
10/ 4/ 1/ 10	y4	12to183By57	0,00	125,05	0,00	107,96	0,00	0,01
10/ 4/ 2/ 10	y4	12to183By57	0,00	116,68	0,00	102,24	0,00	0,00

Vedlegg A1 - 7 – Helt stiv dekkeskive uten utilsiktet torsjon: Lastfordeling på de ulike avstivende veggene. Her vises vegger y1 til y4 ved seismisk last i y-retning. Navnsetting tilsvarer oversiktsillustrasjonene i A1.

Core wall/Story/Cut/Case	Name	Panel list	WFX (kN)	WFY (kN)	WFZ (kN)	WMX (kNm)	WMY (kNm)	WMZ (kNm)
11/ 1/ 1/ 10	y5	7to178By57	0,01	404,80	127,69	353,23	0,01	0,00
11/ 1/ 2/ 10	y5	7to178By57	0,02	403,22	127,71	349,74	0,01	0,00
11/ 2/ 1/ 10	y5	7to178By57	0,03	346,64	77,63	318,79	0,02	0,01
11/ 2/ 2/ 10	y5	7to178By57	0,02	342,20	77,63	280,16	0,02	0,01
11/ 3/ 1/ 10	y5	7to178By57	0,02	252,41	36,43	225,89	0,02	0,01
11/ 3/ 2/ 10	y5	7to178By57	0,01	245,72	36,43	207,24	0,01	0,00
11/ 4/ 1/ 10	y5	7to178By57	0,03	124,05	9,81	107,10	0,01	0,01
11/ 4/ 2/ 10	y5	7to178By57	0,01	115,71	9,81	101,39	0,01	0,00
12/ 1/ 1/ 10	y6	9to180By57	0,00	404,80	0,02	353,23	0,00	0,00
12/ 1/ 2/ 10	y6	9to180By57	0,00	403,22	0,02	349,74	0,00	0,00
12/ 2/ 1/ 10	y6	9to180By57	0,00	346,64	0,02	318,79	0,00	0,01
12/ 2/ 2/ 10	y6	9to180By57	0,00	342,20	0,02	280,16	0,00	0,01
12/ 3/ 1/ 10	y6	9to180By57	0,00	252,41	0,02	225,89	0,00	0,01
12/ 3/ 2/ 10	y6	9to180By57	0,00	245,72	0,02	207,24	0,00	0,00
12/ 4/ 1/ 10	y6	9to180By57	0,00	124,05	0,01	107,10	0,00	0,01
12/ 4/ 2/ 10	y6	9to180By57	0,00	115,71	0,01	101,39	0,00	0,00
13/ 1/ 1/ 10	y7	5to176By57	0,01	404,80	127,69	353,23	0,01	0,00
13/ 1/ 2/ 10	y7	5to176By57	0,02	403,22	127,71	349,74	0,01	0,00
13/ 2/ 1/ 10	y7	5to176By57	0,03	346,64	77,63	318,79	0,02	0,01
13/ 2/ 2/ 10	y7	5to176By57	0,02	342,20	77,63	280,16	0,02	0,00
13/ 3/ 1/ 10	y7	5to176By57	0,02	252,41	36,43	225,89	0,02	0,01
13/ 3/ 2/ 10	y7	5to176By57	0,01	245,72	36,43	207,24	0,01	0,00
13/ 4/ 1/ 10	y7	5to176By57	0,03	124,05	9,81	107,10	0,01	0,01
13/ 4/ 2/ 10	y7	5to176By57	0,01	115,71	9,81	101,39	0,01	0,00

Vedlegg A1 - 8 – Helt stiv dekkeskive uten utilsiktet torsjon: Lastfordeling på de ulike avstivende veggene. Her vises vegger y5 til y7 ved seismisk last i y-retning. Navnsetting tilsvarer oversiktsillustrasjonene i A1.

Core wall/Story/Cut/Case	Name	Panel list	WFX (kN)	WFY (kN)	WFZ (kN)	WMX (kNm)	WMY (kNm)	WMZ (kNm)
1/ 1/ 1/ 9	x1	2to173By57	242,56	0,05	40,73	0,02	1578,08	0,21
1/ 1/ 2/ 9	x1	2to173By57	241,76	0,03	39,06	0,09	1165,55	0,22
1/ 2/ 1/ 9	x1	2to173By57	205,45	0,50	33,29	0,50	920,11	1,12
1/ 2/ 2/ 9	x1	2to173By57	200,81	0,41	33,47	0,43	576,82	1,05
1/ 3/ 1/ 9	x1	2to173By57	147,68	0,44	23,18	0,43	411,19	1,23
1/ 3/ 2/ 9	x1	2to173By57	140,60	0,29	23,24	0,35	167,51	1,13
1/ 4/ 1/ 9	x1	2to173By57	65,12	0,78	11,55	0,60	93,02	1,79
1/ 4/ 2/ 9	x1	2to173By57	55,58	0,56	10,99	0,76	25,07	1,83
2/ 1/ 1/ 9	x2	3to174By57	242,58	0,05	40,73	0,02	1578,09	0,21
2/ 1/ 2/ 9	x2	3to174By57	241,77	0,04	39,06	0,09	1165,55	0,22
2/ 2/ 1/ 9	x2	3to174By57	205,46	0,50	33,29	0,50	920,12	1,12
2/ 2/ 2/ 9	x2	3to174By57	200,81	0,40	33,47	0,43	576,83	1,05
2/ 3/ 1/ 9	x2	3to174By57	147,68	0,44	23,18	0,43	411,21	1,23
2/ 3/ 2/ 9	x2	3to174By57	140,60	0,29	23,24	0,35	167,53	1,13
2/ 4/ 1/ 9	x2	3to174By57	65,12	0,78	11,55	0,60	93,02	1,79
2/ 4/ 2/ 9	x2	3to174By57	55,59	0,56	10,99	0,76	25,07	1,83
3/ 1/ 1/ 9	x3	13to184By57	225,83	0,03	0,40	0,01	1297,27	0,16
3/ 1/ 2/ 9	x3	13to184By57	224,82	0,02	0,39	0,05	919,10	0,04
3/ 2/ 1/ 9	x3	13to184By57	184,38	0,03	0,28	0,05	717,97	0,19
3/ 2/ 2/ 9	x3	13to184By57	181,09	0,03	0,33	0,03	415,53	0,20
3/ 3/ 1/ 9	x3	13to184By57	140,02	0,02	0,14	0,02	297,16	0,57
3/ 3/ 2/ 9	x3	13to184By57	134,15	0,03	0,20	0,03	93,31	0,82
3/ 4/ 1/ 9	x3	13to184By57	78,20	0,06	0,11	0,03	61,71	4,82
3/ 4/ 2/ 9	x3	13to184By57	69,37	0,06	0,13	0,10	132,05	6,33

Vedlegg A1 - 9 – Dekkeskive med deformasjon: Lastfordeling på de ulike avstivende veggene. Her vises vegger x1 - x3 ved seismisk last i x-retning. Navnsetting tilsvarer oversiktsillustrasjonene i A1.

Core wall/Story/Cut/Case	Name	Panel list	WFX (kN)	WFY (kN)	WFZ (kN)	WMX (kNm)	WMY (kNm)	WMZ (kNm)
4/ 1/ 1/ 9	x4	11to182By57	225,84	0,02	0,40	0,01	1297,28	0,17
4/ 1/ 2/ 9	x4	11to182By57	224,83	0,01	0,39	0,05	919,10	0,04
4/ 2/ 1/ 9	x4	11to182By57	184,38	0,04	0,28	0,05	717,98	0,20
4/ 2/ 2/ 9	x4	11to182By57	181,09	0,04	0,33	0,03	415,53	0,21
4/ 3/ 1/ 9	x4	11to182By57	140,02	0,03	0,14	0,01	297,16	0,57
4/ 3/ 2/ 9	x4	11to182By57	134,15	0,02	0,20	0,04	93,30	0,82
4/ 4/ 1/ 9	x4	11to182By57	78,20	0,06	0,11	0,02	61,69	4,82
4/ 4/ 2/ 9	x4	11to182By57	69,36	0,05	0,13	0,10	132,05	6,34
5/ 1/ 1/ 9	x5	8to179By57	886,04	0,16	44,34	0,09	7304,23	0,90
5/ 1/ 2/ 9	x5	8to179By57	884,49	0,10	42,57	0,20	5763,18	0,71
5/ 2/ 1/ 9	x5	8to179By57	835,03	0,56	36,50	0,68	4751,00	2,27
5/ 2/ 2/ 9	x5	8to179By57	825,07	0,40	35,36	0,36	3307,72	2,34
5/ 3/ 1/ 9	x5	8to179By57	678,34	0,53	25,16	0,53	2462,86	2,27
5/ 3/ 2/ 9	x5	8to179By57	662,20	0,18	23,26	0,24	1291,79	2,41
5/ 4/ 1/ 9	x5	8to179By57	377,28	1,26	12,54	0,71	749,71	3,53
5/ 4/ 2/ 9	x5	8to179By57	355,27	0,40	6,82	1,09	91,01	3,32
6/ 1/ 1/ 9	x6	6to177By57	886,05	0,16	44,34	0,08	7304,22	0,89
6/ 1/ 2/ 9	x6	6to177By57	884,50	0,10	42,57	0,19	5763,17	0,69
6/ 2/ 1/ 9	x6	6to177By57	835,04	0,56	36,50	0,68	4750,98	2,27
6/ 2/ 2/ 9	x6	6to177By57	825,08	0,40	35,36	0,36	3307,68	2,33
6/ 3/ 1/ 9	x6	6to177By57	678,32	0,53	25,16	0,53	2462,82	2,27
6/ 3/ 2/ 9	x6	6to177By57	662,19	0,17	23,26	0,24	1291,77	2,41
6/ 4/ 1/ 9	x6	6to177By57	377,28	1,26	12,54	0,71	749,70	3,53
6/ 4/ 2/ 9	x6	6to177By57	355,27	0,40	6,82	1,09	91,01	3,32

Vedlegg A1 - 10 – Dekkeskive med deformasjon: Lastfordeling på de ulike avstivende veggene. Her vises vegger x4 – x6 ved seismisk last i x-retning. Navnsetting tilsvarer oversiktsillustrasjonene i A1.

Core wall/Story/Cut/Case	Name	Panel list	WFX (kN)	WFY (kN)	WFZ (kN)	WMX (kNm)	WMY (kNm)	WMZ (kNm)
7/ 1/ 1/ 10	y1	1to172By57	0,16	334,13	39,99	2476,78	0,09	0,35
7/ 1/ 2/ 10	y1	1to172By57	0,26	333,63	39,83	1893,18	0,20	0,56
7/ 2/ 1/ 10	y1	1to172By57	1,09	302,59	32,95	1533,39	1,20	1,60
7/ 2/ 2/ 10	y1	1to172By57	0,84	297,29	32,64	1014,64	0,61	1,76
7/ 3/ 1/ 10	y1	1to172By57	1,09	234,64	22,45	741,84	1,00	2,02
7/ 3/ 2/ 10	y1	1to172By57	0,73	227,00	22,13	341,71	0,59	2,09
7/ 4/ 1/ 10	y1	1to172By57	1,86	117,33	10,95	194,51	1,16	2,91
7/ 4/ 2/ 10	y1	1to172By57	0,94	107,15	9,74	8,58	1,52	3,12
8/ 1/ 1/ 10	y2	4to175By57	0,17	334,13	39,99	2476,80	0,09	0,34
8/ 1/ 2/ 10	y2	4to175By57	0,27	333,63	39,83	1893,20	0,20	0,57
8/ 2/ 1/ 10	y2	4to175By57	1,08	302,61	32,95	1533,40	1,21	1,60
8/ 2/ 2/ 10	y2	4to175By57	0,85	297,31	32,64	1014,62	0,61	1,76
8/ 3/ 1/ 10	y2	4to175By57	1,10	234,64	22,45	741,81	0,99	2,02
8/ 3/ 2/ 10	y2	4to175By57	0,73	227,00	22,13	341,68	0,60	2,09
8/ 4/ 1/ 10	y2	4to175By57	1,85	117,33	10,95	194,50	1,17	2,91
8/ 4/ 2/ 10	y2	4to175By57	0,95	107,15	9,74	8,58	1,52	3,12
9/ 1/ 1/ 10	y3	10to181By57	0,01	377,98	0,01	2687,63	0,01	0,15
9/ 1/ 2/ 10	y3	10to181By57	0,01	377,38	0,01	2032,25	0,00	0,07
9/ 2/ 1/ 10	y3	10to181By57	0,01	350,63	0,01	1673,45	0,00	0,58
9/ 2/ 2/ 10	y3	10to181By57	0,00	348,26	0,01	1072,38	0,01	0,71
9/ 3/ 1/ 10	y3	10to181By57	0,01	292,89	0,01	813,61	0,00	3,18
9/ 3/ 2/ 10	y3	10to181By57	0,01	288,29	0,01	312,43	0,01	4,02
9/ 4/ 1/ 10	y3	10to181By57	0,01	195,06	0,01	163,59	0,00	16,97
9/ 4/ 2/ 10	y3	10to181By57	0,01	187,82	0,01	174,35	0,00	21,48
10/ 1/ 1/ 10	y4	12to183By57	0,00	461,16	0,01	2972,92	0,00	0,27
10/ 1/ 2/ 10	y4	12to183By57	0,00	460,33	0,01	2191,77	0,00	0,11
10/ 2/ 1/ 10	y4	12to183By57	0,00	417,14	0,01	1761,51	0,00	0,77
10/ 2/ 2/ 10	y4	12to183By57	0,01	414,36	0,01	1063,43	0,00	0,91
10/ 3/ 1/ 10	y4	12to183By57	0,00	334,70	0,01	761,40	0,00	3,51
10/ 3/ 2/ 10	y4	12to183By57	0,00	329,81	0,01	222,30	0,00	4,66
10/ 4/ 1/ 10	y4	12to183By57	0,01	158,77	0,00	113,59	0,00	20,68
10/ 4/ 2/ 10	y4	12to183By57	0,00	151,25	0,00	230,61	0,00	25,43

Vedlegg A1 - 11 – Dekkeskive med deformasjon: Lastfordeling på de ulike avstivende veggene. Her vises vegger y1 – y4 ved seismisk last i y-retning. Navnsetting tilsvarer oversiktsillustrasjonene i A1.

Core wall/Story/Cut/Case	Name	Panel list	WFX (kN)	WFY (kN)	WFZ (kN)	WMX (kNm)	WMY (kNm)	WMZ (kNm)
11/ 1/ 1/ 10	y5	7to178By57	0,15	380,05	52,30	2835,62	0,07	0,48
11/ 1/ 2/ 10	y5	7to178By57	0,13	379,43	52,16	2177,26	0,30	0,56
11/ 2/ 1/ 10	y5	7to178By57	0,74	346,21	42,64	1776,22	0,73	1,68
11/ 2/ 2/ 10	y5	7to178By57	0,77	338,86	42,34	1188,18	0,80	1,88
11/ 3/ 1/ 10	y5	7to178By57	0,60	274,26	28,92	887,49	0,79	2,01
11/ 3/ 2/ 10	y5	7to178By57	0,64	264,39	28,59	422,60	0,44	2,21
11/ 4/ 1/ 10	y5	7to178By57	1,31	153,30	14,07	253,65	1,38	2,87
11/ 4/ 2/ 10	y5	7to178By57	1,34	141,04	12,48	15,88	1,24	3,23
12/ 1/ 1/ 10	y6	9to180By57	0,00	383,71	0,00	2924,22	0,00	0,65
12/ 1/ 2/ 10	y6	9to180By57	0,00	383,03	0,00	2266,24	0,00	0,60
12/ 2/ 1/ 10	y6	9to180By57	0,01	349,18	0,00	1831,78	0,00	2,86
12/ 2/ 2/ 10	y6	9to180By57	0,01	331,58	0,00	1251,92	0,00	2,75
12/ 3/ 1/ 10	y6	9to180By57	0,01	270,57	0,00	914,11	0,00	3,87
12/ 3/ 2/ 10	y6	9to180By57	0,01	251,59	0,00	464,28	0,01	3,81
12/ 4/ 1/ 10	y6	9to180By57	0,01	138,21	0,00	261,83	0,00	3,49
12/ 4/ 2/ 10	y6	9to180By57	0,01	122,34	0,00	35,08	0,00	3,74
13/ 1/ 1/ 10	y7	5to176By57	0,15	380,04	52,30	2835,58	0,08	0,48
13/ 1/ 2/ 10	y7	5to176By57	0,13	379,42	52,16	2177,23	0,30	0,56
13/ 2/ 1/ 10	y7	5to176By57	0,74	346,20	42,64	1776,21	0,72	1,68
13/ 2/ 2/ 10	y7	5to176By57	0,77	338,86	42,34	1188,18	0,81	1,88
13/ 3/ 1/ 10	y7	5to176By57	0,59	274,26	28,91	887,49	0,80	2,01
13/ 3/ 2/ 10	y7	5to176By57	0,64	264,39	28,58	422,60	0,43	2,21
13/ 4/ 1/ 10	y7	5to176By57	1,32	153,29	14,07	253,65	1,37	2,87
13/ 4/ 2/ 10	y7	5to176By57	1,33	141,04	12,48	15,89	1,25	3,23

Vedlegg A1 - 12 – Dekkeskive med deformasjon: Lastfordeling på de ulike avstivende veggene. Her vises vegger y5 – y7 ved seismisk last i y-retning. Navnsetting tilsvarer oversiktsillustrasjonene i A1.

Seismiske analyser i Matchad 15:

- ❖ Modal responspektrum analyse

- ❖ Tverrkraftanalyse

M1

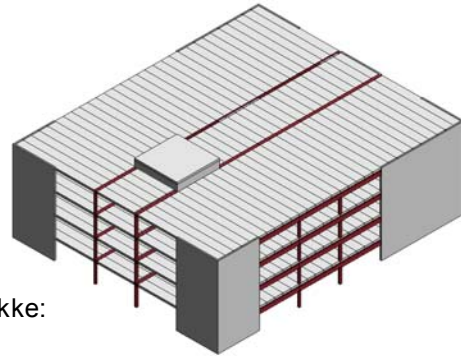
Modal analyse, plan:

Fire etasjer over stiv kjeller

ORIGIN := 1

$h_{\text{etg}} := 3\text{m}$

$n_{\text{etg}} := 4$



Seismisk masse:

Hulldekke 320, fra håndbok, Spenncon - ferdig fuget dekke:

$$g_{\text{HD}} := 413 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Søyler, HUP 250x250x10, fra "Stålkonstruksjoner - profiler og formler":

$$g_{\text{HUP}} := 74.2 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Bjelker, tosidig hatteprofil:

$$t_o := 25\text{mm}$$

$$b_o := 200\text{mm}$$

$$t_u := 25\text{mm}$$

$$b_u := 490\text{mm}$$

$$t_w := 5\text{mm}$$

$$H := 275\text{mm}$$

Dimensjoner på enkeltelementer i hatteprofilens tverrsnitt.

$$A_{\text{THP}} := t_o \cdot b_o + t_u \cdot b_u + 2 \cdot t_w \cdot H = 2 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{IPE500}} := 11.6 \cdot 10^3 \text{mm}^2$$

Tverrsnittsareal, hatteprofil

$$\rho_{\text{stål}} := 7860 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Tetthet, stål

$$g_{\text{THP}} := A_{\text{THP}} \cdot \rho_{\text{stål}} = 157.2 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Egenvekt av THP

$$g_{\text{IPE}} := A_{\text{IPE500}} \cdot \rho_{\text{stål}} = 91.176 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Egenvekt av IPE 500

Vegger, plasstøpt betong:

$$\rho_{\text{betong}} := \frac{25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}}{g} = 2.549 \times 10^3 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Tetthet, betong

$$t_{\text{vegg}} := 250\text{mm}$$

Veggtykkelse

$$g_{v_t250} := \rho_{\text{betong}} \cdot t_{\text{vegg}} \cdot h_{\text{etg}} = 1.912 \times 10^3 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

etasjevis egenvekt pr. løpemetervegg

Påført egenlast på etasjeskillere:

Påført egenlast på tak:

$$g_{pe1} := 1.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2 \cdot \text{g}} = 101.972 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$g_{pe2} := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{g} \cdot \text{m}^2} = 50.986 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Egenvekt, inkludert påført egenvekt:

$$i := 1 .. (n_{etg} - 1)$$

$$j := 1 .. n_{etg}$$

Dekker:

$$A_{dekke_i} := 36\text{m} \cdot 30\text{m} - 36\text{m}^2 \cdot 2 = \dots$$

$$A_{dekke_{n_{etg}}} := 36\text{m} \cdot 30\text{m} = \dots$$

$$A_{dekke} = \begin{pmatrix} 1.008 \times 10^3 \\ 1.008 \times 10^3 \\ 1.008 \times 10^3 \\ 1.08 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{m}^2 \quad \text{Totalt areal i hver etasje}$$

Vegger i, dekke over 1.-3. etg:

$$g_{dekke_i} := g_{HD} \cdot A_{dekke_i} = \dots$$

$$g_{p\ddot{a}f\ddot{o}rt_i} := g_{pe1} \cdot A_{dekke_i} = \dots$$

Vegger i, dekke over 4. etg. (Taket):

$$A_{plate} := 36\text{m}^2$$

$$t_{plate} := 250\text{mm}$$

plate over sjakt

$$g_{plate} := t_{plate} \cdot \rho_{betong}$$

$$g_{dekke_{n_{etg}}} := g_{plate} \cdot A_{plate} + g_{HD} \cdot (A_{dekke_{n_{etg}}} - A_{plate}) = \dots$$

$$g_{p\ddot{a}f\ddot{o}rt_{n_{etg}}} := g_{pe2} \cdot (A_{dekke_{n_{etg}}}) = \dots$$

$$g_{\text{dekke}} = \begin{pmatrix} 4.163 \times 10^5 \\ 4.163 \times 10^5 \\ 4.163 \times 10^5 \\ 4.541 \times 10^5 \end{pmatrix} \text{ kg}$$

egenvekt av dekker, etasjevis

$$g_{\text{påført}} = \begin{pmatrix} 1.028 \times 10^5 \\ 1.028 \times 10^5 \\ 1.028 \times 10^5 \\ 5.506 \times 10^4 \end{pmatrix} \text{ kg}$$

påført egenvekt, etasjevis

$$g_{\text{dekkeSUM}} := \sum_j g_{\text{dekke}_j} = 1.703 \times 10^6 \text{ kg}$$

$$g_{\text{påførtSUM}} := \sum_j g_{\text{påført}_j} = 3.634 \times 10^5 \text{ kg}$$

Søyler:

Vegger, søyler i og dekke over 1.-4. etg:

$$n_{\text{søyler}_j} := 12$$

$$g_{\text{søyler}_j} := n_{\text{søyler}_j} \cdot g_{\text{HUP}} \cdot h_{\text{etg}} = \dots$$

$$g_{\text{søyler}} = \begin{pmatrix} 2.671 \\ 2.671 \\ 2.671 \\ 2.671 \end{pmatrix} \cdot 10^3 \text{ kg}$$

Bjelker:

$$L_{\text{THP}_j} := 60\text{m} \quad L_{\text{IPE}_j} := 36\text{m}$$

$$g_{\text{bjelker}_j} := L_{\text{THP}_j} \cdot g_{\text{THP}} + L_{\text{IPE}_j} \cdot g_{\text{IPE}} = \dots$$

$$g_{\text{bjelker}} = \begin{pmatrix} 1.271 \\ 1.271 \\ 1.271 \\ 1.271 \end{pmatrix} \cdot 10^4 \text{ kg}$$

Veggskiver i x-retning:

$$n_{vx} := 1..6 \quad \text{Antall vegger i x-retning}$$

$$u := 1..4 \quad h := 5..6$$

$$L_{xu} := 6m \quad \text{Lager en liste over veggskivenes lengder i x-retning}$$

$$L_{xh} := 12m$$

$$L_{totx} := \sum_{n_{vx}} L_{xn_{vx}} = 48m \quad \text{Summerer veggglengdene i x-retning}$$

Veggskiver i y-retning:

$$n_{vy} := 1..7 \quad \text{Antall vegger i y-retning}$$

$$L_{yn_{vy}} := 6m \quad \text{Lager en liste over veggskivenes lengder i y-retning}$$

$$L_{toty} := \sum_{n_{vy}} L_{yn_{vy}} = 42m \quad \text{Summerer veggglengdene i y-retning}$$

Sum: Etasjevis egenvekt av vegger:

$$g_{veggerj} := (L_{totx} + L_{toty}) \cdot g_{v_t250} = \dots$$

$$g_{vegger} = \begin{pmatrix} 1.721 \times 10^5 \\ 1.721 \times 10^5 \\ 1.721 \times 10^5 \\ 1.721 \times 10^5 \end{pmatrix} \cdot \text{kg}$$

Nyttelast etasjevis:

Kontorlast (d.o.1 - d.o.6):

$$P_{\text{kontor}} := \frac{3 \text{ kN}}{\text{g m}^2}$$

Snølast (tak / d.o.7):

$$P_{\text{snø}} := \text{formfaktor} \frac{2.0 \text{ kN}}{\text{g m}^2} = 0.163 \frac{\text{s}^2}{\text{m}} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{formfaktor} := 0.8$$

$$P_i := P_{\text{kontor}} \cdot A_{\text{dekke}_i} = \dots \quad \text{Nyttelast}$$

$$P_{n_{\text{etg}}} := P_{\text{snø}} \cdot A_{\text{dekke}_{n_{\text{etg}}}} = \dots \quad \text{Snølast på tak}$$

$$p = \begin{pmatrix} 308.362 \\ 308.362 \\ 308.362 \\ 176.207 \end{pmatrix} \cdot 10^3 \text{ kg}$$

d.o.1. etg
d.o.2. etg
etc

Vertikal nyttelast
etasjevis

$$g_{\text{tot}} := g_{\text{dekke}} + g_{\text{søyler}} + g_{\text{bjelker}} + g_{\text{vegger}} + g_{\text{påført}} = \begin{pmatrix} 706.554 \\ 706.554 \\ 706.554 \\ 696.643 \end{pmatrix} \cdot 10^3 \text{ kg}$$

Egenlast
etasjevis

Vi forenkler konstruksjonen til en pinnemodell - og lumper massene til etasjene:

$$\Psi_{\text{kontor}} := 0.3 \quad \Psi_{\text{egenlast}} := 1.0 \quad \Psi_{\text{snø}} := 0.2 \quad 4.3.3.5.2(4) \text{ EC8}$$

$$m_{\text{seis}_i} := g_{\text{tot}_i} \cdot \Psi_{\text{egenlast}} + p_i \cdot \Psi_{\text{kontor}} \quad \text{Seismisk masse, etasjevis}$$

$$m_{\text{seis}_{\text{netg}}} := g_{\text{tot}_{\text{netg}}} \cdot \Psi_{\text{egenlast}} + p_{\text{netg}} \cdot \Psi_{\text{snø}} = \dots \quad \text{Seismisk masse, tak}$$

Seismisk masse blir da:

$$m_{\text{seis}} = \begin{pmatrix} 7.991 \times 10^5 \\ 7.991 \times 10^5 \\ 7.991 \times 10^5 \\ 7.319 \times 10^5 \end{pmatrix} \text{ kg}$$

Massematrisen:

$$M_{\text{seis}} := \text{diag}(m_{\text{seis}}) = \begin{pmatrix} 799.063 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 799.063 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 799.063 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 731.884 \end{pmatrix} \cdot 10^3 \text{ kg}$$

Gjør listen om til en matrise, med seismisk masse langs diagonal.

Total seismisk masse:

$$M_{\text{tot}} := \sum_j m_{\text{seis}_j} = 3.129 \times 10^6 \text{ kg}$$

Stivhetsberegninger:

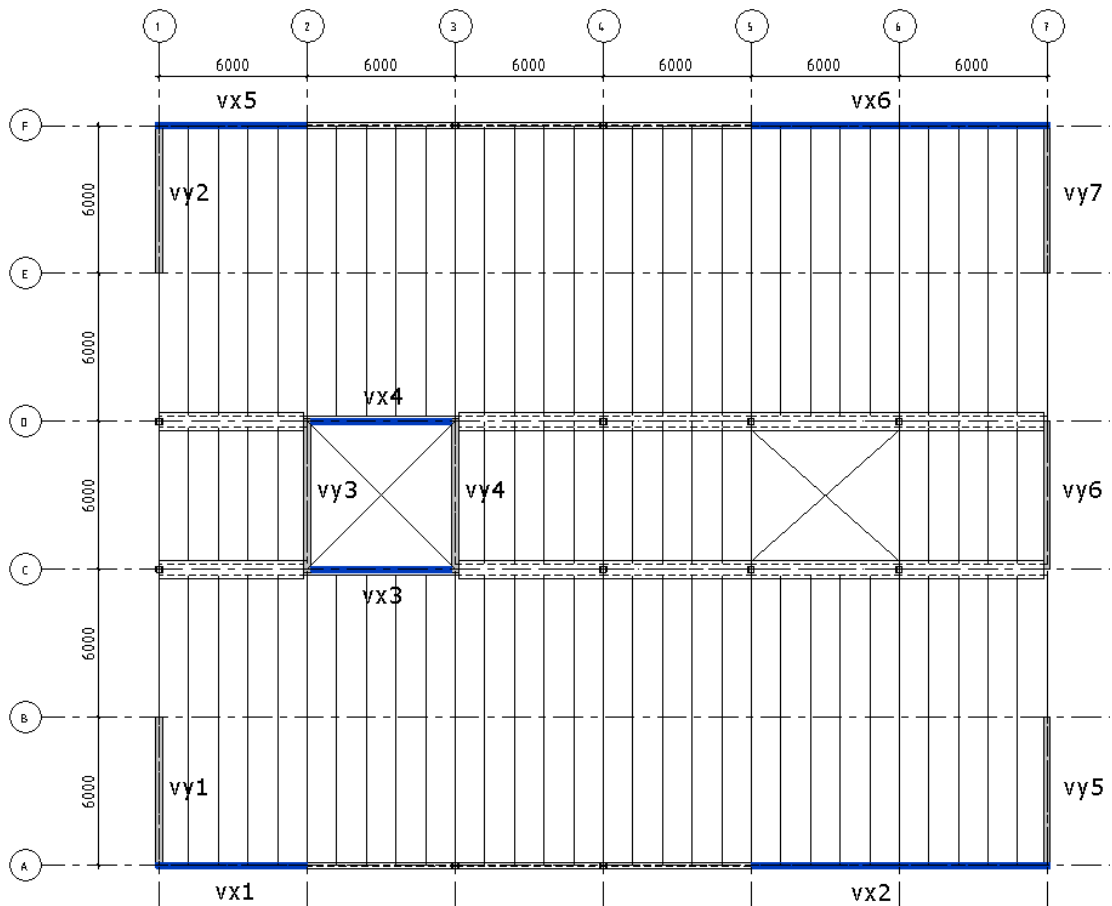
M1:

Stivhetssenteret sammenfaller med massesenter.

Vegger i x-retning:

$$L_x = \begin{pmatrix} 6 \\ 6 \\ 6 \\ 6 \\ 12 \\ 12 \end{pmatrix} \text{ m}$$

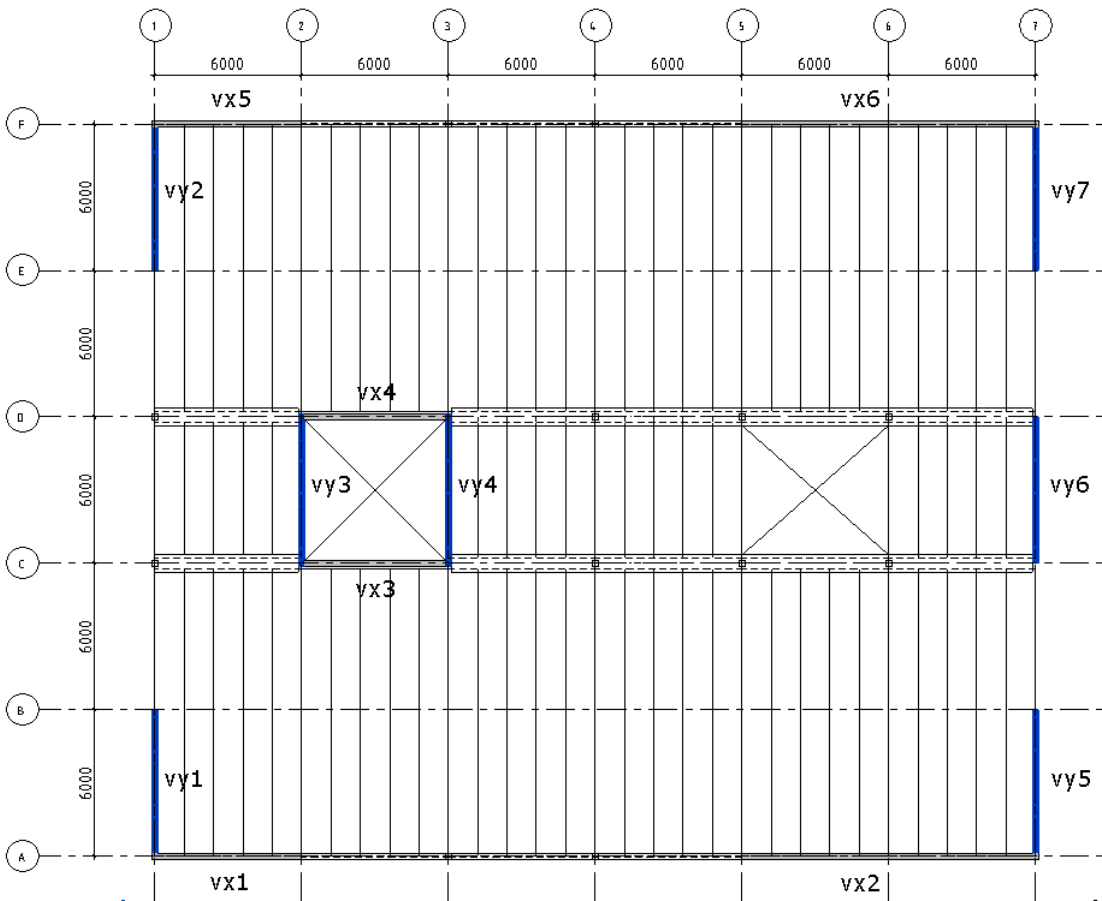
Vi har fire vegger à 6m og to à 12m i x-retning.



Vegger i y-retning:

$$L_y = \begin{pmatrix} 6 \\ 6 \\ 6 \\ 6 \\ 6 \\ 6 \\ 6 \\ 6 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Vi har syv veggskiver à 6m i y-retning



Vegghøyde:

$$h_{\text{etg}} = 3 \text{ m}$$

$$H_v := h_{\text{etg}}$$

Treghetsmoment:

Treghetsmoment om x-akse.

$$I_{x_{n_{vy}}} := \frac{t_{\text{vegg}} \cdot (L_{y_{n_{vy}}})^3}{12} = \dots$$

$$I_x = \begin{pmatrix} 4.5 \\ 4.5 \\ 4.5 \\ 4.5 \\ 4.5 \\ 4.5 \end{pmatrix} \text{ m}^4$$

$$I_{x_{\text{tot}}} := \sum_{n_{vy}} I_{x_{n_{vy}}} = 31.5 \text{ m}^4$$

Treghetsmoment om y-akse.

$$I_{y_{n_{vx}}} := \frac{t_{\text{vegg}} \cdot (L_{x_{n_{vx}}})^3}{12} = \dots$$

$$I_y = \begin{pmatrix} 4.5 \\ 4.5 \\ 4.5 \\ 4.5 \\ 36 \\ 36 \end{pmatrix} \text{ m}^4$$

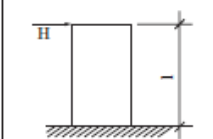
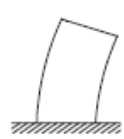
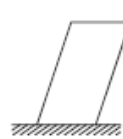
$$I_{y_{\text{tot}}} := \sum_{n_{vx}} I_{y_{n_{vx}}} = 90 \text{ m}^4$$

Stivetskoeffisienter:

Koeffisienter avhenger av forutsetning om avstivningssystem.

Forutsetter oppførsel tilsvarende følgende figur:

Tabell B 12.2. Stivetskoeffisienter for forskjellige lasttilfeller.

Lasttilfelle	Stivetskoeffisient			
	Bøyedeformasjon	k_b	Skjærdeformasjon	k_s
1 		3		1/3

Dette er et utdrag fra Tabell B12.2 i betongelementboken, bind B.

$k_b := 3$ Koeffisient for bøyestivhet

$k_s := \frac{1}{3}$ Koeffisient for skjærstivhet

Betongens elastisitetsmodul:

For B30:

$E_c := 26400 \text{ MPa}$ 7.4.3(5), EC2

Bøyestivhet:

$$k_{xbø} := \frac{k_b \cdot E_c \cdot I_{ytot}}{H_v^3} = 2.64 \times 10^8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Samlet bøyestivhet i x-retning.

$$k_{ybø} := \frac{k_b \cdot E_c \cdot I_{xtot}}{H_v^3} = 9.24 \times 10^7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Samlet bøyestivhet i y-retning.

Skjærstivhet:

$$A_{vX} := L_{totx} \cdot t_{vegg} = 12 \text{ m}^2$$

$$A_{vY} := L_{toty} \cdot t_{vegg} = 10.5 \text{ m}^2$$

Tverrsnittsareal av vegger i x- og y-retning

$$k_{xskjær} := \frac{k_s \cdot A_{vX} \cdot E_c}{H_v} = 3.52 \times 10^7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Samlet skjærstivhet i x-retning.

$$k_{yskjær} := \frac{k_s \cdot A_{vY} \cdot E_c}{H_v} = 3.08 \times 10^7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Samlet skjærstivhet i y-retning.

Samlet, etasjevis, stivhet i x- og y-retning:

$$k_{xj} := \frac{1}{\frac{1}{k_{xbøy}} + \frac{1}{k_{xskjær}}} = \dots \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad k_{yj} := \frac{1}{\frac{1}{k_{ybøy}} + \frac{1}{k_{yskjær}}} = \dots \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$k_x = \begin{pmatrix} 31.059 \\ 31.059 \\ 31.059 \\ 31.059 \end{pmatrix} \cdot 10^6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Etasjevis stivhet i x-retning.

$$k_y = \begin{pmatrix} 23.1 \\ 23.1 \\ 23.1 \\ 23.1 \end{pmatrix} \cdot 10^6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Etasjevis stivhet i y-retning.

Test: Parametre for tilsvarende skjærstivhet:

$$P := 1\text{N}$$

Enhetslast

$$\nu := 0.2$$

Poisson's tall

$$\alpha := 1.25$$

Formfaktor

$$G := \frac{E_c}{2(1 + \nu)} = 1.1 \times 10^7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Skjærmodul

$$A_x := L_x \cdot t_{\text{vegg}} = \begin{pmatrix} 1.5 \\ 1.5 \\ 1.5 \\ 1.5 \\ 3 \\ 3 \end{pmatrix} \text{m}^2$$

Areal av vegger i x-retning

$$A_y := L_y \cdot t_{\text{vegg}} = \begin{pmatrix} 1.5 \\ 1.5 \\ 1.5 \\ 1.5 \\ 1.5 \\ 1.5 \end{pmatrix} \text{m}^2$$

Areal av vegger i y-retning

$$\delta_x := \alpha \cdot \frac{P \cdot H_V}{G \cdot A_x} = \begin{pmatrix} 2.273 \times 10^{-10} \\ 2.273 \times 10^{-10} \\ 2.273 \times 10^{-10} \\ 2.273 \times 10^{-10} \\ 1.136 \times 10^{-10} \\ 1.136 \times 10^{-10} \end{pmatrix} \text{m}$$

Deformasjon ved skjær,
x-retning

$$\delta_y := \alpha \cdot \frac{P \cdot H_V}{G \cdot A_y} = \begin{pmatrix} 2.273 \times 10^{-10} \\ 2.273 \times 10^{-10} \\ 2.273 \times 10^{-10} \\ 2.273 \times 10^{-10} \\ 2.273 \times 10^{-10} \\ 2.273 \times 10^{-10} \end{pmatrix} \text{ m}$$

Deformasjon ved skjær,
y-retning

Skjærstivhet for hver veggskive:

$$k_{xskjær2} := \frac{P}{\delta_x} = \begin{pmatrix} 4.4 \times 10^6 \\ 4.4 \times 10^6 \\ 4.4 \times 10^6 \\ 4.4 \times 10^6 \\ 8.8 \times 10^6 \\ 8.8 \times 10^6 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$k_{yskjær2} := \frac{P}{\left(\alpha \cdot \frac{P \cdot H_V}{G \cdot A_y} \right)} = \begin{pmatrix} 4.4 \times 10^6 \\ 4.4 \times 10^6 \\ 4.4 \times 10^6 \\ 4.4 \times 10^6 \\ 4.4 \times 10^6 \\ 4.4 \times 10^6 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

z := 1..6

q := 1..7

Sammenligning:

$$k_{yskjær2SUM} := \sum_q k_{yskjær2_q} = 3.08 \times 10^7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad k_{yskjær} = 3.08 \times 10^7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$k_{xskjær2SUM} := \sum_z k_{xskjær2_z} = 3.52 \times 10^7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad k_{xskjær} = 3.52 \times 10^7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Samlet, etasjevis, stivhet i x- og y-retning:

er fortsatt:

$$k_x = \begin{pmatrix} 3.106 \times 10^7 \\ 3.106 \times 10^7 \\ 3.106 \times 10^7 \\ 3.106 \times 10^7 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$k_y = \begin{pmatrix} 2.31 \times 10^7 \\ 2.31 \times 10^7 \\ 2.31 \times 10^7 \\ 2.31 \times 10^7 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Stivhetsmatriser:

$$K_x := \begin{pmatrix} k_{x1} + k_{x2} & -k_{x2} & 0 & 0 \\ -k_{x2} & k_{x2} + k_{x3} & -k_{x3} & 0 \\ 0 & -k_{x3} & k_{x3} + k_{x4} & -k_{x4} \\ 0 & 0 & -k_{x4} & k_{x4} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 62.118 & -31.059 & 0 & 0 \\ -31.059 & 62.118 & -31.059 & 0 \\ 0 & -31.059 & 62.118 & -31.059 \\ 0 & 0 & -31.059 & 31.059 \end{pmatrix} \cdot 10^6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$K_y := \begin{pmatrix} k_{y1} + k_{y2} & -k_{y2} & 0 & 0 \\ -k_{y2} & k_{y2} + k_{y3} & -k_{y3} & 0 \\ 0 & -k_{y3} & k_{y3} + k_{y4} & -k_{y4} \\ 0 & 0 & -k_{y4} & k_{y4} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 46.2 & -23.1 & 0 & 0 \\ -23.1 & 46.2 & -23.1 & 0 \\ 0 & -23.1 & 46.2 & -23.1 \\ 0 & 0 & -23.1 & 23.1 \end{pmatrix} \cdot 10^6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egenperioder:

Vi bruker Mathcads innebyggede funksjon, `genvals`, for å finne egenfrekvensen for modene:

x-retning:

$$\lambda_x := \text{genvals}(K_x, M_{\text{seis}})$$

Eigenfrekvenser

$$\omega_x := \begin{pmatrix} \sqrt{\lambda_{x4}} \\ \sqrt{\lambda_{x3}} \\ \sqrt{\lambda_{x2}} \\ \sqrt{\lambda_{x1}} \end{pmatrix} \text{rad} = \begin{pmatrix} 69.739 \\ 200.055 \\ 304.614 \\ 371.451 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

Egenperioder

$$T_x := \frac{2\pi}{\omega_x} = \begin{pmatrix} 0.09 \\ 0.031 \\ 0.021 \\ 0.017 \end{pmatrix} \text{s}$$

Naturlig frekvens

$$f_x := \frac{1}{T_x} = \begin{pmatrix} 11.099 \\ 31.84 \\ 48.481 \\ 59.118 \end{pmatrix} \frac{1}{\text{s}}$$

y-retning:

$$\lambda_y := \text{genvals}(K_y, M_{\text{seis}})$$

Eigenfrekvenser

$$\omega_y := \begin{pmatrix} \sqrt{\lambda_{y4}} \\ \sqrt{\lambda_{y3}} \\ \sqrt{\lambda_{y2}} \\ \sqrt{\lambda_{y1}} \end{pmatrix} \text{rad} = \begin{pmatrix} 60.144 \\ 172.529 \\ 262.702 \\ 320.343 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

Egenperioder

$$T_y := \frac{2\pi}{\omega_y} = \begin{pmatrix} 0.104 \\ 0.036 \\ 0.024 \\ 0.02 \end{pmatrix} \text{s}$$

Naturlige frekvenser

$$f_y := \frac{1}{T_y} = \begin{pmatrix} 9.572 \\ 27.459 \\ 41.81 \\ 50.984 \end{pmatrix} \cdot \text{Hz}$$

Svingeformer (moder):

Til dette bruker vi funksjonen genvecs:

$$\Phi_{xt} := \text{genvecs}(K_x, M_{\text{seis}})$$

$$z := \begin{pmatrix} 0 \\ 3 \\ 6 \\ 9 \\ 12 \end{pmatrix}$$

Lager en liste over etasjehøydene, som skal brukes ved plotting av modene

x-retning:

$$\Phi_x := \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ \Phi_{xt_{1,4}} & \Phi_{xt_{1,3}} & \Phi_{xt_{1,2}} & \Phi_{xt_{1,1}} \\ \Phi_{xt_{2,4}} & \Phi_{xt_{2,3}} & \Phi_{xt_{2,2}} & \Phi_{xt_{2,1}} \\ \Phi_{xt_{3,4}} & \Phi_{xt_{3,3}} & \Phi_{xt_{3,2}} & \Phi_{xt_{3,1}} \\ \Phi_{xt_{4,4}} & \Phi_{xt_{4,3}} & \Phi_{xt_{4,2}} & \Phi_{xt_{4,1}} \end{pmatrix}$$

Legger til bakkenivå (0-rad)

Omrokker kolonnene for å få de i rekkefølge - med den mest signifikante moden først.

Kolonnene representerer konstruksjonens svingeformer / moder:

$$\Phi_x = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ -0.352 & 0.974 & -1 & 0.645 \\ -0.66 & 0.945 & 0.387 & -1 \\ -0.885 & -0.057 & 0.85 & 0.905 \\ -1 & -1 & -0.716 & -0.402 \end{pmatrix}$$

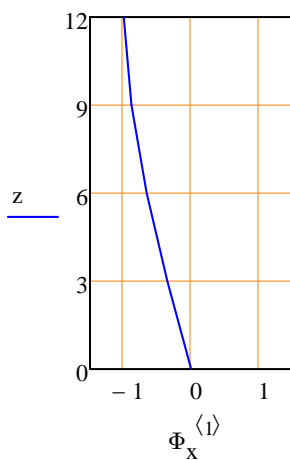
dekke over 1. etg

dekke over 2. etg

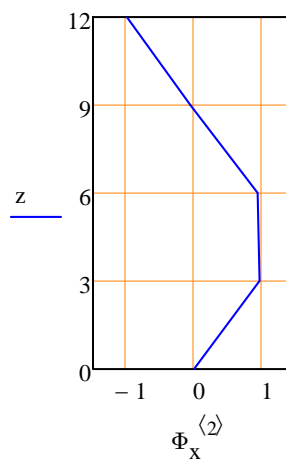
dekke over 3. etg

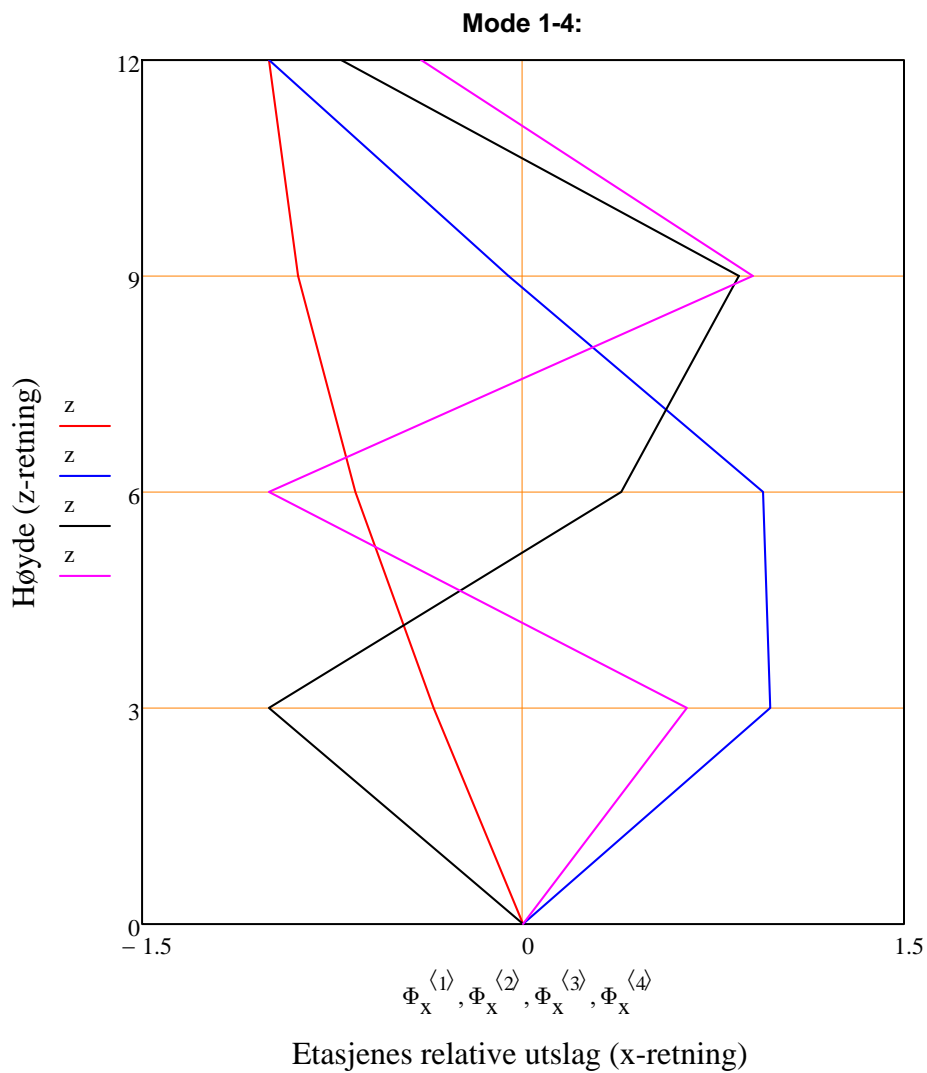
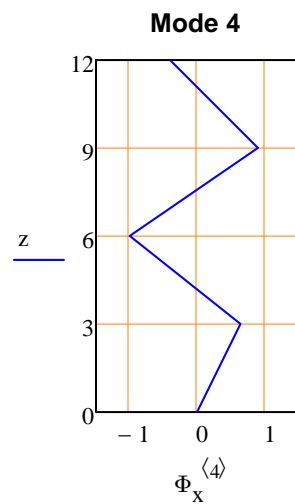
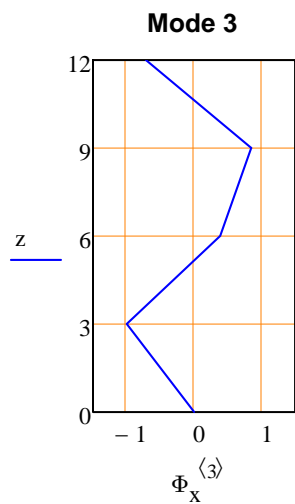
dekke over 4. etg

Mode 1



Mode 2





y-retning:

$$\Phi_{yt} := \text{genvecs}(K_y, M_{\text{seis}})$$

repeterer øvelsen for y-retning

$$\Phi_y := \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ \Phi_{yt_{1,4}} & \Phi_{yt_{1,3}} & \Phi_{yt_{1,2}} & \Phi_{yt_{1,1}} \\ \Phi_{yt_{2,4}} & \Phi_{yt_{2,3}} & \Phi_{yt_{2,2}} & \Phi_{yt_{2,1}} \\ \Phi_{yt_{3,4}} & \Phi_{yt_{3,3}} & \Phi_{yt_{3,2}} & \Phi_{yt_{3,1}} \\ \Phi_{yt_{4,4}} & \Phi_{yt_{4,3}} & \Phi_{yt_{4,2}} & \Phi_{yt_{4,1}} \end{pmatrix}$$

Legger til bakkenivå
(0-rad)

Omrokkerer kolonnene
for å få de i rekkefølge.

Moder:

$$\Phi_y = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ -0.352 & 0.974 & -1 & 0.645 \\ -0.66 & 0.945 & 0.387 & -1 \\ -0.885 & -0.057 & 0.85 & 0.905 \\ -1 & -1 & -0.716 & -0.402 \end{pmatrix}$$

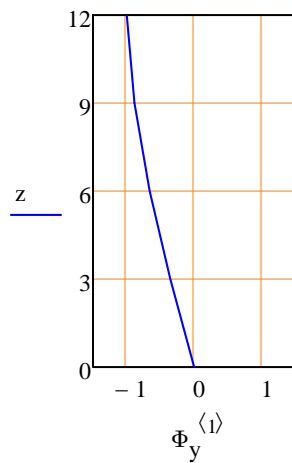
dekke over 1. etg

dekke over 2. etg

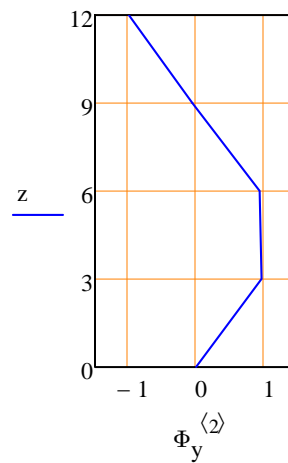
dekke over 3. etg

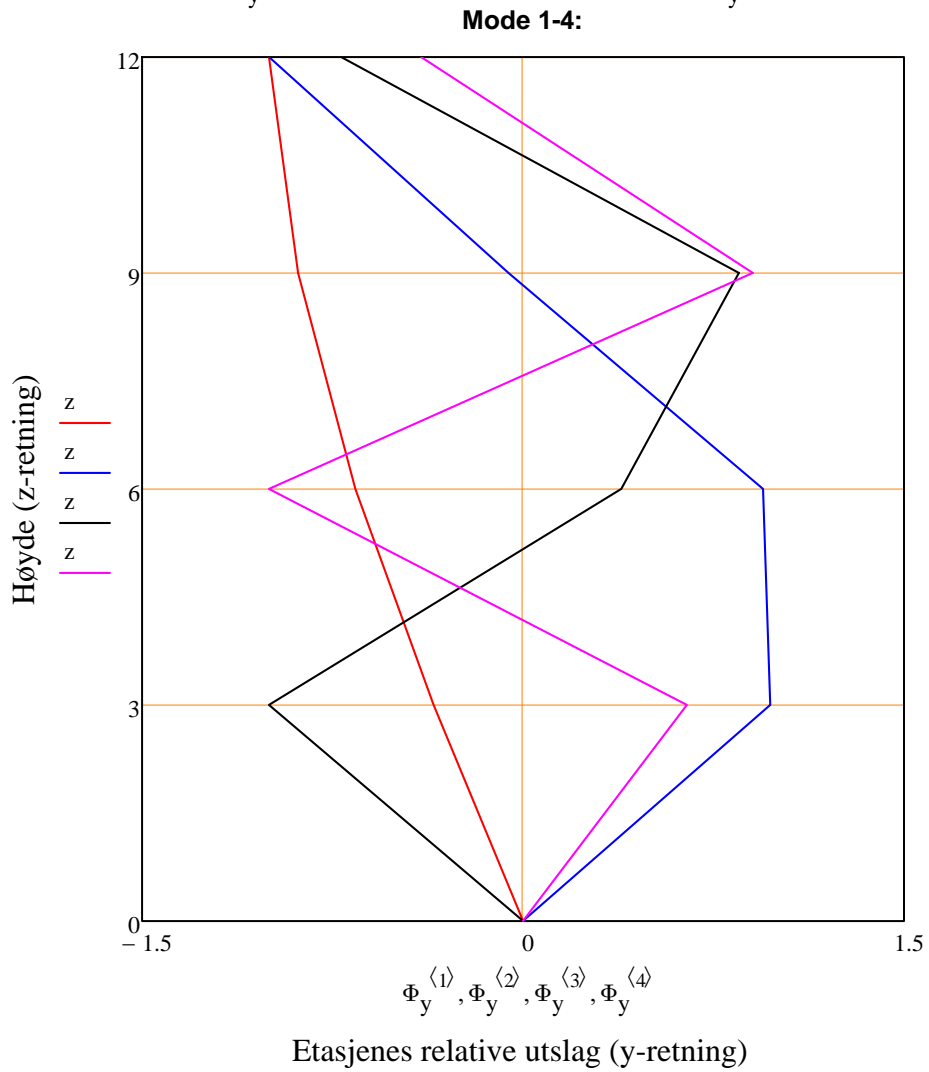
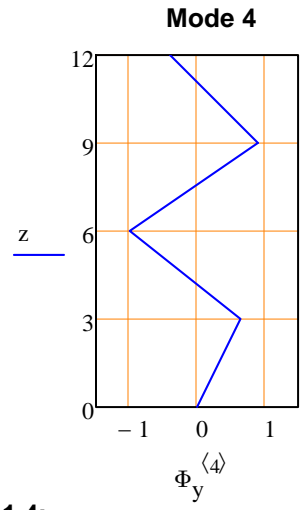
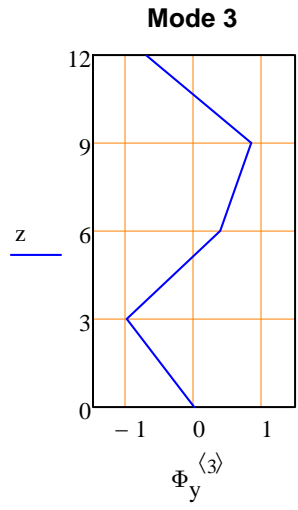
dekke over 4. etg

Mode 1



Mode 2





$$\Phi_x = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ -0.352 & 0.974 & -1 & 0.645 \\ -0.66 & 0.945 & 0.387 & -1 \\ -0.885 & -0.057 & 0.85 & 0.905 \\ -1 & -1 & -0.716 & -0.402 \end{pmatrix} \quad \Phi_y = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ -0.352 & 0.974 & -1 & 0.645 \\ -0.66 & 0.945 & 0.387 & -1 \\ -0.885 & -0.057 & 0.85 & 0.905 \\ -1 & -1 & -0.716 & -0.402 \end{pmatrix}$$

**Redefinerer modalmatriser for å fjerne
0-rader:**

$$\Phi_x := \begin{pmatrix} \Phi_{xt_{1,4}} & \Phi_{xt_{1,3}} & \Phi_{xt_{1,2}} & \Phi_{xt_{1,1}} \\ \Phi_{xt_{2,4}} & \Phi_{xt_{2,3}} & \Phi_{xt_{2,2}} & \Phi_{xt_{2,1}} \\ \Phi_{xt_{3,4}} & \Phi_{xt_{3,3}} & \Phi_{xt_{3,2}} & \Phi_{xt_{3,1}} \\ \Phi_{xt_{4,4}} & \Phi_{xt_{4,3}} & \Phi_{xt_{4,2}} & \Phi_{xt_{4,1}} \end{pmatrix} \quad \Phi_y := \begin{pmatrix} \Phi_{yt_{1,4}} & \Phi_{yt_{1,3}} & \Phi_{yt_{1,2}} & \Phi_{yt_{1,1}} \\ \Phi_{yt_{2,4}} & \Phi_{yt_{2,3}} & \Phi_{yt_{2,2}} & \Phi_{yt_{2,1}} \\ \Phi_{yt_{3,4}} & \Phi_{yt_{3,3}} & \Phi_{yt_{3,2}} & \Phi_{yt_{3,1}} \\ \Phi_{yt_{4,4}} & \Phi_{yt_{4,3}} & \Phi_{yt_{4,2}} & \Phi_{yt_{4,1}} \end{pmatrix}$$

$$\Phi_x = \begin{pmatrix} -0.352 & 0.974 & -1 & 0.645 \\ -0.66 & 0.945 & 0.387 & -1 \\ -0.885 & -0.057 & 0.85 & 0.905 \\ -1 & -1 & -0.716 & -0.402 \end{pmatrix}$$

$$\Phi_y = \begin{pmatrix} -0.352 & 0.974 & -1 & 0.645 \\ -0.66 & 0.945 & 0.387 & -1 \\ -0.885 & -0.057 & 0.85 & 0.905 \\ -1 & -1 & -0.716 & -0.402 \end{pmatrix}$$

Effektiv modal masse:

Generalisert massematrise:

$$M_{x\text{modal}} := \text{diag}(\Phi_x^T \cdot M_{\text{seis}} \cdot \Phi_x) \quad M_{y\text{modal}} := \text{diag}(\Phi_y^T \cdot M_{\text{seis}} \cdot \Phi_y)$$

Modal influensvektor:

$$k := 1 \dots n_{\text{etg}}$$

$$i_{v_k} := 1 = \dots \quad i_v^T = (1 \ 1 \ 1 \ 1)$$

Vektet masse:

$$L_x := \Phi_x^T \cdot M_{\text{seis}} \cdot i_v = \begin{pmatrix} -2.248 \times 10^6 \\ 7.556 \times 10^5 \\ -3.347 \times 10^5 \\ 1.453 \times 10^5 \end{pmatrix} \text{ kg} \quad L_y := \Phi_y^T \cdot M_{\text{seis}} \cdot i_v = \begin{pmatrix} -2.248 \times 10^6 \\ 7.556 \times 10^5 \\ -3.347 \times 10^5 \\ 1.453 \times 10^5 \end{pmatrix} \text{ kg}$$

Svingeforens modale bidrag til konstruksjonens respons, r_k , blir:

$$r_{x_j} := \frac{L_{x_j}}{M_{x\text{modal}_j}} = \dots$$

$$r_{y_j} := \frac{L_{y_j}}{M_{y\text{modal}_j}} = \dots$$

$$r_x = \begin{pmatrix} -1.245 \\ 0.343 \\ -0.179 \\ 0.076 \end{pmatrix}$$

$$r_y = \begin{pmatrix} -1.245 \\ 0.343 \\ -0.179 \\ 0.076 \end{pmatrix}$$

Total (modal) masse:

$$M_{\text{tot}} = 3.129 \times 10^6 \text{ kg}$$

Effektiv modalmasse:

$$M_{\text{xeff}_j} := r_{x_j} \cdot L_{x_j} = \dots$$

$$M_{\text{yeff}_j} := r_{y_j} \cdot L_{y_j} = \dots$$

$$M_{\text{xeff}} = \begin{pmatrix} 2.799 \times 10^3 \\ 258.9 \\ 59.853 \\ 11.083 \end{pmatrix} \cdot 10^3 \text{ kg}$$

$$M_{\text{yeff}} = \begin{pmatrix} 2.799 \times 10^3 \\ 258.9 \\ 59.853 \\ 11.083 \end{pmatrix} \cdot 10^3 \text{ kg}$$

Kontroll av effektiv modal masse:

$$\text{Andel}_{x_j} := \frac{M_{\text{xeff}_j}}{M_{\text{tot}}} = \dots$$

$$\text{Andel}_{y_j} := \frac{M_{\text{yeff}_j}}{M_{\text{tot}}} = \dots$$

$$\text{Andel}_x = \begin{pmatrix} 89.459 \\ 8.274 \\ 1.913 \\ 0.354 \end{pmatrix} \cdot \%$$

$$\text{Andel}_y = \begin{pmatrix} 89.459 \\ 8.274 \\ 1.913 \\ 0.354 \end{pmatrix} \cdot \%$$

$$\text{Kontroll}_x := \sum_j \text{Andel}_{x_j} = 100 \cdot \%$$

$$\text{Kontroll}_y := \sum_j \text{Andel}_{y_j} = 100 \cdot \%$$

For å imøtekomme kravet om 90 % trenger vi ikke inkludere alle modene. Det vil i vårt tilfelle være tilstrekkelig å inkludere mode 1 og 2. Dette tilfredsstillers også kravet om at alle moder med mer enn 5% medsvingende masse skal inkluderes.

$$\text{Kontroll}_{x12} := \sum_{j=1}^2 \text{Andel}_{x_j} = 97.733\cdot\%$$

$$\text{Kontroll}_{y12} := \sum_{j=1}^2 \text{Andel}_{y_j} = 97.733\cdot\%$$

Oppretter "b" som vi bruker for å hente ut verdier for de to gjeldende svingeformene:

```
b := 1..2
```

Seismiske parametere og forutsetninger:

Vi forutsetter Bergen som lokasjon og fjellgrunn som grunntype.

Tabell NA.3.1 sier at vi, med fjellgrunn, har **grunntype A**.

Hvilken grunntype vi har bestemmer verdien på parametrene T_B , T_C , T_D og S - som igjen bestemmer knekkpunktene for responsspekteret. Tabell NA.3.3 gir oss verdiene, mens Figur NA.3(903) viser det horisontale elastiske responsspekteret for de forskjellige grunntypene A-E.

Grunntype A gir:

$S := 1.0$	Forsterkningsfaktor	
$T_B := 0.10s$	Nedre grenseverdi, konstant spektralakselerasjon	Tabell NA.3.3
$T_C := 0.25s$	Øvre grenseverdi, konstant spektralakselerasjon	
$T_D := 1.5s$	Viser begynnelsen på området med konstant forskyvning, se diagrammet på neste side.	

Seismisk klasse bestemmes ut ifra tabell NA.4(902) i standarden.

Vi definerer bygget som **kontorbygg** og det faller da innenfor seismisk klasse II.

Seismisk klasse II gir:

Tabell NA.4(901) gir oss seismisk faktor γ_I :

$$\gamma_I := 1.0$$

Vi bestemmer konstruksjonsfaktoren:

$$q := 1.5 \quad \text{Tabell NA.6.1}$$

Figur NA.3(901) gir oss spissverdien for berggrunnens akselerasjon

$$a_{g40Hz} := 0.85 \frac{m}{s^2} \quad \text{Gjeldende verdi for Bergen}$$

$$a_g := \gamma_I a_{g40Hz} \cdot 0.8 = 0.68 \frac{m}{s^2} \quad \text{NA.3.2.1}$$

Kontrollerer for utelatelseskriterium (1):

$$\text{Test1} := \begin{cases} \text{"Utelatelseskriteriet er ikke tilfredsstillt"} & \text{if } a_g \cdot S > 0.49 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \\ \text{"Seismiske laster kan utelates"} & \text{if } a_g \cdot S < 0.49 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \end{cases} \quad \text{NA.3.2.1(5)P}$$

Test1 = "Utelatelseskriteriet er ikke tilfredsstillt"

Utelatelseskriteriet er ikke tilfredsstillt, så vi regner videre.

Dimensjonerende responspektrum:

$$S_d(T, q) := \left[a_g \cdot S \cdot \left(\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \right) \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \text{ if } (0 \leq T \leq T_B) \quad \begin{matrix} \text{EC8:} \\ (3.13) \end{matrix}$$

$$\left(a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \right) \text{ if } (T_B \leq T \leq T_C) \quad (3.14)$$

$$\left(a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \right) \text{ if } (T_C \leq T \leq T_D) \quad (3.15)$$

$$\left(a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \text{ if } (T_D \leq T) \quad (3.16)$$

Merknad: Dersom ligning 3.15 eller 3.16 er gjeldende skal det også kontrolleres om S_d overgår $\beta \cdot a_g$. Høyeste verdi skal brukes.

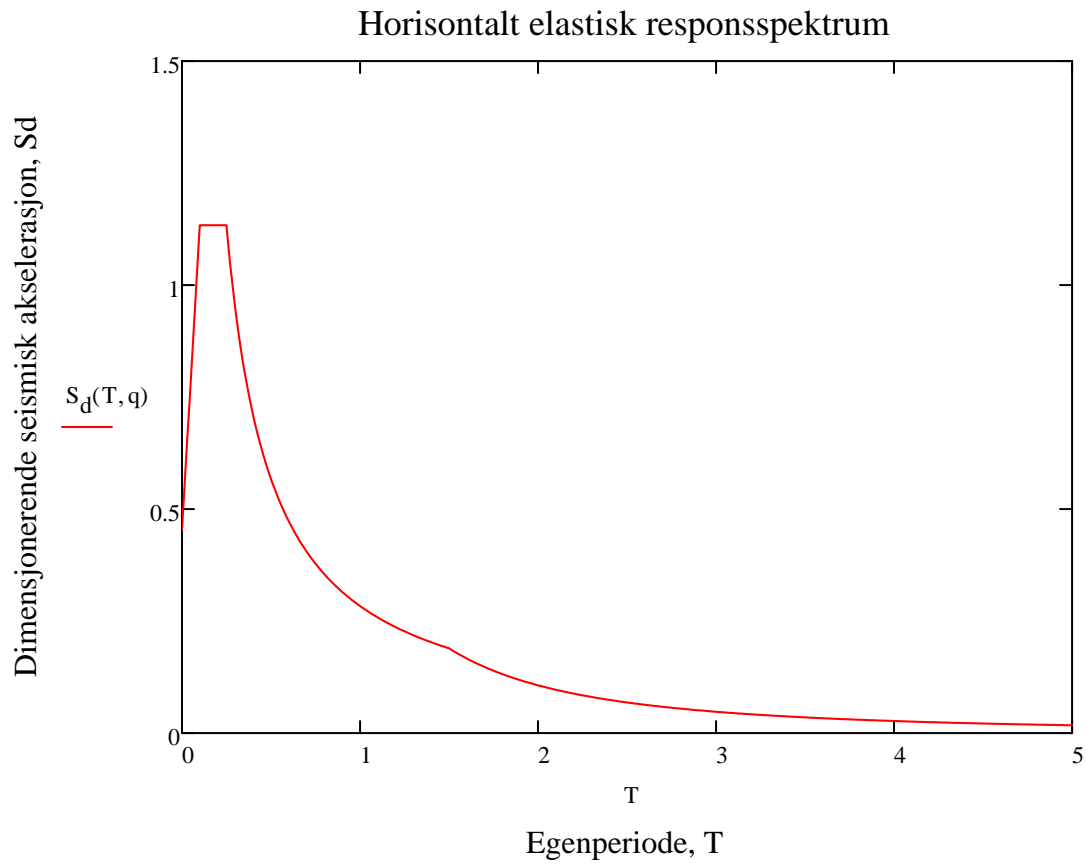
$$\beta := 0.2 \quad \text{NA.3.2.2.5(4)P}$$

$$a_g = 0.68 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$\beta \cdot a_g = 0.136 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$T := 0s, 0.01s \dots 5s$

Horisontalt elastisk responspektrum:



De to gjeldene egenperiodene:

x-retning:

$$T_{x_b} = \begin{pmatrix} 0.09 \\ 0.031 \end{pmatrix} s$$

y-retning:

$$T_{y_b} = \begin{pmatrix} 0.104 \\ 0.036 \end{pmatrix} s$$

Dimensjonerende seismisk akselerasjon:

$$S_{dx_b} := S_d(T_{x_b}, q) = \dots \quad S_{dy_b} := S_d(T_{y_b}, q) = \dots$$

$$S_{dx_b} = \left(\frac{1.066}{0.667} \right) \frac{m}{s^2} \quad S_{dy_b} = \left(\frac{1.133}{0.701} \right) \frac{m}{s^2}$$

$$\text{Kontroll}(T) := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } (0 \leq T \leq T_B) \\ \text{"OK"} & \text{if } (T_B \leq T \leq T_C) \\ \text{"Kontroller med beta*ag"} & \text{if } (T_C \leq T \leq T_D) \\ \text{"Kontroller med beta*ag"} & \text{if } (T_D \leq T) \end{cases}$$

$$\text{Kontroll}(T_{x_b}) = \begin{pmatrix} \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \end{pmatrix}$$

OK: Vi trenger ikke å endre Sdx eller Sdy

$$\text{Kontroll}(T_{y_b}) = \begin{pmatrix} \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \end{pmatrix}$$

$$S_{dx_b} = \left(\frac{1.066}{0.667} \right) \frac{m}{s^2}$$

$$S_{dy_b} = \left(\frac{1.133}{0.701} \right) \frac{m}{s^2}$$

For sammenligning i tilfeller der Sdx og Sdy trenger kontroll:
Punkt 3.2.2.4(4) i standarden angir at minste akselerasjon skal være større enn:

$$\beta \cdot a_g$$

Hvor β er angitt til å være 0.2. NA.3.2.2.5(4)P

$$\beta := 0.2$$

$$a_g \cdot \beta = 0.136 \frac{m}{s^2}$$

Utilsiktet eksentrisitet:

Vi tar her hensyn til torsjon ved utilsiktet eksentrisitet:

$L_{xgolv} := 36\text{m}$ Lengde av golv i x-retning

$L_{ygolv} := 30\text{m}$ Lengde av golv i y-retning

$L_{xavstivere} := 30\text{m}$ Avstand mellom ytterste avstivere i x-retning

$L_{yavstivere} := 36\text{m}$ Avstand mellom ytterste avstivere i y-retning

x-retning:

$e_x := 2.5\% \cdot L_{ygolv} = 3\text{ m}$ utilsiktet eksentrisitet

$$\delta_{\overline{w}} := \frac{e_x}{L_{xavstivere}} + 1 = 1.1 \quad \text{Lastfaktor for etasjelaster i x-retning}$$

Samme tillegg skal gjelde for y-retning, ettersom vi har veggene helt i ytterkant her også:

Vi kontrollerer:

y-retning:

$e_y := 2.5\% \cdot L_{xgolv} = 3.6\text{ m}$

$$\delta_{\overline{w}} := \frac{e_y}{L_{yavstivere}} + 1 = 1.1 \quad \text{Lastfaktor for etasjelaster i y-retning}$$

Krefter etasjevis:

Medsvingende masser:

$$A_{x1} := r_{x1} \cdot M_{\text{seis}} \cdot \Phi_x^{(1)} = \begin{pmatrix} 3.503 \times 10^5 \\ 6.567 \times 10^5 \\ 8.81 \times 10^5 \\ 9.113 \times 10^5 \end{pmatrix} \text{ kg} \quad A_{y1} := r_{y1} \cdot M_{\text{seis}} \cdot \Phi_y^{(1)} = \begin{pmatrix} 3.503 \times 10^5 \\ 6.567 \times 10^5 \\ 8.81 \times 10^5 \\ 9.113 \times 10^5 \end{pmatrix} \text{ kg}$$

$$A_{x2} := r_{x2} \cdot M_{\text{seis}} \cdot \Phi_x^{(2)} = \begin{pmatrix} 2.666 \times 10^5 \\ 2.587 \times 10^5 \\ -1.558 \times 10^4 \\ -2.508 \times 10^5 \end{pmatrix} \text{ kg} \quad A_{y2} := r_{y2} \cdot M_{\text{seis}} \cdot \Phi_y^{(2)} = \begin{pmatrix} 2.666 \times 10^5 \\ 2.587 \times 10^5 \\ -1.558 \times 10^4 \\ -2.508 \times 10^5 \end{pmatrix} \text{ kg}$$

Første svingemode (x-retning):

$$F_{x1} := A_{x1} \cdot S_{dx1} = \begin{pmatrix} 373.37 \\ 700.021 \\ 939.081 \\ 971.468 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

Første svingemode (y-retning):

$$F_{y1} := A_{y1} \cdot S_{dy1} = \begin{pmatrix} 396.96 \\ 744.249 \\ 998.413 \\ 1.033 \times 10^3 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

Andre svingemode (x-retning):

$$F_{x2} := A_{x2} \cdot S_{dx2} = \begin{pmatrix} 177.783 \\ 172.509 \\ -10.39 \\ -167.24 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

Andre svingemode (y-retning):

$$F_{y2} := A_{y2} \cdot S_{dy2} = \begin{pmatrix} 186.866 \\ 181.323 \\ -10.921 \\ -175.785 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

Kombinasjon av modale responser:

Kontrollerer uavhengighet for svingemodene:

$$T_{x_2} \leq 0.9 T_{x_1} = 1 \quad \text{x-retning: OK} \quad \text{Punkt 4.3.3.3.2(2)}$$

$$T_{y_2} \leq 0.9 T_{y_1} = 1 \quad \text{y-retning: OK}$$

Vi har med dette kontrollert at de modale responsene kan regnes som uavhengige av hverandre.

Vi bruker så SRSS (Square Root of Sum of Squares) for å finne den største verdien av de seismiske lastvirkningene:

Radene gir etasjevis last, fra dekke over 1. etg til dekke over 4. etg:

Utsiktet torsjon legges til hver etasjelast, ved δ_x og δ_y :

$$F_{xSRSS} := \sqrt{\sum_b (F_{x_b})^2} \cdot \delta_x = \begin{pmatrix} 454.889 \\ 793.06 \\ 1.033 \times 10^3 \\ 1.084 \times 10^3 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \quad F_{ySRSS} := \sqrt{\sum_b (F_{y_b})^2} \cdot \delta_y = \begin{pmatrix} 482.618 \\ 842.621 \\ 1.098 \times 10^3 \\ 1.152 \times 10^3 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

Maksimal skjærkraft ved fundament:

Ved å summere etasjelastene finner vi maksimal skjærkraft ved fundament.

$$F_{xfundament} := \sum_j F_{xSRSS_j} = 3.365 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$F_{yfundament} := \sum_j F_{ySRSS_j} = 3.576 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lastfordeling

Lastfordeling er beregnet i eget Excel-ark, HENVIS TIL VEDLEGG

Konklusjon fra Excel-arket:

Vi har ingen rotasjon - lastfordelingen avhenger dermed direkte av stivhet:

Lastandel er her angitt i rekkefølge tilsvarende navnsetting i Revit

$$\text{andel}_x := \begin{pmatrix} 11.21\% \\ 11.21\% \\ 11.21\% \\ 11.21\% \\ 27.59\% \\ 27.59\% \end{pmatrix} \quad \text{andel}_y := \begin{pmatrix} 14.29\% \\ 14.29\% \\ 14.29\% \\ 14.29\% \\ 14.29\% \\ 14.29\% \end{pmatrix}$$

Opplagerbetingelser for diagrammer:

I y-retning er det vegger i akse 1, 2, 3 og 7.

I x-retning er det vegger i akse A, C, D og F.

I noen av aksene er det flere vegger enn andre. Aksene som er nevnt ovenfor angir opplagerne for våre lastdiagrammer. Reaksjonskreftene i hvert opplager kalles R - med henvisning til gjeldende akse (1-7, A-F).

Last i x-retning:

$$R_A := \text{andel}_{x_1} + \text{andel}_{x_5} = 38.8\%$$

$$R_C := \text{andel}_{x_3} = 11.21\%$$

$$R_D := \text{andel}_{x_4} = 11.21\%$$

$$R_F := \text{andel}_{x_2} + \text{andel}_{x_6} = 38.8\%$$

$$\text{Sum}_{x_} := R_A + R_C + R_D + R_F = 100.02\%$$

Last i y-retning:

$$R_1 := \text{andel}_{y_1} + \text{andel}_{y_2} = 28.58\%$$

$$R_2 := \text{andel}_{y_3} = 14.29\%$$

$$R_3 := \text{andel}_{y_4} = 14.29\%$$

$$R_7 := \text{andel}_{y_5} + \text{andel}_{y_6} + \text{andel}_{y_7} = 42.87\%$$

$$\text{Sum}_{y_} := R_1 + R_2 + R_3 + R_7 = 100.03\%$$

Skjærkraftdiagram i x-retning:

Takskiven har størst belastning, vi fordeler etasjelasten som linjelast:

Tak:

$$F_{xSRSS_4} = 1.084 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasten fordeles over veggende:

$$L_{gavl} := 5 \cdot 6\text{m} = 30\text{m}$$

Linjelast:

$$EQ_x := \frac{F_{xSRSS_4}}{L_{gavl}} = 36.144 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Reaksjonskrefter:

$$R_A := R_A \cdot F_{xSRSS_4} = 420.722 \cdot \text{kN}$$

$$R_C := R_C \cdot F_{xSRSS_4} = 121.554 \cdot \text{kN}$$

$$R_D := R_D \cdot F_{xSRSS_4} = 121.554 \cdot \text{kN}$$

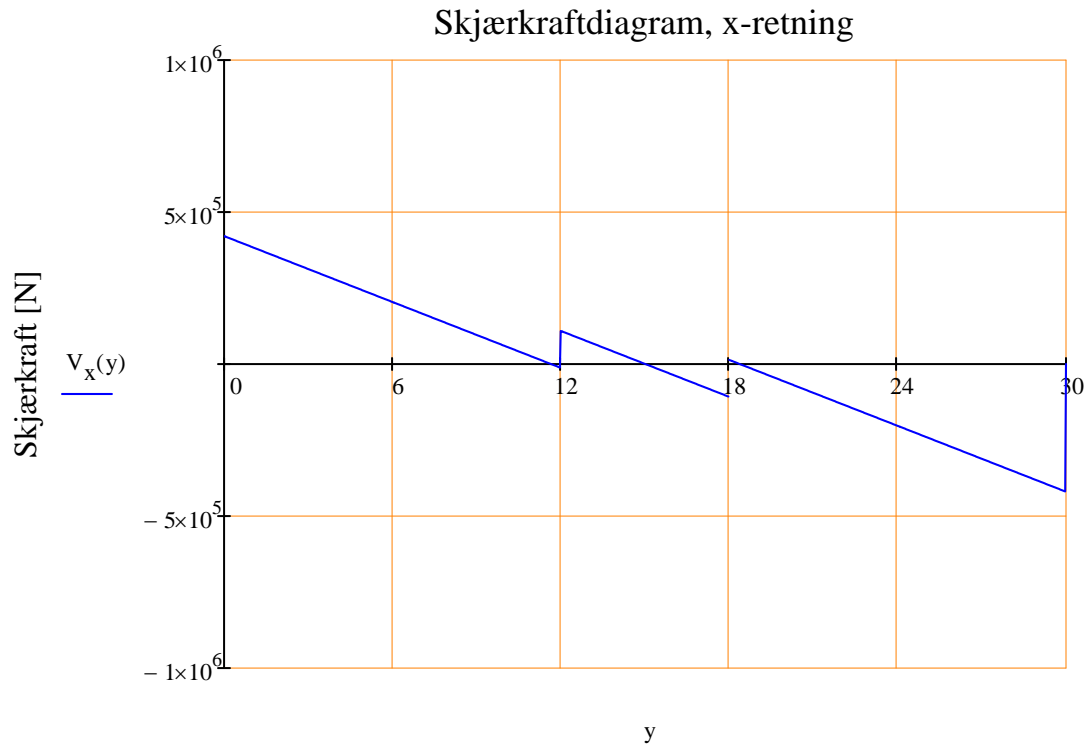
$$R_F := R_F \cdot F_{xSRSS_4} = 420.722 \cdot \text{kN}$$

Verdier for lengdeakse:

Definerer linjen i skjærkraftdiagrammet:

$$V_x(y) := \begin{cases} (R_A - EQ_x \cdot y) & \text{if } (0\text{m} \leq y < 12\text{m}) \\ (R_A + R_C - EQ_x \cdot y) & \text{if } (12\text{m} \leq y < 18\text{m}) \\ (R_A + R_C + R_D - EQ_x \cdot y) & \text{if } (18\text{m} \leq y < 30\text{m}) \\ (R_A + R_C + R_D + R_F - EQ_x \cdot y) & \text{if } (y \geq 30\text{m}) \end{cases}$$

V_x :



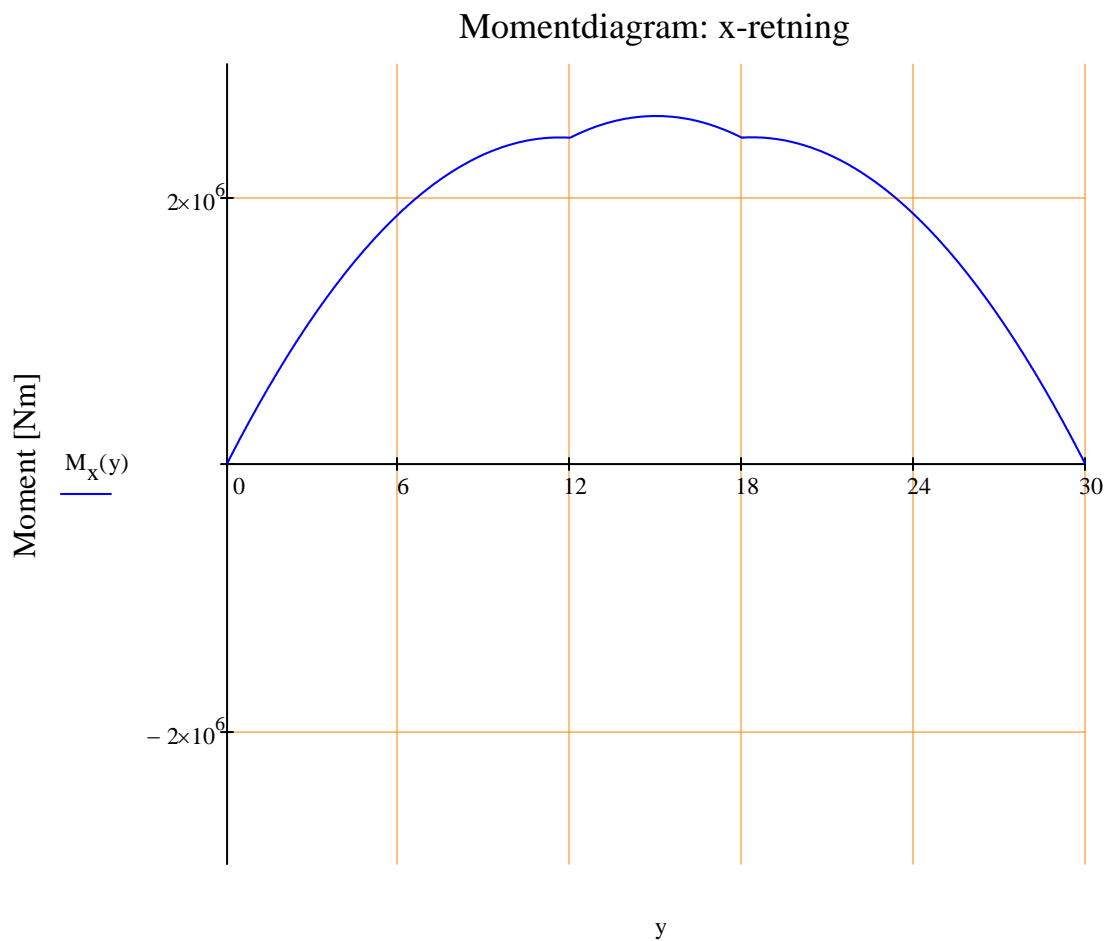
Diagrammet over viser skjærkraft i dekkeskiven, ved lastpåkjenning i x-retning. Hakkene ved $L=12\text{m}$ og $L=18\text{m}$ viser bidrag fra sjaktvegger.

Lokale maksimumsverdier for skjærkraft finner vi ved opplagere, altså i akse A, C, D og F.

Momentdiagram i x-retning:

$$M_x(y) := \begin{cases} \left(R_A \cdot y - EQ_x \cdot \frac{y^2}{2} \right) & \text{if } (0m \leq y < 12m) \\ \left[R_A \cdot y + R_C \cdot (y - 12m) - EQ_x \cdot \frac{y^2}{2} \right] & \text{if } (12m \leq y < 18m) \\ \left[R_A \cdot y + R_C \cdot (y - 12m) + R_D \cdot (y - 18m) - EQ_x \cdot \frac{y^2}{2} \right] & \text{if } (18m \leq y \leq 30m) \end{cases}$$

M_x :



Her vises momentdiagrammet til dekkeskiven, ved lastpåkjenning i x-retning. Vi noterer oss at veggene i sjakten bidrar lite til lastbildet i dekkeskiven

X-retning: Kritiske snitt for dekkeskiveberegninger:

Maksimalverdi for momentet:

$y := 1\text{ m}$ "Gjetter" en verdi - for at maximize-funksjonen skal fungere

$y_{\max M_x} := \text{Maximize}(M_x, y) = 15.003\text{ m}$ Finner y-verdi for maks moment

$M_x(y_{\max M_x}) = 2.609 \times 10^3 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$ Finner maks moment

$V_{x_Mf} := V_x(y_{\max M_x}) = -1.164 \times 10^{-12} \cdot \text{kN}$

Lokale maksimumsverdier for skjær:

Ved opplager i akse A (y=0m):

$$V_{xA} := R_A = 420.722 \cdot \text{kN}$$

$$V_{fxA\text{test}} := V_x(0\text{m}) = 420.722 \cdot \text{kN}$$

Dekkeskiven forutsettes fritt opplagt og dermed skal momentet være lik null i akse A. Vi kontrollerer:

$$M_{x_VA} := M_x(0\text{m}) = 0 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

Ved opplager i akse C (y=12m):

venstreside:

høyreside:

$$V_{xCv} := V_x(12\text{m} - 0.001\text{m}) = -12.976 \cdot \text{kN}$$

$$V_{fxCh} := V_x(12\text{m}) = 108.542 \cdot \text{kN}$$

$$M_{x_VC} := M_x(12\text{m}) = 2.446 \times 10^3 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

Ved opplager i akse D (y=18m):

$$V_{xDv} := V_x(18\text{m} - 0.001\text{m}) = -108.289 \cdot \text{kN}$$

$$V_{fxDh} := V_x(18\text{m}) = 13.229 \cdot \text{kN}$$

$$M_{x_VD} := M_x(18\text{m}) = 2.447 \times 10^3 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

Ved opplager i akse F (y=30m):

$$V_{xF} := -R_F = -420.722 \cdot \text{kN}$$

$$V_{xF\text{test}} := V_x(30\text{m} - 0.001\text{m}) = -420.469 \cdot \text{kN}$$

$$M_{x_VF} := M_x(30\text{m}) = 3.253 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

Skjæringsdiagram i y-retning:

Takskiven har størst belastning, vi fordeler etasjelasten som linjelast:

Tak:

$$F_{ySRSS_4} = 1.152 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasten fordeles over veggende:

$$L_2 := 6 \cdot 6 \text{ m} = 36 \text{ m}$$

Linjelast:

$$EQ_y := \frac{F_{ySRSS_4}}{L_2} = 32.013 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Reaksjonskrefter:

$$R_1 := R_1 \cdot F_{ySRSS_4} = 329.375 \cdot \text{kN}$$

$$R_2 := R_2 \cdot F_{ySRSS_4} = 164.688 \cdot \text{kN}$$

$$R_3 := R_3 \cdot F_{ySRSS_4} = 164.688 \cdot \text{kN}$$

$$R_7 := R_7 \cdot F_{ySRSS_4} = 494.063 \cdot \text{kN}$$

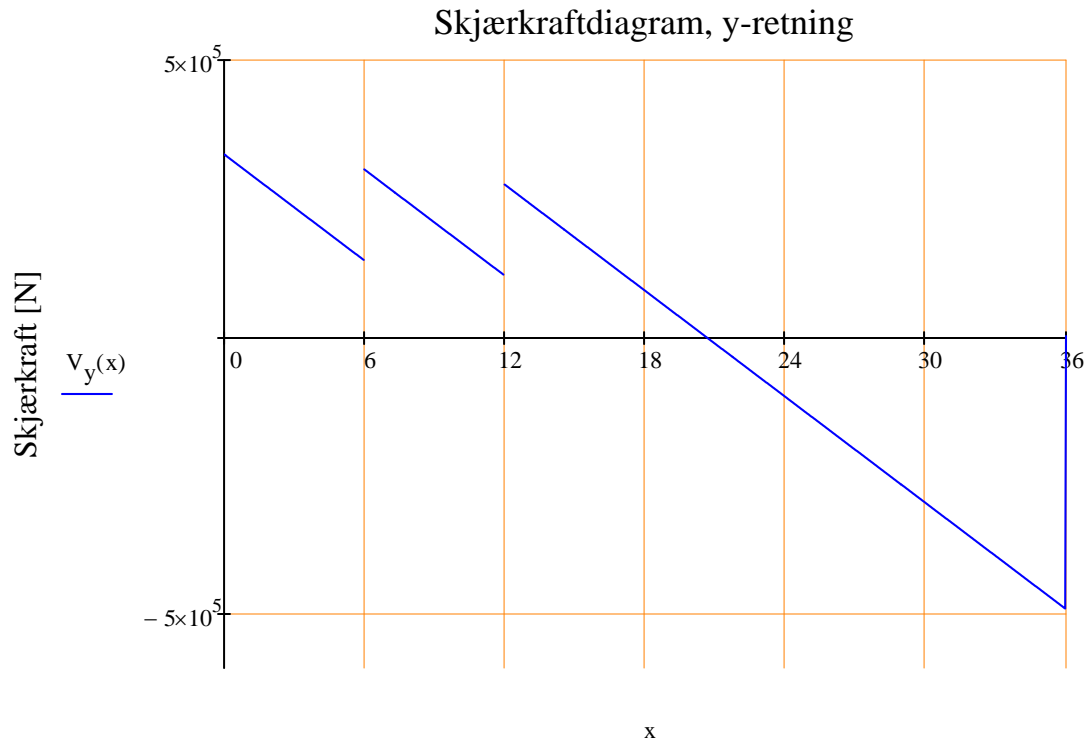
$$\text{Kontroll}_{y_} := R_A + R_C + R_D + R_F - F_{xSRSS_4} = 216.867 \text{ N} \quad \text{OK}$$

Verdier for lengdeakse:

Definerer linjen i skjærkraftdiagrammet:

$$V_y(x) := \begin{cases} (R_1 - EQ_y \cdot x) & \text{if } (0 \text{ m} \leq x < 6 \text{ m}) \\ (R_1 + R_2 - EQ_y \cdot x) & \text{if } (6 \text{ m} \leq x < 12 \text{ m}) \\ (R_1 + R_2 + R_3 - EQ_y \cdot x) & \text{if } (12 \text{ m} \leq x < 36 \text{ m}) \\ (R_1 + R_2 + R_3 + R_7 - EQ_y \cdot x) & \text{if } (x \geq 36 \text{ m}) \end{cases}$$

V_y :



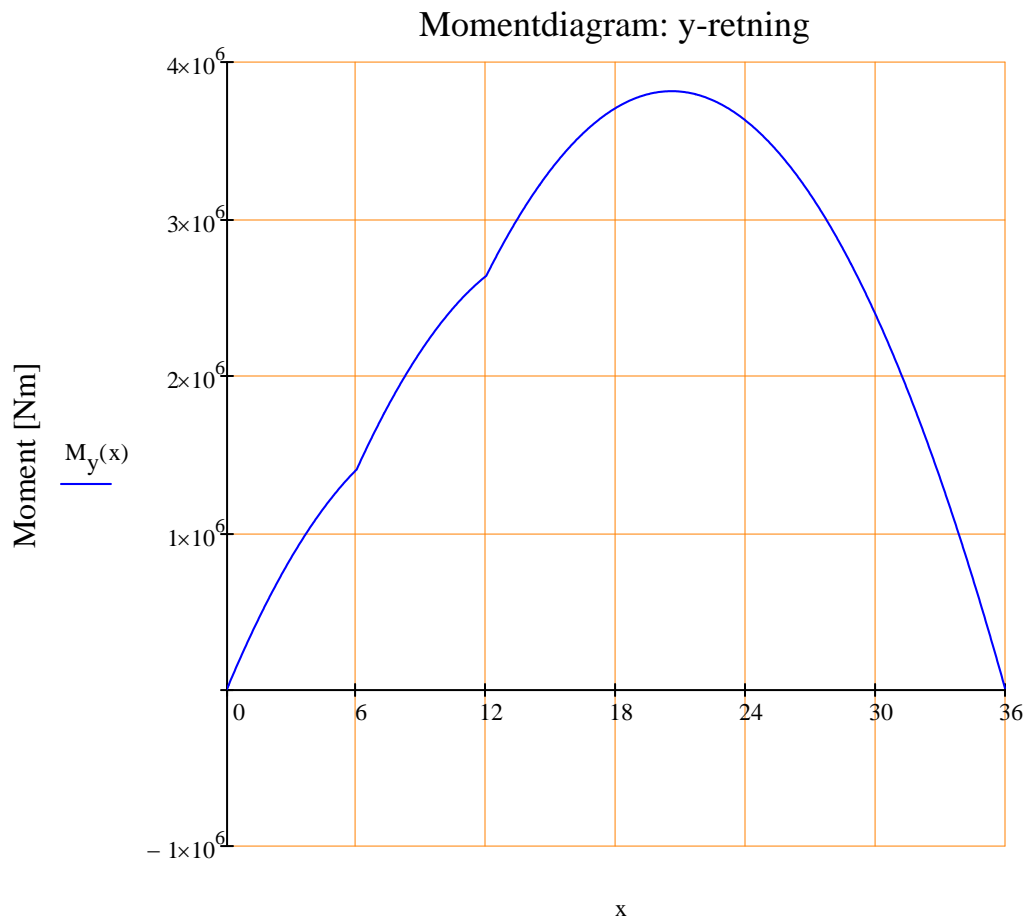
Diagrammet over viser skjærkraft i dekkeskiven, ved lastpåkjenning i y-retning. Hakkene ved $L=6\text{m}$ og $L=12\text{m}$ viser bidrag fra sjaktvegger.

Lokale maksimumsverdier for skjærkraft finner vi ved opplagere, altså i akse 1, 2, 3 og 7.

Momentdiagram i y-retning:

$$M_y(x) := \begin{cases} \left(R_1 \cdot x - EQ_y \cdot \frac{x^2}{2} \right) & \text{if } (0\text{m} \leq x < 6\text{m}) \\ \left[R_1 \cdot x + R_2 \cdot (x - 6\text{m}) - EQ_y \cdot \frac{x^2}{2} \right] & \text{if } (6\text{m} \leq x < 12\text{m}) \\ \left[R_1 \cdot x + R_2 \cdot (x - 6\text{m}) + R_3 \cdot (x - 12\text{m}) - EQ_y \cdot \frac{x^2}{2} \right] & \text{if } (12\text{m} \leq x \leq 36\text{m}) \end{cases}$$

M_y :



Her vises momentdiagrammet til dekkeskiven, ved lastpåkjenning i x-retning. Sjaktveggene bidrar relativt lite også her. Dette er forventet, ettersom opplagerne i akse 1 og 7 har, henholdsvis, 2 og 3 ganger høyere stivhet enn sjaktveggene.

Y-retning: Kritiske snitt for dekkeskiveberegninger:

Maksimalverdi for momentet:

$x := 1\text{ m}$ "Gjetter" en verdi - for at maximize-funksjonen skal fungere

$x_{\max My} := \text{Maximize}(M_y, x) = 20.578\text{ m}$ Finner y-verdi for maks moment

$M_y(x_{\max My}) = 3.813 \times 10^3 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$ Finner maks moment

$V_{y_Mf} := V_y(x_{\max My}) = -2.328 \times 10^{-13} \cdot \text{kN}$ - praktisk talt lik null

Lokale maksimumsverdier for skjær:

Ved opplager i akse 1 (x=0m):

$$V_{y1} := R_1 = 329.375 \cdot \text{kN}$$

$$V_{y1\text{test}} := V_y(0\text{m}) = 329.375 \cdot \text{kN}$$

Dekkeskiven forutsettes fritt opplagt og dermed skal momentet være lik null i akse 1. Vi kontrollerer:

$$M_{y_V1} := M_y(0\text{m}) = 0 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

Ved opplager i akse 2 (x=6m):

venstreside:

høyreside:

$$V_{y2v} := V_y(6\text{m} - 0.001\text{m}) = 137.329 \cdot \text{kN}$$

$$V_{y2h} := V_y(6\text{m}) = 301.985 \cdot \text{kN}$$

$$M_{y_V2} := M_y(6\text{m}) = 1.4 \times 10^3 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

Ved opplager i akse 3 (x=12m):

$$V_{y3v} := V_y(12\text{m} - 0.001\text{m}) = 109.939 \cdot \text{kN}$$

$$V_{y3h} := V_y(12\text{m}) = 274.595 \cdot \text{kN}$$

$$M_{y_V3} := M_y(12\text{m}) = 2.636 \times 10^3 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

Ved opplager i akse 7 (x=36m):

$$V_{y7} := -R_7 = -494.063 \cdot \text{kN}$$

$$V_{y7\text{test}} := V_y(36\text{m} - 0.001\text{m}) = -493.685 \cdot \text{kN}$$

$$M_{y_V7} := M_y(36\text{m}) = 6.223 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

For skiveberegninger: Indre momentarm, Z:

Ser på last i y-retning:

Vi betrakter dekkeskiven som om den er fritt opplagret i akse 1 og 7.
Veggskivene i heissjakten er gunstig og telles ikke med når vi skal finne

Finner momentarm, z:

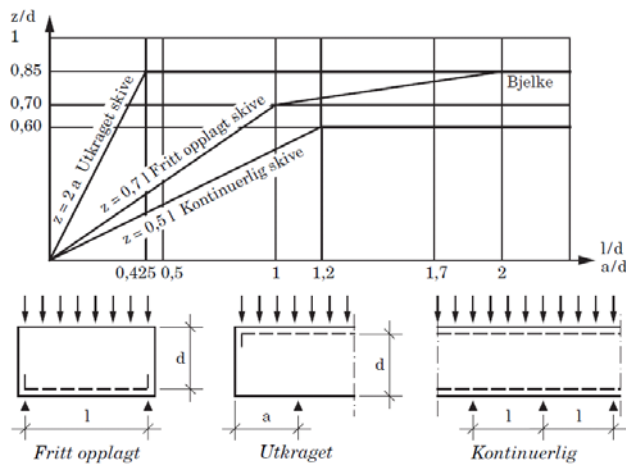
$$L_{x\text{dekke}} := 36\text{m}$$

$$L_{y\text{dekke}} := 30\text{m}$$

$$d := L_{y\text{dekke}} = 30\text{m}$$

$$\frac{d}{L_{x\text{dekke}}} = 0.833$$

Bruker så diagrammet for indre momentarm, z, som vist i figur 3.26 i T2.



$$Z := 0.7 \cdot L_{x\text{dekke}} = 25.2\text{m}$$

Kraftinnføring & Innfesting: Kanaler i endefuger			X
---	--	--	----------

Regnearket forutsetter tverrsnitt fra Spenncons Hulldekkeplakat		Veggnnummer:	1 & 2
---	--	--------------	-------

1	Forutsetninger:			<i>Inndata</i>
	Lengderetning:	X		<i>Merknad</i>
	Plassering:	Inne i dekkeskive		<i>Utdata</i>
	Tverrsnitt:	HD320		
	f _{yd}	500,00	[N/mm ²]	
	μ	0,60		
	Mom.arm z:	25,20	[m]	

2	Lengder:			
	L skjærfuge s1 :	L skjærfuge s2 :		
	6,0	6,0	[m]	

3	Skjærekrefter:		Moment:	
	V _{f, side 1} :	V _{f, side 2} :	M _{Ed} :	
	121,5	0,0	[kN]	0,0 [kNm]

Ev. ekstra strekk		
Skjærfuge 1:	Skjærfuge 2:	
0,0	0,0	[kN]

Kraftinnføring:		
Skjærfuge 1:	Skjærfuge 2:	
202,5	0,0	[kN]

4	Strekkapasitet ved forankring i kanal:
----------	---

S_{Rdc} pr. kanal:	
HD320	
75	[kN]

S_{max} pr. HD-element:	
HD320	
150	[kN]

Antall kanaler:				
	Brukes:	Minimum:	Tilgjengelig:	Kontroll:
Skjærfuge 1:	5	3	10	OK!
Skjærfuge 2:	0	0	10	OK!

5	Kapasitet i kamstål og sveis:
----------	--------------------------------------

Strekkapasitet i U-bøyle:				
----------------------------------	--	--	--	--

	Diameter:	A tilsvarende :	A nødvendig :		Kontroll:
Skjærfuge 1:	12	565	405	[mm ²]	OK!
Skjærfuge 2:	12	0	0	[mm ²]	OK!

Avskjæringskapasitet, pigg/dubb pr. forankring:				
--	--	--	--	--

Diameter:	V _{Rd,s} :	V _{Ed,s} mak S:		Kontroll:
20	91	75	[kN]	OK!

Forslag til- og kapasitetskontroll av piggsveis:				
---	--	--	--	--

	a-mål:	t _{plate} :	V _{Rd,sveis} :		Kontroll:
	5	12	246	[kN]	OK!
Valgt:	5	15			OK!

Sveis med $\alpha=30$ grader og med 2 mm innbrenning av stang

Oppsummering:	Veggnummer:	1 & 2	Lengderetning:	X
----------------------	--------------------	------------------	-----------------------	----------

	Diameter	Antall	Kode	a	b	c
Skjærfuge 1	12	5	21	610	100	610
	20	5	00	250	-	-
Skjærfuge 2	12	0	21	610	0	610
	20	0	00	0	-	-

Forutsetninger for kapasitet i sveis:		
--	--	--

a-mål:	t _{plate} :	
5	15	[mm]

Sveis med $\alpha=30$ grader og med 2 mm innbrenning av stang . Kapasitet i sveis forutsetter fabrikkarbeid, kamstål av B500NC og stålplate i kvalitet S355. Kapasiteter følger tabell B19.12.13 i betongelementboken, bind C.

Kraftinnføring & Innfesting: Kanaler i sidekant av HD					Y
Regnearket forutsetter tverrsnitt fra Spenncons Hulldekkeplakat				Veggnummer:	1 & 2
1	Forutsetninger:				Inndata
	Lastretning:	Y			Merknad
	Plassering:	I kant av dekkeskive			Utdata
	Tverrsnitt:	HD320			
	f _{yd} :	500,00	[N/mm ²]		
	μ:	0,60			
	Mom.arm z:	1,00	[m]		
2	Lengder:				
	L skjærfuge s1:	L skjærfuge s2:	L øvre:	L nedre:	
	6,0	0,0	5,0	0,0	[m]
3	Skjærkrefter:			Moment:	
	V _{f, side 1} :	V _{f, side 2} :		M _{Ed} :	
	164,6	0,0	[kN]	0,0	[kNm]
	Ev.ekstra strekk:				
	Skjærfuge 1:	Skjærfuge 2:	Øvre kant	Nedre kant	
	0,0	0,0	0,0	0,0	[kN]
	Kraftinnføring:				
	S _{skjær 1 +}	S _{skjær2}	Øvre kant	Nedre kant	
	149,6	0,0	74,8	0,0	[kN]
4	Strekkkapasitet i kanal, ved forankring i øvre og nedre kant				
	Øvre kant:	[kN]		Nedre kant:	[kN]
	75,0	OK!		75,0	OK!
5	Strekkkapasitet i planet på tvers av spennretning:				
	Materialfaktor: γ _c				
	1,5				
Skjærfuge 1:	Senteravstand og kapasitet for punktvis innfesting i hulldekke:				
	Ant. kanaler:	Maks S _{Rdc} :		Min. c/c for max S _{Rdc} :	
	2	28,5	[kN]	1066	[mm]
	Valgt c/c:	S _{Rdc} :		Kommentar:	
	950	25,4	[kN]	Høyere c/c vil øke SRdc!	
	Antall punktforankringer				
	Valgt antall:	Minimum:	Maksimum:		
	6	6	7		OK!
Skjærfuge 2:	Senteravstand og kapasitet for punktvis innfesting i hulldekke:				
	Ant. kanaler:	Maks S _{Rdc} :		Min. c/c for max S _{Rdc} :	
	2	28,5	[kN]	1066	[mm]
	Valgt c/c:	S _{Rdc} :		Kommentar:	
	1066	28,5	[kN]	c/c gir maks. SRdc	

Antall punktforankringer				
Valgt antall:	Minimum:	Maksimum:		Kontroll:
	0	6		OK!

6	Armering:
---	-----------

Anbefalt maksverdi for stålspenning:		Faktor for redusert kapasitet:		
291,0	[N/mm ²]		0,582	

Tilstrekkelig armeringsareal:				
Skjærfuge 1:	Skjærfuge 2:	Øvre kant	Nedre kant	
514,2	0,0	257,1	0,0	[mm ²]

Valg av diameter:				
Skjærfuge 1:	Skjærfuge 2:	Øvre kant	Nedre kant	
10	10	16	16	[mm]

Valg av bøyeform for forankring				
Skjærfuge 1:	Skjærfuge 2:	Øvre kant	Nedre kant	
U-bøyle	U-bøyle	U-bøyle	U-bøyle	

Tilsvarende areal:				
942,3	0	402,048	402,048	[mm ²]
OK!	OK!	OK!	OK!	

7	Forankringslengde i veggskive:
---	--------------------------------

Minimum forankringslengde ved bruk av Hilti HIT-HY 200:				
Skjærfuge 1:	Skjærfuge 2:	Øvre kant	Nedre kant	
90	90	145	145	[mm]

Valgt forankringslengde for kamstål i veggskive:				
Skjærfuge 1:	Skjærfuge 2:	Øvre kant	Nedre kant	
100	100	150	150	[mm]

Avstand fra veggskive til hulldekke (fugebredde):				
Skjærfuge 1:	Skjærfuge 2:	Øvre kant	Nedre kant	
40	40	40	40	[mm]

Oppsummering:	Veggnummer:	1 & 2	Lengderetning:	Y
---------------	-------------	-------	----------------	---

	Diameter	Antall	Kode	a	b	c
Skjærfuge 1:	10	6	21	598	120	598
Skjærfuge 2:	10	0	21	598	120	598
Øvre kant	16	1	21	960	120	960
Nedre kant	16	0	21	960	120	960