

Hans-Kristian Dalheim  
Edvard Listøl

# Dimensjonering av globale avstivningssystemer i betong

Sammenligning av to systemer

**Mai 2020**

**NTNU**

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.  
Fakultet for ingeniørvitenskap  
Institutt for vareproduksjon og byggingteknikk

**Bacheloroppgave**

**2020**





Hans-Kristian Dalheim  
Edvard Listøl

# Dimensjonering av globale avstivningssystemer i betong

Sammenligning av to systemer

Bacheloroppgave  
Mai 2020

**NTNU**

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.  
Fakultet for ingeniørvitenskap  
Institutt for vareproduksjon og byggteknikk



Kunnskap for en bedre verden



Oppgavens tittel:	Dato: 20.05.2020		
Dimensjonering av globale avstivningssystemer i betong	Antall sider: 216		
	Masteroppgave:	Bacheloroppgave	x
Navn: Hans-Kristian Dalheim & Edvard Listøl			
Veileder: Marthin Landgraff			
Eventuelle eksterne faglige kontakter/ veiledere: Jan Steinar Egenes & Harald Fallsen			

#### Sammendrag:

Ved etablering av et avstivningssystem finnes det flere utførelsesmetoder. Når det er tiltenkt heissjakter av betong i et bygg, er det vanlig å anvende sjakten til avstivning. Et av formålene med denne oppgaven var å undersøke hvordan plasseringen av heissjaktene i bygget kunne føre til besparelser i materialforbruk og klimagassutslipp.

I denne oppgaven ønsker vi å sammenligne to ulike avstivningssystem for ett og samme leilighetsbygg med beliggenhet på Leira i Valdres. Begge systemene benytter heissjakten som avstivning. Det første avstivningssystemet tar utgangspunkt i reguleringsplanens ønske om utvendig heissjakt. I det andre avstivningssystemet har vi valgt å plassere heissjakten i sentrum av bygget for å se hvilken effekt dette har. Systemene sammenlignes med hensyn på materialforbruk, klimagassutslipp og plassering.

Vi har også dimensjonert systemene for seismiske laster, da vi ønsket å se hvor mye ekstra armering dette krever av systemene. Et dagsaktuelt tema i dag omhandler hvorvidt konstruksjoner overdimensjoneres for seismiske laster i Norge. Vi ønsket derfor å undersøke hvor store konsekvensene av den mulige overdimensjoneringen er ved å finne ut av hvor mye armering som kunne bespares ved utelatelse av seismisk dimensjonering. Selv om Leira ikke er et typisk område hvor jordskjelv kan inntreffe, vil bygningstypen være aktuell for seismisk dimensjonering dersom plasseringen hadde vært i en mer seismisk sone. Oppgaven vil derfor kunne gi et godt bilde av hvor store besparelsene av materialforbruk og CO<sub>2</sub>-utslipp vil være på denne bygningstypen ved utelatelse av seismisk dimensjonering.

En egendefinert rektangulær utforming på bygget med areal i henhold til reguleringsplanen er benyttet, da det ikke fantes arkitekttegninger. Tegningen av bygget er gjort i tegneprogrammet Revit. Alle beregninger i denne oppgaven er foretatt for hånd, da dette viser stor grad av forståelse. Svarene er kontrollert i dataprogrammene Ove Sletten og Focus konstruksjon.

Gjennom arbeidet med dette prosjektet har vi kommet frem til at ved å plassere heissjakten i sentrum av bygget vil en oppnå det laveste materialforbruket og klimagassutslippet. Vi har også funnet ut at ved å utelate jordskjelvdimensjonering reduseres mengden armering i systemet med innvendig heissjakt med 52,7% og det totale CO<sub>2</sub>-utslippet reduseres med 8,5%.

Stikkord:

Globale avstivningssystem
Betongskiver
DCL
Seismiske laster

*Hans-Kristian Dalheim Edward Listol*



# Forord

Denne oppgaven er vårt avsluttende arbeid på vår bachelorgrad som byggingeniører ved NTNU Gjøvik, med fordypning i konstruksjonsteknikk. Oppgaven er utført våren 2020 og tilsvarer 20 studiepoeng.

Hensikten med oppgaven var å anvende det vi hadde lært i løpet av studiet, samt tilegne oss ny kunnskap og fordype oss i et konstruksjonsteknisk tema vi hadde lite forkunnskap om. Hovedfokuset har vært å etablere fornuftige avstivningssystem av betongskiver og dimensjonere disse for skjevstillingslaster og naturlaster som vind og jordskjelv.

Oppgaven er skrevet på et nivå som skal være forståelig for andre med byggfaglig bakgrunn.

Takk til;

Jan Steinar Egenes ved NTNU i Gjøvik for gode innspill om avstivningssystemer i vår oppgave.

Harald Fallsen ved NTNU i Gjøvik for gode innspill om dimensjonering av betongskiver i vår oppgave.

# Abstract

There are several ways to stiffen a building structure. It is normal to allow elevator shafts made of concrete to serve a dual purpose, as they can work as stiffeners for the building in addition to housing the elevator. This paper will examine the location of an elevator shaft in relation to efficiency regarding use of materials and emissions of greenhouse gasses when erecting structures.

This paper will be based on research made on an apartment building at Leira in Valdres. Two solutions have been proposed, and both are dependent on the elevator shaft for adequate stiffness. The first solution is based on the desire to have the elevator shaft on the exterior of the building, and the second solution will be based on keeping the shaft in the centre. The solutions will be examined and compared on factors such as materials required, greenhouse gas emissions and utility of structure with chosen placement.

The systems were also designed to withstand seismic loads, as we wanted to understand how much additional reinforcement would be necessary for such sizing. Relevant today is the subject of whether construction projects in Norway are over dimensioned concerning seismic loads. We therefore wanted to further understand the size and impact of this excessive reinforcement by calculating the amount that could be saved by foregoing the seismic load dimensioning. Building the apartment building at Leira leaves the seismic dimensioning redundant as the location has a low risk of earthquakes. However, such dimensioning would be more relevant should the building be located in a zone of higher seismic loads. This paper will thus give a picture of the potential savings when omitting the seismic dimensioning for regions where this is not necessary.

A self-defined rectangular design of the building with an area equal to what is planned has been used in the lack of architectural drawings. All drawings have been made in the programme Revit. All calculations are done by hand as this shows a high degree of understanding. The answers were later controlled in the data programmes Ove Sletten and Focus Konstruksjon.

Research done in relation to this paper has shown that locating the elevator shaft in the centre of the building will lead to the highest efficiency regarding materials and greenhouse gas emissions. Research indicates that omitting seismic dimensioning will reduce the amount of reinforcement in the system by having the elevator shaft located in the centre of the building by 52,7% and the total CO<sub>2</sub> emissions will be reduced by 8.5%

# Innholdsfortegnelse

Forord .....	iii
Abstract .....	iv
Innholdsfortegnelse .....	v
Figurliste.....	viii
Tabelloversikt.....	x
1 Innledning .....	1
1.1 Bakgrunn og hensikt.....	1
1.2 Innledende casebeskrivelse.....	3
1.3 Problemstilling.....	3
1.4 Avgrensninger .....	4
1.5 Oppgavens oppbygning .....	5
1.6 Grunnlag .....	6
1.6.1 Beliggenhet.....	6
1.6.2 Reguleringsplanen .....	7
1.6.3 Bæresystemet .....	8
1.6.4 Avstivningssystemene .....	9
2. Teori.....	10
2.1 Laster .....	10
2.1.1 Permanente laster .....	10
2.1.2 Variable laster .....	10
2.1.3 Bruddgrensetilstand.....	10
2.1.4 Bruksgrensetilstand .....	11
2.1.5 Lastkombinasjoner i ulykkestilstand .....	12
2.2 Avstivningssystem.....	12
2.2.1 Plassering av skivesystem .....	14
2.2.2 Stivheten til en skive .....	16
2.2.3 Skjevlaster .....	24
2.3 Betong.....	26
2.3.1 Generelt .....	26
2.3.2 Armert betong .....	27
2.3.3 Bestandighet og eksponeringsklasser .....	27
2.3.4 Overdekning .....	28
2.3.5 Riss .....	28

2.3.6	Betongens karbonavtrykk.....	29
2.3.7	Lavkarbonbetong.....	29
2.3.8	Karbonavtrykk (EPD) .....	30
2.4	Jordskjelv.....	32
2.4.1	Generelt .....	32
2.4.2	Beregningsmetoder.....	35
2.4.3	Beregningsgrunnlag .....	36
2.4.4	Tverrkraftmetoden.....	38
3	Casebeskrivelse.....	43
3.1	Felles beskrivelse av systemene .....	43
3.2	Beskrivelse av System 1 .....	45
3.3	Beskrivelse av System 2 .....	46
4	Metode .....	48
4.1	Flytskjema .....	48
4.2	Beskrivelse av metoden .....	49
4.3	Lastgrunnlag .....	51
4.3.1	Snølast .....	51
4.3.2	Nyttelast .....	51
4.3.3	Masseberegninger.....	51
4.3.4	Vindlast .....	52
4.3.5	Vindlast på System 1 .....	53
4.3.6	Vindlast på System 2.....	53
4.3.7	Seismiske laster .....	54
4.4	Dimensjoneringsmetoder.....	60
4.4.1	Eksponeringsklasse, bestandighet og riss.....	60
4.4.2	Minimumsarmering .....	60
4.4.3	Tilleggsarmering .....	62
4.4.4	Bøylearmering .....	63
4.5	Programmer .....	64
4.5.1	Ove Sletten .....	64
4.5.2	Focus Konstruksjon.....	64
4.5.3	Revit .....	64
4.6	Feilkilder.....	65
4.6.1	Masseberegninger.....	65
4.6.2	Heissjakt .....	65

4.6.3	Focus konstruksjon.....	65
4.6.4	EPD .....	66
4.6.5	Kilder.....	66
5	Resultater .....	67
5.1	Innledning.....	67
5.2	System 1 .....	67
5.2.1	Stivhetssenter .....	67
5.2.2	Stivheten til systemet .....	68
5.2.3	Skjevlast .....	69
5.2.4	Kraftfordeling av vindlaster .....	69
5.2.5	Deformasjon .....	71
5.2.6	Kraftfordeling av seismiske laster .....	71
5.2.7	Armering .....	73
5.2.8	Kapasitetsberegninger i Focus Konstruksjon.....	74
5.2.9	Armeringens CO <sub>2</sub> -utslipp.....	75
5.2.10	Betong .....	75
5.2.11	Betongens CO <sub>2</sub> -utslipp.....	75
5.3	System 2 .....	76
5.3.1	Stivhetssenter .....	76
5.3.2	Stivheten til systemet .....	77
5.3.3	Skjevlast .....	77
5.3.4	Kraftfordeling av vindlaster .....	78
5.3.5	Deformasjon .....	79
5.3.6	Kraftfordeling av seismiske laster.....	79
5.3.7	Armering .....	81
5.3.8	Kapasitetsberegninger i Focus Konstruksjon.....	82
5.3.9	Armeringens CO <sub>2</sub> -utslipp.....	82
5.3.10	Betong .....	83
5.3.11	Betongens CO <sub>2</sub> -utslipp.....	83
6	Sammenligning/diskusjon.....	84
6.1	Materialforbruk.....	84
6.2	CO <sub>2</sub> -utslipp .....	87
6.3	Jordskjelvdimensjonering.....	93
7	Konklusjon.....	97
	Vedlegg .....	100

## Figurliste

Figur 1: Utforming av bygget.....	3
Figur 2: Kart over området.....	6
Figur 3: Kart over Leira .....	7
Figur 4: Bæresystemet.....	8
Figur 5: System 1 illustrasjon.....	9
Figur 6: System 2 illustrasjon.....	9
Figur 7: Avstivningssystem.....	12
Figur 8: Illustrasjon av stivhet.....	13
Figur 9: Ustabile skivesystem .....	14
Figur 10: Stabile skivesystem .....	15
Figur 11: Utbøyning av skivevegg .....	16
Figur 12: Punktlaster på en betongvegg .....	18
Figur 13: Illustrasjon av stivhetssenter.....	18
Figur 14: Illustrasjon av rotasjonskrefter .....	19
Figur 15: Illustrasjon av rotasjonsmoment.....	20
Figur 16: Deformasjon av utkraget bjelke.....	21
Figur 17: Illustrasjon av translasjonskrefter .....	21
Figur 18: Samvirke mellom translasjon og rotasjon .....	23
Figur 19: Illustrasjon av skjevlaster .....	24
Figur 20: Global skjevstilling av søyler .....	25
Figur 21: Skjevlastens virkning.....	25
Figur 22: Systemgrenser for EPD .....	30
Figur 23: Oversikt over utslippsfaser .....	31
Figur 24: Oversikt over utslippsfaser betong .....	31
Figur 25: Illustrasjon over jordas kontinentalplater .....	32
Figur 26: Illustrasjon over platenes bevegelser.....	32
Figur 27: Illustrasjon av episenter og fokus .....	33
Figur 28: Grunnforhold og horisontale svingninger .....	34
Figur 29: Seismisk sonekart .....	36
Figur 30: Horisontal skjærkraft på fundamentnivå .....	40

Figur 31: Heissjakt med nummerering .....	44
Figur 32: System 1 .....	45
Figur 33: Avstivende skiver i System 1 .....	46
Figur 34: System 2 .....	47
Figur 35: Avstivende skiver i System 2 .....	47
Figur 36: Flytskjema .....	48
Figur 37: Punktlaster på System 1 .....	53
Figur 38: Punktlaster på System 2 .....	53
Figur 39: Leira plassert på seismisk sonekart .....	56
Figur 40: Horisontale krefter på betongvegg .....	62
Figur 41: Tverrsnitt av betongvegg .....	63
Figur 42: Illustrasjon av tilleggsarmering i vegg .....	63
Figur 43: Illustrasjon av valgte bøyer .....	63
Figur 44: Utklipp av veggskive fra Focus konstruksjon .....	65
Figur 45: System 1 illustrasjon .....	67
Figur 46: Kraftfordeling på System 1 .....	68
Figur 47: Punktlaster på System 1 .....	69
Figur 48: Kraftfordeling på bygget .....	71
Figur 49: Kraftfordeling på skivene .....	72
Figur 50: Nummerering av skiver i System 2 .....	76
Figur 51: Fordeling av krefter på skivene i System 2 .....	76
Figur 52: Skjevlaster opptredende punktvis på System 2 .....	77
Figur 53: Kraftfordeling av vindlastene på System 2 .....	78
Figur 54: Resultantene til de seismiske lastene på System 2 .....	79
Figur 55: Kraftfordeling av de seismiske lastene på System 2 .....	80

# Tabelloversikt

Tabell 1: Bruddgrensetilstand 6.10 a & b .....	11
Tabell 2: Bruksgrensetilstand .....	11
Tabell 3: Ulykkestilstand .....	12
Tabell 4: Stivhetskoeffisienter for forskjellige lasttilfeller .....	17
Tabell 5: Oppsummering av kraftfordeling i skivebygg .....	22
Tabell 6: Trykkfasthetsklasser betong.....	26
Tabell 7: Lavkarbonbetongklasser .....	30
Tabell 8: Parametere som beskriver de anbefalte elastiske responspektrene .....	37
Tabell 9: Snølaster.....	51
Tabell 10: Nyttelast .....	51
Tabell 11: Massen til systemene knyttet opp mot skjevlast- og jordskjelvberegninger.....	52
Tabell 12: Vindhastighetstrykk y-retning .....	52
Tabell 13: Vindhastighetstrykk x-retning .....	53
Tabell 14: Vindlast resultanter på System 1 .....	53
Tabell 15: Vindlast resultanter på System 2.....	53
Tabell 16: Parametere som beskriver de anbefalte elastiske responspektrene.....	56
Tabell 17: Stivheten til System 1 .....	68
Tabell 18: Skjevlast på System 1 .....	69
Tabell 19: Kraftfordeling av vindlastene på System 1 (manuelle beregninger) .....	69
Tabell 20: Kraftfordeling av vindlastene på System 1 (Ove-Sletten sine resultater).....	70
Tabell 21: Deformasjon på System 1 .....	71
Tabell 22: Resultantene til de seismiske lastene på System 1.....	71
Tabell 23: Kraftfordeling av de seismiske lastene på System 1 (manuelle beregninger) .....	72
Tabell 24: Kraftfordeling av de seismiske lastene på System 1 (Ove-Sletten sine resultater). 72	
Tabell 25: Mengde armering i System 1 for vind- og skjevlast.....	73
Tabell 26: Mengde armering i System 1 for jordskjelv- og skjevlast .....	74
Tabell 27: Kapasitetsutnyttelse for System 1 .....	74
Tabell 28: CO <sub>2</sub> -utslippet til armeringen i System 1 .....	75
Tabell 29: Antall kg betong i System 1 .....	75
Tabell 30: Betongens CO <sub>2</sub> -utslipp i System 1.....	75
Tabell 31: Stivheten til System 2 .....	77
Tabell 32: Skjevlastene på System 2.....	77



Tabell 33: Kraftfordeling av vindlastene på System 2 (manuelle beregninger) .....	78
Tabell 34: Kraftfordeling av vindlastene på System 2 (Ove-Sletten sine resultater).....	78
Tabell 35: Deformasjonen på System 2 .....	79
Tabell 36: Resultantene til de seismiske lastene på System 2.....	79
Tabell 37: Kraftfordeling av de seismiske lastene på System 2 (manuelle beregninger) .....	80
Tabell 38: Kraftfordeling av de seismiske lastene på System 2 (Ove-sletten sine resultater) .	80
Tabell 39: Mengde armering i System 2 for vind- og skjevlast .....	81
Tabell 40: Mengde armering i System 2 for jordskjelv- og skjevlast .....	81
Tabell 41: Kapasitetsutnyttelse for System 2 .....	82
Tabell 42: Armeringens CO <sub>2</sub> -utslipp i System 2.....	82
Tabell 43: Antall kg betong i System 2.....	83
Tabell 44: Betongens CO <sub>2</sub> -utslipp i System 2.....	83
Tabell 45: Forbruket av armering i System 1 og 2 for vind- og skjevlast.....	84
Tabell 46: Forbruket av betong i System 1 og 2 for vind- og skjevlast .....	84
Tabell 47: Forbruket av armering i System 1 og 2 for jordskjelv- og skjevlast.....	85
Tabell 48: Forbruket av armering for de ulike lasttilfellene og Systemene .....	86
Tabell 49: CO <sub>2</sub> -utslippet til System 1 og 2 for vind- og skjevlast .....	87
Tabell 50: CO <sub>2</sub> -utslippet til betongen i System 1 og 2 for jordskjelv- og skjevlast.....	88
Tabell 51: CO <sub>2</sub> -utslippet til armering i System 1 og 2 for jordskjelv- og skjevlast.....	88
Tabell 52: CO <sub>2</sub> -utslippet til armeringen for de ulike lasttilfellene og systemene .....	89
Tabell 53: Det totale CO <sub>2</sub> -utslippet for de ulike lasttilfellene og systemene .....	89
Tabell 54: Kapasitetsutnyttelse for de ulike lasttilfellene i System 1 .....	92
Tabell 55: Kapasitetsutnyttelse for de ulike lasttilfellene i System 2 .....	92

# 1 Innledning

## 1.1 Bakgrunn og hensikt

Bakgrunnen for valg av tema er at det skal bygges et boligbygg på Leira i Valdres. Vi tok spesifikt for oss byggets avstivningssystem og ønsket å finne en optimal løsning.

En av hensiktene med oppgaven er å kartlegge hvilket av to ulike avstivningssystem som er best egnet for prosjektet på Leira. Etter byggherres ønske om plasstøping, har vi valgt å fokusere på to avstivningssystemer av plasstøpt betong. Vi skal gjøre nøye vurderinger av plasseringen av betongskivene og se på hvilke konsekvenser de ulike plasseringene medfører. Hovedfokuset vil være å sammenligne systemenes materialforbruk og CO<sub>2</sub>-utslipp.

Avstivning av bygninger er essensielt for å motstå ulike naturkrefter. Når bæresystemet har til hensikt å oppta og fordele vertikale laster, har avstivningssystemet til hensikt å oppta og føre horisontale laster ned i bakken/fundamentet. Slike avstivningssystemer består ofte av vindkryss i ulike materialer, eller hele vegger/skiver av betong eller massivtre. For mindre eneboliger er det ikke behov for et omfattende avstivningssystem, men behovet vil øke når byggene blir større, som for eksempel boligblokker, skoler, kontorbygg osv. Dette er fordi kreftene som virker på bygget vil bli større, da blant annet vinden får større flater å angripe og jordskjelvet setter en større konstruksjon i bevegelse. Det er ikke opplagt hvordan en optimal plassering av et avstivningssystem er. Det er heller ingen hemmelighet at både entreprenør og byggherre ønsker lavest mulig kostnad. Ved å velge riktig avstivningssystem med rett plassering, er det muligheter for å spare betydelige mengder materialer og tid, noe som er gunstig for økonomien, tidsaspektet og miljøet.

Den andre hensikten med oppgaven er å undersøke hvor store besparelsene av materialer og CO<sub>2</sub>-utslipp kan bli dersom en unnlater å dimensjonere for jordskjelv. Med bakgrunn i dette ønsker vi derfor er å dimensjonere avstivningssystemene for seismiske laster. I byggebransjen er det i dag omdiskutert hvorvidt bygninger blir overdimensjonert for jordskjelv på grunn av gamle og utdaterte data. Vi kan derfor med denne oppgaven være med på å belyse hvor store

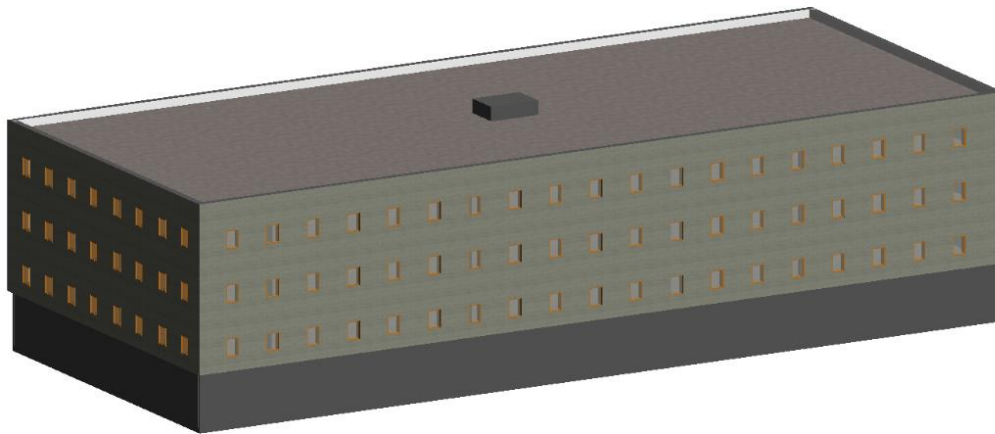
disse besparelsene kan være på to ulike avstivningssystem av betongskiver i en typisk lavblokk.

Avstivningssystemet spiller en stor rolle dersom et jordskjelv skulle inntreffe. Mange nybygg i Norge havner med små marginer enten over eller under grensen som avgjør om bygget må dimensjoneres for jordskjelv. Dersom bygget havner over grensen kan dette gi store utslag i størrelsen på kreftene avstivningssystemet må dimensjoneres for, og dermed også et økt materialforbruk, kostnad og CO<sub>2</sub>-utslipp.

Norge og alle verdens land er i henhold til Parisavtalen (FN-SAMBANDET, 2020b) pliktig til å bidra til å redusere klimagassutslippene. Fra et samfunnsmessig perspektiv vil det reduserte materialforbruket og CO<sub>2</sub>-utslippet ved unnlatt dimensjonering for jordskjelv være av stor interesse. Det er likevel viktig å ikke la de klimamessige interessene gå på bekostning av sikkerheten. Samfunnet må derfor tilstrebe å oppfylle FNs bærekraftsmål 13.1 «Styrke evnen til å stå imot og tilpasse seg klimarelaterte farer og naturkatastrofer i alle land.» (FN-SAMBANDET, 2020a).

## 1.2 Innledende casebeskrivelse

Det skal prosjekteres et leilighetsbygg på Leira i Valdres. Det finnes på dette tidspunkt ingen arkitekttegninger av bygget. Imidlertid har byggherren ønsket et grunnflateareal på 1200-1500 m<sup>2</sup>. Reguleringsplanen har tatt høyde for utvendig heis/trappesjakt, mens vi ønsker å sammenligne denne løsningen med en alternativ løsning hvor heissjaktene er plassert i sentrum av bygget. I henhold til reguleringsplan og samtale med byggherre skal bygget bestå av 4 etasjer, hvorav den nederste etasjen skal være parkeringskjeller. De tre øvrige etasjene skal bestå av leiligheter av ulik størrelse. På bakgrunn av de manglende arkitekttegningene har vi i figur 1 laget en enkel skisse av hvordan vi ser for oss en mulig utforming.



Figur 1: Utforming av bygget (skisse, 2020)

## 1.3 Problemstilling

1. I hvilken grad vil plasseringen av heissjaktens avstivende betongskiver sentralt i bygget, fremfor reguleringsplanens forslag om utvendig plassering, påvirke materialforbruket, CO<sub>2</sub>- utslippet og stivhetssenteret i boligbygget på Leira?
2. Hvor stor reduksjon av CO<sub>2</sub>-utslipp og materialforbruk oppnås det for de ulike avstivningssystemene i boligbygget på Leira ved utelatelse av jordskjelvdimensjonering?

## 1.4 Avgrensninger

- Det er kun sett på det globale avstivningssystemet, slik som heissjakt og andre avstivende veggskiver. Den horisontale avstivningen av bygget er sett bort ifra og antatt tilstrekkelig stiv.
- I dette prosjektet finnes det ingen arkitekttegninger eller detaljer om visuell utforming på nåværende tidspunkt. Etersom det er avstivningssystemet vi i hovedsak skal fokusere på, er det kun utført en enkel skisse av byggets utforming som illustrerer hvordan det er tenkt.
- Bæresystemet med søyler, bjelker og hulldekker vil overslags dimensjoneres da vi trenger dimensjonene for å anslå vekt. Vi trenger vekten til å beregne skjevstillingslastene og de seismiske lastene som påvirker avstivningssystemet.
- Vi har utelatt å beregne forbindelser, da dette gir oppgaven et for stort omfang.
- Det er ikke fokusert på økonomi i denne oppgaven. Imidlertid vil resultatene vi kommer frem til indirekte si noe om potensielle kostnadsbesparelser, men ut over dette vil ingen økonomiske tall bli presentert.
- Miljøaspektet tar utgangspunkt i CO<sub>2</sub>-avtrykk basert på materialets EPD. Miljødeklarasjonene tar kun utgangspunkt i fremstilling av råvarer, transport til fabrikk, produksjon og transport til kunde.
- Eneste grunnforholdsbetraktningene vi har gjort har vært relatert til beregninger av seismiske laster. Selv om beliggenheten til bygget i henhold til reguleringsplanen medfører flomfare og andre grunnforhold, dreneringsproblematikk, har vi ikke gått i detalj på dette.
- For å besvare problemstillingen, har vi valgt å benytte plasstøpte betongskiver på begge systemene, da dette gir systemene like utgangspunkt på materialfronten. Derfor er ingen vindkryss, eller andre avstivningssystem tatt med.
- Det er antatt en uendelig stiv parkeringskjeller. Derfor blir betongskivene i denne oppgaven betraktet fra toppen av den stive parkeringskjelleren og opp.

## 1.5 Oppgavens oppbygning

I kapittel 1 (Innledning) beskrives oppgavens bakgrunn og hensikt. Casen denne oppgaven omhandler introduseres kort allerede her, slik at leseren kan danne seg et bilde av situasjonen før problemstillingen legges frem. Etter problemstillingen blir ulike avgrensninger for oppgaven listet opp.

Videre blir grunnlaget vi har jobbet utfra presentert. Med dette menes reguleringsplanens relevante informasjon, geografisk beliggenhet, samt ulike antakelser vi har foretatt på bakgrunn av manglende informasjon.

I kapittel 2 (Teori) fremlegges det teoretiske grunnlaget for denne oppgaven.

I kapittel 3 (Case-beskrivelsen) blir de konkrete systemene vi skal se på i denne oppgaven detaljert beskrevet. Det blir presentert materialvalg, skiveplasseringer, utforming og skisser.

I kapittel 4 (Metode) beskrives fremgangsmåten vi har benyttet for å løse problemstillingen, hvilke lastgrunnlag og beregningsmetoder som er benyttet, samt hvilke dataprogrammer som er brukt. Her vil også feilkilder knyttet til denne oppgaven presenteres.

I kapittel 5 (Resultater) presenteres de endelige resultatene fra alle våre beregninger knyttet til de to avstivningssystemene. Dette vil si resultater som antall kg betong, armering og CO<sub>2</sub>-utslipp for hvert system med forklaring. Resultatene vil bidra til å besvare problemstillingen.

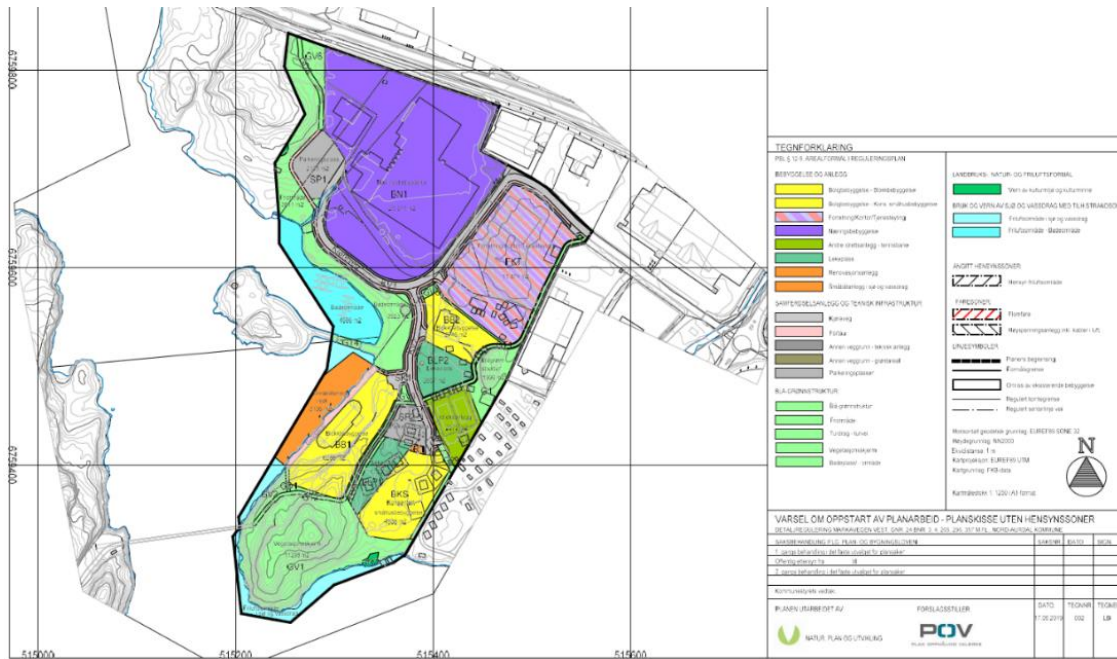
I kapittel 6 (Diskusjon/sammenligning) drøftes ulike sider av resultatene og stiller spørsmål til metode, etikk og miljøkonsekvenser.

I kapittel 7 (konklusjonen) vil problemstillingen besvares med utgangspunkt i våre kvantifiserte resultater.

# 1.6 Grunnlag

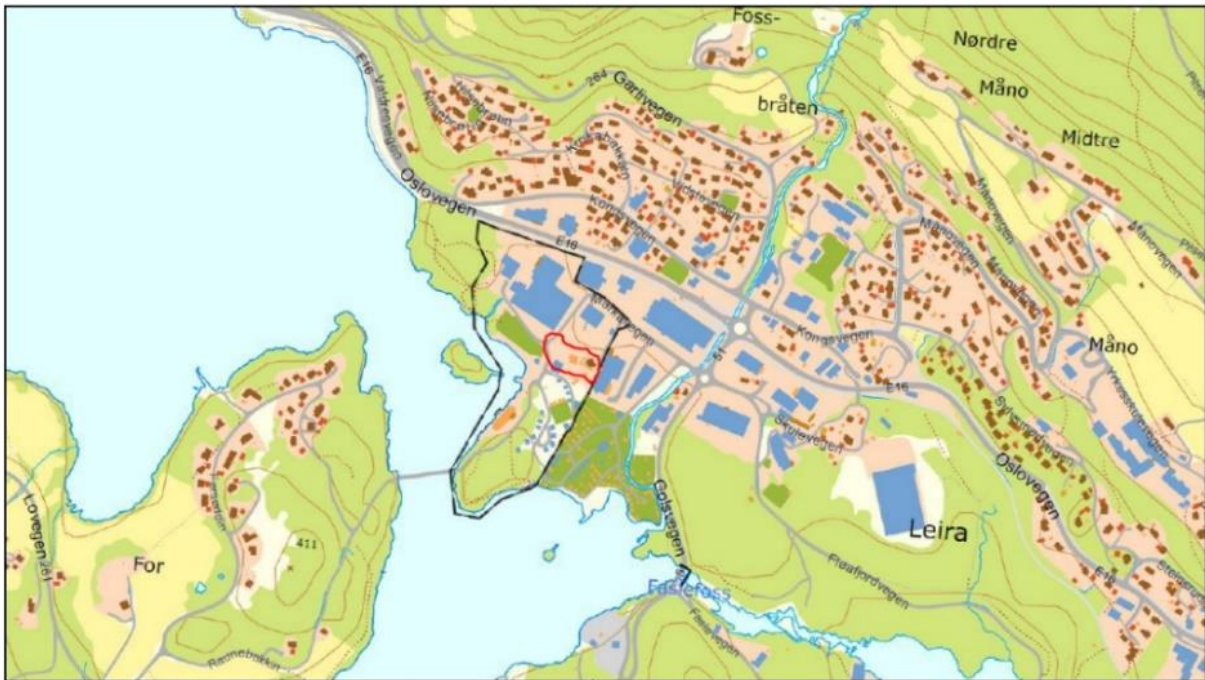
## 1.6.1 Beliggenhet

Leira er sammen med Fagernes sentrum et regionalt senter i Valdres, og utviklingen er en del av en lokal og regional målsetting om utvikling i Leira. Figur 2 viser inndelingen av tomtene på Leira. Den øverste gule tomten er tiltenkt prosjektet i denne oppgaven.



Figur 2: Kart over området (Planoppmåling-Valdres, 2019b)

Figur 3 viser oversikten over byggene på leira. Tomten til prosjektet i denne oppgaven er markert med rødt.



Figur 3: Kart over Leira ((Planoppmåling-Valdres, 2019a), s. 1)

## 1.6.2 Reguleringsplanen

I henhold til (Planoppmåling-Valdres, 2019a) skal det etableres et leilighetskompleks med parkeringskjeller på til sammen fire etasjer, hvor maksimal gesims- og mønehøyde over ferdigplanert terreng er 14 m. Unntaket for vårt område er et utendørs heis og trapperom på opptil 3 meter over takhøyde og samlet areal på 25 m<sup>2</sup>. Parkeringen skal være i byggets underetasje.

Tomten er på 2746 m<sup>2</sup> hvor tenkt bebygd areal er på 70-80% av dette. Byggherren ønsker derimot at bygget skal være på 1200-1500 m<sup>2</sup>, og vi har i oppgaven valgt å legge vekt på byggherrens ønsker.

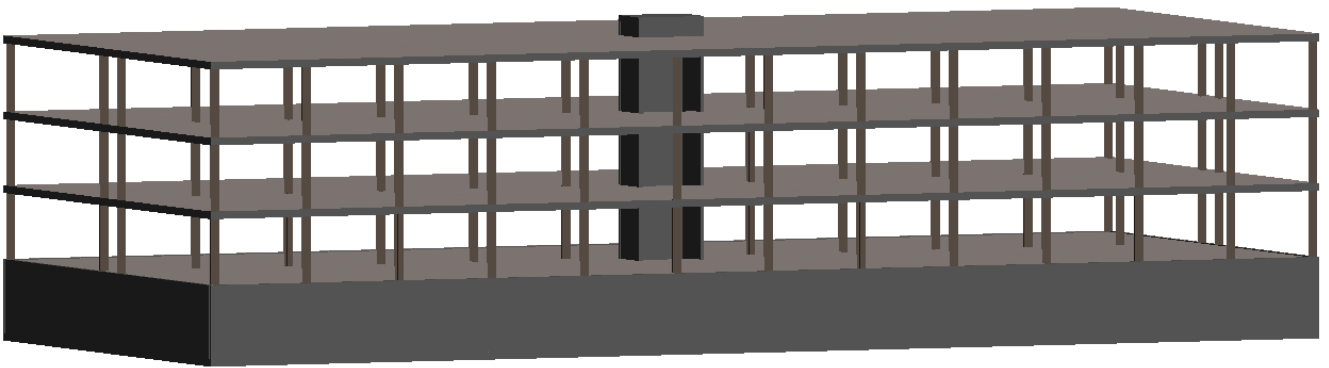
Reguleringsplanen har foretrukket at bygget skal ha et flatt tak, men sal- og pulttak vil bli vurdert.

Boliger skal tilfredsstillе sikkerhet mot 200-års flom og innendørs parkeringsareal skal tilfredsstillе sikkerhet mot 20-års flom.



### 1.6.3 Bæresystemet

Byggets bæresystem vil bestå av hulldekkeelementer, som langs randen av bygget ligger støttet på IPE-bjelker og inne i bygget ligger støttet på HSQ-profiler. HSQ-profilene bidrar til å redusere høyden på etasjeskilleren. Søylene i bygget vil bestå av kvadratiske hulprofiler i stål. Vi har i figur 4 skissert den bærende konstruksjonen med en innvendig heissjakt, men bæresystemet vil være likt for begge systemene.



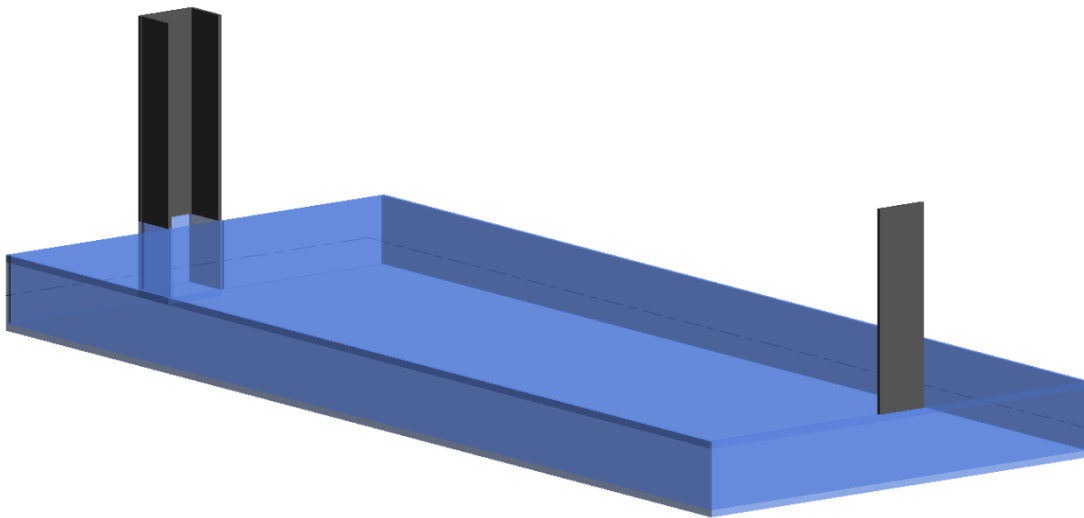
Figur 4: Bæresystemet (skisse, 2020)

## 1.6.4 Avstivningssystemene

Avstivningssystemene vil bestå av betongskiver, hovedsakelig tilknyttet heissjakten i bygget. Parkeringskjelleren er markert i blått, mens de avstivende betongskivene vi skal dimensjonere er markert i grått. Heissjakten i System 1 er plassert utenfor bygget og med stor avstand til byggets sentrum, noe som medfører et behov for en ekstra betongskive på motsatt side. Dette blir detaljert forklart senere i oppgaven.

### System 1

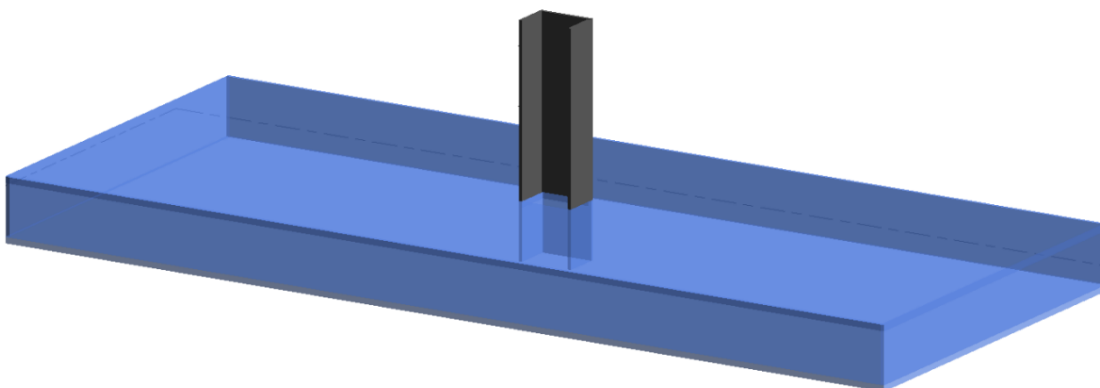
Utvendig heissjakt.



Figur 5: System 1 illustrasjon (skisse, 2020)

### System 2

Innvendig heissjakt.



Figur 6: System 2 illustrasjon (skisse, 2020)

## **2. Teori**

I dette kapitlet vil grunnleggende kunnskap og fagbegreper presenteres slik at det som omtales videre blir forståelig. Først kommer en generell gjennomgang av laster, avstivningssystem, stivhetsberegninger, geometriske avvik (skjevstillingslaster) og kraftfordeling. Til slutt litt om betong, armering, miljødeklarasjoner (EPD) og jordskjelv.

### **2.1 Laster**

#### **2.1.1 Permanente laster**

Laster blir blant annet klassifisert etter hvor lang tid lasten virker, og en skiller derfor mellom permanente laster og variable laster. De permanente lastene defineres ofte som egenvekten til konstruksjonen, samt de faste installasjonene i bygget.

#### **2.1.2 Variable laster**

Variable laster er laster som gir bygget en variabel påvirkning. De variable lastene defineres ofte som nyttelaster, hvor de vanligste er vind og snølaster. Det finnes også ulykkelaster hvor for eksempel jordskjelv og brann inngår.

#### **2.1.3 Bruddgrensetilstand**

Bruddgrensetilstander er iht. ((Eurokode-0, 1990), pkt. 3.3) tilstander som er knyttet til sammenbrudd eller andre lignende former for konstruksjonsvikt. Bruddgrensetilstanden tilsvarer vanligvis den maksimale bæreevnen til konstruksjonen. Konstruksjoner skal dimensjoneres i bruddgrensetilstand når det er av betydning for mennesker og/eller konstruksjonens sikkerhet.

Tabell 1 illustrerer 6.10 a & b (utarbeidet fra ((Eurokode-0, 1990), tabell NA.A1.2(B)))

Tabell 1:

*Bruddgrensetilstand 6.10 a & b*

Lastkombinasjoner	Permanente laster (ugunstig – konservativt)	Dominerende variabel last	Øvrige variable laster
6.10a	1,35/1*	1,05	1,05(0,9)
6.10b	1,2/1*	1,5	1,05(0,9)

\*Den faktoren som gjør lastkombinasjonen mest ugunstig velges.

Lastfaktor 0,9 for øvrige variable laster skal kun benyttes hvis det er vindlast som er øvrig variabel last.

«I bruddgrensetilstand skal det tas hensyn til skjevstillingslast for permanente dimensjonerende situasjoner» ((Betongelementforeningen, 2016), s. 70).

## 2.1.4 Bruksgrensetilstand

Bruksgrensetilstand er iht. ((Eurokode-0, 1990), pkt. 3.4) tilstander som danner grensen for når konstruksjonen eller konstruksjonsdeler ikke oppfyller fastsatte krav ved normal bruk. Det skal også dimensjoneres i bruksgrensetilstand når det er av betydning for menneskers komfort eller bygningens utseende. Dette innebærer at for eksempel deformasjoner som nedbøyning skal beregnes i bruksgrensetilstand. «Der er ikke nødvendig å ta hensyn til skjevstillingslast i bruksgrensetilstand» ((Betongelementforeningen, 2016), s. 70).

Tabell 2 illustrerer bruksgrensetilstand (utarbeidet fra ((Eurokode-0, 1990), tabell A1.4))

Tabell 2:

*Bruksgrensetilstand*

Lastkombinasjon	Permanente laster	Dominerende variabel last (vindlast)
Karakteristisk	1	1
Ofte forekommende	1	0,2 ( $\psi_1$ -vind)
Tilnærmet permanent	1	0 ( $\psi_2$ -vind)

Faktoren,  $\psi$  er hentet fra ((Eurokode-0, 1990), tabell NA.A1.1).

## 2.1.5 Lastkombinasjoner i ulykkestilstand

Tabell 3 viser lastfaktorer ved en seismisk lastsituasjon (utarbeidet fra ((Eurokode-8, 1998), tabell A1.3)).

Tabell 3:

Ulykkestilstand

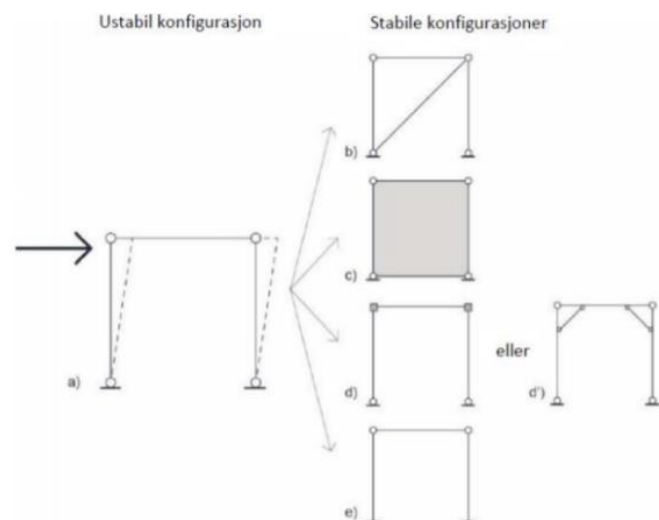
Dimensjonerende situasjon	Permanente laster	Dominerende ulykkeslast eller seismisk last	Ikke dominerende variable laster
Seismisk situasjon	1	1	$\psi_2 * Q_{k,i}$

## 2.2 Avstivningssystem

Teorien om avstivningssystem er hentet fra betongelementboken bind B (Betongelementforeningen, 2016). Essensen i et bærende og avstivningssystem er å fordele de kreftene som oppstår, og føre dem ned i bakken/fundamentet. Ulike materialer har ulike egenskaper, styrker og svakheter som må tas hensyn til. For å oppnå det optimale avstivningssystemet er det nødvendig å benytte riktige materialer på rett sted med tilstrekkelige dimensjoner for sin oppgave.

Globale avstivningssystemer skal ta opp horisontale krefter som oppstår ved vind, skjevlast og jordskjelv. Vanlige avstivningssystemer er;

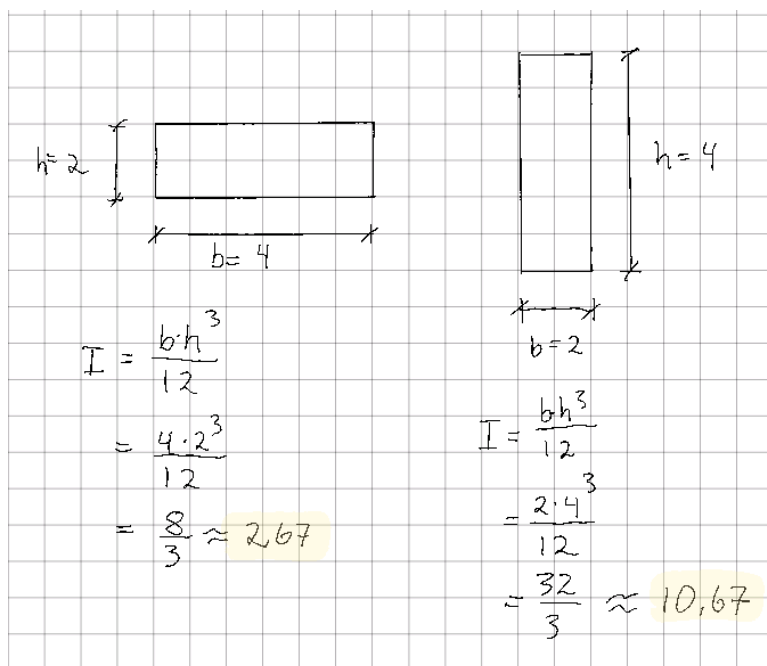
- **Fagverk:** Staver satt i system slik at de kun tar opp trykk og strekk krefter. For eksempel vindkryss.
- **Skivesystemer:** Større flater med høy stivhet, for eksempel betongvegger, massivtrevegger og etasjeskillere av betong/massivtre.



Figur 7: Avstivningssystem ((Limtreboka, 2015), fig. 13-1)

Vertikale avstivningssystem kan være veggskiver i plasstøpt betong som strekker seg fra fundamentet og til toppen av bygget. Det er vanlig å se på denne veggen som en stor fast innspent søyle med en påført horisontal og vertikal last. Kreftene som opptrer, skaper skjær og momentkrefter som fører til deformasjon av veggskiven. Denne deformasjonen påvirkes i stor grad av materialets stivhet (EI) som igjen påvirkes av treghetsmomentet til den aktuelle skiven.

Ettersom veggskiver er rektangulære, vil de ha en betraktelig høyere stivhet i lengderetningen enn i bredderetningen. Dette illustreres i figur 8, ved å regne ut treghetsmomentet til en skive i lengderetning og bredderetning. Skiven i figur 8 er sett ovenfra.



Figur 8: Illustrasjon av stivhet (skisse, 2020)

Figur 8 viser at det er vesentlig forskjell i treghetsmomentet avhengig av hvordan skiven er orientert. Dette betyr at skivens stivhet vil være størst i lengderetningen. I praksis regnes det med at stivheten i bredderetning er 0.

## 2.2.1 Plassering av skivesystem

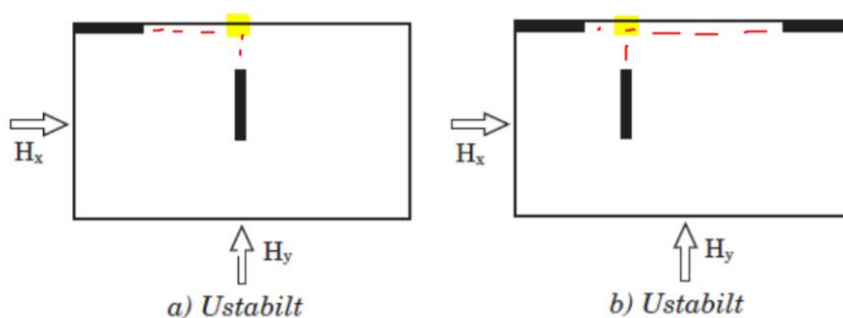
Plassering av de avstivende skivene har betydning for systemets stabilitet. «Det minste antallet for å oppnå stabilitet er tre vertikale skiver, men plasseringen må være slik at de kan oppta lastene  $H_x$  og  $H_y$  ved translasjon og rotasjon.» ((Betongelementforeningen, 2016), pkt. 12.3.1.1)

Det er mange ulike måter å plassere de avstivende skivene i et bygg på. Avhengig av størrelse og utforming må dette vurderes for hvert tilfelle. For større bygg er det normalt å ta i bruk heis/trappesjakter som avstivende elementer ettersom dette ofte består av kontinuerlige sjakter gjennom bygget. Heis/trappesjakter består ofte av plasstøpte betongskiver med stor stivhet og inngår derfor ofte i avstivningssystemet.

Det er essensielt at det stives av i alle retninger, samt at stivhetssenteret opptrer så nært sentrum av bygget som mulig.

### Ustabile skivesystem

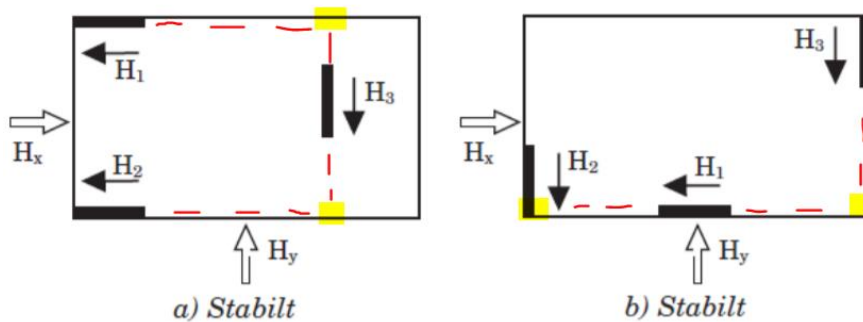
Figur 9 illustrerer to ustabile systemer. Figur 9a er ustabil ettersom det kun finnes én avstivende skive i x og y retning. Det medfører kun ett krysningpunkt (merket med gult). Figur 9b er også ustabil selv om denne har 3 avstivende skiver, to i x-retning og en i y-retning. Grunnen til at dette systemet ikke er stabilt skyldes at begge skivene i x-retning ligger i samme akse slik at det kun blir ett krysningpunkt.



Figur 9: Ustabile skivesystem ((Betongelementforeningen, 2016), s. 101)

## Stabile skivesystem

Stabile skivesystem har to eller flere krysningspunkt (merket med gult), samt minst tre avstivende skiver totalt. Dette fører til et statisk bestemt system. «Vi har tre ukjente reaksjoner  $H_1$ ,  $H_2$  og  $H_3$  samtidig som vi har tre likevekts ligninger:  $\Sigma F_x=0$ ,  $\Sigma F_y=0$  og  $\Sigma M=0$ ». ((Betongelementforeningen, 2016), pkt. 12.3.1.2)



Figur 10: Stabile skivesystem ((Betongelementforeningen, 2016), s. 101)

Kreftene kommer fra x og y-retning, og overføres til veggskivene gjennom ytterveggen og dekkesskivene for hver etasje. Disse knutepunktene forutsettes å være uendelig stive, slik at all kraft overføres direkte til de vertikalt avstivende skivene inne.

«Følgende forenklinger legges til grunn:

- Bygningen består teoretisk av en etasje (lik i alle etasjer).
- Taket er en horisontal og uendelig stiv skive, forbundet med fundamentet med et antall vertikale deler (søyler og vertikalskiver).
- Alle vertikale deler er fullkomment innspente i et horisontalplan og leddlagret til takskiven.
- Alle vertikale deler er orientert slik at hovedaksene er parallelle med x- og y-aksene. Det regnes bare med stivhet i skiveplane, det vil si ingen plateeffekt.
- Alle vertikale deler har samme stivhet i hele høyden.
- Horisontallastene angriper i takskiven.» ((Betongelementforeningen, 2016), s. 102)



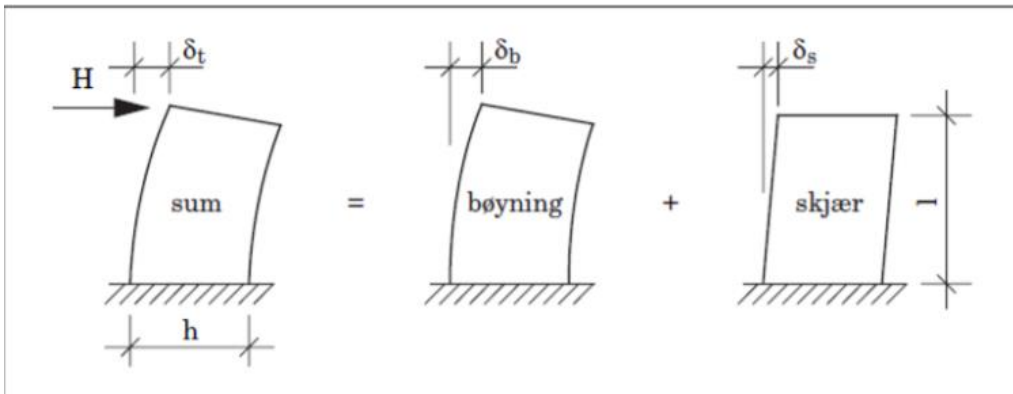
## 2.2.2 Stivheten til en skive

«Skivenes stivhet er summen av skjærstivhet og bøyestivhet» ((Betongelementforeningen, 2016), s. 102). Samlet deformasjon er uttrykt ved formelen  $\delta_t = \delta_b + \delta_s$  der

$\delta_b$  = Deformasjon som følge av bøyning

$\delta_s$  = Deformasjon som følge av skjær

$$\delta_b = \frac{H}{K_b}, \quad \delta_s = \frac{H}{K_s} \quad (H = \text{Påført last})$$



Figur 11: Utbøyning av skivevegg ((Betongelementforeningen, 2016), figur B 12.9.)

To ulike deformasjoner en skive blir utsatt for kan i henhold til ((Betongelementforeningen, 2016), s. 102) uttrykkes generelt ved ligningene:

- (Bøyedeforimasjon):  $K_b = \frac{(k_b \times E \times I)}{l^3}$
- (Skjærdeforimasjon):  $K_s = \frac{(k_s \times E \times A)}{l}$

EI = Bøyestivhet

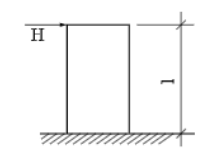
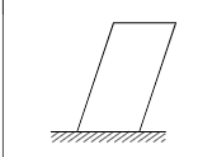
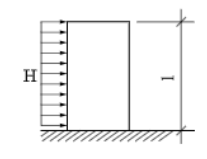
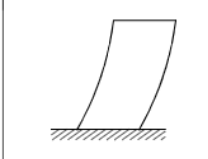
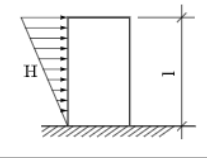
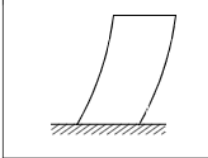
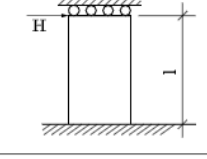
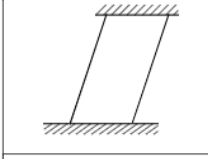
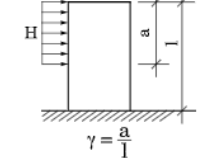
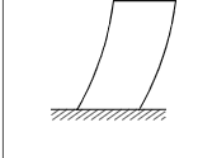
EA = Aksialstivhet

l = lengde

Avhengig av hvilket lasttilfelle et bygg er utsatt for, bestemmes  $k_b$  og  $k_s$  ut fra tabell 4.

Tabell 4:

Stivhetskoeffisienter for forskjellige lasttilfeller ((Betongelementforeningen, 2016), s.104)

Lasttilfelle	Stivhetskoeffisient			
	Bøyedeformasjon	$k_b$	Skjærdeformasjon	$k_s$
1		3		1/3
2		8		2/3
3		60/11		1/2
4		12		1/3
5		$\frac{24}{8-6\gamma+\gamma^3}$		$\frac{2}{3(2-\gamma)}$

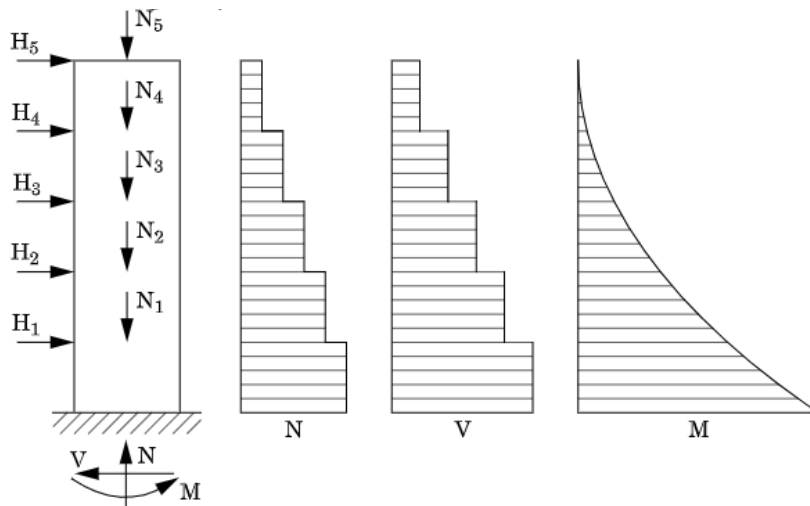
De vanligste tilfellene er 1 og 2 avhengig av antall etasjer og høyde på bygget. Uavhengig av antall etasjer, vil de jevnt fordelte lastene fra veggen føres gjennom dekket og inn i de vertikale avstivende skivene i form av punktlaster. Det oppstår derfor i praksis punktlaster på de vertikale skivene i hver etasje.

Den totale stivheten til en enkelt skive kan da regnes ved formelen  $K = \frac{K_b \times K_s}{K_b + K_s}$  ut ifra avstivningsretningen.

For et samlet system regnes stivheten i x- og y-retning ved å summere stivheten til enkeltskivene  $K_x = \sum K_{xi}$  og  $K_y = \sum K_{yi}$

## Betongskivenes kraftpåvirkning

For å dimensjonere de avstivende betongskivene, blir en nødt til å finne alle krefter som påvirker skiven. Kraftene kan føre til både translasjonskrefter (forskyvning) og rotasjonskrefter, og størrelsen på disse har sammenheng med plasseringen av de ulike veggskivene. Figur 12 illustrerer hvordan kreftene vil virke som punktlaster på hver etasje og forplantes nedover veggskiven og fører kreftene ned i fundamentet.



Figur 12: Punktlaster på en betongvegg ((Betongelementforeningen, 2016), fig. 12.72, s. 145)

## Stivhetssenter

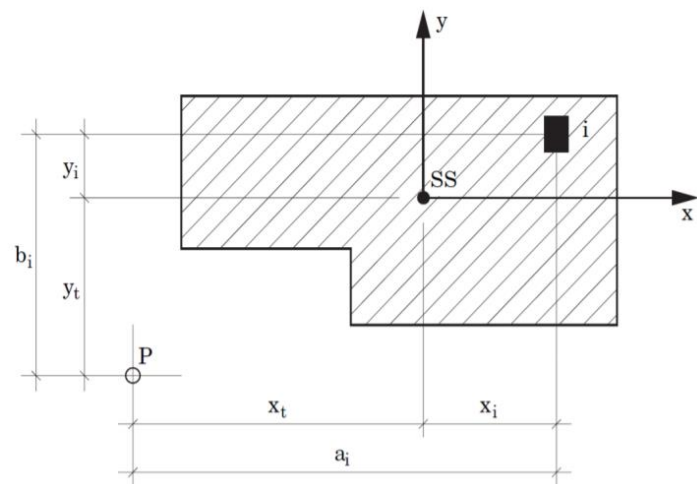
«De vertikalt avstivende delene vil ha et «tyngdepunkt», som betegnes med stivhetssenter, SS» ((Betongelementforeningen, 2016), s. 103).

## Beregning av stivhetssenterets beliggenhet

I formlene under står  $K_x$  og  $K_y$  for stivheten til skivene,  $a_i$  for avstanden fra punktet P til skivenes tyngdepunkt, og  $y_t$  og  $x_t$  for avstanden fra punktet P og til stivhetssenteret, SS.

$$y_t = \frac{\sum (b_i \times K_{yi})}{\sum K_y}$$

$$x_t = \frac{\sum (a_i \times K_{xi})}{\sum K_x}$$

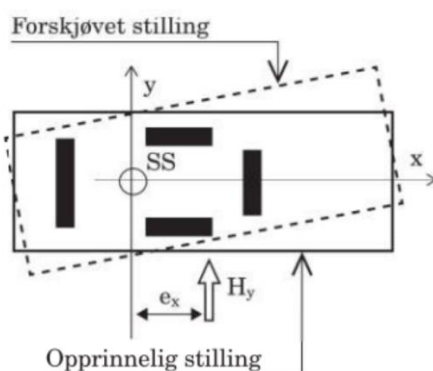


Figur 13: Illustrasjon av stivhetssenter ((Betongelementforeningen, 2016), fig. B.12.11, s.105)

I reelle tilfeller vil ikke stivhetssenteret nødvendigvis være lokalisert i sentrum av bygget hvor lastresultantene angriper. Det vil dermed oppstå en momentarm mellom stivhetssenteret og lastresultanten, og det vil dannes et rotasjonsmoment i skivesystemet som skaper rotasjonskrefter. Det er derfor gunstig å plassere skivene på en slik måte at stivhetssenteret opptrer så nært sentrum av bygget (lastresultantens angrepspunkt) som mulig for å skape kortest mulig momentarm.

## Rotasjonskrefter

Rotasjonskrefter oppstår som følge av at resultantkraftens angrepspunkt er ulikt systemets stivhetssenter. Det oppstår dermed en arm mellom disse punktene, og resultantkraften vil forsøke å dreie systemet (bygget) om sitt stivhetssenter. Dersom armen er stor, blir rotasjonskraften også stor og mer betydelig. Det er derfor ønskelig å skape så liten arm som mulig, helst ingen.



Figur 14: Illustrasjon av rotasjonskrefter ((Betongelementforeningen, 2016), fig. B.12.10, s.103)

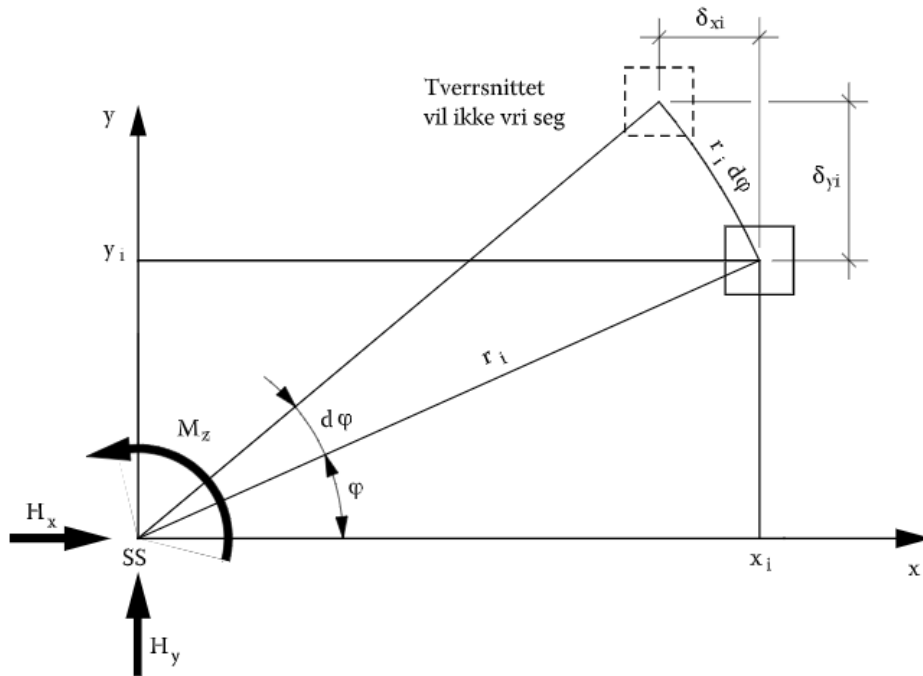
I henhold til formlene fra ((Betongelementforeningen, 2016), s. 106):  $\mathbf{H}_i = \mathbf{K}_i \times \delta_i$  og  $\mathbf{M}_{zi} = \mathbf{H}_i \times \mathbf{r}_i$  (Hvor  $K$  = stivhet,  $\delta$  = deformasjon og  $r$  = armen) og figur 15, utarbeides formelen for momentet:  $M_{zi} = K_i \times \delta_i \times x_i$ .

Ut ifra trigonometri og figur 15 kan dermed  $\delta_{yi}$  og  $\delta_{xi}$  uttrykkes ved:

$$\delta_{yi} = r_i \times \cos \varphi \times d\varphi = x_i \times d\varphi$$

$$\delta_{xi} = r_i \times \sin \varphi \times d\varphi = y_i \times d\varphi$$

Når dette settes inn i formelen for moment, får vi ut uttrykket for rotasjonsstivheten for en enkeltskive:  $I_{yi} = x_i^2 \times K_{yi}$  og  $I_{xi} = y_i^2 \times K_{xi}$ . Totalt for systemet får vi dermed summen av alle de avstivende skivene i både x- og y-retning til en samlet rotasjonsstivhet  $I_i$ .



Figur 15: Illustrasjon av rotasjonsmoment ((Betongelementforeningen, 2016), fig. B 12.12, s.106)

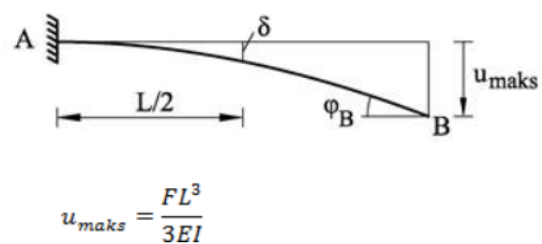
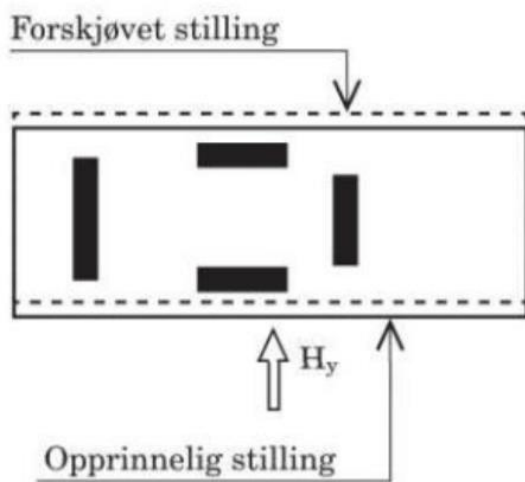
Kraftfordelingen på hver enkelt skive kan finnes dersom en kjenner stivheten til hver enkelt skive, samt den samlede rotasjonsstivheten  $I$ . Kraften  $H_i$  på den aktuelle skive «i» vil på bakgrunn av rotasjonsmomentet bli:

$$H_{xiRotasjon} = y_i \times K_{xi} \times \frac{M_z}{I}$$

$$H_{yiRotasjon} = x_i \times K_{yi} \times \frac{M_z}{I}$$

## Translasjonskrefter

«Translasjon, et legemes bevegelse uten rotasjon; parallellforskyvning, rettlinjet bevegelse» (Støvneng, 2018). Translasjonskrefter er en type kraft som forsøker å skyve de avstivende betongskivene i kraftretningen. Dette er illustrert i figur 17. Forskyvningen forårsaker skjærkrefter mellom de avstivende skivene, og skivens innfestningspunkt (fundamentet). Dette er viktige faktorer å ta hensyn til under dimensjoneringen av veggskivene, slik at kreftene blir overført fra veggen og ned i fundamentet og bakken på en sikker måte.



Figur 16: Deformasjon av utkraget bjelke (MECCANICA, Ukjent år)

Figur 17: Illustrasjon av translasjonskrefter ((Betongelementforeningen, 2016), fig. B.12.10, s.103)

En veggskive som opptar horisontale krefter anses som fast innspent i fundament og fri i topp. Dette gjør at det teoretisk kan sammenlignes med deformasjonen til en fast innspent utkraget bjelke med en påført last, som illustrert i figur 16. Ved å bruke formelen for  $u_{maks}$  får vi dermed et uttrykk for forskyvningen:

$$\delta_b = \frac{(H \times l^3)}{(3 \times EI)} = \frac{H}{K_b} \quad \text{og} \quad \delta_s = \frac{(3 \times H \times l)}{(EA)} = \frac{H}{K_s}$$

Ut ifra disse sammenhengene, vil en enkelt veggskives translasjon være uttrykt som følgende:

$$H_{yi} = K_{yi} \times \delta_{yi} = K_{yi} \times \frac{H_y}{K_y}$$

## Total stivhet

I henhold til ((Betongelementforeningen, 2016), s. 106), må hver veggskive motstå en samlet kraft bestående av bidrag fra både translasjon og rotasjon. Dette kan uttrykkes:  $\mathbf{H} =$

$$\mathbf{H}_{\text{Translasjon}} \pm \mathbf{H}_{\text{Rotasjon}}$$

$$H_{xi} = \frac{(K_{xi} \times H_{x,tot})}{K_x} \pm (y_i \times K_{xi} \times \frac{M_z}{I})$$

$$H_{yi} = \frac{(K_{yi} \times H_{y,tot})}{K_y} \pm (x_i \times K_{yi} \times \frac{M_z}{I})$$

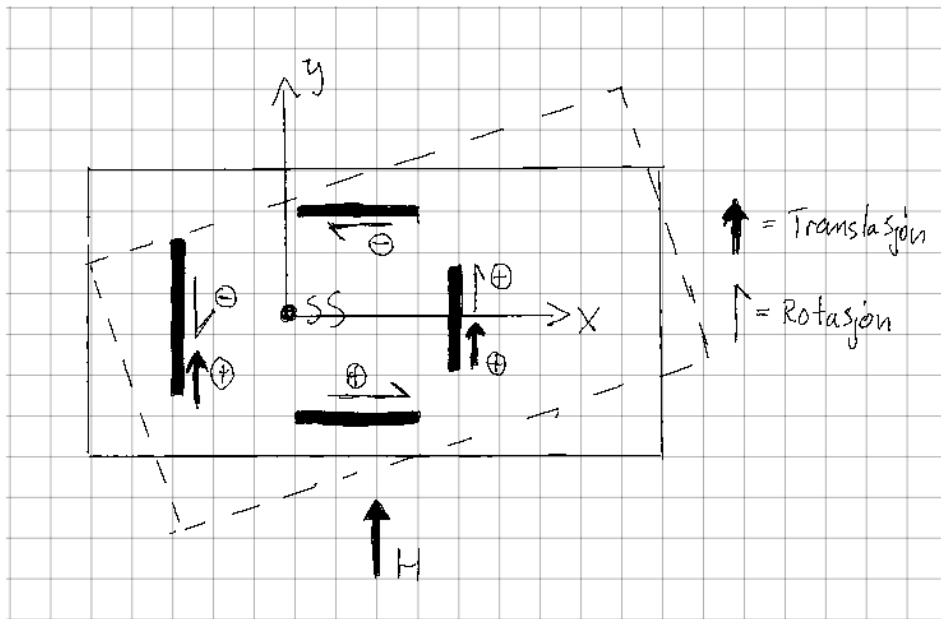
I tabell 5 finnes følgende oversikt over kraftfordelingen til enkeltskivene:

Tabell 5:

Oppsummering av kraftfordeling i skivebygg ((Betongelementforeningen, 2016), s. 107)

TRANSLASJON	ROTASJON
Stivhet:	Rotasjonsstivhet:
$K_x = \sum K_{xi}$	$I = \sum (y_i^2 \times K_{xi}) + \sum (x_i^2 \times K_{yi})$
$K_y = \sum K_{yi}$	Rotasjonsvinkel: $d\varphi = M_z / I$
<b>Forskyvning:</b>	<b>Forskyvning:</b>
$\delta_x = H_{x,tot} / K_x$	$\delta_{yi} = -y_i \times d\varphi = -y_i \times M_z / I$
$\delta_y = H_{y,tot} / K_y$	$\delta_{xi} = -x_i \times d\varphi = -x_i \times M_z / I$
<b>Kraft på enkeltskiver:</b>	<b>Kraft på enkeltskiver:</b>
$H_{xi} = K_{xi} \times \delta_x = K_{xi} \times H_{x,tot} / K_x$	$H_{xi} = K_{yi} \times \delta_{xi} = -x_i \times K_{yi} \times M_z / I$
$H_{yi} = K_{yi} \times \delta_y = K_{yi} \times H_{y,tot} / K_y$	$H_{yi} = K_{xi} \times \delta_{yi} = -y_i \times K_{xi} \times M_z / I$

Grunnen til at den totale kraften som virker på en skive er translasjonskraften  $\pm$  rotasjonskraften er at rotasjonskreftene både kan gi positive og negative kraftbidrag til en skive. Retningen på rotasjonskraften kan for eksempel virke i samme retning som translasjonskreftene på høyre side av stivhetssenteret og motsatt på venstre side av stivhetssenteret.



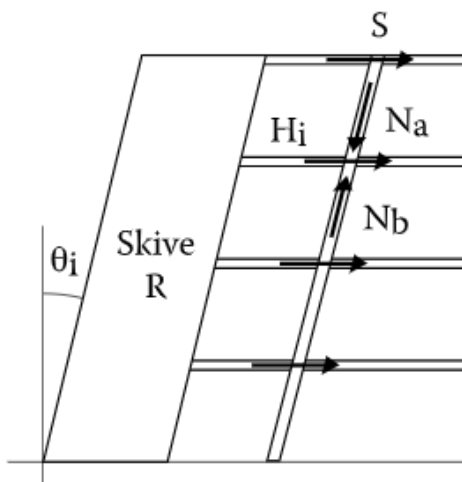
Figur 18: Samvirke mellom translasjon og rotasjon (skisse, 2020)

Figur 18 viser hvordan rotasjonskreftene og translasjonskreftene vil redusere/utligne hverandre på skiven til venstre, mens på skiven til høyre vil kreftene virke i samme retning og øke kraften som virker på skiven.



### 2.2.3 Skjevlaster

Prinsippet bak skjevlaster er at det aldri vil finnes en helt «rett» og sentrisk belastet søyle. På papiret regnes søylene som helt rette, men i virkeligheten vil det være noe vinkel på søylene hvilket er så minimal at det ikke nødvendigvis kan ses eller måles med vanlige verktøy. Dette utgjør imidlertid en eksentrisitetskraft. Slik som alle «skrårefter», vil det finnes en x- og y-komponent til denne kraften ved dekomponering, og det er denne horisontale kraftkomponenten som utgjør en liten, men ikke ubetydelig horisontal påkjenning på avstivningssystemet.



Figur 19: Illustrasjon av skjevlaster ((Betongelementforeningen, 2016), s. 70)

$$H_i = \theta_i \times (N_b - N_a)$$

#### Skjevlastens påvirkning på avstivningssystemet

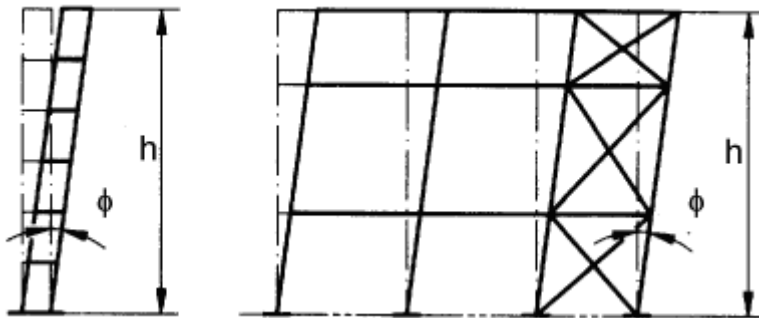
For et bæresystem av stålsøyler og etasjeskillere i betong, vil stålsøylene påvirkes av skjevlaster. Dette fører til horisontale påkjenninger som ledes til etasjeskillere og deretter opptrer som punktlaster på de avstivende skivene.

((Eurokode-3, 1993), pkt. 5.3.2) sier følgende om skjevstillingsvinkelen ved globale skjevlaster:  $\varphi = \varphi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$

hvor  $\varphi_0 = \frac{1}{200}$ ,

$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}$  men  $\frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0$

og  $\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot (1 + \frac{1}{m})}$  hvor «m» er antallet søyler i en rad.

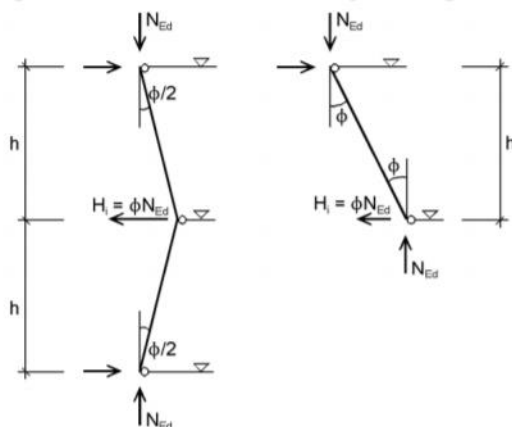


Figur 20: Global skjevstilling av søyler ((Eurokode-3, 1993), figur 5.2)

Skjevlastens påvirkning på et bygg deles opp i to kategorier; **Globale** og **lokale** skjevlaster. De globale skjevlastene påvirker det **vertikale** avstivningssystemet (typiske heissjakter, betongvegger, vindkryss), mens de lokale skjevlastene påvirker det **horisontale** avstivningssystemet (typiske etasjeskillere av betong eller tre).

Global skjevlast for en etasje er uttrykt som følger:  $H_i = \varphi_i \cdot N_{Ed}$  der

$N_{Ed}$  er søylens aksialkraft som gir bidrag til  $H_i$ , og  $\varphi_i = \varphi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$  som vist i figur 21



Figur 21: Skjevlastens virkning ((Eurokode-3, 1993), figur 5.3)

## 2.3 Betong

### 2.3.1 Generelt

Betong finnes i utallige bygningsmasser i verden. Det vanligste er å benytte betong som fundament, men det kan også bygges hele bygg i betong ved å plasstøpe eller ved montering av prefabrikkerte elementer på byggeplass.

I henhold til ((Forlag, 2015), s. 12) er betong en sammensetning av vann, sement (sement lim), tilslag (Sand, stein, grus i ulike størrelser) og ulike tilsetningsstoffer. Det finnes utallige blandinger som påvirker styrke og bestandighet avhengig av bruksområde. Sementlimets mest brukte tilsetningsmaterialer er slagg, flygeaske og silikastøv. Betong kan støpes ut i alle former og størrelser samtidig som den har de egenskapene som skal til for å kunne ta opp store krefter. I tillegg er både brannmotstanden til betongen og evnen til å motstå nedbrytninger fra miljøet bedre enn andre materialer.

«Stein og sand utgjør ca. 70 volumprosent av betongen, mens sementlimet bestående av sement, vann, tilsetningsstoff og tilsetningsmaterialer utgjør de resterende ca. 30 volumprosentene» ((Forlag, 2015), s. 12).

Betong deles inn i ulike fasthetsklasser avhengig av hvor stor trykkfasthet betongen har. I ((Standard-Norge, 2017), tabell NA.2) er det en oversikt over de vanligste fasthetsklassene. For eksempel B35 har en karakteristisk trykkfasthet på 35 N/mm<sup>2</sup>.

Tabell 6:

Trykkfasthetsklasser betong ((Standard-Norge, 2017), tabell NA.2)

Tabell NA.2 – Trykkfasthetsklasser for normalbetong og tungbetong

Nasjonal trykkfasthetsklasse	B10	B20	B25	B30	B35	B45	B55	B65	B75	B85
Europeisk betegnelse		C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C45/55	C55/67			
Karakteristisk sylindrefasthet $f_{ck,cyl}$	10	20	25	30	35	45	55	65	75	85
Karakteristisk terningfasthet $f_{ck,cube}$ <sup>a</sup>	12	25	30	37	45	55	67	80	90	100

<sup>a</sup> For trykkfasthetsklasse B55 og høyere kan andre verdier for karakteristisk terningfasthet benyttes hvis forholdet mellom disse og karakteristisk sylindrefasthet er etablert med tilstrekkelig nøyaktighet og dokumentert for den aktuelle betongsammensetningen.

### **2.3.2 Armert betong**

Betong har en svært god trykkfasthet som avhenger av hvilken betongfasthet en velger, men «trekkfastheten er normalt bare 10 prosent av trykkfastheten» ((Forlag, 2015), s. 37). For å kompensere for den dårlige trekkfastheten, må den armeres. I henhold til ((Forlag, 2015), s. 37) vil armeringen ta opp trekkreftene betongen ikke har kapasitet til å ta opp. Samvirke mellom betong og armering vil derfor føre til at armert betong innehar både formbarhet og trykkfasthet bra betongen, samt stor trekkstyrke og høyere duktilitet fra armeringsstålet.

Betong vil derfor uten armering være et mer sprøtt og mindre duktilt materiale hvor et sammenbrudd plutselig vil kunne oppstå uten forvarsel sammenlignet med armert betong. Armert betong vil på grunn av armeringen ha høyere trekkfasthet og en mer duktil oppførsel som medfører en mindre spontan bruddutvikling.

### **2.3.3 Bestandighet og eksponeringsklasser**

Slik ((Forlag, 2015), s. 236) beskriver, skal betongkonstruksjoners bestandighet tilfredsstillende krav til styrke, stabilitet og brukbarhet gjennom konstruksjonens dimensjonerende brukstid (50 eller 100 år). For å oppnå dette må det gjøres ulike tiltak som blant annet inkluderer en vurdering av miljøet konstruksjonen befinner seg i, kalt «eksponeringsklasser». «Den største utfordringen med hensyn til betongens bestandighet er ikke knyttet til betongmaterialet, men til armeringsstålet.» ((Forlag, 2015), s. 41)

I henhold til ((Forlag, 2015), s. 41) er armeringsstålet godt beskyttet mot korrosjon når det er innstøpt i betong. Betongens høye pH-verdi danner et oksidsjikt rundt armeringsstålet som forhindrer korrosjon. Likevel kan armeringsstålet bli utsatt for ulike typer angrep fra omgivelsene som kan føre til svekkelser av stålet. Kjemiske angrep kan bryte ned betongens beskyttende lag som omslutter stålet. Dette kan for eksempel være langsomme prosesser som karbonatisering og kloridinntrenging som bryter ned oksidsjiktet på armeringsstålet og føre til korrosjon.

Betongens bestandighet henger sammen med tetthetsegenskapene. Tett betong gjør det vanskeligere for ytre påkjenninger å trenge inn til armeringsstålet. Tettheten påvirkes i størst grad av blandingsforholdet mellom sement og vann.

((Eurokode-2, 1992), tabell 4.1) definerer eksponeringsklasser ut ifra hvilke påkjenninger betongen utsettes for av ytre miljø. Det er også definert bestandighetsklasser for hver av de ulike eksponeringsklassene for at betongen skal kunne motstå de ulike påkjenningene.

### 2.3.4 Overdekning

Tykkelsen på betongen som ligger mellom armeringsjernene og betongkonstruksjonens overflate utgjør overdekningen. Ved å benytte tilstrekkelig betongoverdekning i kombinasjon med riktig betongsammensetning vil en beskytte armeringsstålet fra ulike miljøpåvirkninger. Minimumsoverdekningen bestemmes ut ifra eksponeringsklassen og skal ta hensyn til heft og overføringer av krefter mellom betong og armeringsjern, korrosjonsbeskyttelse av stålet, samt brannmotstand. Ut ifra ((Eurokode-2, 1992), tabell NA.4.4N) finner en krav til minste overdekning  $C_{min}$  når eksponeringsklassen er valgt.

Nominell overdekning ( $C_{nom}=C_{min}+\Delta C_{dev}$ ) er overdekningen som brukes i praksis. Den har av toleranseårsaker et tillegg  $\Delta C_{dev}$  som er opp til hvert enkelt land å fastsette. I henhold til ((Eurokode-2, 1992), pkt. 4.4.1.3) har dette tillegget i Norge en anbefalt verdi på 10mm.

### 2.3.5 Riss

«Når strekkøyingene overskrider betongens strekkøyningskapasitet, vil riss oppstå» ((Forlag, 2015), s. 359, 3 avsnitt). Årsaken til spenningene kan blant annet være at konstruksjonen utsettes for store strekk eller trykk krefter, men også kryp og svinn i betongens herdetid. Sprekker i betongen er ugunstig da det gir inngangsport for et ytre surt miljø. Dersom dette når inn til armeringen i betongen, brytes oksidsjiktet og stålet korroderer.

Rissvidder har først og fremst betydning for bestandigheten til konstruksjonen, og vil derfor påvirke bruksgrensetilstanden. Hvor store riss som tolereres vil variere i samsvar med eksponeringsklasse og konstruksjonens bruk. Anbefalte verdier av rissvidder er gitt i ((Eurokode-2, 1992), tabell NA.7.1N).

### 2.3.6 Betongens karbonavtrykk

«Betongmaterialet er kjemisk stabilt og avgir ikke skadelige væsker og gasser. Slik sett påvirker betongkonstruksjoner nærmiljøet svært lite, både på kort og lang sikt. Bindemidlet i betongen, dvs. sementen, kan derimot gi en betydelig effekt på miljøet, men før den brukes i konstruksjonen. Sement produseres ved brenning av kalkstein, og denne prosessen gir store utslipp av CO<sub>2</sub>. Verdens totale sementproduksjon utgjør 5% av de menneskeskapte utslippene av klimagass» ((Forlag, 2015), s. 44).

«Sementen står for mer enn 90 % av det samlede karbonavtrykket til betong» ((Forlag, 2015), s. 47).

I henhold til ((Forlag, 2015), s. 44) vil sementen medfører store CO<sub>2</sub>-utslipp på grunn av at kalsineringen av kalksteinen og nedmalingen av sementklinkene er store energikrevende prosesser. Kalsinering er når kalkstein sammen med mindre mengder av andre mineraler brennes i en sementovn på 1400 grader, hvor energikilden er organisk brensel. Slik ((Forlag, 2015), s. 47) beskriver er fremstillingen av stål en svært energikrevende prosess. Imidlertid er armeringsstål basert på resirkulert stål.

«Norsk armeringsstål er imidlertid hovedsakelig basert på resirkulert stål og kommer derfor svært gunstig ut. Karbonavtrykket knyttes alltid til hovedproduktene, og restproduktene regnes derfor som energi- og karbonnøytrale» ((Forlag, 2015), s. 46 og s. 47).

### 2.3.7 Lavkarbonbetong

Ønsket om å redusere karbonavtrykket står sentralt i dagens byggenæring. Det er derfor utviklet en type betong som avsetter et lavere karbonavtrykk, kalt lavkarbonbetong. I henhold til ((Betongforening, 2015), s. 5) er lavkarbonbetong inndelt i tre kategorier:

- Lavkarbon A: Strengeste klassen, krever som regel bruk av spesielle tiltak.
- Lavkarbon B: Kan som regel oppnås ved ordinære resepttekniske tiltak.
- Lavkarbon C: Kan oppnås ved relativt enkle resepttekniske tiltak.

Videre er karbonavtrykket til de respektive kvalitetene presentert i tabell 7.

Tabell 7:

Lavkarbonbetongklasser ((Betongforening, 2015), Tabell 1)

Tabell 1 Lavkarbonbetongklasser med grenseverdier for klimagassutslipp

	B20	B25	B30	B35	B35	B45	B55
	M90	M90	M60	M45/MF45	M40/MF40	M40/MF40	M40/MF40
Maksimalt tillatt klimagassutslipp [kg CO <sub>2</sub> -ekv. pr m <sup>3</sup> betong]							
Lavkarbon A	170	180	200	210	230	240	250
Lavkarbon B	200	220	240	270	300	310	320
Lavkarbon C	240	260	280	320	350	360	370
Bransjereferanse	280	300	320	370	410	420	430

### 2.3.8 Karbonavtrykk (EPD)

«En EPD (Environmental Product Declaration) er et kortfattet tredjeparts verifisert og registrert dokument med transparent og sammenlignbar informasjon om produkters miljøprestasjon gjennom hele livssyklusen.» (EPD-Norge, Ukjent år)

«EPD er alltid basert på internasjonale standarder» (EPD-Norge, Ukjent år).

I henhold til (Stål, 2015) skal en beregne et CO<sub>2</sub>-utslipp ved å begynne med fasen hvor produktet blir produsert og transportert til kunden (A1-A4). Deretter fasen hvor produktet er i bruk, hvor det inngår blant annet reparasjoner og vedlikehold (B1-B7). Til slutt er det fasen hvor produktet skal demonteres og kastes eller gjenbrukes (C1-C4). Dette er illustrert i figur 22.

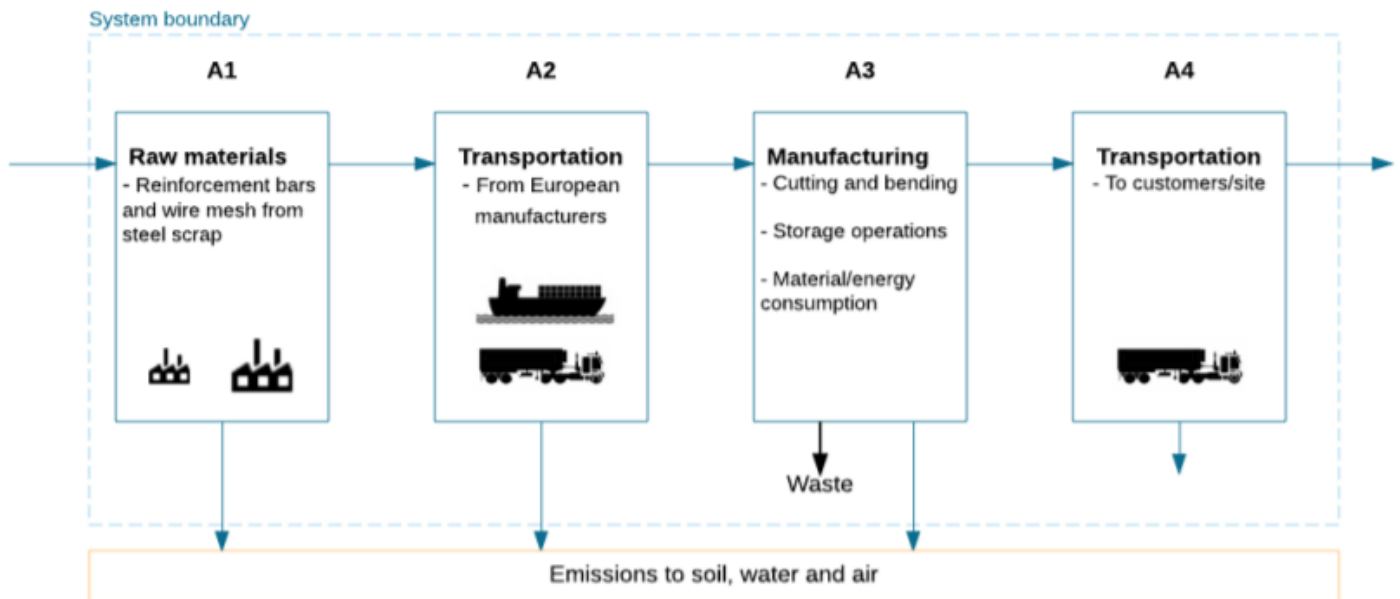
Systemgrenser (X=inkludert, MND=modul ikke deklart, MNR=modul ikke relevant)

Product stage				Construction installation stage	User stage								End of life stage				Beyond the system boundaries
Råmaterialer	Transport	Tilvirkning	Transport	Konstruksjons/ installasjonsfase	Bruk	Vedlikehold	Reparasjon	Utskifninger	Renovering	Operasjonell energibruk	Operasjonell vannbruk	Demontering	Transport	Avfallsbehandling	Avfall til sluttbehandling	Gjenbruk/gjenvinning/ resirkulering-potensiale	
A1	A2	A3	A4	A5	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	C1	C2	C3	C4	D	
X	X	X	X	MND	MND	MND	MND	MND	MND	MND	MND	MND	MND	MND	MND	MND	

Figur 22: Systemgrenser for EPD ((Stål, 2015), s. 6)

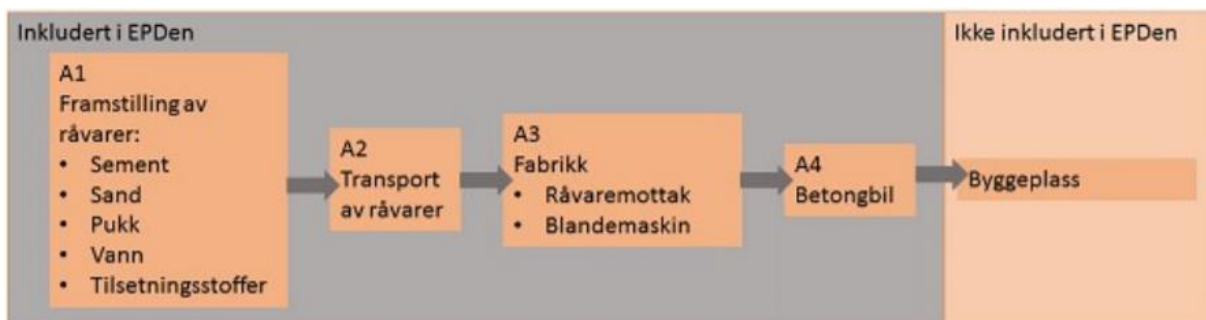
Ved beregning av CO<sub>2</sub>-utslippet til armering og betong, vil hovedsakelig den første fasen (markert i blått på figur 22) være i hovedfokus. Det skal i utgangspunktet være svært lite CO<sub>2</sub>-utslipp knyttet til fasen hvor produktet er i bruk. Det kan også være utfordrende å forutse CO<sub>2</sub>-utslippet ved demontering og kasting. EPD-Norge sin database har imidlertid ingen EPD knyttet til armeringsjern og betong som inneholder mer enn første fase (A1-A4).

Fase A1-A4 for armeringsjern er illustrert i figur 23:



Figur 23: Oversikt over utslippsfaser ((Stål, 2015), s. 4)

Fase A1-A4 for betongen er illustrert i figur 24:



Figur 24: Oversikt over utslippsfaser betong ((Helgeland-Betong, 2020, s. 4), s. 4)



## 2.4 Jordskjelv

### 2.4.1 Generelt

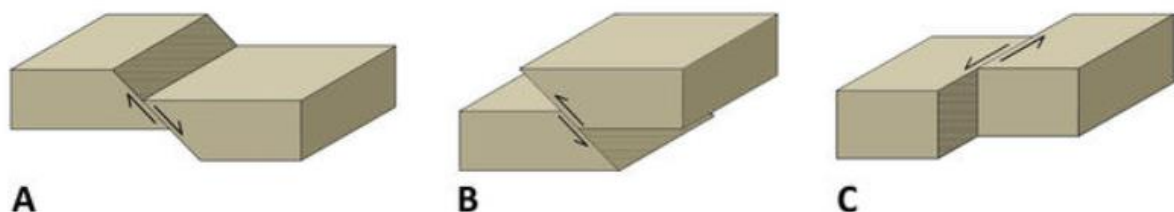
#### Definisjon

«Med jordskjelv menes i utgangspunktet et plutselig naturlig brudd i jordskorpen som er av en slik karakter at det sendes ut elastiske bølger som merkes som rystelser av bakken og/eller måles med seismometer. Størrelsen på rystelsene varierer fra umerkelige til svært kraftige, og de avtar i intensitet med avstand fra jordskjelvets sentrum» (NORSAR, Ukjent år).

I henhold til (NORSAR, Ukjent år) består jordskorpen av kontinentalplater, og er stadig i bevegelse. Bevegelser av kontinentalplatene i jordskorpen skjer normalt på tre ulike måter; Platene divergerer (går fra hverandre, figur 26A), konvergerer (kolliderer, figur 26B) eller transformerer (beveger seg parallelt i forhold til hverandre, figur 26C).



Figur 25: Illustrasjon over jordas kontinentalplater (Stevenson, 2019)



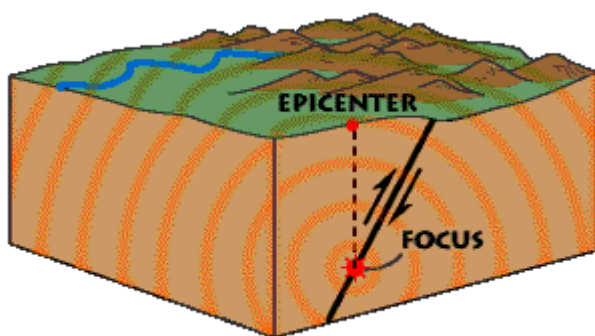
Figur 26: Illustrasjon over platenes bevegelser (NORSAR, Ukjent år)

I henhold til (NORSAR, Ukjent år) vil spenninger i kontinentalplatene som bygger seg opp over tid, på et tidspunkt brått «glippe», og det skjer da en brå bevegelse som frigjør energi i form av seismiske bølger. Disse bølgene forplanter seg opp til jordoverflaten og kan føles som skjelvinger med varighet fra sekunder til minutter. Siden platene kontinuerlig beveger seg, vil det stadig bygge seg opp kraftige skjærspenninger mellom kontinentalplatene som med jevne mellomrom «glipper» og fører til jordskjelv. Selve sprekken der bevegelsen foregår kalles en forkastning.

Riktignok vil mange av disse skjelvene være så små at de ikke merkes, eller inntreffer på steder hvor folk ikke ferdes, slik som på havbunnen. Likevel kan et jordskjelv utløst på havbunnen føre til at en tsunami kan oppstå og kan gjøre store ødeleggelser på annet vis.

### **Fokus og Episenter**

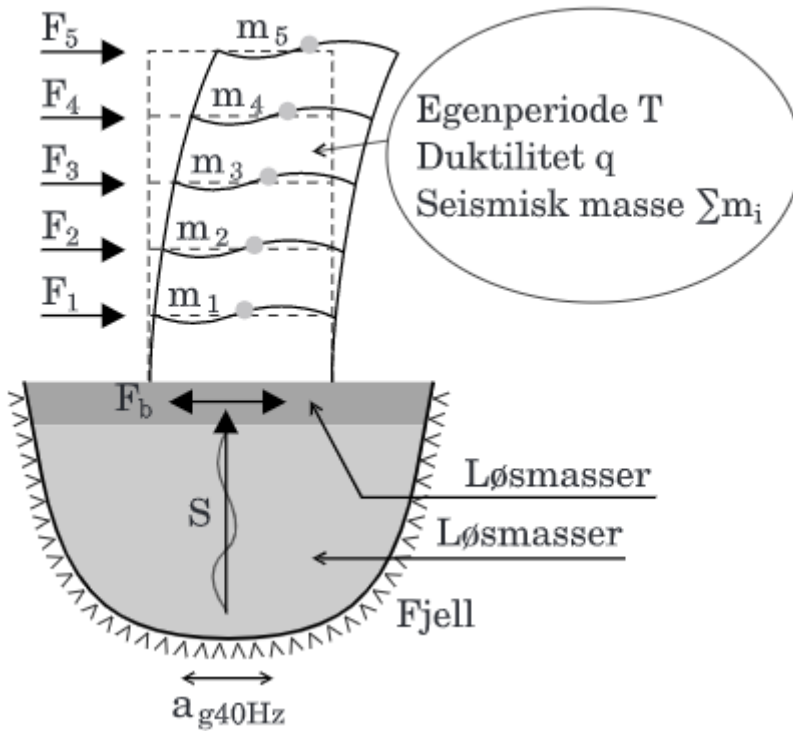
I henhold til (NORSAR, Ukjent år) kalles punktet på en forkastning hvor bruddet oppstår for «fokus», mens punktet på jordoverflaten med beliggenhet direkte over fokus kalles «episenter». Det kan være stor avstand fra jordens overflate og til fokus. Hvordan grunnstype det er mellom fokus og episenteret vil ha stor betydning for hvor kraftig skjelvet blir på jordoverflaten.



*Figur 27: Illustrasjon av episenter og fokus (Bergman, 2016)*

## Horisontale svingninger

I henhold til ((Betongelementforeningen, 2011), s. 16) fører jordskjelv til at både horisontale og vertikale svingninger i grunnen dannes. Det er likevel de horisontale kreftene som bygningene i Norge er mest utsatt for. Dette er på bakgrunn av at ((Eurokode-8, 1998), tabell NA.3.4) setter den vertikale grunnakselerasjonen til 60% av den horisontale. De horisontale svingningene fører til at massen under bygget, samt bygget i seg selv kommer i bevegelse.



Figur 28: Grunnforhold og horisontale svingninger ((Betongelementforeningen, 2011), s. 11)

## 2.4.2 Beregningsmetoder

### Duktilitet og konstruksjonsfaktor

«Duktilitet i metaller og legeringer er et mål på materialets formbarhet, det vil si materialets evne til å deformeres uten at det oppstår brudd» ((Lohne, 2018), 1. avsnitt). Kreftene som påføres bygget vil være avhengig av byggets duktilitet, og er uttrykt ved konstruksjonsfaktoren «q».

I henhold til ((Betongelementforeningen, 2011), s. 10-11) er et stivt bygg gunstig med tanke på vindlast, men ved et jordskjelv vil det gi bygget en kortere egensvingeperiode, som medfører større seismiske laster. Det oppstår derfor et dilemma ved avstivningssystemet til bygget da det både er gunstig å ha det stivt med tanke på vind, men samtidig duktilt med tanke på jordskjelv.

### Beregningsmetoder

Byggets duktilitet avgjør hvordan utregningen gjøres. I henhold til ((Betongelementforeningen, 2011), pkt. 1.4.2 og 1.4.3) finnes det to ulike beregningsmetoder avhengig av om konstruksjonen har middels duktilitet (DCM) eller lav duktilitet (DCL).

#### DCL

Ifølge ((Betongelementforeningen, 2011), pkt. 1.4.2 og 3.4) vil en ved lav duktilitet, dvs. konstruksjonsfaktor  $q$  er 1,5 eller mindre, som for eksempel uarmert betong, følge beregningsmetoden for lav duktilitet (DCL). Denne metoden forutsetter at bygget er stivt, og har liten evne til å motstå deformasjon. Det finnes forenklede metoder for å dimensjonere i DCL manuelt, for eksempel ved bruk av tverrkraftmetoden. DCL-metoden vil gi et konservativt svar sammenlignet med DCM, på grunn av at armerte betongvegger er mer duktile enn antatt ved DCL metoden. I virkeligheten har armert betong en høyere konstruksjonsfaktor enn 1,5. ((Eurokode-8, 1998), pkt. 5.3.3) sier at konstruksjonsfaktor  $q$  opptil 1,5 kan brukes til å fastsette de seismiske påvirkningene, uansett bæresystem.

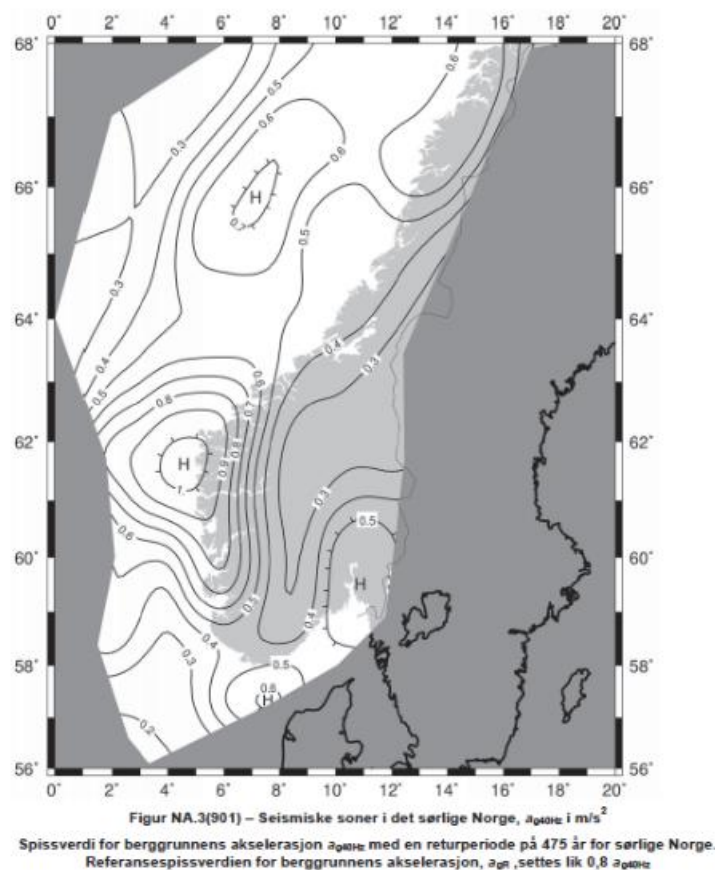
## DCM

I henhold til ((Betongelementforeningen, 2011), pkt. 1.4.3) vil middels duktilitet si at konstruksjonsfaktoren  $q$  er mellom 1,5 og 4. Ved middels duktilitet følges metoden for DCM. Denne metoden har en mer komplisert beregning, og tar hensyn til at materialene opptar kreftene bedre. Metoden tar høyde for at bygget har større evne til å fordele kreftene og tåler mer deformasjon. Derfor blir ofte vindlasten større enn jordskjelvlasten ved denne metoden.

### 2.4.3 Beregningsgrunnlag

#### Berggrunnens akselerasjon, $a_{g,40\text{ Hz}}$

Norge er delt inn i ulike soner med tilhørende verdier for berggrunnens akselerasjon. Verdiene for de ulike sonene kan hentes fra kartet i figur 29.



Figur 29: Seismisk sonekart ((Eurokode-8, 1998), pkt. NA.3.2.1 figur NA.3(901))

## Grunntype

Grunntypen på området hvor bygget skal stå, vil være grunnlaget for en rekke parametere som inngår i jordskjelvdimensjoneringen. Grunntypen bestemmes ut ifra ((Eurokode-8, 1998), tabell NA.3.1).

## Forsterkningsfaktor, S

Når grunntypen er bestemt, kan en ut ifra tabell 8 finne verdien av forsterkningsfaktoren for grunnforholdene, S.

Tabell 8:

Parametere som beskriver de anbefalte elastiske responspektrene ((Eurokode-8, 1998), tabell NA.3.3)

Tabell NA.3.3 – Verdier for parametere som beskriver de anbefalte elastiske responspektrene

Grunntype	S	T <sub>B</sub> (s)	T <sub>C</sub> (s)	T <sub>D</sub> (s)
A	1,0	0,10	0,20	1,7
B	1,3	0,10	0,25	1,5
C	1,4	0,10	0,30	1,5
D	1,55	0,15	0,40	1,6
E	1,65	0,10	0,30	1,4

Egensvingeperiodene T<sub>b</sub>, T<sub>c</sub>, T<sub>d</sub> som bestemmer knekkpunkter i responspektret blir også hentet fra tabell 8. Disse avhenger av grunnforholdene.

## Byggets masse

Massen til bygget som benyttes til jordskjelvdimensjonering beregnes etter ((Eurokode-1(1-1), 1991), pkt. 3.2.4(2), formel 3.17):  $\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$

Her står G<sub>k,j</sub> for byggets egenlast og Q<sub>k,i</sub> for byggets variable laster.  $\psi_{E,i}$  er en faktor for kombinasjonsverdien av de variable lastene, som iht. ((Eurokode-1(1-1), 1991), pkt. 4.2.4(2) formel 4.2) beregnes som følger:  $\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}$

Faktoren  $\varphi$  er for justering av de seismiske lastene og skal bestemmes iht. ((Eurokode-1(1-1), 1991), tabell NA.4.2.4). Tabellen sier at uansett tilfelle, skal denne faktoren i Norge settes lik 1.

Dermed er det kun  $\psi_2$ -faktoren som bestemmer hvor stor andel av nyttelastene som skal

medberegnes. Faktoren  $\psi_2$  bestemmes henhold til ((Eurokode-0, 1990), Tabell NA.A1.1). De verdiene som er funnet til nå er grunnleggende for de videre beregningene som er forklart under tverrkraftmetoden.

#### 2.4.4 Tverrkraftmetoden

I henhold til (Eurokode-8, 1998) er det flere metoder som kan benyttes for å beregne seismiske laster. I denne oppgaven benyttes tverrkraftmetoden. I (Eurokode-8, 1998) er det tre krav som må være oppfylt for at en skal kunne benytte tverrkraft-metoden. Det stilles følgende krav til regularitet i plan og oppriss:

«Det essensielle vedrørende regularitet i planet er at avstanden mellom massesenter (CM) og stivhetssenter (CR) er liten i hvert plan, og at disse forflytter seg lite fra etasje til etasje.» ((Eurokode-8, 1998), pkt. 4.2.3.2).

Det stilles også krav til regularitet i oppriss. Det essensielle rundt regularitet i oppriss er iht. ((Eurokode-8, 1998), pkt. 4.2.3.3) at det ikke skal oppstå store og brå endringer i stivheter fra etasje til etasje. For å oppfylle det siste kravet i ((Eurokode-8, 1998), pkt. 4.3.3.2.1(2)) må følgende ulikhet være tilfredsstillt:

#### Kombinasjon av lastvirkninger

«Tverrkraftmetoden skal regnes for to ortogonale retninger og kan benyttes så lenge bygget er regulært i oppriss.» ((Betongelementforeningen, 2011), pkt. 3.2.2, s. 28). Et bygg som utsettes for seismiske laster beregnes ofte i x- og y-retning. Retningen på jordskjelvet i virkeligheten vil naturligvis ikke sammenfalle med det tenkte akse-systemet bygget ble tegnet i. Det vil derfor iht. ((Eurokode-8, 1998), pkt. 4.3.3.5.1(3)) være nødvendig å lage en last som kombinerer hele lasten i den retningen en betrakter, samt 30% av lasten i den motsatte retningen.

Disse kombinasjonene av lastvirkninger er følgende:

- a)  $E_{dx} + 0,3 \times E_{dy}$  for seismisk last i x-retning.
- b)  $0,3 \times E_{dx} + E_{dy}$  for seismisk last i y-retning.

## Egensvingeperiode

Bygg med høyde til og med 40 m, kan den første egensvingeperioden tilnærmes med;

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad ((\text{Eurokode-8, 1998}), \text{pkt. 4.3.3.2.2(3)})$$

$H \leq 40$  m er byggets høyde fra fundament eller fra overkant av stiv kjeller.

$C_t$  = faktor som er avhengig av byggets avstivningssystem:

- For en momentstiv stålramme:  $C_t = 0,085$
- For en momentstiv betongramme:  $C_t = 0,075$
- For veggskiver i betong:  $C_t = 0,050$

## Dimensjonerende spektrum, $S_d(T)$

Når  $T_1$  er funnet, brukes denne for å bestemme  $S_d(T)$  som er ordinaten av det dimensjonerende spekteret for periode  $T_1$ . Hvilken formel som skal benyttes for å beregne  $S_d(T)$  står beskrevet under ((Eurokode-8, 1998), pkt. 3.2.2.5(4)).

## Den horisontale seismiske kraften, $F_b$

Når  $S_d(T)$  er beregnet, er neste steg å finne den horisontale seismiske kraften  $F_b$  som virker på fundamentet. I henhold til ((Eurokode-8, 1998), pkt. 4.3.3.2.2(1), formel (4.5)) bestemmes  $F_b$  med følgende formel:  $F_b = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda$ .

Hvor;

« $T_1$ » er den første egensvingeperioden for sidebevegelsen til bygget i den retningen som skal betraktes.

« $m$ » er bygningens totale masse over en stiv kjelleretasje, og må være beregnet iht. ((Eurokode-8, 1998), pkt. 3.2.4(2)).

I henhold til ((Eurokode-8, 1998), pkt. 4.3.3.2.2) er « $\lambda$ » en korreksjonsfaktor på 0,85 hvis bygningen har 3 etasjer eller mer. Verdien « $T_1$ » må være mindre eller lik  $2 \cdot T_c$ . Hvis ikke, er verdien 1.



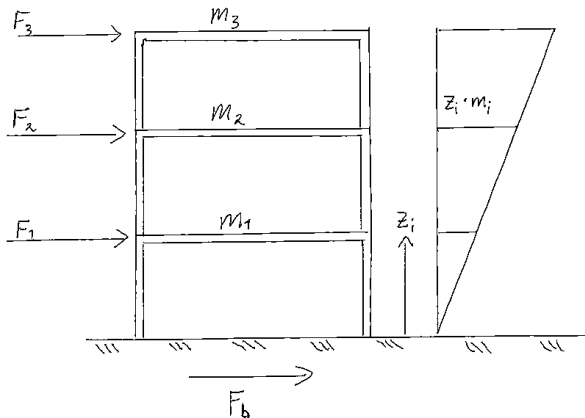
## Fordeling av de horisontale seismiske kreftene

For å fordele den horisontale seismiske kraften  $F_b$  på hver av etasjene i bygget, benyttes følgende formel hentet fra ((Eurokode-8, 1998), pkt. 4.3.3.2.3):

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$$

hvor  $z_i$  og  $z_j$  er avstanden fra fundamentet eller toppen av en stiv kjeller og opp til massene i hver etasje,  $m_i$  og  $m_j$ .  $z_i$  og  $m_i$  er henholdsvis avstanden og massen til etasjen som betraktes.

Figur 30 illustrerer den horisontale skjærkraften  $F_b$  på fundamentnivå, samt fordelingen av de horisontale kreftene  $F_1$ ,  $F_2$ ,  $F_3$ .



Figur 30: Horizontal skjærkraft på fundamentnivå (skisse, 2020)

## Grunnforhold

Grunnforholdene der bygget skal plasseres har mye å si for jordskjelvets effekt på systemet. Forsterkningsfaktoren for grunnforholdene «S» påvirkes av grunnforholdene på stedet og inngår i formelen for « $F_b$ » (skjærkraften på fundamentnivå, påført av seismiske krefter). Dersom laget med løsmasser, særlig leire eller ustabile masser er mykt, vil massene forsterke svingningene fra skjelvet. Det er derfor essensielt for dimensjoneringen å kartlegge grunnforholdene.

## Utelatelseskriteriene

Ifølge ((Betongelementforeningen, 2011), s. 19) finnes det 5 utelatelseskriterier for jordskjelvberegning. Utelatelseskriteriene er utarbeidet på bakgrunn av situasjoner hvor

dimensjonering for jordskjelv er unødvendig. Dette er fordi påvirkningen den da utgjør er så minimal at det har liten hensikt å utføre en beregningsprosess.

### **Utelatelseskriterie 1: «Seismisk klasse 1 og konstruksjonstype»**

((Betongelementforeningen, 2011), s. 20, pkt. 2.3.3) har tolket ((Eurokode-8, 1998), NA.3.2.1) til «at det normalt ikke kreves påvisning av tilstrekkelig sikkerhet mot jordskjelv for: (2) Konstruksjoner i seismisk klasse I, (3) For lette trekonstruksjoner»

### **Utelatelseskriterie 2: «Svært lav seismisitet»**

I henhold til ((Eurokode-8, 1998), pkt. 2.2.1 (4)), kan seismiske analyser utelates ved svært lav seismisitet. Det vil si i områder hvor faren for jordskjelv er liten. Dette er tilfelle når følgende kriteriet er oppfylt:  $\mathbf{a}_g \cdot \mathbf{S} < 0,05\mathbf{g} = 0,49 \frac{\mathbf{m}}{\mathbf{s}^2}$ , hvor g er tyngdeakselerasjonen til jorda.

### **Utelatelseskriterie 3: «Dimensjonerende spektrum»**

Seismiske analyser kan utelates dersom følgende dimensjonerende spekter kriterium er oppfylt;

$$\mathbf{S}_d(\mathbf{T}) < 0,05\mathbf{g} = 0,49 \frac{\mathbf{m}}{\mathbf{s}^2} \text{ ((Eurokode-8, 1998), pkt. NA.3.2.1(5))}$$

Hvor konstruksjonsfaktoren  $q \leq 1,5$ . Konstruksjonen må tilfredsstillere kravene til regularitet i ((Eurokode-8, 1998), pkt. 4.2.3.2). Stivheten til konstruksjoner i betong og mur skal fastsettes uten opprissing.

**Utlatelseskriterie 4: «Sammenligning av krefter»** i henhold til ((Eurokode-8, 1998), pkt. 4.4.1(2))

Ved sammenligning av skjærkraften på fundamentnivå ( $F_b$ ) fra et jordskjelv med de øvrige globale horisontale kreftene som påføres bygget, kan jordskjelvdimensjonering utelates dersom følgende krav er oppfylt;

$$F_b < (1,5 \cdot F_{\text{vind}} + 1,05 \cdot F_{\text{skjev}}) \cdot \frac{\gamma_{c,\text{brudd}}}{\gamma_{c,\text{DCL}}}$$

$F_b$  = Horizontal skjærkraft på fundamentnivå påført av jordskjelv

$F_{\text{vind}}$  = Vindkraften

$F_{\text{skjev}}$  = Kraften skjevlaster påfører bygget

$\gamma_{c,\text{brudd}}$  = Materialfaktorer i bruddgrensetilstand

$\gamma_{c,\text{DCL}}$  = Seismisk dimensjoneringsfaktor gitt i ((Eurokode-8, 1998), NA.5.2.4)

**Utlatelseskriterie 5: «Enkle murbygninger»**

«Bygninger som tilhører seismisk klasse I eller II, og som er i samsvar med punkt 9.2, 9.5 og 9.7.2 kan klassifiseres som ‘enkle murbygninger’. For slike bygninger er påvisning av sikkerhet mot sammenbrudd ikke obligatorisk» ((Eurokode-8, 1998), pkt. 9.7.1).

## 3 Casebeskrivelse

### 3.1 Felles beskrivelse av systemene

Tomten hvor bygget skal stå er på 2746 kvm, hvor reguleringsplanen tillater bebygd areal, BYA på opptil 70-80%. Det ligger ikke ved arkitekt-tegninger i dette prosjektet, så vi har antatt en utforming av bygget. I samhandling med byggherre ble det et rektangulært bygg på 24m\*57,6m, som tilsvarer en grunnflate på 1382,4 m<sup>2</sup> og høyden på bygget ble satt til 14 m. Unntaket er iht. reguleringsplanen at trappe- og heissjakten kan bygges 3 meter over maksimal takhøyde på 14m. Ettersom vi skal undersøke ulike plasseringer av heissjaktene og avstivende skiver, vil utformingen og BYA variere noe mellom de ulike tilfellene.

Vi har valgt å følge reguleringsplanens ønske om utvendig heis/trappetårn i det første systemet. I System 2 har vi plassert heissjakten i sentrum av bygget for å se hvilken effekt dette har.

Reguleringsplanen sier at bygget skal bestå av 4 etasjer inkludert parkeringskjeller. Felles løsning for begge systemene blir å plasstøpe parkeringskjelleren med vannfast betong på vegger og bunnplate, som skal fungere lignende et «badekar». Taket og betongskivene støpes med ordinær B35 betong, slik at hele parkeringskjelleren ender opp som en stiv kasse som betraktes «uendelig stiv». Vi kommer ikke til å gjennomføre beregning av denne parkeringskjelleren. De to systemene blir betraktet fra toppen av den stive parkeringskjelleren og oppover. Den plasstøpte parkeringskjelleren i vannfast betong er noe vi ser på som gunstig med tanke på at bygget ligger nært vannet og at det er flomfare på stedet.

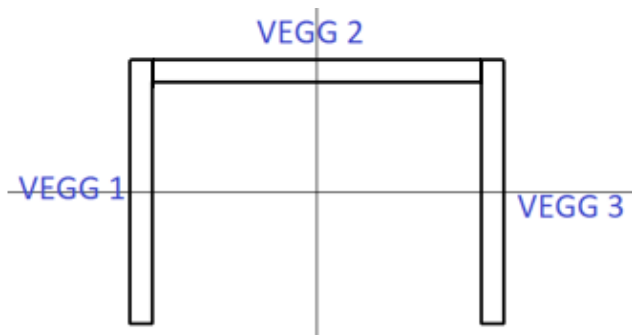
De vertikale avstivende skivene støpes sammen med parkeringskjelleren og forankres tilstrekkelig nok til at de kan sees på som fast innspente i toppen av den stive parkeringskjelleren. Dette medfører at de globale kreftene som betongskivene tar opp blir fordelt rundt i hele parkeringskjelleren.

Heissjakten består av 4 vegger hvorav den ene vil ha 3 store utsparinger grunnet døråpningene i hver etasje. Vi har vurdert hvorvidt vi skal ta med de 3 bjelkene som vil være igjen over døråpningene eller ikke. De vil naturligvis bidra med noe stivhet i systemet, og heissjakten vil fungere mer som en stiv ramme. Vi har gjort tester i Ove-Sletten sitt beregningsprogram «V-

Skiver» og fant ut at ramme-effekten disse bjelkene bidrar til var svært liten. Vi valgte derfor å sløyfe disse tre betongbjelkene i våre beregninger. Vi kommer derfor ikke til å betrakte heissjakten som en kasse, men som tre avstivende skiver som kun tar opp krefter i hver sin lengderetning.

Størrelsen på heissjakten er lik for begge systemene og er fastsatt iht. TEK17; «Det er krav om heis i bygninger med tre etasjer eller flere som har boenhet» ((TEK17, 2017), § 12-3, annet ledd)). «Minst én heisstol skal ha innvendig størrelse på minimum 1,1 m x 2,1 m» ((TEK17, 2017), § 12-3, veiledning til annet ledd bokstav a). Vi har gjort vurderinger med hensyn til at dette er minstemål, og at det skal være plass til at en bære skal kunne manøvreres på en sikker måte og at det skal være plass til tekniske føringer.

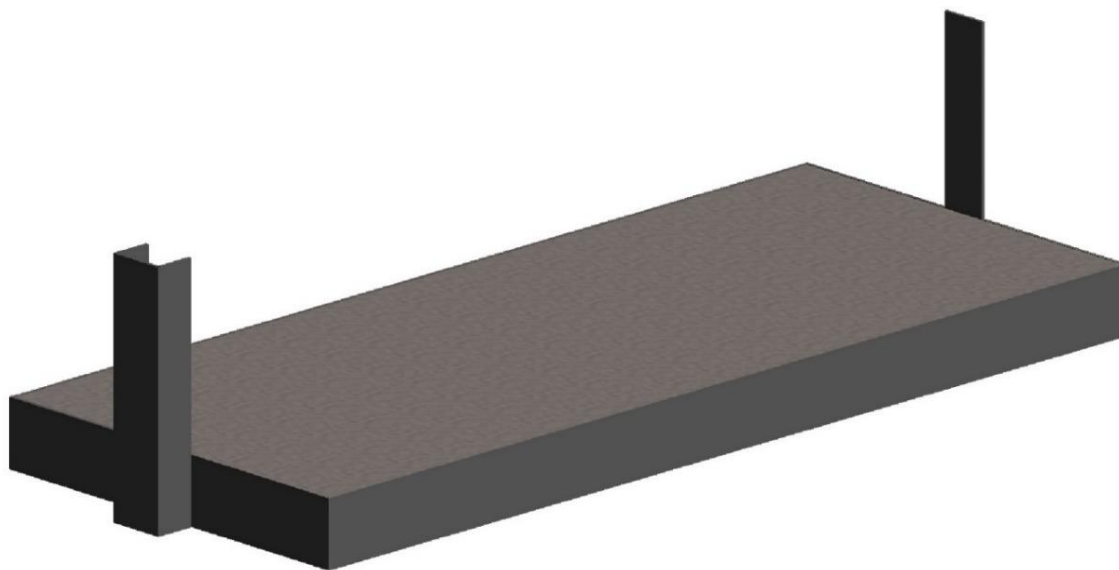
På bakgrunn av dette har vi valgt at selve sjakten skal ha et innvendig mål på 2,2m\*3m. Sjakten er illustrert på figur 31, hvor Vegg 1 og 3 har en lengde på 2,4 m og Vegg 2 har en lengde på 3m.



Figur 31: Heissjakt med nummerering (skisse, 2020)

## 3.2 Beskrivelse av System 1

I dette systemet har vi valgt å følge reguleringsplanen i størst mulig grad, og valgt en utvendig heissjakt. Det står i reguleringsplanen at det er satt av 25 m<sup>2</sup> til en utvendig trappe- og heissjakt. Vi har hatt fokus på at avstivningssystemet skal være materialeeffektivt, og derfor valgt å se bort ifra trappesjakten i dette tilfellet da den ville tilført avstivningssystemet unødvendig mange betongskiver.

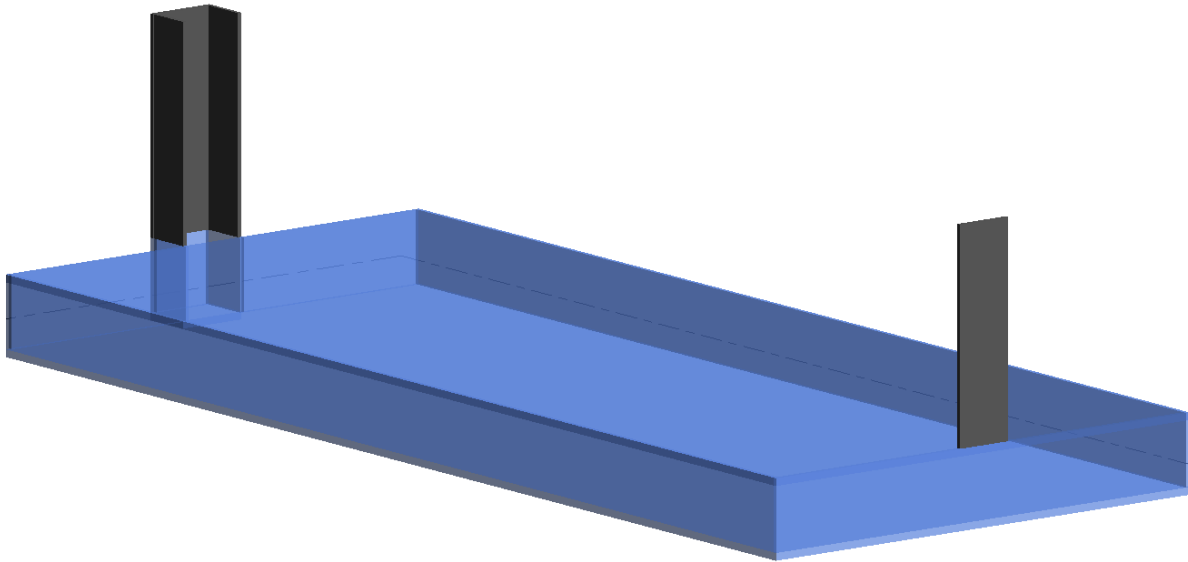


Figur 32: System 1 (Revit, 2020)

Når en plasserer heissjakten på den ene kortsiden av bygget, vil stivhetssenteret til bygget havne langt utenfor byggets sentrum hvor lastresultantene vil opptre, og derfor danne et stort rotasjonsmoment. Vi har derfor valgt å kompensere dette ved å plassere en avstivende skive på motsatt kortende, som gir et svært positivt bidrag med tanke på rotasjonsmomentet og fordelingen av krefter i bygget. Størrelsen på betongskiven som skal kompensere for den skjevfordelte stivheten kommer frem i kapittel 5.2.1 om stivhetssenter. Plasseringen av de fire betongskivene gjør systemet svært stabilt, da det har fire krysningspunkter. For nøyaktig utregning av plasseringen til betongskivene, se vedlegg V1.5.

Vi har to avstivende skiver i y-retning og to avstivende skiver i x-retning i dette systemet. Veggene som er avstivende i y-retning er noe lengre enn de veggene som er avstivende i x-retning. Dette ser vi på som fornuftig da blant annet vindkreftene vil påvirke bygget med en større kraft i y-retning enn i x-retning.

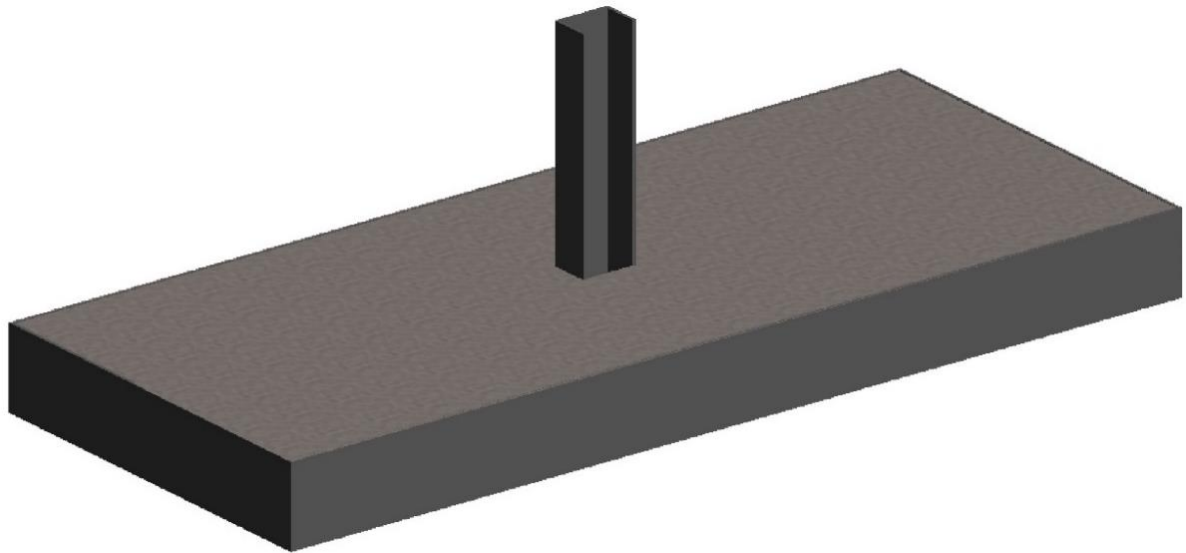
For å illustrere dette systemet har vi laget en tegning i Revit hvor det blå markerer den stive parkeringskjelleren og underliggende sjaktvegger som ikke skal dimensjoneres, og det grå markerer de avstivende betongskivene som skal dimensjoneres i dette prosjektet.



Figur 33: Avstivende skiver i System 1 (Revit, 2020)

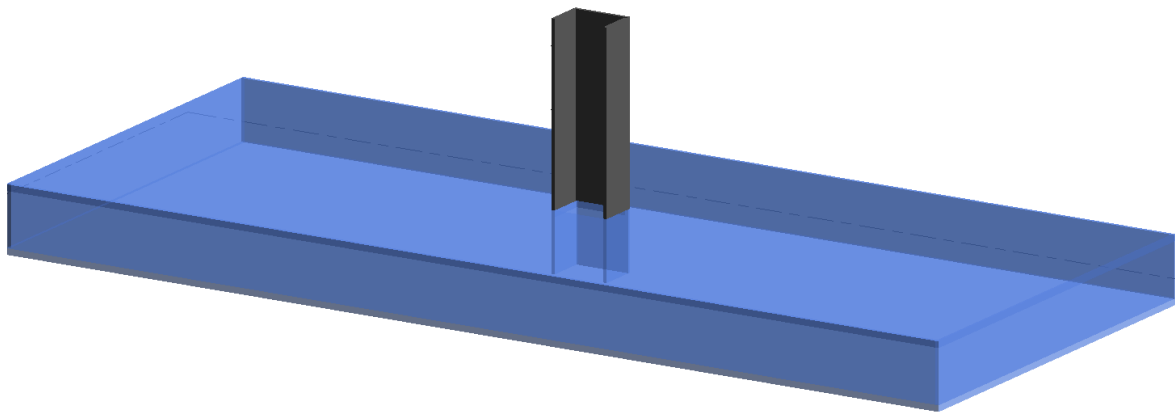
### 3.3 Beskrivelse av System 2

I dette systemet har vi valgt en løsning hvor vi med færrest mulig vegger, har oppnådd et tilnærmet sentrert stivhetssenter. Det består av en innvendig heissjakt med tre avstivende skiver midt i bygget som sørger for et sentrert stivhetssenter nesten uten rotasjonsarm. Dette systemet trenger ikke å kompenseres med vegg i motsatt ende av bygget, slik som System 1. Vi har to avstivende skiver i y-retning og en avstivende skive i x-retning, som er fornuftig da vinden har over dobbelt så mye areal å angripe på byggets langside. For nøyaktig utregning av betongskivenes plassering, se vedlegg V1.5. Dette skivesystemet har to krysningspunkt og er dermed definert som stabilt. Figur 34 illustrerer systemet:



*Figur 34: System 2 (Revit, 2020)*

Figur 35 viser System 2, hvor den stive parkeringskjelleren er markert blå og heissjakten som skal dimensjoneres er markert grå.



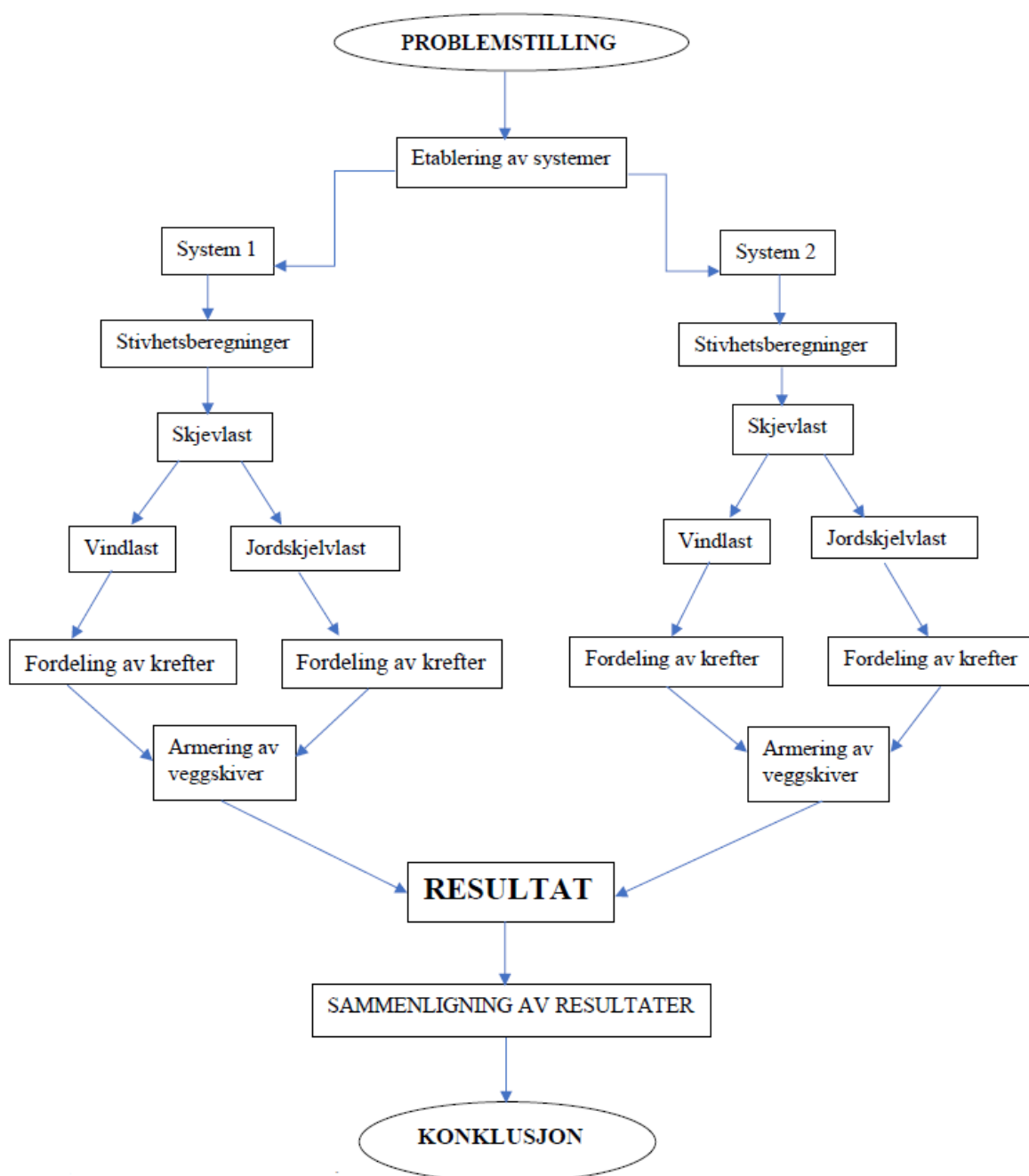
*Figur 35: Avstivende skiver i System 2 (Revit, 2020)*



# 4 Metode

## 4.1 Flytskjema

Dette flytskjemaet viser fremgangsmåten som er benyttet for å løse problemstillingen.



Figur 36: Flytskjema (skisse, 2020)

## 4.2 Beskrivelse av metoden

### Etablering av systemer

For å finne svar på problemstillingen måtte vi etablere to ulike avstivningssystemer.

Forutsetningen for begge systemene var at heissjakten skulle inngå i avstivningssystemet. Det ene systemet fulgte reguleringsplanens ønske om utvendig heissjakt, mens det andre systemet hadde en innvendig heissjakt. Avstivningssystemene i dette prosjektet er av betongskiver og derfor en nokså ordinær avstivningsmetode. Vi kan derfor ikke si at løsningene våre er nyskapende eller endrer måten å utføre avstivningen til et boligbygg. Når det er sagt, vil dette prosjektet bidra til å belyse et tema som er under utvikling, nemlig jordskjelvdimensjonering i Norge.

### Stivhetsberegninger

Når systemene var fastsatt måtte den nøyaktige plasseringen og dimensjonen til hver enkelt betongskive bestemmes. Det ble utført beregning av stivhetssenter, samt stivheten til hver enkelt veggskive.

### Snø og vindlast

Med to fullstendige avstivningssystemer på plass, kunne lastberegningene påbegynnes. Først ble aktuell snølast på stedet funnet i henhold til (Eurokode-1(1-3), 1991). Videre ble vindlast for hvert av systemene regnet ut etter (Eurokode-1(1-4), 1991). Både snølast og vindlast ble beregnet manuelt og kontrollert med dataprogrammet Ove Sletten. For beskrivelse av Ove Sletten, se kapittel 4.5.1.

### Skjevlast og seismisk last

For å beregne skjevlaster og seismiske laster på systemene er en avhengig av å vite massen til bygget. Det ble derfor overslagsberegnet en masse som er benyttet til videre beregninger. Beregning av skjevlast ble gjort i henhold til (Eurokode-3, 1993), se kapittel 4.7 for metode. De seismiske lastene ble beregnet manuelt i DCL med tverrkraftmetoden i henhold til (Eurokode-8, 1998), se kapittel 4.7.7 for utfyllende metode.

## **Fordeling av krefter**

Når lastene var beregnet, måtte de først regnes om til resultanter som fordelte seg på alle byggets etasjer. Resultantene måtte deretter fordeles ved hjelp av stivhetsberegningene på alle betongskivene i de ulike avstivningssystemene. Lastene har da blitt regnet om til resultanter som opptrer som punktlaster på de ulike betongskivene i hver etasje. Disse punktlastene er grunnlaget for dimensjoneringen.

## **Armering av veggskiver**

Når alle lastene var beregnet, måtte hver enkelt betongskive dimensjoneres. Valg av betongkvalitet, overdekning, minimumsarmering og bøyler ble utført i henhold til (Eurokode-2, 1992) og er detaljert beskrevet i kapittel 4.4. For beregning av tilleggsarmering i betongskivene benyttet vi en metode som ikke er hentet fra lærebøker, men er basert på grunnleggende mekanikk. Metoden ble brukt i samråd med Harald Fallsen. Dette er beskrevet i kapittel 4.4.3. Tilleggsarmeringen ble beregnet manuelt for hver enkelt betongskive. Deretter ble det gjennomført kapasitetskontroller i beregningsprogrammet Focus Konstruksjon. For beskrivelse av Focus Konstruksjon, se kapittel 4.5.2.

## **Resultat**

I resultatet samles dataene for hvert av systemene i oversiktlige tabeller. Resultatene oppgis i antall kg betong, armering og CO<sub>2</sub>-utslipp.

## **Diskusjon/sammenligning**

Her settes resultatene av de to systemene opp mot hverandre i tabeller og drøftes. Tabellene gjør resultatene enkle å sammenligne.

## **Konklusjon**

I konklusjonen brukes de kvantitative resultatene til å besvare problemstillingen.

## 4.3 Lastgrunnlag

### 4.3.1 Snølast

For å manuelt beregne snølastene som vil påvirke bygget har vi benyttet Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-3: Allmenne laster, Snølaster (Eurokode-1(1-3), 1991).

Vi har også benyttet oss av beregningsprogrammet Ove-Sletten for å kontrollere svaret. Se vedlegg V1.1 for fullstendig utregning av snølasten manuelt og i Ove-Sletten.

Tabell 9:

*Snølaster*

	Snølast
Manuelt	3,6 kN/m <sup>2</sup>
Ove-sletten	3,6 kN/m <sup>2</sup>

### 4.3.2 Nyttelast

Bygget er i brukskategori A, som vil si innendørs bostedsareal. Nyttelastene hentes direkte ut ifra ((Eurokode-1(1-1), 1991), tabell NA.6.3.1.2).

Tabell 10:

*Nyttelast*

Nyttelast	2 kN/m <sup>2</sup>
-----------	---------------------

### 4.3.3 Masseberegninger

Massen til bygget blir brukt til å regne både skjevlaster og jordskjelvlaster. Systemene har ulik utforming, og derfor ulike masser. Det vil si at massen som blir lagt til grunn for skjevlast- og jordskjelvberegningene er forskjellig i de to systemene. Tabell 11 viser hvilke masser som er lagt til grunn for de ulike beregningene for hvert system. For utfyllende og

fullstendig beregning av massene, se vedlegg V1.3. For utførelse av skjevlastberegning, se vedlegg V1.5.

Tabell 11:

Massen til systemene knyttet opp mot skjevlast- og jordskjelvberegninger

	Massen knyttet til skjevlastberegninger	Massen knyttet til jordskjelvberegninger på dekkene (1 & 2 etg.)	Massen knyttet til jordskjelvberegningene på taket (3 etg.)
System 1	5809,5kN/etasje	64870 kg	693628 kg
System 2	5760,6 kN/etasje	643475 kg	688633 kg

#### 4.3.4 Vindlast

For den manuelle beregningen av vindlastene som påvirker bygget har vi benyttet Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-4: Allmenne laster, Vindlaster (Eurokode-1(1-4), 1991).

Vindlastene er beregnet i både x- og y-retning. Vi har diskutert hvorvidt vinden økes på det aktuelle stedet, ettersom det er relativt høye fjell rundt. Riktignok er ikke dalen smal nok til den vil lede til en traktvind eller økt vindhastighet. Derfor har vi fulgt normal prosedyre for vindlastberegning, og kontrollregnet i dataprogrammet Ove Sletten. I resultatet har trykkreftene (sone D) og sug kreftene (sone E) blitt lagt sammen til én felles last.

Bygget er delt inn i to retninger, hvor Y-retning er mot langvegg og X-retning er mot kortvegg. Tabell 12 og 13 viser vindhastighetstrykket i X- og Y-retning. Se vedlegg V1.2 for fullstendige beregninger, Ove-Sletten resultat og forklaringer på avvik.

Vindhastighetstrykket,  $q_p$  ved vind i Y-retning:

Tabell 12:

Vindhastighetstrykk y-retning

	$C_{pe}$ -verdi sone D	$C_{pe}$ -verdi sone E	Total $C_{pe}$ -verdi	Karakteristisk vindlast, $q_p$	Totalt D+E = ( $q_p$ )	Differanse
Manuelt	0,725	-0,35	1,075	0,527kN/m <sup>2</sup>	0,57 kN/m <sup>2</sup>	
Ove-Sletten	0,73	-0,35	1,08	0,55kN/m <sup>2</sup>	0,59 kN/m <sup>2</sup>	+ 0,02 kN/m <sup>2</sup>

Vindhastighetstrykket,  $q_p$  ved vind i X-retning:

Tabell 13:

Vindhastighetstrykk x-retning

	$C_{pe}$ -verdi sone D	$C_{pe}$ -verdi sone E	Total $C_{pe}$ -verdi	Karakteristisk vindlast, $q_p$	Totalt D+E = ( $q_p$ )	Differanse
Manuelt	0,7	-0,3	1	0,527kN/m <sup>2</sup>	0,53 kN/m <sup>2</sup>	
Ove-Sletten	0,7	-0,3	1	0,55kN/m <sup>2</sup>	0,55 kN/m <sup>2</sup>	+ 0,02 kN/m <sup>2</sup>

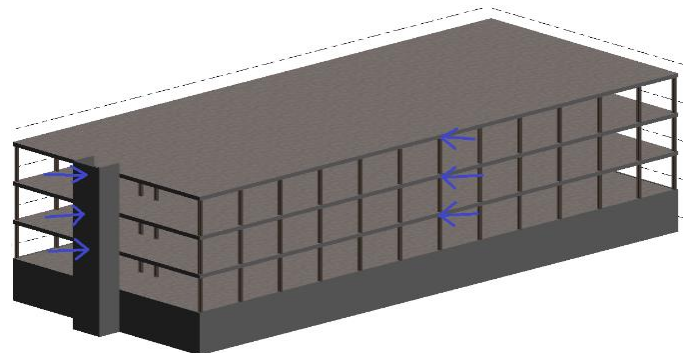
### 4.3.5 Vindlast på System 1

Etter drøftingen skrevet i vedlegg V1.2 gikk vi videre med vindlastene som er manuelt beregnet, da disse er mer nøyaktige. Vindlastene ble regnet om til resultanter som opptrer punktvis i hver etasje. Tabell 14 viser resultatene vi kom frem til for System 1.

Tabell 14:

Vindlast resultanter på System 1

Etasje	Resultant x-retning	Resultant y-retning
1 – Dekke	66,8 kN	179,6 kN
2 – Dekke	66,8 kN	179,6 kN
3 – Tak	33,4 kN	89,8 kN



Figur 37: Punktlaster på System 1 (Revit, 2020)

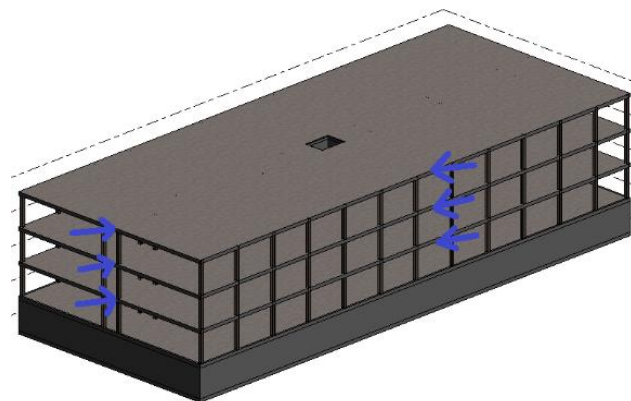
### 4.3.6 Vindlast på System 2

Tabell 15 viser resultatene vi kom frem til for System 2.

Tabell 15:

Vindlast resultanter på System 2

Etasje	Resultant x-retning	Resultant y-retning
1 – Dekke	66,8 kN	172,4 kN
2 – Dekke	66,8 kN	172,4 kN
3 – Tak	33,4 kN	86,2 kN



Figur 38: Punktlaster på System 2 (Revit, 2020)

### 4.3.7 Seismiske laster

#### Ulykkestilstand

Dimensjonering for seismiske laster gjøres i ulykkestilstand. I ulykkessituasjoner skal det tas hensyn til skjevstillingslast for permanente dimensjonerende situasjoner ((Betongelementforeningen, 2016), s. 70). Vi har valgt å gå videre med skjevstillingslasten som er beregnet i bruddgrensetilstand. Dette er et konservativt valg og er gjort på bakgrunn av usikkerheten rundt behandlingen av skjevlasten. De seismiske lastene vil være så store i forhold til skjevlastene at denne forenklingen vil være uten nevneverdig betydning for resultatet.

#### Seismiske naturlaster

Når vi skal avgjøre om bygget skal dimensjoneres for seismiske laster, sjekker vi først om vårt tilfelle går inn under et av utelatelseskriteriene. På denne måten avdekker vi om det er nødvendig med videre beregning av seismiske laster eller ikke.

#### Tverrkraft-metoden

For de videre seismiske beregningene benytter vi oss av tverrkraftmetoden. For å kunne benytte oss av denne metoden stiller (Eurokode-8, 1998) krav til byggets regularitet i plan og oppriss, samt krav til egensvingeperioden  $T_1$ .

Egensvingeperioden stiller krav til at følgende ulikhet må være oppfylt:  $T_1 \leq \begin{cases} 4 * T_c \\ 2,0 \text{ s} \end{cases}$

((Eurokode-8, 1998), pkt. 4.3.3.2.1(2), formel (4.4)).

Beregner  $T_1$  iht. ((Eurokode-8, 1998), pkt. 4.3.3.2.2(3), formel (4.6)):  $T_1 = C_t * H^{\frac{3}{4}} = 0,05 * 10,5^{\frac{3}{4}} = 0,2916$

Dette blir i vårt tilfelle:  $0,2916 \leq \begin{cases} 4 * 0,25 = 1 \\ 2,0 \text{ s} \end{cases}$ , kravet er dermed oppfylt.

Det stilles krav til regularitet i plan: «Det essensielle vedrørende regularitet i planet er at avstanden mellom massesenter (CM) og stivhetssenter (CR) er liten i hvert plan, og at de

forflytter seg lite fra etasje til etasje» ((Eurokode-8, 1998), pkt. 4.2.3.2). Ved bruk av ingeniørskjønn, kan vi si at dette er oppfylt i vårt tilfelle da alle etasjene i bygget er helt like. På bakgrunn av at betongskivene utgjør en så liten del av byggets totale tyngde, vil massesenteret være tilnærmet midt i bygget. Stivhetssenteret vil også befinne seg her, og dermed er kravet til regularitet i planet oppfylt.

Det stilles også krav til regularitet i oppriss. ((Eurokode-8, 1998), pkt. 4.2.3.3) sier at det ikke skal oppstå store og brå endringer i stivheter fra etasje til etasje. Stivheten i vårt tilfelle er konstant fra toppen av den stive parkeringskjelleren og opp, og vi anser derfor dette kravet som oppfylt.

### **Utelatelseskriterie 1**

Betongelementboken bind H sin tolkning av ((Eurokode-8, 1998), pkt. NA.3.2.1) sier;

«at det normalt ikke kreves påvisning av tilstrekkelig sikkerhet mot jordskjelv for:

(2) Konstruksjoner i seismisk klasse I

(3) For lette trekonstruksjoner» ((Betongelementforeningen, 2011), s. 20, pkt. 2.3.3)

Den seismiske klassen bestemmes utfra ((Eurokode-8, 1998), tabell NA.4(902)). Bygningen på Leira defineres som et boligbygg og etter (Eurokode-8, 1998) resulterer dette i seismisk klasse 2. Dermed er utelatelseskriterie 1 ikke tilfredsstillt, og vi går derfor videre til neste kriterium.

**Utelatelseskriterie 2:** «Svært lav seismisitet», i henhold til ((Eurokode-8, 1998), NA.3.2.1(5)P)

Samsvarskriteriene i ((Eurokode-8, 1998), pkt. 2.2.1(4)) sier at det ved bygg i områder med svært lav seismisitet ikke er nødvendig å overholde bestemmelsene i (Eurokode-8, 1998), og dermed kan de seismiske analysene utelates. For å oppfylle kriteriet, må følgende ligning tilfredsstilltes;

$$a_g \cdot S < 0,05g = 0,49 \text{ m/s}^2$$

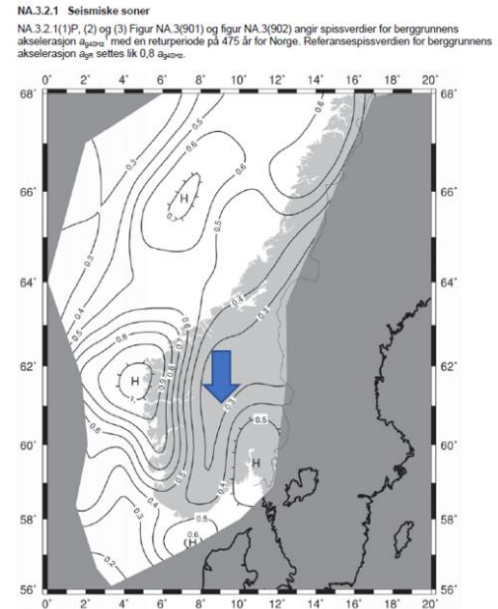
$$\gamma_1 \cdot (0,8 \cdot a_{g40\text{Hz}}) \cdot S < 0,05g = 0,49 \text{ m/s}^2$$



Nå når den seismiske klassen er bestemt, kan vi finne den seismiske faktoren  $\gamma_1$ , iht. ((Eurokode-8, 1998), tabell NA.4(901)). Seismisk klasse 2, har en seismisk faktor,  $\gamma_1 = 1$ .

### Berggrunnens akselerasjon

Videre trengs faktoren  $a_{g40\text{hz}}$ . Denne faktoren bestemmes ut ifra seismiske soner iht. ((Eurokode-8, 1998), NA.3.2.1). Leiras plassering på kartet i figur 39, viser at Leira ligger godt innenfor sonen med  $a_{g40\text{hz}}$  – faktor = 0,3.



Figur 39: Leira plassert på seismisk sonekart ((Eurokode-8, 1998), NA.3.2.1)

### Grunntype

Grunntypen til byggestedet bestemmes iht. ((Eurokode-8, 1998), tabell NA.3.1). Etter det vi vet om grunnforholdene på Leira, består grunnen av tykke morene-masser over marin grense. Grunntype B passer derfor best.

### Forsterkningsfaktor, S

Ut ifra grunntype B kan vi bestemme verdien S, som er en forsterkningsfaktor avhengig av grunnforholdene. Forsterkningsfaktoren S blir i vårt tilfelle 1,3 iht. tabell 16.

Tabell 16:

Parametere som beskriver de anbefalte elastiske responsspektrere ((Eurokode-8, 1998), tabell NA.3.3)

Tabell NA.3.3 – Verdier for parametere som beskriver de anbefalte elastiske responsspektrene

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

## Kontroll av utelatelseskriterie 2

Vi har nå funnet alle faktorene som trengs for å avgjøre om utelatelseskriterie 2 er tilfredsstillt;

$$\gamma_1 \cdot (0,8 \cdot a_{g40\text{Hz}}) \cdot S < 0,05g = 0,49 \text{ m/s}^2$$

$$1,0 \cdot (0,8 \cdot 0,3) \cdot 1,3 = \mathbf{0,312 \frac{m}{s^2}} < \mathbf{0,49 \frac{m}{s^2}} \rightarrow \mathbf{OK!}$$

Ser at bygget på Leira tilfredsstiller utelatelseskriterie 2, svært lav seismisitet. Dette betyr at det ikke er behov for ytterligere jordskjelvdimensjonering.

## Seismisk beregning (Tenkt tilfelle)

Vi fant ut i utelatelseskriterie 2 at bygget på Leira i Valdres ikke har behov for jordskjelvdimensjonering. Problemstillingen vår inkluderer imidlertid avstivningssystemets påvirkning av seismiske laster. Derfor har vi dannet et «tenkt scenario», hvor bygget ikke tilfredsstiller utelatelseskriterie 2, men at vi må videre til utelatelseskriterie 3.

## Utelatelseskriterie 3 ((Eurokode-8, 1998), NA 3.2.1(5)P)

$$S_d(T) < 0,05g = 0,49\text{m/s}^2$$

$S_d(T)$  = Dimensjonerende spekter

$$g = 9,81\text{m/s}^2$$

## Beregning av $S_d(T_1)$ ((Eurokode-8, 1998), pkt. 3.2.2.5(4)P)

Beregner  $S_d(T_1)$ :

$$S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left(\frac{T_c}{T}\right) = 1 \cdot 0,8 \cdot 0,3 \cdot 1,3 \cdot \frac{2,5}{1,5} \cdot \left(\frac{0,25}{0,2916}\right) = 0,4458$$

Formelen 3.15 sier også at  $S_d(T_1) \geq a_g \cdot \beta$  som vil si at:  $0,4458 \geq 1 \cdot 0,8 \cdot 0,3 \cdot 0,2=0,048$

**OK.**

### Kontroll av utelatelseskriterie 3

$$S_d(T) < 0,05g = 0,49m/s^2$$

$$0,4458 < \frac{0,49m}{s^2} \rightarrow \mathbf{OK!}$$

Ser også her at jordskjelvberegning kan utelates. Vi velger likevel å regne videre.

### Utelatelseskriterie 4

#### System 1

$F_b$  bestemmes ved følgende uttrykk iht. ((Eurokode-8, 1998), pkt. 4.3.3.2.2, formel

$$(4.5)): F_b = S_d(T_1) * m * \gamma$$

$$F_b = 751kN \text{ (Se vedlegg V1.4 for komplette beregninger)}$$

#### Kontroll

$$F_b \leq (F_{vind} * 1,5 + F_{skjelv} * 1,05) * \frac{Y_{c,brudd}}{Y_{c,DCL}}$$

$751kN > 654,3kN \rightarrow$  Jordskjelv er dimensjonerende (Se vedlegg V1.4 for komplette beregninger)

#### System 2

Beregning av  $F_b$  gjøres på samme måte som System 1.

$$F_b = 745,6kN \text{ (Se vedlegg V1.4 for komplette beregninger)}$$

#### Kontroll

$$F_b \leq (F_{vind} * 1,5 + F_{skjelv} * 1,05) * \frac{Y_{c,brudd}}{Y_{c,DCL}}$$

$745,6kN > 631,3kN \rightarrow$  Jordskjelv er dimensjonerende (Se vedlegg V1.4 for komplette beregninger)

Nå har vi funnet ut at det er de seismiske lastene som er dominerende for både System 1 og System 2 i et tenkt scenario. Det er derfor de seismiske lastene det må dimensjoneres for. Neste steg vil være å fordele den horisontale seismiske lasten  $F_b$  på hver etasje som resultanter, og til slutt regne ut hvordan disse resultantkreftene vil fordele seg på hver enkelt skive i systemene. Resultatene av kraftfordelingen kommer frem i resultatkapitlet.

## 4.4 Dimensjoneringsmetoder

### 4.4.1 Eksponeringsklasse, bestandighet og riss

#### Eksponeringsklasse og bestandighet

Ettersom de vertikalt avstivende skivene er eksponert mot vær og vind, har vi besluttet å plassere konstruksjonen under eksponeringsklasse XC4 «vekselsvis vått og tørt» ((Eurokode-2, 1992), tabell 4.1). Vi anser dimensjonerende brukstid på 50 år som fornuftig ((Eurokode-0, 1990), tabell 2.1). Minstekravet for bestandighet til en konstruksjon i XC4 med 50 års brukstid er i henhold til ((Eurokode-2, 1992), tabell NA.4.4N) M60 og krever en minste overdekning ( $C_{\min}$ ) på 25mm. Den nominelle overdekningen blir da  $C_{\text{nom}}=C_{\min}+10\text{mm}=35\text{mm}$ .

Minste avstand mellom armeringsjern er i henhold til ((Eurokode-2, 1992), pkt. 8.2 og NA.8.2) valgt til  $2x\phi$  for å sikre god heft mellom armeringsjernene og betongen. Her er  $\phi$  diameteren på armeringsjernene.

#### Riss

Utrekning av rissvidder gjøres for permanente laster da sporadiske lastpåkjenninger fører til at rissviddene åpner seg, men lukker seg når lasten forsvinner. Det vil derfor ikke oppstå noen riss på de avstivende veggskivene i vårt tilfelle, ettersom vinden er en lastpåkjenning som kommer og går. Dette ser vi dersom vi prøver å regne ut rissviddene, da nyttelasten skal multipliseres med en  $\psi_2$  - faktor. Ettersom de horisontale nyttelastene på veggskivene hovedsakelig er vindlaster og  $\psi_2=0$  for vind, vil riss være underordnet ((Eurokode-0, 1990), N.A.A.1.1).

### 4.4.2 Minimumsarmering

Minimumsarmeringen i en veggkonstruksjon består av horisontal og vertikal armering. Kravene for dette er definert i ((Eurokode-2, 1992), pkt. 9.6). Alle avstivende betongskiver er satt med tykkelse 200mm. Ettersom skivene har noe ulik lengde, har vi valgt å beregne behovet for minimumsarmering i pr meter vegg.

## Vertikal

«(1) Arealet av vertikalarmering bør være mellom  $A_{s,vmin}$  og  $A_{s,vmax}$ » ((Eurokode-2, 1992), pkt. 9.6.2(1)). Utregningene har ført til en  $A_{s,vmin} = 400\text{mm}^2$  dvs.  $200\text{mm}^2$  på hver side av skivene, og  $A_{s,vmax} = 0,04A_c = 8000\text{mm}^2$ . Ut ifra dette har vi valgt å benytte en vertikal minimumsarmering på:

$A_{s,v}$ :                     $\phi 10$  c/c 200mm ( $393\text{mm}^2$ ) på hver side  
                                  av veggen

For å være på sikker side, har vi valgt å benytte armering som er litt over det absolutte minstekravet.

## Horisontal

«Minste armerings areal på hver side i dobbelarmerte vegger,  $A_{s,hmin}$  settes lik den største av 25 % av vertikalarmeringen på samme side eller for yttervegger  $0,3A_c f_{ctm}/f_{yk}$  og for inner- vegger  $0,15A_c f_{ctm}/f_{yk}$ . Enkeltarmerte vegger skal ha et tilsvarende samlet armerings areal» ((Eurokode-2, 1992), NA.9.6.3(1)).

Beregningene viste  $A_{s,hmin,yttervegg} = \frac{0,3A_c f_{ctm}}{f_{yk}} = 384\text{mm}^2$  og  $A_{s,hmin,innervegg} = \frac{0,15A_c f_{ctm}}{f_{yk}} = 192\text{mm}^2$ . Dessuten sier (Eurokode-2, 1992); «(2) Senteravstanden mellom horisontalarmeringen bør ikke være større enn 400 mm» ((Eurokode-2, 1992), NA.9.6.3(1)). Ut ifra dette har vi valgt følgende minimum horisontalarmering:

$A_{s,h,yttervegg}$ :             $\phi 10$  c/c 200mm ( $393\text{mm}^2$ ) på hver side av  
                                  veggen

$A_{s,h,innervegg}$ :            $\phi 10$  c/c 200mm ( $393\text{mm}^2$ ) på hver side av  
                                  veggen

Vi har valgt å bruke samme armering på innervegg og yttervegg da alle veggene vil bli påvirket av vær og temperaturforskjeller. Vi har også her valgt en minimumsarmering som er litt over minstekravet.

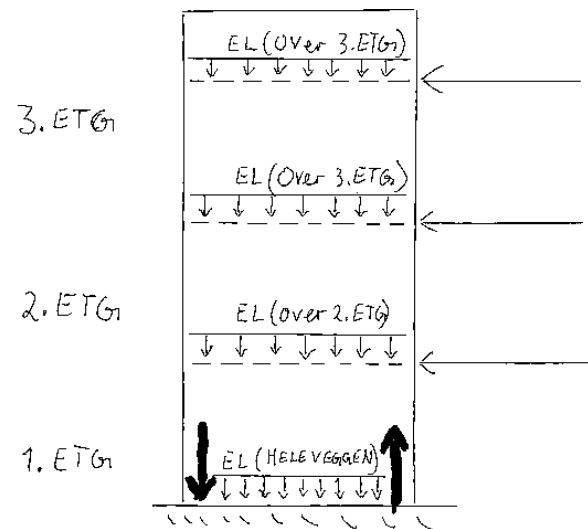
### 4.4.3 Tilleggsarmering

Beregning av tilleggsarmering i en veggskive er lite omtalt i lærebøker og standarder, og har vært en omfattende prosess å finne ut av. Vi har derfor vært tvunget til å tenke som en ingeniør og sett på ulike måter å betrakte betongskivene på for å kunne regne ut nødvendig armering. Vi har hatt dialog med personer som innehar høy kompetanse og erfaring, samt fulgt kravene i (Eurokode-2, 1992) og benyttet sunn fornuft. Med dette til grunn, anser vi våre beregninger som troverdige.

En vertikal veggskive blir utsatt for horisontale laster i hver etasje, som vil prøve å velte hele systemet. Det vil derfor oppstå trykk og strekk krefter som opplagerreaksjoner i hver etasje. Det er disse strekkreftene tilleggsarmeringen hovedsakelig skal ta opp.

Vi «snitter» skivene i hver etasje og ser for oss opplagere i hver ende av skiven for å kartlegge de største trykk og strekkreftene som vil oppstå i hver etasje. Vi foretar en beregning av opplagerkreftene etasje for etasje med start fra toppen. Dette gir et lite eller ingen behov for armering i topp, men med økende krefter nedover i skiven vil også behovet for armering øke.

Ved utregning av opplagerkreftene, vil det oppstå et veltemoment  $M_{velt}$  forårsaket av horisontallastene. Vi regner ikke med snølast da dette vil virke stabiliserende og redusere strekkreftene ved betongskivens tenkte opplagere. Snølasten vil føre til økt vertikallast og mindre strekkrefter. Etersom betongen har god motstand mot trykk, er ikke dette det mest kritiske.

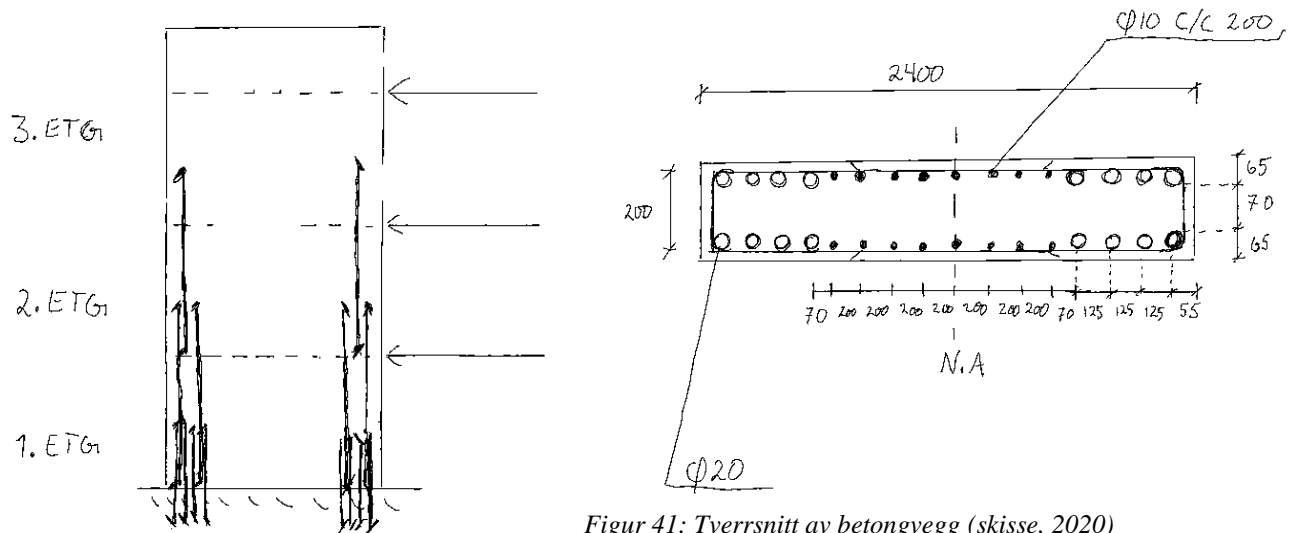


Figur 40: Horisontale krefter på betongvegg (skisse, 2020)

Etter hvert som strekk-kreftene regnes ut, bruker vi følgende formel for utregning av

$$\text{nødvendig armering; } A_s [mm^2] = \frac{F_{strek} [N]}{f_{yd} \left[ \frac{N}{mm^2} \right]}$$

Når As er funnet, velges passende armering. Vi lar armeringen overlappe halvveis opp på vegg i etasjen over for å sikre tilstrekkelig forankring og god evne til å ta opp kreftene som oppstår. Det er illustrert et eksempel på plassering av armeringsjern i figur 41 og 42.



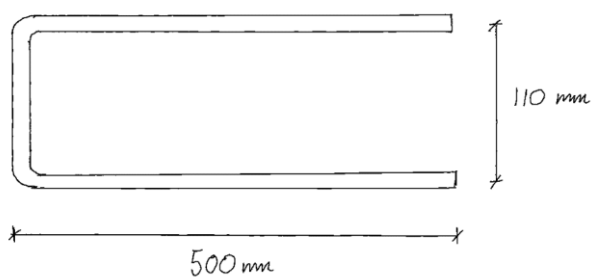
Figur 41: Tverrsnitt av betongvegg (skisse, 2020)

Figur 42: Illustrasjon av tilleggsarmering i vegg (skisse, 2020)

#### 4.4.4 Bøylearmering

Bøylearmeringen har som oppgave å ta opp de skjærkreftene som påvirker konstruksjonen. For utregning av bøyer i veggskivene er vegg sett på som en utkraget bjelke med fast innspenning. Dette vil si at alle horisontale krefter som opptrer utspiller seg som skjærkrefter ved innspenningen. Disse skjærkreftene regnes bøyene ut ifra.

Slik figur 43 viser, er bøylearmeringens lengde 500mm. Den vil videre kobles sammen med horisontalarmeringen. Vi har valgt 500mm som bøylelengde, da dette er en vanlig lengde og er lang nok til å omkranse den vertikale tilleggsarmeringen.



Figur 43: Illustrasjon av valgte bøyer (skisse, 2020)



## 4.5 Programmer

Dette er et prosjekt som krever mye beregninger. Beregningene ble først vurdert til å gjøres kun med beregningsprogrammer. Dette vil imidlertid vise svært lite forståelse av faget, og kunne ført til at viktige beslutninger kunne blitt tatt helt uten teoretisk grunnlag eller forståelse. Dette gjelder spesielt plasseringen og dimensjoneringen av betongskivene. Betongskivene kunne også delvis blitt dimensjonert automatisk i beregningsprogrammer, men dette ville ikke vist noen forståelse av de valgene beregningsprogrammet hadde gjort. Vi valgte i stedet å gjøre alle beregninger for hånd, og benytte beregningsprogrammene som et verktøy til å kontrollere håndberegningene.

### 4.5.1 Ove Sletten

Ove-sletten har flere beregningsprogrammer for beregning av betongkonstruksjoner, samt lastberegning av vind- og snølaster. Programmet «lastberegning» beregner snø- og vindlaster med formfaktorer iht. (Eurokode-1(1-3), 1991) og (Eurokode-1(1-4), 1991), og er dermed et hensiktsmessig verktøy for å kontrollere våre håndberegninger. Programmet «V-Skive» beregner kraftfordelingen i vertikale betongskiver som benyttes til avstivning i et bygg. Programmet beregner også forskyvningen i betongskivene.

### 4.5.2 Focus Konstruksjon

Focus konstruksjon er et analyseprogram som benytter elementmetoden for å beregne konstruksjoner. I programmet kan en enkelt tegne opp en betongskive i riktige dimensjoner, etablere laster og lastkombinasjoner, tegne inn nødvendig armering og til slutt utføre en kapasitetskontroll etter gjeldende betongstandard, (Eurokode-2, 1992). Dette programmet bruker vi til å kontrollere at den håndberegnete armeringen har tilstrekkelig kapasitet.

### 4.5.3 Revit

Revit er en programvare utviklet av Autodesk som brukes til beregninger og moduleringer. I Revit kan en på en effektiv og nøyaktig måte tegne opp hele bygningens struktur og komponenter i en 3D-modell, samt hente ut detaljerte snitt-tegninger i 2D. Dette programmet benytter vi til å visualisere bygget.

## 4.6 Feilkilder

### 4.6.1 Masseberegninger

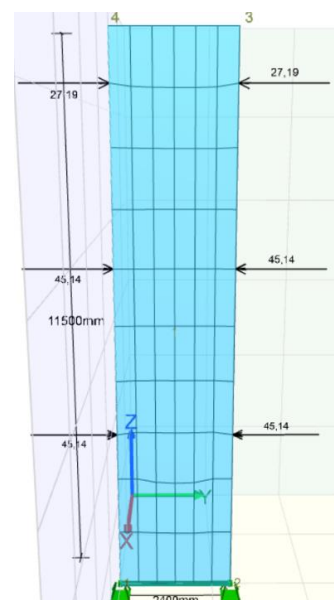
Ved dimensjonering av jordskjelv- og skjevlaster, var vi nødt til å overslags beregne bæresystemets masse. Dette vil kunne avvike noe fra virkeligheten.

### 4.6.2 Heissjakt

Vi har sett på heissjaktene som 3 avstivende skiver, selv om den i virkeligheten har 4 vegger. Dette er på bakgrunn av at den ene veggen vil ha tre store utsparinger på grunn av døråpninger. Vi har i Ove-sletten sitt V-skive-program testet forskjellen ved å betrakte heissjakten som 3 skiver eller 3 skiver + 1 skive med utsparinger. Testen viste at skiven med utsparinger ville avlaste de andre skivene i systemet noe, men i så liten grad at vi har valgt å se bort ifra denne skiven. Dette gjør det også enklere å beregne systemet manuelt.

### 4.6.3 Focus konstruksjon

For at Focus Konstruksjon skal kunne gjøre beregninger av et skall, i vårt tilfelle en betongskive, må det legges inn en «mesh» som deler betongskiven inn i mange små firkanter. «Meshen» vil legge seg som et spindelnev over betongskiven som vist på figur 44. Vi har oppdaget at «meshen» enkelte ganger har hatt problemer med å betrakte hjørner og visse felter i skiven riktig. Vi har opplevd at det plutselig oppstår små punkter på skiven hvor kapasiteten blir overgått med god margin, noe vi ikke har forståelse for. Dette medfører en mistanke om at kapasitetsutnyttelsen enkelte steder kan være noe høy. Dette vil imidlertid være konservativt.



Figur 44: Utklipp av veggskive fra Focus konstruksjon (Focus-Konstruksjon, 2020)

#### **4.6.4 EPD**

EPD-ene knyttet til betongen og armeringsjernene tar kun for seg den første fasen av produktets levetid, som vil si A1-A4 og innebærer produksjonen av produktet og transport til kunde. Den tar ikke med seg fasen som inkluderer perioden produktet er i bruk og fasen hvor produktet blir demontert og kastet/gjenbrukt. Det beregnede CO<sub>2</sub>-utslippet vil derfor kun være knyttet til produksjonen av betong og armeringsjern, samt leveranse til kunden.

#### **4.6.5 Kilder**

Det har vist seg svært utfordrende å finne fagstoff omhandlende avstivning og avstivningssystemer. Vi har hatt flere samtaler med lærere angående kildebruken, hvor også de var enig i at det var begrenset tilgang på godt fagstoff innenfor dette temaet. Hoveddelen av informasjonen vi har funnet om avstivningssystemer er hentet fra Betongelementbøkene. Dette utgjør derfor en feilkilde. Likevel er dette en kilde vi anser som troverdig da den er skrevet av flere dyktige professorer.

Dimensjonering av betongvegger er utført med en fremgangsmetode vi ikke har funnet i noen litteratur. Vi har derimot blitt veiledet inn på riktig spor av en dyktig lærer og forfatter av en rekke konstruksjonskompendier, blant annet innenfor betongkonstruksjoner, Harald Fallsen. Han fortalte oss at det så vidt han visste ikke fantes noen dimensjoneringseksempler på slike beregninger, noe vi selv erfarte etter mye leting.

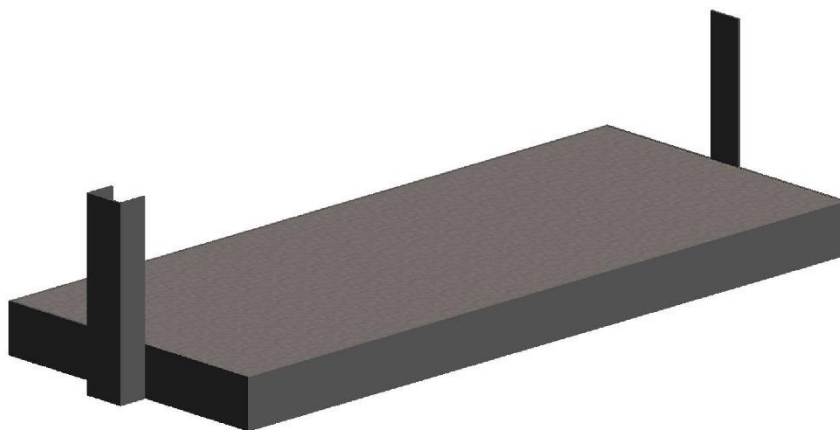
# 5 Resultater

## 5.1 Innledning

Her presenteres resultatene system for system på bakgrunn av de utførte beregningene. For å sikre oppgavens validitet og reliabilitet har vi operasjonalisert de teoretiske variablene materialforbruk og CO<sub>2</sub>-utslipp til de mer konkrete og praktiske størrelsene, antall kg betong, armering og CO<sub>2</sub>-utslipp. Dette gjør resultatene lette å sammenligne.

## 5.2 System 1

System 1 består av en heissjakt utenfor og en avstivende betongskive i motsatt ende av bygget.

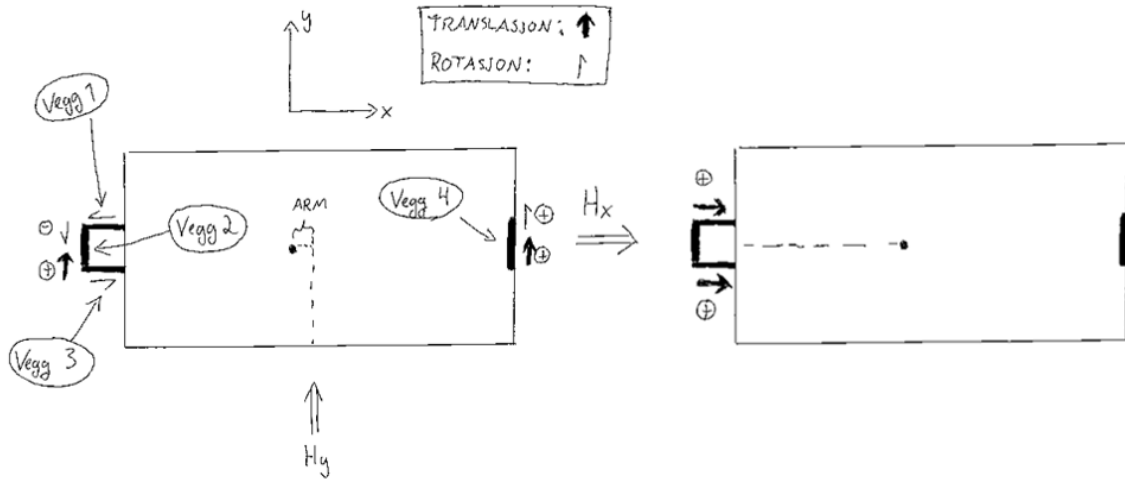


Figur 45: System 1 illustrasjon (skisse, 2020)

### 5.2.1 Stivhetssenter

Utfordringen knyttet til stivhetssenteret i dette systemet gjorde at det måtte kompenseres med en betongskive på byggets høyre kortside, Vegg 4. For å optimalisere stivhetssenterets beliggenhet var denne veggens lengde nødvendig til å være 2,7 m lang. Med denne dimensjonen vil stivhetssenteret opptre 0,618 m fra der byggets lastresultant angriper og medfører derfor et minimalt rotasjonsmoment. Dette er illustrert på figur 46. For omfattende beregninger av plassering av stivhetssenter og nødvendig lengde på Vegg 4 finnes i vedlegg V1.5.

I dette systemet oppstår rotasjonsmomentet kun ved resultantkraft i y-retning, ettersom resultantkraften i x-retning treffer direkte i stivhetssenteret. I figur 46 vises en illustrasjon av hvordan translasjons- og rotasjonskreftene vil fordele seg på skivene i systemet ved resultantkrefter fra x- og y-retning. Stivhetssenteret er markert med en svart prikk.



Figur 46: Kraftfordeling på System 1 (skisse, 2020)

## 5.2.2 Stivheten til systemet

I tabell 17 vises stivheten til hver skive, samt stivheten til hele systemet. For fullstendig beregning av stivheten, se vedlegg V1.5.

Tabell 17:

Stivheten til System 1

Total stivhet:	X-Retning: (kN/m)	Y-Retning: (kN/m)
Vegg 1:	39486	
Vegg 2:		75352
Vegg 3:	39486	
Vegg 4:		72299
$K_{tot}$ :	78972	147651

Stivheten til veggene i x-retning er lik, og vil føre til en lik fordeling av translasjonskreftene ved kraftresultant i den retningen. I y-retning har veggene ulik stivhet, grunnet ulik lengde og høyde på veggene. Dette fører til en ulik fordeling av translasjonskreftene, samt at det ved kraftresultant i denne retningen vil oppstå rotasjonskrefter. Hvordan kraftfordelingen blir på disse veggene er nøye forklart under fordelingen av vind- og skjevstillingslastene i kapittel 5.2.4.

### 5.2.3 Skjevlast

Systemet påføres horisontale krefter som følge av skjevlast. Ved beregninger så vi hvor liten andel dette utgjorde av byggets totale horisontale kraftpåkjenning. Disse kreftene er riktignok ikke ubetydelige og må tas med. Skjevlastene er forårsaket av skjevstillingen til stålsøylene i bygget, og er regnet etter ((Eurokode-3, 1993), pkt. 5.3.2). Resultatet av beregningene ga et horisontalt bidrag for hver etasje, vist i tabell 18.

Tabell 18:

Skjevlast på System 1

Etasje	Skjevlast
Dekke 1:	21,76 kN
Dekke 2:	21,76 kN
Tak:	27,39 kN

### 5.2.4 Kraftfordeling av vindlaster

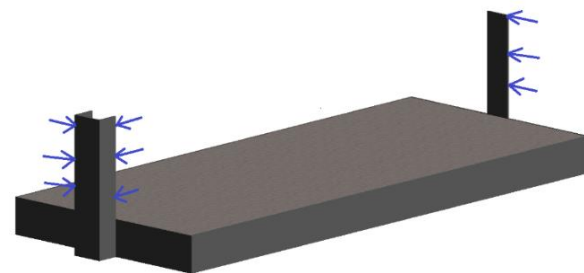
Tabell 19 viser hvor stor kraft som opptrer i hver avstivende skive og i hver etasje. Det er disse kreftene betongskivene må dimensjoneres for, og de er regnet ut i bruddgrensetilstand. For fullstendig manuell utregning av kraftfordelingen, se vedlegg V1.5.

Manuelle beregninger:

Tabell 19:

Kraftfordeling av vindlastene på System 1 (manuelle beregninger)

Vegg	Dominerende vindretning	1 etasje	2 etasje	3 etasje
1	X	45,9 kN	45,9 kN	27 kN
2	Y	102,3 kN	102,3 kN	60,4 kN
3	X	45,9 kN	45,9 kN	27 kN
4	Y	102,3 kN	102,3 kN	60,4 kN



Figur 47: Punktlaste på System 1 (skisse, 2020)

I tabell 20 presenteres resultatene av beregninger gjort med Ove Sletten V-skive, samt differanse i forhold til de manuelle beregningene. For kontrollberegninger gjort i Ove-Sletten «V-skive», se vedlegg V1.7.

Tabell 20:

*Kraftfordeling av vindlastene på System 1 (Ove-Sletten sine resultater)*

Vegg	Dominerende vindretning	1 etasje	Differanse 1 etasje	2 etasje	Differanse 2 etasje	3 etasje	Differanse 3 etasje
1	X	45,9 kN	0,0 kN	46 kN	+ 0,1 kN	32,3 kN	+ 5,3 kN
2	Y	103 kN	+ 0,7 kN	103 kN	+ 0,7 kN	61 kN	+ 0,6 kN
3	X	45,9 kN	0,0 kN	46 kN	+ 0,1 kN	32,3 kN	+ 5,3 kN
4	Y	103 kN	+ 0,7 kN	103 kN	+ 0,7 kN	60 kN	- 0,4 kN

Veggene i x-retning og veggene i y-retning hver for seg i dette systemet får en tilnærmet helt lik fordeling av kreftene i alle etasjer, og dette forklares som følger;

I dette systemet er det 2 vegger i x-retning, hvor begge veggene har lik lengde og stivhet, samt symmetrisk plassering i forhold til stivhetssenteret. Dette fører til at kraftresultanten i x-retning blir helt likt fordelt på Vegg 1 og 3. I y-retning er det 2 vegger hvor Vegg 2 er 3 m lang og Vegg 4 er 2,7 m lang, samt at Vegg 4 er noe lavere enn Vegg 2. Den ulike lengden og høyden på veggene resulterer i at Vegg 2 har høyere stivhet i y-retning enn Vegg 4, og dermed vil Vegg 2 også ta opp en større translasjonskraft enn Vegg 4.

Stivhetssenteret endte 0,618m fra der hvor byggets lastresultant vil angripe i y-retning, og medførte et lite rotasjonsmoment. Disse rotasjonskreftene vil virke i samme retning som translasjonskreftene på Vegg 4 og dermed vil total horisontal påkjenning på denne veggen økes, mens rotasjonsmomentet vil virke motsatt av translasjonskreftene på Vegg 2 og dermed vil den totale horisontale påkjenningen reduseres. Disse rotasjonskreftene utligner derfor differansen mellom translasjonskreftene på Vegg 2 og 4, og gjør at disse veggene ender helt likt i forhold til hvor mye krefter de må ta opp i hver etasje. Resultatene av håndberegningene og Ove-Sletten beregningene er svært like, noe som øker troverdigheten til resultatene. Det er et større avvik på Vegg 1 og 3 i tredje etasje. Dette er undersøkt nærmere uten å finne noe spesiell årsak.

## 5.2.5 Deformasjon

For fullstendige manuelle beregninger av kraftfordeling i bruksgrensetilstand og deformasjon, se vedlegg V1.6.

Tabell 21:

Deformasjon på System 1

	Vegg 1	Vegg 2	Vegg 3	Vegg 4	Krav(anbefalt)
Manuelle	0,28mm	0,4mm	0,28mm	0,41mm	$h/500=23\text{mm}$
Ove-Sletten	0,4mm	0,5mm	0,4 mm	0,7mm	23mm

De anbefalte kravene for deformasjon er på 23mm, noe som tilfredsstilles i beregningene i tabell 21. Dette betyr at deformasjon vil være en underordnet faktor i dette systemet.

## 5.2.6 Kraftfordeling av seismiske laster

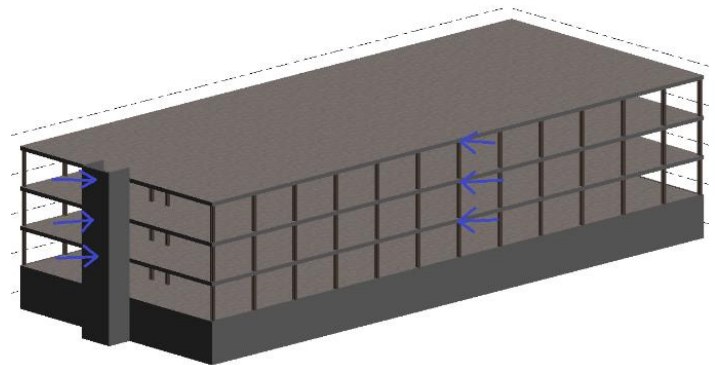
Jordskjelvlasterne blir i likhet med vind og skjevlaster regnet om til horisontale resultanter som opptrer som punktlaster i hver etasje.

Tabell 22 viser hvor store de globale resultatene som påvirker bygget er i de ulike etasjene, og figur 48 viser resultatene som er markert med blå piler.

Tabell 22:

Resultantene til de seismiske lastene på System 1

Etasje	Resultant x og y- retning
1 – Dekke	120,5 kN
2 – Dekke	241,9 kN
3 – Tak	388,2 kN



Figur 48: Kraftfordeling på bygget (skisse, 2020)



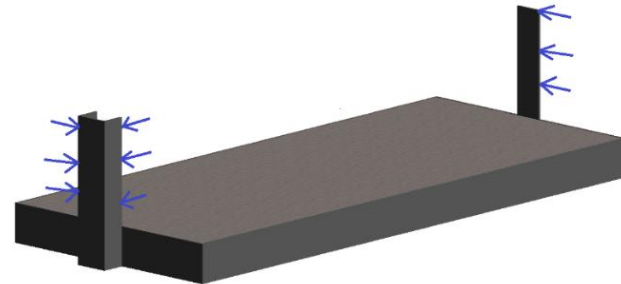
## Seismisk last og skjevlast

Tabell 23 viser hvor stor kraft som opptrer i hver avstivende skive og i hver etasje. For fullstendig manuell utregning av kraftfordelingen, se vedlegg V1.5.

Tabell 23:

Kraftfordeling av de seismiske lastene på System 1 (manuelle beregninger)

Vegg nr.	Retning	1 etasje	2 etasje	3 etasje
1	Y	72,8 kN	133,5 kN	209,6 kN
2	X	72,8 kN	133,5 kN	209,6 kN
3	Y	72,8 kN	133,5 kN	209,6 kN
4	X	72,8 kN	133,5 kN	209,6 kN



Figur 49: Kraftfordeling på skivene  
(skisse, 2020)

Fordelingen av translasjons- og rotasjonskrefter i systemet vil være den samme som tidligere forklart under kraftfordeling av vind- og skjevlastene, kapittel 5.2.4. Forskjellen er at i motsetning til vindlaster, vil de seismiske lastene opptre med like stor kraft i både x og y-retning. På grunn av at fordelingen av kreftene mellom skivene i x-retning og skivene i y-retning er tilnærmet helt lik, vil alle veggene i dette systemet få en tilnærmet helt lik kraftfordeling med kun få newton forskjell.

For å se alle beregninger i Ove-Sletten sitt program V-skive som er benyttet for å kontrollere de manuelle beregningene av kraftfordelingen, se vedlegg V1.7. Tabell 24 viser resultatet av beregninger gjort med Ove Sletten «V-skive», samt differansen i forhold til manuelle beregninger:

Tabell 24:

Kraftfordeling av de seismiske lastene på System 1 (Ove-Sletten sine resultater)

Vegg nr.	Retning	1 etasje	Differanse 1 etasje	2 etasje	Differanse 2 etasje	3 etasje	Differanse 3 etasje
1	X	73 kN	+ 0,2 kN	133 kN	- 0,5 kN	209 kN	- 0,6 kN
2	Y	72 kN	- 0,8 kN	133 kN	- 0,5 kN	209 kN	- 0,6 kN
3	X	73 kN	+ 0,2 kN	133 kN	- 0,5 kN	209 kN	- 0,6 kN
4	Y	73 kN	+ 0,2 kN	133 kN	- 0,5 kN	200 kN	- 0,6 kN

Differansen mellom de manuelle beregningene og Ove Sletten beregningene er svært like. Dette øker troverdigheten av stivhetsberegningene og kraftfordelingen.

## 5.2.7 Armering

For fullstendig beregning av nødvendig armering for de ulike lasttilfellene i System 1, se vedlegg V2.1 og V2.2. For fullstendig beregning av mengden armeringen som presenteres i tabell 25 og 27, se vedlegg V2.3.

### Armering ved vind- og skjevlast

I tabell 25 er resultatet fra utregningene av nødvendig armering for vind- og skjevlast i System 1:

*Tabell 25:*

*Mengde armering i System 1 for vind- og skjevlast*

Armering	Vegg 1	Vegg 2	Vegg 3	Vegg 4	Totalt
Antall kg minimumsarmering	327,9 kg	404,8 kg	327,9 kg	352,4 kg	1413 kg
Antall kg tilleggsarmering	26,6 kg	70,5 kg	26,6 kg	110,6 kg	234,3 kg
Antall kg bøylearmering	4,4 kg	13,3 kg	4,4 kg	13,3 kg	35,4 kg
Totalt antall kg armering	359 kg	488,6 kg	359 kg	476,4 kg	1682,7 kg

Ved dimensjonering for vind- og skjevlast er det lite tilleggsarmering og derav lite bøylearmering, som resulterer i at minimumsarmeringens vekt vil være svært dominerende.

## Armering ved jordskjelv- og skjevlast

I tabell 26 er resultatet fra utregningene av nødvendig armering for jordskjelv- og skjevlast i System 1.

Tabell 26:

Mengde armering i System 1 for jordskjelv- og skjevlast

Armering	Vegg 1	Vegg 2	Vegg 3	Vegg 4	Totalt
Antall kg minimumsarmering	406,7 kg	493,6 kg	406,7 kg	352,4 kg	1659,4 kg
Antall kg tilleggsarmering	425,9 kg	306,8 kg	425,9 kg	356,7 kg	1515,3 kg
Antall kg bøylearmering	20,73 kg	20,73 kg	20,73 kg	20,73 kg	82,9 kg
Totalt antall kg armering	853,3 kg	821,1 kg	853,3 kg	729,8 kg	3257,6 kg

Ved dimensjonering for jordskjelv- og skjevlast vil mengden tilleggsarmering være tilnærmet lik minimumsarmeringen. Det er en markant økning fra dimensjoneringen for vind- og skjevlastene. Dette fører til en stor økning av mengden bøylearmering, men mengden vil uansett være liten i forhold til den øvrige armeringen.

### 5.2.8 Kapasitetsberegninger i Focus Konstruksjon

For fullstendige utregninger av kapasiteten i Focus konstruksjon, se vedlegg V2.4. Beregning av nødvendig armering og valgt armeringspakke i hver skive fører til følgende kapasitetsutnyttelse:

Tabell 27:

Kapasitetsutnyttelse for System 1

Vegg	1	2	3	4
Kapasitetsutnyttelse ved vind- og skjevlast	94 %	94 %	94 %	98 %
Vegg	1	2	3	4
Kapasitetsutnyttelse ved jordskjelv- og skjevlast	96 %	99 %	96 %	99 %

Kapasitetsutnyttelsen på alle skivene for begge lasttilfellene er under 100% og dermed også tilstrekkelig. Det beviser at beregnet armering er tilstrekkelig og at skivene er i stand til å ta opp de potensielle kreftene som vil kunne oppstå.

## 5.2.9 Armeringens CO<sub>2</sub>-utslipp

Tabell 28:

CO<sub>2</sub>-utslippet til armeringen i System 1

CO <sub>2</sub> -utslipp for armeringsjern		
System	Lasttilfelle	totalt CO <sub>2</sub> -utslipp (kg)
1	Vind- og skjevlast	555,3
1	Jordskjelv- og skjevlast	1075,1

Antall kg CO<sub>2</sub>-utslipp øker betraktelig ved dimensjonering for jordskjelv- og skjevlast, og skyldes den markante økningen av tilleggsarmering. For fullstendig utregning av armeringens CO<sub>2</sub>-utslipp, se vedlegg V3.

## 5.2.10 Betong

Tabell 29 viser antall kg betong i System 1. Mengden betong i systemet vil være konstant, da den ikke påvirkes av de ulike lasttilfellene. For fullstendig beregning av totalt antall kg betong i systemet, se vedlegg V3.

Tabell 29:

Antall kg betong i System 1

Betong	Vegg 1	Vegg 2	Vegg 3	Vegg 4	Totalt
Antall kg betong	14067	17584	14067	14449	60167

## 5.2.11 Betongens CO<sub>2</sub>-utslipp

Tabell 30:

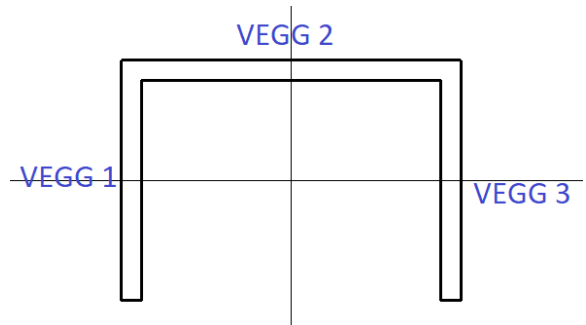
Betongens CO<sub>2</sub>-utslipp i System 1

CO <sub>2</sub> -utslipp for Betongen	
System	totalt CO <sub>2</sub> -utslipp (kg)
1	6425,4

Betongen har et stort CO<sub>2</sub>-utslipp sammenlignet med armeringen. Dette er fordi systemet består av en mye større mengde betong enn armering. For alle beregninger knyttet til CO<sub>2</sub>-utslippet til betongen, se vedlegg V3.

## 5.3 System 2

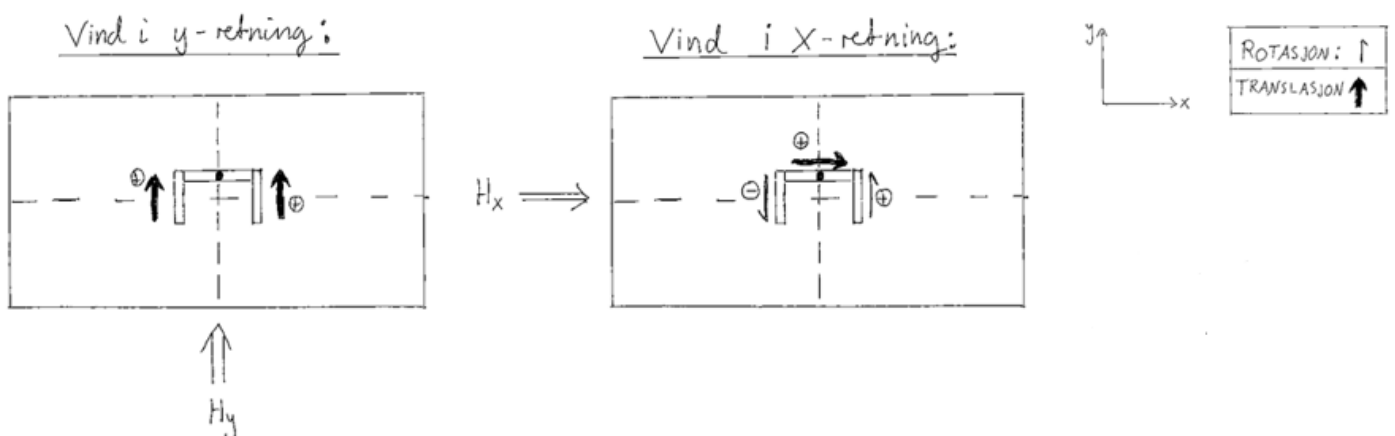
Fra nå får veggene et nummer, hvor Vegg 1 og 3 er avstivende i y retning og Vegg 2 er avstivende i x-retning.



Figur 50: Nummerering av skiver i System 2 (skisse, 2020)

### 5.3.1 Stivhetssenter

Dette systemet har to avstivende vegger i y-retning og en i x-retning, vist i figur 51. Systemets stivhetssenter er markert med en sort prikk i den horisontale skiven, og er plassert 1,1 m over byggets sentrum. Se vedlegg V1.5 for beregning av stivhetssenterets plassering. I dette systemet vil det kun oppstå et rotasjonsmoment ved resultantkraft i x-retning, ettersom resultantkraften i y-retning treffer direkte i stivhetssenteret. Figur 51 viser hvordan translasjonskreftene fordeles ved kraftresultant i y-retning og hvordan translasjons- og rotasjonskrefter fordeles ved kraftresultant i x-retning.



Figur 51: Fordeling av krefter på skivene i System 2 (skisse, 2020)

### 5.3.2 Stivheten til systemet

Systemets totale stivhet er beregnet i vedlegg V1.5, og resultatene er presentert i tabell 31.

Tabell 31:

Stivheten til System 2

Total stivhet:	X-retning: (kN/m)	Y-retning: (kN/m)
Vegg 1, $K_y$		39486
Vegg 2, $K_x$	75352	
Vegg 3, $K_y$		39486
$K_{tot}$ :	75352	78972

I dette systemet har begge veggene i y-retning lik stivhet, og det medfører at veggene får en helt lik fordeling av translasjonskreftene. I x-retning er det kun en vegg med en nokså høy stivhet som skal ta alle translasjonskreftene i den retningen. Som tidligere nevnt vil det dannes rotasjonskrefter ved kraftresultant i x-retning, som vil fordele seg på veggene i y-retning. Fordelingen av alle kreftene i dette systemet er nøye forklart under fordelingen av vind- og skjevlastene i kapittel 5.3.4.

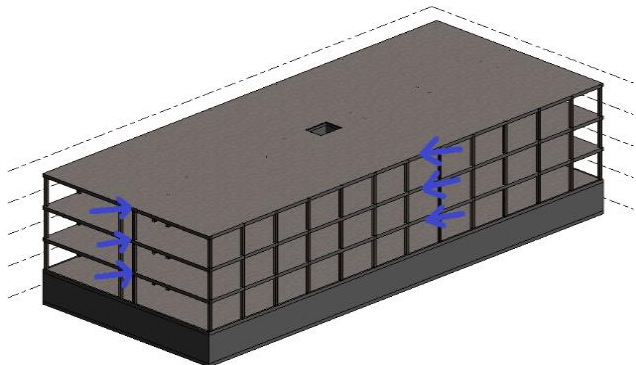
### 5.3.3 Skjevlast

Skjevlastene blir regnet om til resultanter som opptrer som punktlaster i hver etasje. Systemet påføres horisontale krefter som følge av skjevlast.

Tabell 32:

Skjevlastene på System 2

Etasje	Resultant x og y- retning
1 – Dekke	21,64 kN
2 – Dekke	21,64 kN
3 – Tak	27,27 kN



Figur 52: Skjevlaster opptredende punktvist på System 2 (skisse, 2020)

### 5.3.4 Kraftfordeling av vindlaster

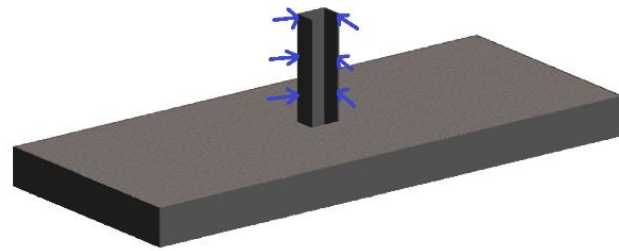
Tabell 33 viser hvor stor kraft som opptrer i hver avstivende skive og i hver etasje. Det er disse kreftene betongskivene dimensjoneres for. For alle manuelle beregninger tilknyttet fordelingen av kreftene, se vedlegg V1.5.

Manuelle beregninger:

Tabell 33:

Kraftfordeling av vindlastene på System 2 (manuelle beregninger)

Vegg	Dominerende vindretning	1 etasje	2 etasje	3 etasje
1	Y	98,6 kN	98,6 kN	58,5 kN
2	X	91,7 kN	91,7 kN	54,1 kN
3	Y	98,6 kN	98,6 kN	58,5 kN



Figur 53: Kraftfordeling av vindlastene på System 2 (skisse, 2020)

Beregninger gjort med Ove Sletten V-skive, samt differanse i forhold til manuelle beregninger er presentert i tabell 34. Se vedlegg V1.7 for fullstendig beregning i Ove-Sletten.

Tabell 34:

Kraftfordeling av vindlastene på System 2 (Ove-Sletten resultater)

Vegg	Dominerende vindretning	1 etasje	Differanse 1 etasje	2 etasje	Differanse 2 etasje	3 etasje	Differanse 3 etasje
1	Y	98,4 kN	- 0,2 kN	98,5 kN	- 0,1 kN	58,7 kN	+ 0,2 kN
2	X	91,9 kN	+ 0,2 kN	92 kN	+ 0,3 kN	64,4 kN	+ 10,3 kN
3	Y	98,4 kN	- 0,2 kN	98,5 kN	- 0,1 kN	58,7 kN	+ 0,2 kN

I dette systemet vil det ved resultantkraft i x-retning bli dannet en momentarm på 1,1 m mellom resultantkraften og stivhetssenteret, og det vil oppstå et rotasjonsmoment og rotasjonskrefter på Vegg 1 og 3. Vi ser her at Vegg 1 og 3 blir påført like store krefter, og dette er fordi det kun er translasjonskreftene fra resultantkraften i y-retning som er dominerende. Rotasjonskreftene som oppstår i Vegg 1 og 3 ved resultantkraft i x-retning vil ikke bli dimensjonerende. Vegg 2 får kun translasjonskrefter fra resultantkraft i x-retning.

Det er små differanser mellom de manuelle beregningene og Ove-Sletten sine resultater, og derfor kan beregningene sees på som troverdige. Det er kun et avvik som er av betydning, og det er på Vegg 2 i tredje etasje. Dette er undersøkt nøye i Ove-Sletten og de manuelle beregningene og uten å finne noen årsak til dette. Sammenlignes dette med tidligere resultater er det likevel de manuelle beregningene som ser mest riktige ut.

### 5.3.5 Deformasjon

For alle manuelle beregninger av kraftfordeling i bruksgrensetilstand og deformasjon, se vedlegg V1.6.

Tabell 35:

Deformasjonen på System 2

	Vegg 1	Vegg 2	Vegg 3	Krav
Manuelle	0,73mm	0,3mm	0,73mm	$h/500=23\text{mm}$
Ove-Sletten	0,9mm	0,4mm	0,9mm	23mm

Slik som i System 1, vil beregningene av deformasjonen være langt under kravene. Dette betyr at deformasjon vil være en underordnet faktor også i dette systemet.

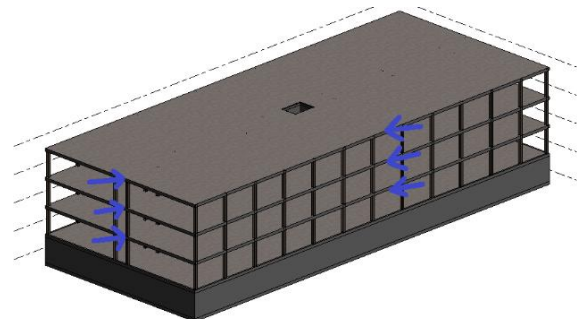
### 5.3.6 Kraftfordeling av seismiske laster

Tabell 36 viser hvor stor den globale resultanten som påvirker bygget er i de ulike etasjene. Figur 54 illustrerer resultantene som er markert med blå piler.

Tabell 36:

Resultantene til de seismiske lastene på System 2

Etasje	Resultant x og y- retning
1 – Dekke	120 kN
2 – Dekke	240,1 kN
3 – Tak	385,5kN



Figur 54: Resultantene til de seismiske lastene på System 2 (skisse, 2020)

De globale kreftene som påvirker hele bygget, vil bli ført gjennom dekkene og vil til slutt ende opp som punktlaster i hver etasje på hver av de avstivende skivene.



## Seismisk last og skjevlast

Jordskjelv- og skjevlastene blir i likhet med vind- og skjevlaster regnet om til horisontale resultanter som opptrer punktvis i hver etasje. Fordelingen av translasjons- og rotasjonskrefter i systemet vil være den samme som tidligere forklart under kraftfordeling av vind- og skjevlastene.

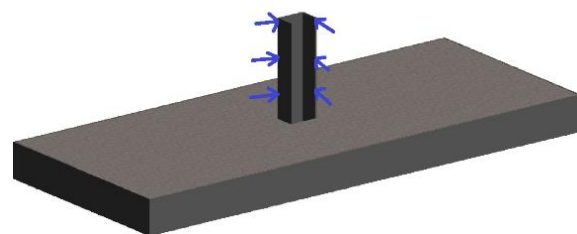
Tabell 37 viser hvor stor kraft som opptrer i hver avstivende skive og i hver etasje. For alle manuelle beregninger knyttet til fordelingen av kreftene, se vedlegg V1.5.

Manuelle beregninger:

Tabell 37:

Kraftfordeling av de seismiske lastene på System 2 (manuelle beregninger)

Vegg nr.	Retning	1 etasje	2 etasje	3 etasje
1	Y	72,45 kN	132,9 kN	208,16 kN
2	X	144,9 kN	265,8 kN	416,3 kN
3	Y	72,45 kN	132,9 kN	208,16 kN



Figur 55: Kraftfordeling av de seismiske lastene på System 2 (skisse, 2020)

Tabell 38 presenterer beregninger gjort med Ove Sletten V-skive, samt differanse i forhold til manuelle beregninger. Se vedlegg V1.7 for fullstendig beregning i Ove-Sletten.

Tabell 38:

Kraftfordeling av de seismiske lastene på System 2 (Ove-sletten sine resultater)

Vegg nr.	Retning	1 etasje	Differanse 1 etasje	2 etasje	Differanse 2 etasje	3 etasje	Differanse 3 etasje
1	Y	72 kN	- 0,45 kN	133 kN	+ 0,1 kN	208 kN	- 0,16 kN
2	X	145 kN	+ 0,1 kN	266 kN	+ 0,2 kN	418 kN	+ 1,7 kN
3	Y	72 kN	- 0,45 kN	132 kN	- 0,1 kN	208 kN	- 0,16 kN

I motsetning til vind, vil jordskjelv opptre med like stor kraft i både x og y-retning. Dette medførte at Vegg 2, som sto alene om avstivningen i x-retning fikk påført en dobbelt så stor kraft i forhold til Vegg 1 og 3 i y-retning. De små differansene mellom de manuelle beregningene og Ove-Sletten sine resultater, øker troverdigheten på våre beregninger.

### 5.3.7 Armering

#### Armering ved vind- og skjevlast

For all beregning av nødvendig armering i System 2 for de ulike lasttilfellene, se vedlegg V2.1 og V2.2. For beregning av mengde armering, som presenteres i tabell 39 og 40, se vedlegg V2.3.

Tabell 39:

Mengde armering i System 2 for vind- og skjevlast

Armering	Vegg 1	Vegg 2	Vegg 3	Totalt
Antall kg minimumsarmering	301,3 kg	400,4 kg	301,3 kg	1003 kg
Antall kg tilleggsarmering	126,5 kg	50,8 kg	126,5 kg	303,8 kg
Antall kg bøylearmering	13,3 kg	13,3 kg	13,3 kg	39,9 kg
Totalt antall kg armering	441,1 kg	464,5 kg	441,1 kg	1346,7 kg

Ved dimensjonering for vind- og skjevlast er mengden tilleggsarmering liten og derfor også lite bøylearmering. Dette gjør at minimumsarmeringen vil være svært dominerende for dette lasttilfellet.

#### Armering ved jordskjelv- og skjevlast

Tabell 40:

Mengde armering i System 2 for jordskjelv- og skjevlast

Armering	Vegg 1	Vegg 2	Vegg 3	Totalt
Antall kg minimumsarmering	398 kg	472,6 kg	398 kg	1268,6 kg
Antall kg tilleggsarmering	425,9 kg	666 kg	425,9 kg	1517,8 kg
Antall kg bøylearmering	20,73 kg	20,73 kg	20,73 kg	62,2 kg
Totalt antall kg armering	844,6 kg	1159,3 kg	844,6 kg	2848,6kg

Ved dimensjonering for jordskjelv- og skjevlast vil tilleggsarmeringen være mer dominerende enn minimumsarmeringen. Det er en kraftig økning fra dimensjoneringen for vind- og skjevlastene. Dette fører også til en vesentlig økning av mengden bøylearmering, men denne mengden vil utgjøre svært lite i forhold til den øvrige armeringen.

### 5.3.8 Kapasitetsberegninger i Focus Konstruksjon

Kapasitetsutnyttelsen i hver skive som følge av våre beregninger av nødvendig armering og valgt armeringspakke er presentert i tabell 41. For fullstendige utregninger av kapasiteten i Focus konstruksjon, se vedlegg V2.4.

Tabell 41:

Kapasitetsutnyttelse for System 2

Vegg	1	2	3
Kapasitetsutnyttelse ved vind- og skjevlast	97 %	89 %	97 %
Vegg	1	2	3
Kapasitetsutnyttelse ved jordskjelv- og skjevlast	99 %	99 %	99 %

Kapasiteten til alle skivene for begge lasttilfellene er tilstrekkelig, noe som betyr at de manuelle beregningene av armeringen er riktige og at det er nok armering i skivene til å ta opp de kreftene som kan oppstå.

### 5.3.9 Armeringens CO<sub>2</sub>-utslipp

Tabell 42:

Armeringens CO<sub>2</sub>-utslipp i System 2

CO <sub>2</sub> -utslipp for armeringsjern		
System	Lasttilfelle	totalt CO <sub>2</sub> -utslipp (kg)
2	Vind- og skjevlast	444,4
2	Jordskjelv- og skjevlast	940,1

Antall kg CO<sub>2</sub>-utslipp øker betraktelig ved dimensjonering for jordskjelv- og skjevlast, og skyldes den markante økningen av tilleggsarmering. For fullstendig utregning av CO<sub>2</sub>-utslipp, se vedlegg V3.

### 5.3.10 Betong

Tabell 43 viser antall kg betong i System 2. Den vil være konstant og ikke påvirkes av de ulike lasttilfellene. For fullstendig beregning av totalt antall kg betong i systemet, se vedlegg V3.

Tabell 43:

Antall kg betong i System 2

Betong	Vegg 1	Vegg 2	Vegg 3	Totalt
Antall kg betong	14067	17584	14067	45718

### 5.3.11 Betongens CO<sub>2</sub>-utslipp

Tabell 44:

Betongens CO<sub>2</sub>-utslipp i System 2

CO <sub>2</sub> -utslipp for Betongen	
System	totalt CO <sub>2</sub> -utslipp (kg)
2	4882,3

Betongen har et svært høyt CO<sub>2</sub>-utslipp sammenlignet med armeringen. Dette er fordi systemet består av en mye større mengde betong enn armering. For detaljerte beregninger knyttet til CO<sub>2</sub>-utslippet til betongen, se vedlegg V3.

## 6 Sammenligning/diskusjon

### 6.1 Materialforbruk

#### System 1 og 2 for vind- og skjevlast

##### Armering

Tabell 45 oppsummerer antall kg armering i systemene for vind- og skjevlast.

Tabell 45:

Forbruket av armering i System 1 og 2 for vind- og skjevlast

Materialforbruk			
System	Lasttilfelle	Antall kg armering	Differanse mellom systemene i prosent
1	Vind- og skjevlast	1682,7	24,9 % mer enn System 2
2	Vind- og skjevlast	1346,7	20,0 % mindre enn System 1

Tabell 45 viser at System 1 vil trenge 24,9 % mer armering enn System 2. Dette er på grunn av at det er svært lite tilleggсарmering i skivene når de armeres for vind- og skjevlast. Minimumсарmeringen i Vegg 4 i System 1, vil derfor utgjøre mesteparten av denne differansen.

##### Betong

Resultatet av antall kg betong i hvert system og differansen mellom systemene blir presentert i tabell 46.

Tabell 46:

Forbruket av betong i System 1 og 2 for vind- og skjevlast

Materialforbruk		
	Antall kg betong	Differanse i prosent
System 1	60167	31,6% mer enn System 2
System 2	45718	24% mindre enn System 1

Mengden betong i System 1 betydelig større enn i System 2.

## System 1 og 2 for jordskjelv- og skjevlast

### Armering

Tabell 47:

Forbruket av armering i System 1 og 2 for jordskjelv- og skjevlast

Materialforbruk			
System	Lasttilfelle	Antall kg armering	Differanse mellom systemene i prosent
1	Jordskjelv- og skjevlast	3257,6	14,4 % mer enn System 2
2	Jordskjelv- og skjevlast	2848,6	12,6 % mindre enn System 1

Tabell 47 viser at System 1 krever 14,4% mer armering enn System 2, noe som er betydelig mindre enn forskjellen ved dimensjonering for vind- og skjevlast.

Resultatene viser dermed at når avstivningssystemet blir utsatt for større krefter vil mengden armering i de ulike systemene konvergere. Dette vises da System 1 ble armert med 24,9% mer armering enn System 2 for vind- og skjevlaster, og kun 14,4% mer ved jordskjelv- og skjevlast. Dette var et uventet resultat og er meget interessant, men hvorfor blir det slik?

Tilleggsarmeringen vil hovedsakelig ta opp strekk-kreftene som oppstår i betongskivene, men minimumsarmeringen vil også bidra noe. Når kreftene blir større vil mengden tilleggsarmeringen øke og bli mer dominerende, mens mengden minimumsarmering vil forbli den samme og kun gi et mindre bidrag. Når tilleggsarmeringen blir mer dominerende enn minimumsarmeringen, vil mengden armering i de ulike systemene bli mer lik hverandre. Ut ifra tabell 46 og 47 vet vi at desto mer dominerende tilleggsarmeringen blir, desto mer lik blir den totale mengden armering i de to systemene. Dette er fordi det er tilnærmet de samme kreftene de to systemene skal ta opp, uavhengig av antall skiver.

Grunnen til at forskjellen i antall skiver i de to systemene ikke har like stor betydning er at desto flere skiver i systemet, desto mindre krefter og mindre armering i hver skive. Når det er færre skiver i et system, blir de resterende veggene utsatt for større krefter og vil derfor kreve mer armering. Totalt sett vil mengden armering i de to systemene ikke være så ulike som først antatt, og dette var en interessant observasjon. Likevel vil System 2 kreve en mindre mengde armering totalt sett enn System 1, og kommer dermed bedre ut med tanke på materialbruken.

Slik beregningene viste, kunne jordskjelvdimensjonering unngås ved bruk av utelatelseskriteriene for dette området. Det ble likevel dimensjonert for å få konkrete tall til sammenligning. Hvordan spiller dette inn på troverdigheten til oppgaven?

For prosjektet på Leira, vil disse beregningene være unødvendige. Dette vil derfor være en svakhet, og bidra til å svekke reliabiliteten. Likevel vil det være med på å skape et bilde av hvilke forskjeller som oppstår dersom dimensjoneringen utføres.

Ville forskjellene vært større hvis bygget lå i en høyere seismisk sone?

Dersom byggets plassering hadde vært i en høyere seismisk sone i Norge, ville sannsynligheten for at det måtte dimensjoneres for jordskjelv vært større. Dette skyldes at ved slike områder vil en høyere berggrunns akselerasjon og potensielt ugunstige grunnforhold spille en stor rolle for utelatelseskriteriene. De seismiske kreftene ville også blitt større på grunn av disse faktorene og derfor ført til større forskjeller mellom dimensjonering for vind- og jordskjelvlaster. Dette betyr at utelatelse av jordskjelvdimensjonering i mer seismiske soner med dårligere grunnforhold og høyere berggrunns akselerasjon, antagelig vil føre til større besparelser av materialer og CO<sub>2</sub>-utslipp enn det denne oppgaven har kommet frem til.

## Betong

Mengden betong vil være lik som i tabell 46.

## Sammenligning av vind- og skjevlast med jordskjelv- og skjevlast for System 1 og 2

### Armering

Tabell 48:

Forbruket av armering for de ulike lasttilfellene og systemene

Materialforbruk			
System	Lasttilfelle	Antall kg armering	Differanse mellom lasttilfelle i prosent
1	Vind- og skjevlast	1682,7	48,3 % mindre jordskjelv- og skjevlast
1	Jordskjelv- og skjevlast	3257,6	93,6 % mer enn vind- og skjevlast
2	Vind- og skjevlast	1346,7	52,7 % mindre jordskjelv- og skjevlast
2	Jordskjelv- og skjevlast	2848,6	111,5 % mer enn vind- og skjevlast

Tabell 48 viser at forbruket av armering i systemene økte med 93,6-111,5 % når de ble dimensjonert for jordskjelv- og skjevlast, sammenlignet med vind- og skjevlast. Dette betyr at ved utelatelse av jordskjelvdimensjonering i dette tilfelle, vil mengden armering kunne reduseres med 48,3-52,7%. Dette er interessante observasjoner da det går direkte ut over både materialforbruket og CO<sub>2</sub>-utslippet.

## Betongen

Mengden betong vil være lik som i tabell 46.

## 6.2 CO<sub>2</sub>-utslipp

### System 1 og 2 for vind- og skjevlast

#### Armering

Tabell 49:

CO<sub>2</sub>-utslippet til System 1 og 2 for vind- og skjevlast

CO <sub>2</sub> -utslipp for armeringsjern			
System	Lasttilfelle	totalt CO <sub>2</sub> -utslipp (kg)	Differanse i prosent
1	Vind- og skjevlast	555,3	24,9 % mer enn sys 2.
2	Vind- og skjevlast	444,4	20,0 % mindre enn sys 1.

Tabell 49 viser at System 1 har et 24,9% høyere CO<sub>2</sub>-utslipp enn System 2, når det dimensjoneres for vind- og skjevlast. Dette skyldes svært lite tilleggsarmering i skivene når de blir armert for vind- og skjevlast. Minimumsarmeringen i Vegg 4 i System 1 vil derfor utgjøre mesteparten av denne differansen. Dette viser den klimarelaterte påvirkningen det har å støpe en ekstra vegg, noe som er interessant. Likevel utgjør armeringen en svært liten del av det totale CO<sub>2</sub>-utslippet.

Ettersom armeringsjern er skrapmetall fra andre produkter som er smeltet om til armeringsjern, vil dette skape minimalt med CO<sub>2</sub>-utslipp. Det er derfor under produksjonen av stål at majoriteten av utslippene skapes, og kan bety at bruk av armeringsjern ikke utgjør store forurensningen i den sammenhengen. Skrapmetallet må likevel smeltes om, og når det skjer vil det slippes ut CO<sub>2</sub> som er ugunstig for atmosfæren.



## Betong

Resultatet av antall kg CO<sub>2</sub>-utslipp forårsaket av betongen i hvert system er vist i tabell 50.

Tabell 50:

*CO<sub>2</sub>-utslippet til betongen i System 1 og 2 for jordskjelv- og skjevlast*

CO <sub>2</sub> -utslipp for Betongen		
System	totalt CO <sub>2</sub> -utslipp (kg)	Differanse mellom systemene i prosent
1	6425,4	31,6 % mer enn System 2
2	4882,3	24,0 % mindre enn System 1

System 1 slipper ut en større mengde CO<sub>2</sub> enn System 2, da System 1 består av en ekstra betongskive.

## System 1 og 2 for jordskjelv- og skjevlast

### Armering

Tabell 51:

*CO<sub>2</sub>-utslippet til armering i System 1 og 2 for jordskjelv- og skjevlast*

CO <sub>2</sub> -utslipp for armeringsjern			
System	Lasttilfelle	totalt CO <sub>2</sub> -utslipp (kg)	Differanse i prosent
1	Jordskjelv- og skjevlast	1075,1	14,4 % mer enn sys 2.
2	Jordskjelv- og skjevlast	940,1	12,6 % mindre enn sys 1.

Tabell 51 viser at System 1 vil ha 14,4 % mer CO<sub>2</sub>-utslipp enn System 2. Det er en mindre differanse enn ved dimensjonering for vind- og skjevlast. Dette underbygger vår antakelse om at økte krefter fører til mindre forskjeller mellom systemene med tanke på materialforbruk og CO<sub>2</sub>-utslipp, på grunn av at tilleggsarmeringen blir mer dominerende. Minimumsarmeringen vil derimot være tilnærmet lik for hvert system.

## Betong

CO<sub>2</sub>-utslippet for betongen vil være den samme som er presentert i tabell 50.

## Sammenligning av vind- og skjevlast med jordskjelv- og skjevlast for System 1 og 2

### Armering

Tabell 52:

CO<sub>2</sub>-utslippet til armeringen for de ulike lasttilfellene og systemene

CO <sub>2</sub> -utslipp for armeringsjern			
System	Lasttilfelle	totalt CO <sub>2</sub> -utslipp (kg)	Differanse i prosent
1	Vind- og skjevlast	555,3	48,3 % mindre enn jordskjelv- og skjevlast
1	Jordskjelv- og skjevlast	1075,1	93,6 % mer enn vind- og skjevlast
2	Vind- og skjevlast	444,4	52,7 % mindre enn jordskjelv- og skjevlast
2	Jordskjelv- og skjevlast	940,1	111,5 % mer enn vind- og skjevlast

CO<sub>2</sub>-utslippet knyttet til armering når systemene er dimensjonert for jordskjelv- og skjevlast vil være 93,6-111,5% høyere sammenlignet med når de blir dimensjonert for vind- og skjevlast. Dette vil si at ved å utelate jordskjelvdimensjonering i dette tilfelle, vil CO<sub>2</sub>-utslippet forårsaket av mengden armering reduseres med 48,3-52,7%.

### Betong

CO<sub>2</sub>-utslippet for betongen vil være lik som i tabell 50, da det ikke endres av de ulike lasttilfellene.

### Totalt CO<sub>2</sub>-utslipp i systemene

Tabell 53:

Det totale CO<sub>2</sub>-utslippet for de ulike lasttilfellene og systemene

CO <sub>2</sub> -utslipp for betong og armeringsjern				
System	Lasttilfelle	Totalt CO <sub>2</sub> -utslipp (kg)	Differanse mellom systemene i prosent	Differanse mellom lasttilfelle i prosent
1	Vind- og skjevlast	6980,7	31,0 % mer enn sys 2.	6,9 % Mindre jordskjelv- og skjevlast
1	Jordskjelv- og skjevlast	7500,4	28,8 % mer enn sys 2.	7,4 % mer enn vind- og skjevlast
2	Vind- og skjevlast	5326,8	23,7 % mindre enn sys 1.	8,5 % Mindre jordskjelv- og skjevlast
2	Jordskjelv- og skjevlast	5822,4	22,4 % mindre enn sys 1.	9,3 % mer enn vind- og skjevlast

Tabell 53 sammenligner de ulike systemenes CO<sub>2</sub>-utslipp ved de aktuelle lasttilfellene. Tabell 52 viste at ved å unnlate dimensjonering for jordskjelv i System 1 vil CO<sub>2</sub>-utslipp knyttet til armeringen reduseres med 48,3%, men tabell 53 viser at når en inkluderer betongen i

beregningene vil den totale reduksjonen av CO<sub>2</sub>-utslipp i systemet være 6,9%. Dette er på grunn av at systemet består av svært lite armering sammenlignet med mengden betong, og det medfører at den store reduksjonen i CO<sub>2</sub>-utslipp knyttet til armeringen blir vannet ut av den store mengden utslipp fra betongen.

Tilsvarende gjelder i System 2 hvor det ved unnlattelse av jordskjelvdimensjonering reduserte CO<sub>2</sub>-utslippet knyttet til armeringen med 52,7%, mens når betongen ble inkludert i beregningene ble den totale reduksjonen av CO<sub>2</sub>-utslipp i systemet kun 8,5%. Dette betyr at selv om utelatelse av jordskjelvdimensjonering kan føre til store reduksjoner i mengde armering og CO<sub>2</sub>-utslipp knyttet til den, utgjør armeringen kun en liten del av det totale avstivningssystemets materialforbruk, da betongen er svært dominerende.

### **Jordskjelvdimensjoneringens økonomiske konsekvenser**

Prisene de ulike lokale leverandørene har på betong og armering i sine offentlige produktkataloger i dag, viser at armeringen vil spille en mye større økonomisk rolle enn den spiller inn på CO<sub>2</sub>-utslippet. Det er imidlertid valgt å se bort fra det økonomiske perspektivet i denne oppgaven, da det vil være vanskelig å få ut data med tilstrekkelig reliabilitet. Prisene vil variere mye avhengig av om en er privatperson, liten eller stor bedrift. Samtidig vil en kunne få kvantumsrabatter ved store kjøp, og det vil være vanskelig å estimere de totale mengdene betong og armering dette prosjektet vil ende opp med å kjøpe. Med bakgrunn i resultatene, er det hovedsakelig mengden armering som påvirkes når en dimensjonerer for jordskjelv, og ikke betongmengden. De økonomiske konsekvensene vil derfor hovedsakelig være tilknyttet armeringen.

Multiconsult har nylig publisert en artikkel hvor dette temaet diskuteres. I artikkelen fremkommer det at NORSAR har laget oppdaterte seismiske sonekart.

«Med utgangspunkt i det gamle jordskjelvsoneringskartet, har Norge svært strenge regler for dimensjoneringen av bygg og anlegg. Det gjør at vi ofte bygger dyrere enn nødvendig, sier Anne S. Lycke, administrerende direktør i NORSAR» (Multiconsult, 2020).

Det er tydelige påstander om økonomiske besparelser ved unnlattelse av jordskjelv. Denne påstanden hevder Multiconsult at de har en rapport som viser.

«En Multiconsult-rapport basert på NORSAR's arbeid viser at det kan være milliarder å spare på å bruke det nye kunnskapsgrunnlaget når samfunnskritiske bygg dimensjoneres» (Multiconsult, 2020).

Denne rapporten er imidlertid ikke funnet publisert noe sted, men deres påstand øker troverdigheten på at det tydelig kan foreligge potensielle økonomiske besparelser.

## **Oppsummering**

Resultatene i forbindelse med dette prosjektet viser at det er armeringen som påvirkes av de ulike lasttilfellene. Dersom lastenes størrelse øker, vil forskjellene i mengden armering som kreves i de to systemene bli mindre, selv om System 1 har en ekstra betongskive. Samtidig fremkom det hvor liten del armeringen utgjør av det totale systemet, da betongen er svært dominerende med tanke på materialforbruk og CO<sub>2</sub>-utslipp. Selv om armeringen ikke utgjør en stor del av systemenes utslipp og materialforbruk, vil mengden armering reduseres kraftig ved utelatelse av jordskjelvdimensjonering. Med bakgrunn i de offentlige produktkatalogene til lokale leverandører av betong og armering, kan det se ut til at armeringen har en større påvirkning på økonomien, enn på det totale utslippet og materialforbruket.

## Kapasitetsutnyttelse

### System 1:

Tabell 54:

Kapasitetsutnyttelse for de ulike lasttilfellene i System 1

Vegg	1	2	3	4
Kapasitetsutnyttelse ved vind- og skjevlast	94 %	94 %	94 %	98 %
Vegg	1	2	3	4
Kapasitetsutnyttelse ved jordskjelv- og skjevlast	96 %	99 %	96 %	99 %

### System 2:

Tabell 55:

Kapasitetsutnyttelse for de ulike lasttilfellene i System 2

Vegg	1	2	3
Kapasitetsutnyttelse ved vind- og skjevlast	97 %	89 %	97 %
Vegg	1	2	3
Kapasitetsutnyttelse ved jordskjelv- og skjevlast	99 %	99 %	99 %

Focus Konstruksjon er benyttet til å kontrollere de manuelle beregningene av armeringen. Resultatene viser at alle skivene har tilstrekkelig kapasitet for begge lasttilfellene. Det er likevel bemerkelsesverdig at kapasitetsutnyttelsen er så høy som den er, da konservative valg er tatt ved valg av armering. Det kan være flere grunner til at utnyttelsesgraden er så høy.

Slik feilkildene beskriver, har vi vært skeptiske til hvordan programmets «mesh» betrakter hjørnene og visse felter i skivene. Grunnen til dette var at små punkter på skivene overgikk kapasiteten med stor margin under testing av programmet. Kapasitetsutnyttelsen på enkelte skiver kan være for høy på grunn av dette. Dette vil imidlertid være mer konservativt.

Det er stort sett skivene utsatt for store krefter fra jordskjelv- og skjevlastdimensjoneringen som får den høyeste kapasitetsutnyttelsen. Skivene med mindre belastning får en høyere restkapasitet, men de er samtidig armert i mindre grad. Hvorfor det er slik, er usikkert. Enten er det en svakhet med metoden som brukes til å beregne armeringen, eller Focus Konstruksjon.

## **Svake sider**

Metoden som er benyttet til å beregne armering i betongskivene står ikke beskrevet i noen lærebøker eller standarder, men er basert på egne vurderinger og ved hjelp av Harald Fallsen, som er svært dyktig innen fagfeltet. Metoden bygger på ingeniørfaglige prinsipper og ren mekanikk. En kan likevel stille kritiske spørsmål til metoden.

Kan metoden føre til for konservative valg? I så fall vil resultatene vise for store utslag på materialforbruket og utslippstallene enn det reelt ville vært. Kan metoden føre til underdimensjonering? Focus Konstruksjon sine resultater av kapasitetsutnyttelsen til de ulike skivene viser at mange av skivene har en svært lav restkapasitet. Dette kan bety at selv med konservative valg av armeringen, er kapasitetsutnyttelsen svært høy. Dette kan tyde på at metoden brukt til dimensjonering av betongskivene fører til underdimensjonering, eller at det kan være svakheter knyttet til Focus Konstruksjon sine beregninger, spesielt vedrørende «meshingen».

## **6.3 Jordskjelvdimensjonering**

### **Etikk eller miljø?**

Slik resultatene viser, kreves det store mengder ekstra armering når jordskjelvdimensjonering må gjennomføres. Det vil være en balansegang mellom miljømessige utslipp og etiske forhold under avgjørelsen om å utelate jordskjelvdimensjonering. Ved å være på sikker side øker materialforbruket, innvirkningen på miljøet og kostnaden. Dette vil kanskje ikke ha så stor miljøbetydning for ett enkelt bygg, men dersom dette praktiseres mange steder hvor det kanskje vil være unødvendig å dimensjonere for jordskjelv, kan det føre til større miljømessige konsekvenser.

Sett fra et etisk perspektiv kan det stilles viktige spørsmål dersom det ikke dimensjoneres tilstrekkelig for jordskjelv. Skal liv og helse settes på spill i miljøets favør? Dersom bygninger, særlig boligbygg underdimensjoneres og en ulykke oppstod, ville det vært katastrofalt dersom tap av menneskeliv gikk foran et miljømessig perspektiv.

Det er vanskelig å tidfeste når et jordskjelv vil oppstå, og hvor kraftig det vil være. Med dagens teknologi kan vi danne et bilde, og si noe om hvilke områder det vil være sannsynlig

at et skjelv inntreffer. Når skjelvet først oppstår er det som regel for sent. Det kan derfor være fornuftig å være på den sikre siden, men hvor stor margin trengs egentlig?

Det er en hårfin balansegang dersom en ønsker å spare miljøet uten å potensielt sette menneskers liv på spill. Dette prosjektet ønsker å bidra til å komme nærmere FNs bærekraftsmål, og da spesielt delmål 13.1: «Styrke evnen til å stå imot og tilpasse seg klimarelaterte farer og naturkatastrofer i alle land.» (FN-SAMBANDET, 2020a).

Ved å tilpasse bygningen til området kan en være trygg på at jordskjelv ikke vil utgjøre en fare, og samtidig unngå overdimensjonering som kan få konsekvens for klimaet. Her har beregningene omhandlende seismisk dimensjonering stor betydning.

Gjennom beregningene har vi funnet ut at det ikke er nødvendig å dimensjonere for jordskjelv. På bakgrunn av resultatene vil System 2 være den best egnede løsningen for å tilfredsstillende FNs bærekraftsmål, ettersom den har lavest utslipp og materialforbruk, men samtidig innehar tilfredsstillende sikkerhet.

## **Resultater rundt jordskjelvdimensjonering**

Under beregningen av seismiske laster, ble det bekreftet at bygget tilfredsstilte utelatelseskriterie 1, 2 og 3. Vi valgte likevel å fortsette, og da bygget ikke tilfredsstilte utelatelseskriterie 4, ble bygget dimensjonert for seismiske laster. Dette var for å komme med konkrete tall på hvor mye ekstra armering det krevdes ved å utføre dimensjoneringen.

Ettersom dimensjonering for jordskjelv i utgangspunktet kunne utelates, betød dette at dersom det likevel ble dimensjonert for jordskjelv, ville de seismiske lastene for bygget på Leira i Valdres være mindre enn hvis bygget hadde vært plassert i en mer seismisk sone hvor utelatelseskriteriene ikke hadde vært tilfredsstillende. Valget om å dimensjonere for jordskjelv ga likevel et godt bilde av de ekstra mengdene armering som var nødvendige ved dette tilfellet. For konstruksjoner som reelt sett ligger i grenseland mellom å måtte dimensjoneres for jordskjelv eller ikke, kan det virkelig utgjøre store forskjeller i materialforbruk og kostnader.

Jordskelvdimensjoneringen på Leira ble utført i henhold til DCL-metoden ettersom denne metoden var mulig å utføre for hånd. En kan undres over hvor stor innvirkning på resultatet det ville hatt dersom DCM metoden var benyttet. DCL har vi sett tidligere at er noe konservativ, da den tar utgangspunkt i at betongskivene er svært lite duktile. Under dette

prosjektet har vi ikke hatt tilgang på verktøy som tillater å benytte DCM metoden på skikkelig vis og dermed kan svarene være noe konservative.

### **Eksisterende artikler på området**

Basert på artikler fra internett, har dette vært et tema som har vært omdiskutert i de siste årene. Det er tydelig at flere har undret seg over om det overdimensjoneres bygninger for jordskjelv i dag. Likevel har enkelte vært bekymret for jordskjelv også i Norge.

I en artikkel publisert i 2016 beskrev RIF (Rådgivende Ingeniørers Forening) sin bekymring overfor jordskjelv for bygninger i Oslo som de mente ikke var godt nok sikret mot jordskjelv. «Norge er ikke spesielt utsatt for jordskjelv, men Rådgivende ingeniørers forening (RIF) mener at et sterkt skjelv kan få store konsekvenser for bygninger som Slottet og Stortinget» (Byggeindustrien, 2016).

Er jordskjelv i Norge undervurdert? Selv om det mange andre steder i verden oppstår både større og hyppigere jordskjelv enn Norge, kan det likevel være feil av oss i Nord å undervurdere jordskjelvsikring av bygg.

Kun to år senere, i 2018 ble det publisert enda en artikkel i «Bygg.no» hvor det kom frem at jordskjelvkartet som byggenæringen har dimensjonert ut ifra er utdatert og kan gi et uriktig beslutningsgrunnlag.

«NORSAR-direktør Anne Strømmen Lycke påpeker at det norske jordskjelvsoneringskartet stammer fra 1999, og at det er mangelfullt for å dimensjonere dagens bygg og infrastruktur for den reelle jordskjelvfaren» (Byggeindustrien, 2018).

Dette er et viktig poeng, ikke bare når det gjelder jordskjelv, men mange av standardene dagens byggebransje benytter er over 20 år gamle. Generelt har verden hatt en enorm teknologisk utvikling siden 1990 tallet. Det kan være på høy tid å oppdatere datagrunnlaget byggebransjen benytter i dag, da det kan være store besparelser å hente på flere områder. Dette vil imidlertid føre til omfattende arbeid og er en tidkrevende prosess.

Under arbeidet med dette prosjektet, publiserte Multiconsult 29. Mars 2020 en artikkel hvor NORSAR formidlet at de har laget et oppdatert jordskjelvsoneringskart som viser at byggebransjen kan ha overdimensjonert i flere år sammenlignet med den gamle versjonen.



«Det nye jordskjelvsoneringskartet viser at skadepotensialet går vesentlig ned for mange områder i Norge. Noen steder bortfaller behovet for ekstra sikring helt» (Multiconsult, 2020).

Da det tidligere soneringskartet bygger på gammel informasjon, vil dette være med på å styrke teorien om at det mange steder kan være helt unødvendig å dimensjonere for jordskjelv. Dette var også resultatet av seminaret hvor det nye digitale soneringskartet ble presentert.

### **Oppsummering:**

Jordskjelvdimensjonering er et tema som kan skape både miljømessige og etiske utfordringer. Det er helt klart en balansegang som er mest optimalt. Denne balansegangen er imidlertid ikke alltid like enkel å definere, og vil variere etter hvilke områder det skal bygges på.

Temaet har vært diskutert i ulike artikler de siste årene, hvor det blant annet kommer frem at jordskjelvsoneringskartet var gammelt og kunne gi uriktig grunnlag for jordskjelvdimensjoneringens nødvendighet. Det ble imidlertid laget et oppdatert soneringskartet under arbeidsprosessen med denne oppgaven ifølge Multiconsult sin artikkel, men dette kartet er fortsatt ikke godkjent i NS. I artikkelen kom det frem at flere jordskjelvdimensjonerte konstruksjoner i Norge er overdimensjonerte sammenlignet med den tidligere utgaven av soneringskartet.

## 7 Konklusjon

I arbeidet med denne bacheloroppgaven er det sett på to ulike måter å etablere et avstivningssystem av betongskiver på, hvor det inngår en heissjakt i begge systemene. Det har vært fokusert på det konstruksjonstekniske aspektet i denne oppgaven ved at all dimensjonering av avstivningssystemene er gjort for hånd og deretter kontrollert med beregningsprogrammer som følger Norsk Standard. Dette sikrer oppgaven en svært god reliabilitet.

Hovedfokuset har vært å sammenligne materialforbruket og CO<sub>2</sub>-utslippet til de ulike systemene. Det har også vært et stort fokus på å finne ut av hvor store besparelser utelatelse av jordskjelvdimensjonering gir. Dette er for å gi et bilde av hvor stor påvirkning jordskjelvdimensjonering kan ha på et avstivningssystem. Resultatene svarer tydelig og konkret på problemstillingen og gir oppgaven en god validitet.

I problemstillingen ønsket vi å finne ut av følgende:

1. I hvilken grad vil plasseringen av heissjaktens avstivende betongskiver sentralt i bygget, fremfor reguleringsplanens forslag om utvendig plassering, påvirke stivhetssenteret, materialforbruket og CO<sub>2</sub>- utslippet i boligbygget på Leira?

### **Stivhetssenter**

Plasseringen av heissjakten innvendig fremfor utvendig påvirker plasseringene av betongskivene i stor grad. Utvendig plassering av heissjakten krevde en 2,7 m lang og 10,5 m høy betongskive i motsatt ende av bygget for å kompensere for skjevfordelingen av stivheten i bygget. System 1 trengte derfor 4 betongskiver for å få stivhetssenteret til å opptre så sentrert i bygget som mulig. Stivhetssenteret havnet 0,618 m til høyere (i x-retning) for byggets sentrum.

Ved innvendig plassering av heissjakten trengtes kun 3 betongskiver for å oppnå et optimalt avstivende system. Dette er fordi heissjaktens plassering, fikk stivhetssenteret til å ligge sentrert i bygget hvor kraftresultantene også vil opptre. Det kan derfor konkluderes med at System 2 har den gunstigste plasseringen, da den er plassert i sentrum av bygget og har tilnærmet ingen rotasjonsarm fra stivhetssenteret. Stivhetssenteret havnet da 1,1m over (i y-retning) byggets sentrum.

## Materialforbruk og CO<sub>2</sub>-utslipp

System 2 ga store besparelser på materialforbruket, og det viste seg at besparelsene var større ved dimensjonering for vind- og skjevlast enn ved dimensjonering for jordskjelv- og skjevlast. Ved dimensjonering for vind- og skjevlast ble forbruket av armering og CO<sub>2</sub>-utslippet i System 2 redusert med 20 % sammenlignet med System 1.

Ved dimensjonering for jordskjelv- og skjevlaster ble forbruket av armering og CO<sub>2</sub>-utslipp i System 2 redusert med 12,6 % sammenlignet med System 1. Dette var en mindre reduksjon enn ved dimensjonering for vind- og skjevlaster, men likevel av betydning.

Materialforbruket og CO<sub>2</sub>-utslippet knyttet til betongen påvirkes ikke av de ulike lasttilfellene våre systemer utsettes for, og vil derfor være konstant for hvert av systemene. System 2 hadde 24 % lavere forbruk av betong og 24 % lavere CO<sub>2</sub>-utslipp enn System 1 på grunn av betongen. Betongen spiller en betydelig større rolle i CO<sub>2</sub>-regnskapet enn armeringen, så denne reduksjonen av utslipp er av stor betydning for det totale utslippet.

Ser vi på systemene i sin helhet og tar med det totale CO<sub>2</sub>-utslippet fra både betongen og armeringen i systemene, vises den virkelige utslippsbesparelsen System 2 har. Sammenlignet med System 1, vil System 2 gi en reduksjon av CO<sub>2</sub>-utslipp på 23,7% ved dimensjonering for vind- og skjevlast og 22,4% ved dimensjonering for jordskjelv- og skjevlast. På bakgrunn av dette, vil konklusjonen være at System 2 har det laveste materialforbruket og CO<sub>2</sub>-utslippet uavhengig av lasttilfelle.

2. Hvor stor reduksjon av CO<sub>2</sub>-utslipp og materialforbruk oppnås det for de ulike avstivningssystemene i boligbygget på leira ved utelatelse av jordskjelvdimensjonering?

Ved å unngå dimensjonering for jordskjelv blir det totale CO<sub>2</sub>-utslippet i System 1 redusert med 6,9 % og 8,5 % i System 2. Disse tallene er ikke skremmende for et enkelt prosjekt, men når et stadig større antall bygg må dimensjoneres for jordskjelv blir betydningen større. Problemstillingen omhandler ikke de byggene som absolutt må og burde dimensjoneres for jordskjelv, men de byggene som i dag sannsynligvis blir overdimensjonert på grunn av eksempelvis 20 år gamle og trolig utdaterte seismiske sonekart.

Ved å unnlate dimensjonering for jordskjelv ble mengden armering redusert med 48,3% i System 1 og 52,7% i System 2. Dette vil totalt sett i systemene ikke føre til store besparelser på CO<sub>2</sub>-utslipp hvis en tar med utslippet til betongen, men de økonomiske besparelsene vil trolig være av større betydning.

### **Forslag til videre arbeid**

- Gjennomføre et forsøk hvor en benytter massivtreskiver istedenfor betongskiver.
- Bytte ut Vegg 4 i System 2 med vindkryss.
- Dimensjonere for den seismiske påvirkningen i DCM ved bruk av avanserte beregningsprogram og sammenligne resultatene med vår oppgave.
- I tiden fremover er det viktig å jobbe med å oppdatere dataene som ligger til grunn for den seismiske dimensjoneringen i Norsk Standard. Dette kan sannsynligvis føre til redusert materialforbruk og CO<sub>2</sub>-utslipp på lignende nivå som i denne oppgaven, flere steder i landet.

# Vedlegg

## **V1 Dimensjoneringsgrunnlag**

V1.1 Snølast

V1.2 Vindlast

V1.3 Overslagsberegning av massen til bygget

V1.4 Manuelle beregninger av seismiske laster

V1.5 Manuelle beregninger av kraftfordeling av laster i bruddgrense – og ulykkestilstand for systemene.

V1.6 Manuelle beregninger av kraftfordeling av laster i bruksgrensetilstand og deformasjon for systemene

V1.7 kontroll av kraftfordeling ved bruk av Ove-sletten

## **V2 Armeringsberegninger**

V2.1 Manuelle armeringsberegninger

V2.2 Beregning av bøylearmering

V2.3 Beregning av antall kg armering

V2.4 Kontroll av manuelle armeringsberegninger ved bruk av Fokus konstruksjon

## **V3 CO<sub>2</sub>-beregninger og mengdeberegning av betong**

# V1 Dimensjoneringsgrunnlag

## V1.1 Snølast

For å beregne snølastene som vil påvirke bygget har vi benyttet Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del1-3: Allmenne laster, Snølast. (Eurokode-1(1-3), 1991)

Karakteristisk snølast på mark for Nord-Aurdal kommune og høydegrense er hentet fra ((Eurokode-1(1-3), 1991), tabell NA.4.1(901))

- Karakteristisk snølast,  $S_{k0}=4,5 \text{ kN/m}^2$ .
- Høydegrense = 450m

Formfaktor for flatt tak er hentet fra ((Eurokode-1(1-3), 1991), tabell 5.2)

Formfaktor,  $\mu = 0,8$

Anbefalte verdier av  $C_e$  for forskjellige topografier er hentet fra tabell 5.1, samt den termiske koeffisienten  $C_t$ .

- $C_e=1$  Normal topografi
- $C_t=1$  Tak med lavere varmegjennomgang enn  $1 \text{ W/m}^2\text{K}$

$S_k = S_{k0}$  da stedets byggehøyde  $H$ , er lavere enn høydegrensen for kommunen  $H_g$ .

Formelen for snølast,  $S$  er formel (5.1)  $S = \mu * C_e * C_t * S_k$

$$S = 0,8 * 1 * 1 * 4,5 = 3,6 \text{ kN/m}^2$$

The screenshot shows a software window titled "Snølast [Snølast.sls]". It has a menu bar with "Norge" and "Sverige" radio buttons. Below that are dropdown menus for "Fylke" (Oppland) and "Kommune" (Nord-Aurdal). There is a text input field for "Sted". To the right, there are input fields for "Snølast  $S_k$  [kN/m2]" (4.5) and "Eksponeringskoeff.:  $C_e$ " (1.0 Normal). There is also a "Termisk koeff.:  $C_t$ " field (1) and a checkbox for "Snøfanger". On the right side, there are buttons for "Input Data", "Beregning", and "Avslutt". Below the input fields, there are two diagrams: one showing a rectangle with dimensions  $b_1$  and  $h_1$ , and another showing a hatched rectangle with dimension  $q_1$ . To the right of the diagrams are two tables. The first table, titled "Geometri (mm)", has columns for  $b_1$  (24000) and  $h_1$  (0). The second table, titled "Beregnet last (kN/m2)", has columns for "Lt.nr" (1) and "q1" (3,60).

## V1.2 Vindlast

**For å manuelt beregne vindlastene som vil påvirke bygget har vi benyttet Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del1-4: Allmenne laster, Vindlaster.**  
(Eurokode-1(1-4), 1991)

**Bestemt terrengruhetskategori og terrengparametere** ((Eurokode-1(1-4), 1991), tabell NA.4.1)

Tabell NA.4.1 – Terrengruhetskategorier og tilhørende parametere

Kategorinummer	Terrengruhetskategori	$k_r$	$z_0$ (m)	$z_{min}$ (m)
0	Åpent opprørt hav	0,16	0,003	2
I	Kystnær, opprørt sjø. Åpne vidder og strandsoner uten trær eller busker	0,17	0,01	2
II	Landbruksområde, område med spredte små bygninger eller trær	0,19	0,05	4
III	Sammenhengende småhusbebyggelse, industriområder eller skogsområder	0,22	0,3	8
IV	Byområde der minst 15 % av arealet er dekket med bygninger og deres gjennomsnittlige høyde overskrider 15 m. Barskogområder	0,24	1,0	16

Terrengruhetskategori: 3

- $K_r = 0,22$
- $Z_0 = 0,3$
- $Z_{min} = 8$

**Finner basevindhastigheten iht.** ((Eurokode-1(1-4), 1991), NA. 4.2)

$$V_b, \text{ Basevindhastigheten} = C_{dir} * C_{season} * C_{alt} * C_{prob} * V_{b,0}$$

$C_{dir}$  – retningsfaktor settes lik 1, ((Eurokode-1(1-4), 1991), tabell NA.4(901.4))

$C_{season}$  – årstidsfaktor settes lik 1, ((Eurokode-1(1-4), 1991), tabell NA.4(901.5))

$C_{alt}$  – nivåfaktor settes lik 1 ( $V_{b,0} < 30\text{m/s}$ ) ((Eurokode-1(1-4), 1991), NA.4(901.2 og 901.3))

$C_{prob}$  – returperiode settes lik 1 (returperiode 50år), NA. 4.2 merknad 3.

$$V_b = V_{b,0} = 22\text{m/s}, ((Eurokode-1(1-4), 1991), tabell NA.4(901.1))$$

**Finner terrengruhetsfaktor iht. ((Eurokode-1(1-4), 1991), NA. 4.3).**

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{for} \quad z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (4.4)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \quad \text{for} \quad z \leq z_{\min}$$

der

$z_0$  er ruhetslengden

$k_r$  er terrengruhetsfaktoren avhengig av ruhetslengden  $z_0$  som beregnes ved bruk av

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad (4.5)$$

der

$z_{0,II} = 0,05$  m (terrengkategori II, tabell 4.1)

$z_{\min}$  er minimumshøyden definert i tabell 4.1

$z_{\max}$  settes lik 200 m.

- $K_r = 0,19 * \left(\frac{0,3}{0,05}\right)^{0,07} = 0,215389$
- Terrengruhetsfaktoren,  $C_r(14) = 0,215389 * \ln\left(\frac{10,5}{0,3}\right) = 0,7658$

**Ser bort i fra virkningene i terrengform iht. ((Eurokode-1(1-4), 1991), NA. 4.3.3 (2)), da terrenget rundt bygget er flatt.**

**Finner stedvindhastigheten,  $V_m$  iht. ((Eurokode-1(1-4), 1991), NA. 4.3.1)**

- $V_m = C_r(z) * C_0(z) * V_b \quad (4.3)$
- $V_m = 0,7658 * 1 * 22 = 16,85$  m/s

**Finner turbulensintensiteten,  $I_v(z)$  iht. ((Eurokode-1(1-4), 1991), NA. 4.4)**

**MERKNAD 2** De anbefalte bestemmelsene av  $I_v(z)$  er gitt i ligning (4.7)

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_t}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad \text{for} \quad z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (4.7)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad \text{for} \quad z < z_{\min}$$

der

$k_t$  er turbulensfaktoren. Verdien av  $k_t$  kan angis i det nasjonale tillegget. Anbefalt verdi for  $k_t$  er 1,0

$c_0$  er terrengformfaktoren, som beskrevet i 4.3.3

$z_0$  er ruhetslengden, gitt i tabell 4.1.

- Siden  $Z=10,5\text{m} > Z_{\min}=8\text{m}$  blir  $I_v = \frac{1}{1 * \ln\left(\frac{10,5}{0,3}\right)} = 0,281$



**Finner det endelige vindhastighetstrykket,  $q_p$  i iht.** ((Eurokode-1(1-4), 1991), NA. 4.5)

### NA.4.5 Vindkasthastighetstrykket

NA.4.5(1) Kortvarig toppverdi for vindkasthastighetstrykket bestemmes fra:

$$q_p(z) = 0,5\rho \cdot v_m^2(z) [1 + 2k_p I_v(z)] = [1 + 2k_p I_v(z)] q_m(z) \quad (\text{NA.4.8})$$

der

$q_m(z)$  er stedsvindhastighetstrykket som bestemmes ved:  $q_m(z) = 0,5\rho \cdot v_m^2(z)$ ,

$I_v(z)$  bestemmes fra NA.4.4,

$k_p$  er en toppfaktor som settes lik 3,5,

$v_m(z)$  er gitt ved ligning 4.3,

$\rho$  er luftens densitet.

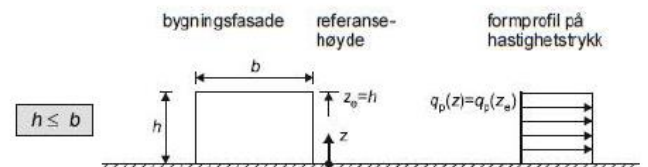
Luftens densitet avhenger av temperatur og lufttrykk (bl.a. høyden over havet) og kan normalt settes lik  $1,25 \text{ kg/m}^3$  dersom det ikke kreves nøyaktigere beregninger.

Forenklet beregning av vindkasthastighetstrykket er gitt i en supplerende veiledning.

- *Vindhastighetstrykket,  $q_p = 0,5 * 1,25 * (18,21)^2 * (1 + 2 * 3,5 * 0,2602)$   
 $= 0,527 \text{ kN/m}^2$*

**Formfaktor for bygninger hentet fra** ((Eurokode-1(1-4), 1991), NA. 7.2.2)

En bygning hvor høyden( $h$ ) er mindre enn bredden( $b$ ), bør det beregnes som en del med kun en vindsoner. Dette er vist i den øverste figuren til høyre.



Det vil derfor kun være en vindsoner i våres

tilfelle hvor byggets høyde er 10,5m og breddene er på 24m og 57,6m.

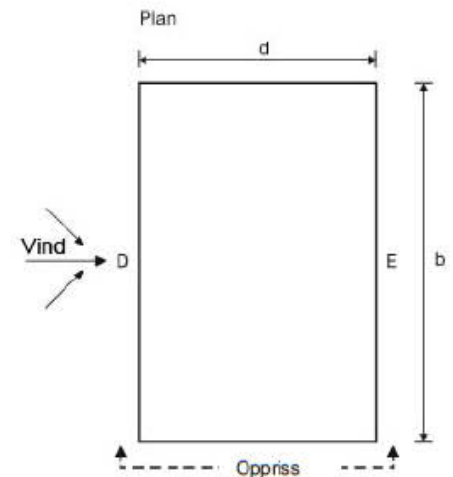
**Finner formfaktorer for sone D(trykk) og sone E(sug) iht.** ((Eurokode-1(1-4), 1991), kap. 7)

Anbefalte verdier av utvendige formfaktorer for vertikale vegger i rektangulære bygninger er hentet fra *tabell 7.1*.

NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009

Tabell 7.1 – Anbefalte verdier av utvendige formfaktorer for vertikale vegger i rektangulære bygninger

Sone	A		B		C		D		E	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	-0,5	+0,8	+1,0	-0,7	-0,7
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	-0,5	+0,8	+1,0	-0,5	-0,5
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	-0,5	+0,7	+1,0	-0,3	-0,3



Vi ser på  $C_{pe,10}$ -verdiene grunnet at vinden treffer en vegg som er over  $10m^2$  og vinden vil derfor ikke oppnå maksimalt trykk overalt på den flaten samtidig. ((Eurokode-1(1-4), 1991), NA 7.2.1)

**Finner først formfaktorer for vind i y-retning (mot langside):**

Forholdet  $h/d = 10,5m/24m = 0,4375$

Forholdet mellom  $h/d$  ligger mellom 0,25 og 1. Det må da interpoleres for å finne riktig  $C_{pe}$ -verdi.

Interpolerer sone D:

$$C_{pe,10} = 0,7 + (0,8 - 0,7) * \left( \frac{0,4375 - 0,25}{0,75} \right) = 0,725$$

Interpolerer sone E:

$$C_{pe,10} = -0,3 - (0,5 - 0,3) * \left( \frac{0,4375 - 0,25}{0,75} \right) = -0,35$$

Total  $C_{pe}$  for vindtrykk i y-retning (sone D+E) =  $C_{pe,10}$  sone D -  $C_{pe,10}$  sone E =  $0,725 - (-0,35)$   
= 1,075

### **Finner dernest formfaktoren for vind i x-retning (mot kortside):**

Forholdet  $h/d = 14\text{m}/57,6\text{m} = 0,182$ .

Ved  $h/d$  forhold lavere enn 0,25 trengs det ikke å interpoleres, og verdiene kan hentes direkte ut av ((Eurokode-1(1-4), 1991), tabell 7.1).

$C_{pe}$ -verdi sone D = 0,7

$C_{pe}$ -verdi sone E = -0,3

Total  $C_{pe}$  for vindtrykk i y-retning (sone D+E) =  $C_{pe,10}$  sone D -  $C_{pe,10}$  sone E =  $0,7 - (-0,3) = 1$

### **Finner den totale nyttelasten fra vind i x- og y-retning:**

Total karakteristisk vindlast i Y-retning,  $q = \text{Total } C_{pe} * q_p = 1,075 * 0,527\text{kN/m} = 0,567\text{kN/m}^2$

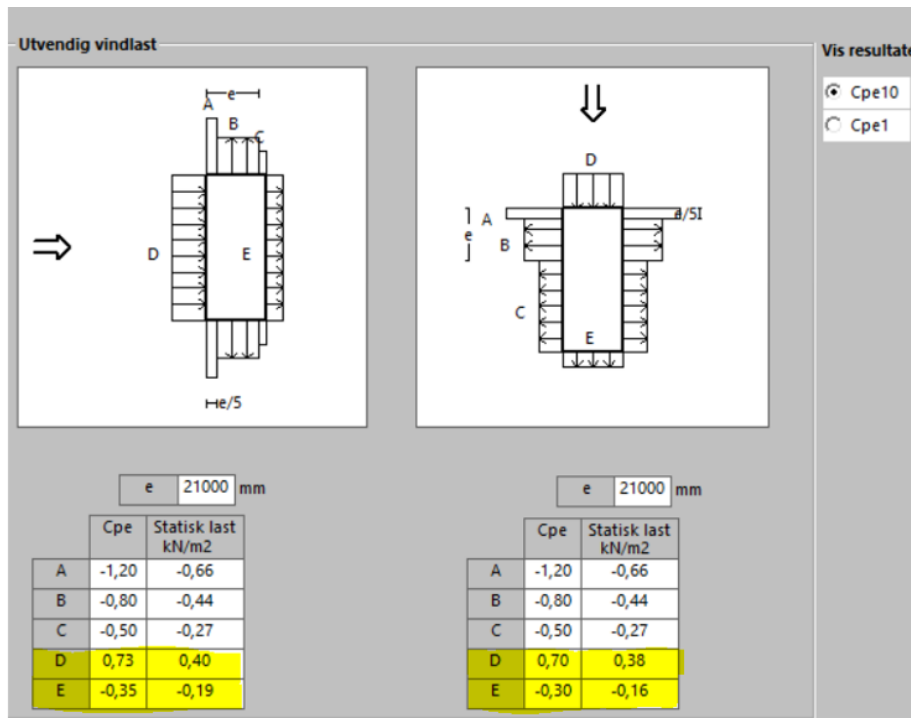
Total karakteristisk vindlast i X-retning,  $q = \text{Total } C_{pe} * q_p = 1 * 0,527\text{kN/m} = 0,527\text{kN/m}^2$

### **Verdiene i Ove-Sletten gir oss følgende:**

Total karakteristisk vindlast i Y-retning,  $q = 0,382 - (-0,184) = 0,567\text{kN/m}^2$

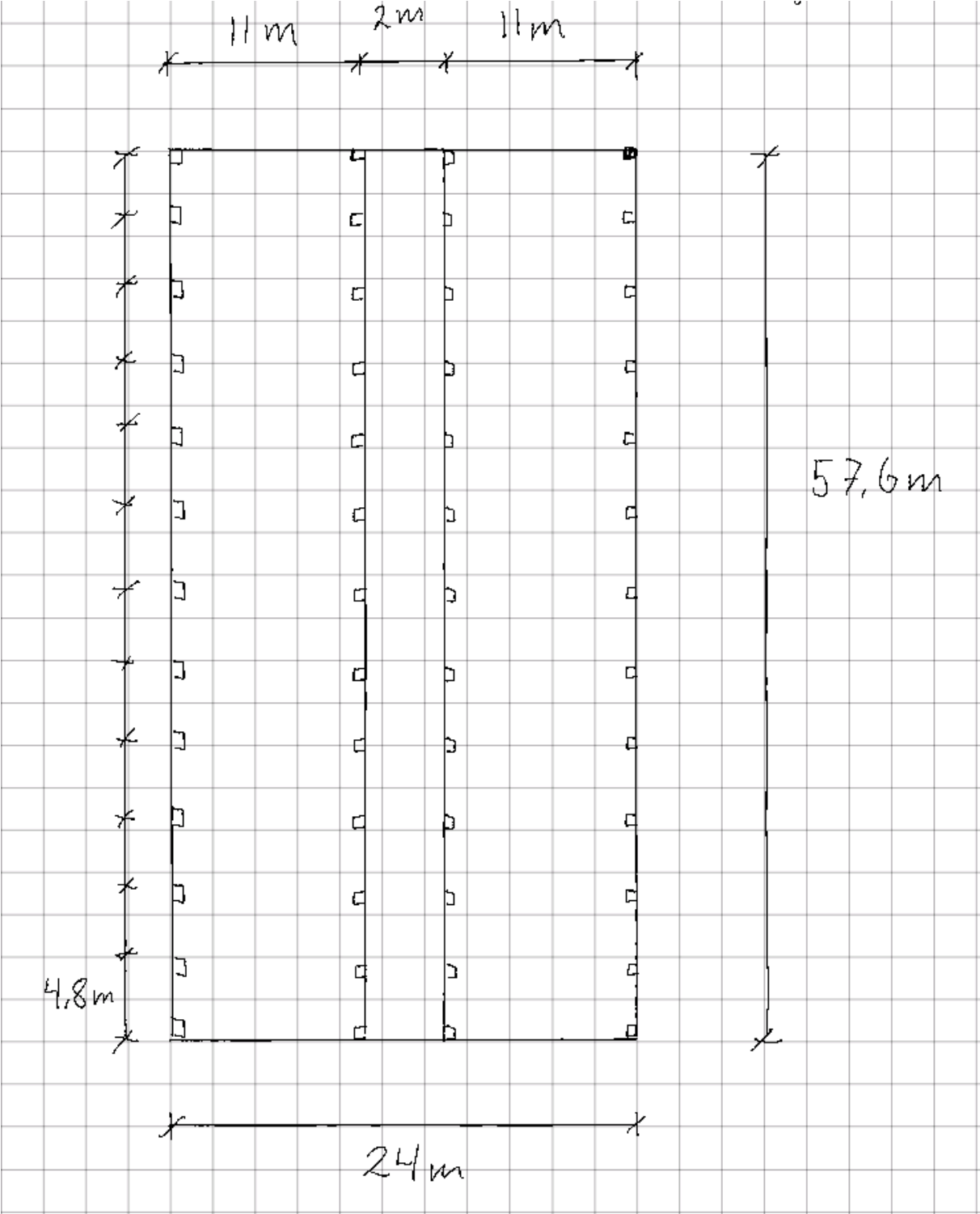
Total karakteristisk vindlast i X-retning,  $q = 0,369 - (0,158) = 0,527\text{kN/m}^2$

Dette vil si at Ove-Sletten programmet gir oss en  $0,013-0,023\text{kN/m}^2$  høyere last. Etter nøye gjennomgåelse, ser det ut til at det er faktoren som hensyntar terrengruheten,  $C_r$  som gir dette avviket. Det er på grunn av at vi har regnet ut  $K_r$ -verdien manuelt istedenfor å benytte oss av den avrundede verdien man kan finne i ((Eurokode-1(1-4), 1991), tabell NA.4.1). Dette har vi konkludert med etter å ha fått like resultater manuelt og i Ove sletten ved å benytte oss av  $K_r$ -verdien i ((Eurokode-1(1-4), 1991), tabell NA.4.1).



Alle de ulike avstivningssystemene er plassert på ulike steder og med vegger i forskjellige lengder. Vi har i noen tilfeller valgt å plassere heis- og/eller trappesjakt utenfor bygget på kortsiden. Dette medfører at byggets lengste side som i utgangspunktet er 57,6m langt, kan bli noe lengre. I vårt tilfelle vil det påvirke h/d forholdet ved vind i X-retning. På grunn av at høyden er fast 11,5m og at høyden som deles på bredden er 57,6m eller mer, vil h/d forholdet uansett være under 0,25. Det vil si at avstivningssystemer plassert utenfor byggets kortside ikke vil påvirke  $C_{pe}$ -verdiene, og da heller ikke vindtrykket. Dette gjør at vi kan benytte oss av de beregnede vindlastene ovenfor uansett hvilket av avstivningssystemene vi ser på.

Plantegning av byggets etasjer:



(skisse, 2020)

## V1.3 Overslagsberegning av massen til bygget

For å avgrense bacheloroppgaven, velger vi kun å gjennomføre overslagsberegning av bjelker og søyler uten noen videre dokumentasjon av dette. For dimensjonering av hulldekkene er det tatt kontakt med bedriften Spenncon, da dette er svært avanserte beregninger.

### Hulldekke:

Slik figuren viser, er de lengste spennene i bygget på 11m. Etter Spenncon sine beregninger holder det med 265mm tykke hulldekke elementer for å håndtere dette spennet med våre laster. Et slikt dekke vil ha en egenlast på 3,84 kN/m<sup>2</sup>.

Ordre	Slab	Dekketype	Lengde	Bredde	Dato	NS-EN Eurocode NA:2008
-	-	HD265	11000 mm	1200 mm	14-02-2020	BEREGNING OK

Spennmønster	
Helt element	MyS10

Resultater oppsummering:	
Fase : bruk	

Armering MyS10									
Type	Antall	Ø	A	Hoyde [mm]	Opt	Tension [kN]	Temp. [°C]	l	pt2
S	2	12.9	100	40	800	80	300	619	
S	8	12.9	100	40	1000	100	300	786	

Genrelt	
Last kategori	B
ψ faktorer	ψ <sub>s</sub> : 0.70    ψ <sub>i</sub> : 0.50    ψ <sub>2</sub> : 0.30
Konsekvensklasse	CC2
Levetid	50 år
Eksponeringsklasse UK	XC1
Structural class	S1
Brannmotstand	60 minutter
Fasethetsklasse	C45/55
Betong dekke bunnen	34 mm

Laster	
Egenvekt	3.84 kN/m <sup>2</sup>
Påført egenvekt	1.50 kN/m <sup>2</sup>
Nyttelast	2.00 kN/m <sup>2</sup>
Skillevegger	0.00 kN/m <sup>2</sup>

Opplegg		
	A	B
Permanent last	34.9	34.9 kN
Variabel last	13.1	13.1 kN
Innspenningsmoment	nei	nei
bærelengde (a)	90	90 mm

Nedbøying	Opptr.	Tillatt	Enhet	Positivt bøyemoment	Pos.	Opptr.	Tillatt	Enhet
(G1=egenvekt av bjelken G2=påført permanent last P=variabel last langtdsdel)				Brudd	5500	167.23	285.44	kNm
				M_Riss (nedbøying)	5500	130.47	176.88	kNm
				Brann	5500	105.59	224.49	kNm
G1: ved montasje	↑ 12		mm					
G1+G2: ved montasje	↑ 8		mm					
G1+G2+P: begynn å bruke	↑ 1		mm					
G1+G2: etter lang tid	↓ 9		mm					
G1+G2+P: etter lang tid	↓ 12	↓ 44	mm					

Riss				
	Pos.	Opptr.	Tillatt	Enhet
	5500	0.000	0.260	mm

Skjær				
	Pos.	Opptr.	Tillatt	Enhet
	277 (90)	58.97	93.94	kN
	10723 (10910)	-58.97	-93.94	kN
	3072	27.41	82.11	kN
	7929	-27.42	-82.11	kN
	90	38.56	61.69	kN
	10910	-38.56	-61.69	kN

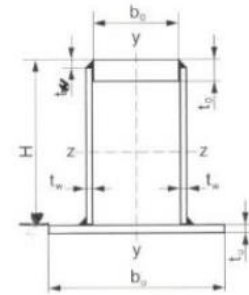
Fase	Kontroll	Pos.	6.10	Opptr.	Tillatt	Enhet	Utnyttelse i %
bruk							
60	6.1 Bøyemoment (max)	3429	(b)	148.00	285.44	kNm	51.8
60	6.1 Bøyemoment (max)	5500	(b)	167.23	285.44	kNm	58.6
60	6.1 Bøyemoment (max)	7568	(b)	148.06	285.44	kNm	51.9
60	6.1 Bøyemoment brann (max)	3429		90.30	224.49	kNm	40.2
60	6.1 Bøyemoment brann (max)	5500		105.59	224.49	kNm	47.0
60	6.1 Bøyemoment brann (max)	7568		90.35	224.49	kNm	40.2
60	7.3 Rissmoment (max)	5500		130.47	176.88	kNm	73.8
60	EN 1168 4.3.3.2.2.1 Skjær (max)	277 (90)	(b)	58.97	93.94	kN	62.8
60	6.2 Skjær (max)	3072	(b)	27.41	82.11	kN	33.4
60	6.2 Skjær (min)	7929	(b)	-27.42	-82.11	kN	33.4
60	EN 1168 4.3.3.2.2.1 Skjær (min)	10723 (10910)	(b)	-58.97	-93.94	kN	62.8
60	EN1168 G.1.3 Skjær brann (max)	90		38.56	61.69	kN	62.5
60	EN1168 G.1.3 Skjær brann (max)	3072		17.31	139.93	kN	12.4
60	EN1168 G.1.3 Skjær brann (min)	7929		-17.31	-139.93	kN	12.4
60	EN1168 G.1.3 Skjær brann (min)	10910		-38.56	-61.69	kN	62.5
60	Rissvidde UK	5500		0.000	0.260	mm	0.0
60	Ekstra nedbøying	Spennvidde 1		13.00	44.00	mm	29.5
60	Total nedbøying etter lang tid	Spennvidde 1		12.00	44.00	mm	27.3
Transport							
40	6.1 Bøyemoment (min)	1800	(a)	-11.52	-17.70	kNm	65.1
40	6.1 Bøyemoment (min)	9200	(a)	-11.52	-17.70	kNm	65.1
40	7.3 Rissmoment (min)	1800		-8.53	-41.53	kNm	20.5
40	7.3 Rissmoment (min)	9200		-8.53	-41.53	kNm	20.5
Lager							
30	5.10.2.2 Begrensning av betongspenninger etter overføring av forspenningskraften	5500		5.37	19.60	N/mm <sup>2</sup>	27.4
30	6.1 Bøyemoment (max)	5500	(a)	83.05	237.78	kNm	34.9
30	7.3 Rissmoment (max)	5500		61.52	211.13	kNm	29.1
Fabrikk							
20	5.10.2.2 Begrensning av betongspenninger etter overføring av forspenningskraften	1800		11.46	19.60	N/mm <sup>2</sup>	58.5
20	5.10.2.2 Begrensning av betongspenninger etter overføring av forspenningskraften	9200		11.46	19.60	N/mm <sup>2</sup>	58.5
20	6.1 Bøyemoment (min)	1800	(a)	-9.58	-14.71	kNm	65.1
20	6.1 Bøyemoment (min)	9200	(a)	-9.58	-14.71	kNm	65.1
20	7.3 Rissmoment (min)	1800		-7.10	-30.55	kNm	23.2
20	7.3 Rissmoment (min)	9200		-7.10	-30.55	kNm	23.2

## Bjelker inne i bygget:

Ved bruk av hulldekker som etasjeskiller, har vi valgt å bruke HSQ bjelker for å gjøre tykkelsen på etasjeskilleren så lav som mulig. Dette er illustrert i figuren under. En typisk HSQ for et 265mm tykt hulldekke er 250mm høye, for å få hulldekkene og bjelkene til å flukte så godt som mulig. Den vil som anvist i figur under, ha en egenvekt på 144,9kg/m

## Hatteprofil THP

Nedenfor er det vist beregningsdata for noen dimensjoner av en ny type hatteprofil utviklet av Norsk Stålforbund. For opplysning om andre typer sveiste bjelker vises til avsnittet "Diverse stålprodukter" side 224



Betegnelse	Mål i mm						Masse kg/m	Tverrsnitt mm <sup>2</sup> x 10 <sup>3</sup>	I <sub>y</sub> mm <sup>4</sup> x 10 <sup>6</sup>	W <sub>el,y</sub> mm <sup>3</sup> x 10 <sup>3</sup>	W <sub>pl,y</sub> mm <sup>3</sup> x 10 <sup>3</sup>	Klasser i.h.t NS-EN 1993-1-1		Profifaktor A <sub>pl</sub> /V <sup>3)</sup>
	H	t <sub>w</sub>	b <sub>o</sub>	t <sub>o</sub>	b <sub>u</sub>	t <sub>u</sub>						M+ S355 <sub>1)</sub>	M - S355 <sub>2)</sub>	
THP	185	x 5	- 150	x 20	- 410	x 10	71,2	8,9	61,6	560	695	2	4	105
THP	185	x 5	- 150	x 25	- 410	x 10	77,2	9,7	67,0	648	777	1	4	105
THP	185	x 5	- 200	x 20	- 460	x 10	83,2	10,4	74,5	715	849	1	4	104
THP	185	x 5	- 200	x 25	- 460	x 12	98,6	12,3	89,0	851	1017	1	3	88
THP	185	x 5	- 250	x 25	- 510	x 12	113,4	14,2	103,8	1038	1184	1	3	87
THP	185	x 5	- 250	x 30	- 510	x 15	135,6	17,0	125,0	1207	1426	1	3	71
THP	185	x 5	- 300	x 30	- 560	x 15	153,6	19,2	142,6	1424	1611	1	3	70
THP	185	x 5	- 300	x 35	- 560	x 20	188,0	23,5	177,4	1642	2003	1	1	54
THP	250	x 6	- 150	x 20	- 412	x 10	80,4	10,0	120,0	829	1030	2	4	105
THP	250	x 6	- 150	x 25	- 412	x 12	93,0	11,6	142,4	981	1215	2	3	88
THP	250	x 6	- 200	x 25	- 462	x 12	107,8	13,5	171,1	1242	1460	1	3	88
THP	250	x 6	- 200	x 30	- 462	x 15	126,9	15,9	204,9	1445	1736	1	3	71
THP	250	x 6	- 250	x 30	- 512	x 15	144,9	18,1	238,6	1753	2020	1	3	71
THP	250	x 6	- 250	x 35	- 512	x 20	175,3	21,9	294,3	2022	2451	2	1	54
THP	250	x 6	- 300	x 35	- 562	x 20	197,3	24,7	335,8	2380	2811	1	1	54
THP	250	x 6	- 300	x 40	- 562	x 20	209,3	26,2	351,0	2596	2946	1	1	54
THP	305	x 8	- 150	x 20	- 416	x 12	102,0	12,7	210,0	1150	1502	1	3	88

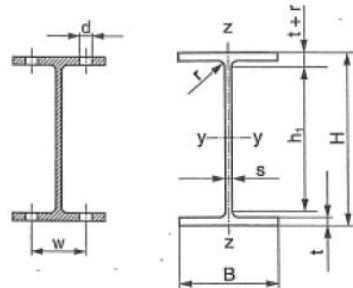
((Euronorm, Ukjent år), s. 22)

## Bjelker langs randen:

Langs randen av bygget, under hulldekkene, har vi valgt å bruke IPE220-bjelker. Slik som anvist på figuren under har den en masse på 26,2kg/m.

### Varmvalsede IPE-bjelker

Dimensjoner etter Euronorm 19 og toleranser etter NS-EN 10034



Betegnelse	Masse kg/m <sup>0</sup>	Mål i mm						Tverrsnitt mm <sup>2</sup> x10 <sup>3</sup>	Overflate		Profilfaktor i (m <sup>3</sup> ) A <sub>x</sub> V og A <sub>y</sub> V			
		H	B	s	t	r	h <sub>1</sub> <sup>2)</sup>		m <sup>2</sup> /m	m <sup>2</sup> /t				
IPE 80	6,00	80	46	3,8	5,2	5	59	0,764	0,328	54,8	430	329	370	269
IPE 100	8,10	100	55	4,1	5,7	7	74	1,03	0,400	49,5	389	301	335	247
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7	93	1,32	0,475	45,6	359	278	310	230
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7	112	1,64	0,551	42,6	335	259	290	215
IPE 160	15,6	160	82	5,0	7,4	9	127	2,01	0,623	39,4	309	240	268	200
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8,0	9	146	2,39	0,698	37,1	292	226	254	186
IPE 200	22,4	200	100	5,6	8,5	12	159	2,85	0,768	34,3	269	210	234	175
IPE 220	26,2	220	110	5,9	9,2	12	177	3,34	0,848	32,4	253	197	221	164
IPE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15	190	3,91	0,922	30,0	235	184	204	153

((Euronorm, Ukjent år), s. 1)



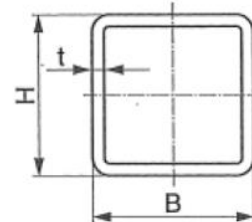
## Søylar:

Som søylar har vi valgt å benytte oss av kvadratiske hulprofiler på 140x140x10mm. De har slik som anvist på figuren under en egenlast på 40kg/m.

### Varmformede kvadratiske hulprofiler

Dimensjoner og toleranser etter NS-EN 10210-2

Í tillegg er det tatt med noen andre tilgjengelige dimensjoner



Mål					Masse kg/m <sup>1</sup>	Tverr- snitt mm <sup>2</sup>	Overflate		Nominell lengde per tonn m	Profilmfaktor i (m <sup>2</sup> ) A <sub>w</sub> /V og A <sub>p</sub> /V	
H	x	B	x	t			m <sup>2</sup> /m	m <sup>2</sup> /t			
90	x	90	x	4,0	10,7	1360	0,350	32,7	93,7	257	197
90	x	90	x	5,0	13,1	1670	0,347	26,5	76,1	208	160
90	x	90	x	6,3	16,2	2070	0,344	21,2	61,6	166	129
90	x	90	x	8,0	20,1	2560	0,339	19,9	49,9	132	104
100	x	100	x	4,0	11,9	1520	0,390	32,8	83,9	257	196
100	x	100	x	5,0	14,7	1870	0,387	26,3	68,0	207	159
100	x	100	x	6,3	18,2	2320	0,384	21,1	54,9	166	128
100	x	100	x	8,0	22,6	2880	0,379	16,8	44,3	132	102
100	x	100	x	10,0	27,4	3490	0,374	13,8	36,5	107	84
120	x	120	x	5,0	17,8	2270	0,467	26,2	56,0	206	157
120	x	120	x	6,3	22,2	2820	0,464	20,9	45,1	165	128
120	x	120	x	8,0	27,6	3520	0,459	16,6	36,2	130	101
120	x	120	x	10,0	33,7	4290	0,454	13,5	29,7	106	83
120	x	120	x	12,5	40,9	5210	0,448	11,0	24,5	86	68
140	x	140	x	5,0	21,0	2670	0,547	26,0	47,7	205	156
140	x	140	x	6,3	26,1	3330	0,544	20,8	38,3	163	125
140	x	140	x	8,0	32,6	4160	0,539	16,5	30,7	130	100
140	x	140	x	10,0	40,0	5090	0,534	13,4	25,0	105	81

((Euronorm, Ukjent år), s. 10)

### Estimering av lastene i bygget per etg:

Antall meter søyler pr. etg:  $52\text{stk} * 3,5\text{m} = 182\text{m}$

Antall meter IPE-bjelke pr. etg:  $57,6\text{m} * 2 + 24\text{m} * 2 = 163,2\text{m}$

Antall meter HSQ-bjelke pr. etg:  $57,6\text{m} * 2 = 115,2\text{m}$

Antall  $\text{m}^2$  huldekke pr. etg:  $57,6\text{m} * 24\text{m} = 1382,4\text{m}^2$

Felles Masse pr.etg:

Masse søyler	$40 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 182\text{m} = 7280\text{kg} * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 71,42\text{kN}$
Masse IPE-bjelker	$26,2 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 163,2\text{m} = 4276\text{kg} * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 41,95\text{kN}$
Masse HSQ-bjelker	$144,9 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 115,2\text{m} = 16692\text{kg} * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 163,75\text{kN}$
Masse hulldekker	$3,84 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 1382,4\text{m}^2 = 5308\text{kN} / 541080\text{kg}$
Nyttelast SNØ*	$3,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 1382\text{m}^2 * 0,2 = 995\text{kN} * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 9760\text{kg}$
Nyttelast rom i bolig kat. A*	$2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 1382\text{m}^2 * 0,3 = 829,1\text{kN} * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 8134,5\text{kg}$
Total estimert masse pr. dekke	$(71,42 + 41,95 + 163,75 + 5308 + 552)\text{kN} = 6137\text{kN}$
Total estimert masse tak	$71,42 + 41,95 + 163,75 + 5308 + 995 = 6580\text{kN}$
Total estimert masse i hele bygget, inkluderer egenlast og nyttelast.	$2\text{etg} * 6137\text{kN} + 6580\text{kN} = 18854\text{kN}$ $\frac{18854000\text{N}}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 1.921.916\text{kg}$

\*Under beregning av massen som benyttes for jordskjelvdimensjonering, skal 20% snølastene og 30% av nyttelastene knyttet til byggets brukskategori. Dette er nedenfor:

I henhold til ((Eurokode-1(1-1), 1991), pkt. 3.2.4(2), formel 3.17) skal massen til bygget som skal benyttes til jordskjelvdimensjonering beregnes etter:  $\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,j} \cdot Q_{k,j}$

Hvor  $\psi_{E,i}$  er en faktor for kombinasjonsverdien av de variable lastene, som iht. ((Eurokode-1(1-1), 1991), pkt. 4.2.4(2) formel 4.2) beregnes som følger:  $\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i}$

Hvor  $\varphi$  er en faktor for justering av de seismiske lastene. Verdien av denne faktoren er satt til 1 iht. ((Eurokode-1(1-1), 1991), tabell NA.4.2.4).

Dermed er det kun  $\psi_2$ -faktoren som bestemmer hvor stor andel av nyttelastene som skal medberegnes. I henhold til ((Eurokode-0, 1990), tabell NA.A1.1) er  $\psi_2$  verdien for snølast 0,2 og  $\psi_2$  verdien for boliger 0,3.

#### **Felles last som skal brukes til skjevlastberegning:**

$$\text{Total felles egenlast pr. etg.} = (71,42 + 41,95 + 163,75 + 5308)\text{kN} = 5585\text{kN}$$

#### **Felles last som brukes til jordskjelvberegninger:**

Inkluderer egenlast + nyttelast, men ikke lasten av betongskivene.

$$\text{Felles last i kg pr. dekke} = \frac{6137000\text{N}}{9,81\frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 625586\text{kg}$$

$$\text{Felles last i kg på tak} = \frac{6580000\text{N}}{9,81\frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 670744\text{kg}$$

#### **Tilleggslaster grunnet avstivende skiver i betong for System 1**

Totalt volum av veggene:

$$\text{Volum} = \text{tykkelse} * \text{lengde} * \text{høyder} = 0,2\text{m} * (2,4\text{m} + 2,4\text{m} + 3\text{m}) * 11,5\text{m} + 0,2\text{m} * 2,7\text{m} * 10,5\text{m} = 23,61\text{m}^3$$

$$\text{Masse} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 23,61 \text{ m}^3 = 590,3 \text{ kN} * \frac{1000}{9,81} = \frac{60168 \text{ kg}}{3 \text{ etasjer}} = 20056 \text{ kg/etasje}$$

#### **Ekstra last som betongskivene bidrar med i hver etasje:**

$$\frac{590,3 \text{ kN}}{3} = 196,8 \text{ kN/etasje}$$

#### **Massene jordskjelv skal beregnes med i System 1:**

Disse lastene inkluderer felles last + lasten av betongskivene for dette systemet.

$$\text{Total masse i kg pr. dekke} = \frac{6137000\text{N}}{9,81\frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 625586 \text{ kg} + 20056 \text{ kg} = 645642 \text{ kg}$$

$$\text{Total masse i kg på tak} = \frac{6580000\text{N}}{9,81\frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 670744 \text{ kg} + 20056 \text{ kg} = 690800 \text{ kg}$$

#### **Den totale lasten fra massene skjevlastene skal beregnes med:**

Disse lastene inkluderer felles last + lasten av betongskivene for dette systemet.

$$5585 \text{ kN} + 196,8 = 5781,8 \text{ kN/etasje}$$

## Tilleggslaster grunnet avstivende skiver i betong for System 2

Totalt volum av veggene:

$$\text{Volum} = \text{tykkelse} * \text{lengde} * \text{høyder} = 0,2\text{m} * (2,4\text{m} + 2,4\text{m} + 3\text{m}) * 11,5\text{m} = 17,94 \text{ m}^3$$

$$\text{Masse} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 17,94 \text{ m}^3 = 448,5 \text{ kN} * \frac{1000}{9,81} = \frac{45719\text{kg}}{3\text{etasjer}} = 15240 \text{ kg/etasje}$$

Ekstra last som betongskivene bidrar med i hver etasje:

$$\frac{448,5\text{kN}}{3} = 149,5 \text{ kN/etasje}$$

### Massene jordskjelv skal beregnes med i System 2:

Disse lastene inkluderer felles last + lasten av betongskivene for dette systemet.

$$\text{Total masse i kg pr. dekke} = \frac{6137000\text{N}}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 625586 \text{ kg} + 15240 \text{ kg} = 640826 \text{ kg}$$

$$\text{Felles masse i kg på tak} = \frac{6580000\text{N}}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 670744 \text{ kg} + 15240 \text{ kg} = 685984 \text{ kg}$$

### Den totale lasten fra massene skjevlastene skal beregnes med i System 2:

Disse lastene inkluderer felles last + lasten av betongskivene for dette systemet.

$$5585\text{kN} + 149,5 = 5734,5\text{kN/etasje}$$

## V1.4 Manuelle beregninger av seismiske laster

**Utelatelseskriterie 1:** «seismisk klasse 1, eller lette trekonstruksjoner»

Bygget befinner seg i seismisk klasse 2 og vil derfor ikke tilfredsstillte utelatelseskriterie 1.

**Utelatelseskriterie 2:** «svært lav seismisitet»

Krav for svært lav seismisitet:

$$a_g \cdot S = \gamma_1(0,8 \cdot a_{g40\text{Hz}}) \cdot S < 0,05 \cdot g = 0,49 \text{ m/s}^2$$

$$1,0 \cdot (0,8 \cdot 0,3) \cdot 1,3 = \mathbf{0,312} < \mathbf{0,49} \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \rightarrow \text{OK!}$$

Berggrunns akselerasjon,  $a_{g40\text{hz}} = 0,3$

Grunntype B:  $S = 1,3$

Seismisk klasse:  $\gamma_1 = 1,0$  (klasse 2)

Vi har spekulert i hvorvidt vi kunne benytte oss av utelatelseskriterie 2, da vårt tilfelle tilfredsstiller kravet som står i standarden. Det som imidlertid ikke stemmer er det som står det tilhørende punktet i det nasjonale tillegget NA 3.2.1(5)P;

«Det kreves normalt ikke påvisning av tilstrekkelig sikkerhet etter NS-EN 1998 for konstruksjoner i seismisk klasse 1, dersom  $a_g S < 0,05g = 0,49 \text{ m/s}^2$  beregnet med a) konstruksjonsfaktor  $q \leq 1,5$ , b) ingen reduksjon av stivhetsegenskapene etter 4.3.1(7) og c) med konstruksjonen regnet som fast innspent i grunnen» ((Eurokode-8, 1998), NA 3.2.1(5)P).

Ettersom vårt bygg befinner seg i seismisk klasse 2, har vi vært i tvil angående riktig tolkning av standarden. Vi har ikke oppfattet standarden som klar, da vi tolket kriteriet som gjeldene kun for seismisk klasse 1. Denne tolkningen ledet derfor til at vi ikke kunne benytte utelatelseskriterie 2, og har dermed gått videre til utelatelseskriterie 3. Samtidig har vi sett i masteroppgaven ((Fejza, 2011), s. 77) og i betongelementboken bind H ((Betongelementforeningen, 2011), s. 19-20, pkt. 2.3.2), at deres tolkning av standarden er slik at dette ikke kun gjelder seismisk klasse 1, men uavhengig av klasse. På bakgrunn av dette har vi vurdert deres tolkning mer riktig, og derfor valgt å benytte utelatelseskriterie 2.

Selv om jordskjelv kunne utelates på Leira, var vi likevel interessert i å finne ut hvordan dette ville påvirke avstivningssystemene og materialforbruket. Vi har derfor beregnet jordskjelvlasterne for hver av systemene ved hjelp av tverrkraftmetoden.

### Utlatelseskriterie 3

#### T1

For bygninger med en høyde opptil 40m sier ((Eurokode-8, 1998), punkt 4.3.3.2.2(3)) at det kan beregnes en tilnærmet verdi av  $T_1$  (i sekunder), ved å bruke formel (4.6):  $T_1 = C_t * H^{3/4}$   
 $H$ , er høyden (i meter) på bygningen fra toppen av en stiv kjeller.

$C_t$  verdien kan settes til 0,085 for momentstive romlige stålrammer, 0,075 for momentstive romlige betongrammer og eksentriske avstivede stålrammer og 0,05 for alle andre konstruksjoner.

Beregner  $T_1$  iht. ((Eurokode-8, 1998), pkt. 4.3.3.2.2(3)), formel (4.6)):

$$T_1 = C_t * H^{3/4} = 0,05 * 10,5^{3/4} = 0,2916$$

Standarden viser en alternativ måte å beregne denne verdien på for konstruksjoner med veggskiver av betong, hvor en kan benytte seg av formel (4.7):  $C_t = 0,075/\sqrt{A_c}$

$A_c$  beregnes etter formel (4.8) som er  $\sum(A_i * (0,2 + (l_{wi}/H)^2))$ , hvor;

$A_c$  er det totale effektive arealet av skjærveggene i første etasje i bygget, gitt i  $m^2$ .

Etter å ha beregnet ved hjelp av formel (4.7) for flere av våre tilfeller, fant vi ut at resultatet ble tilnærmet 0,05 for alle tilfellene, med små avvik. Vi har derfor tatt en beslutning om å benytte oss av den generelle faktoren for alle konstruksjoner på 0,05.

#### S<sub>d</sub>(T<sub>1</sub>)

For de horisontale komponentene av den seismiske påvirkningen, skal det dimensjonerende spekteret,  $S_d(T_1)$  beregnes ved å benytte ((Eurokode-8, 1998), punkt. 3.2.2.5(4), formel 3.15):

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad \text{I vårt tilfelle er } T_C = 0,1 < t = 0,2916 < T_D = 1,5$$

$a_g$ ,  $S$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  er definert i ((Eurokode-8, 1998), tabell NA.3.3)

$q$  er konstruksjonsfaktoren = **1,5**.

$\beta$  er faktoren for den nedre grenseverdien for det horisontale dimensjonerende spekteret, med anbefalt verdi på **0,2**.

#### Utelatelseskriterie 4:

((Eurokode-8, 1998), NA.3.2.1(4)) sier at byggverk i stål eller betong, samt samvirkekonstruksjoner av betong og stål kan dimensjoneres etter bestemmelser gjeldende for lav seismisitet bare dersom:

$$a_g * S < 0,25g \text{ , hvor } a_g * S = \gamma_1 * (0,8 * a_{g40hz}) * S \ \& \ 0,25g = 0,25 * 9,8 = 2,45m/s^2$$

Forutsatt at konstruksjonen kontrolleres for det tilfellet at skjærkraften ved fundamentnivå på grunn av jordskjelv er mindre enn de vindkreftene bygget blir utsatt for.

Etter vår tolkning av standarden må skjærkraften på grunn, påført av jordskjelvlaster ( $F_b$ ) finnes for å kunne avgjøre om den er mindre enn vindlasten. Dersom jordskjelvlaster da er mindre enn vindlasten, oppfylles utelatelseskriterie 4.

«Sammenligning av krefter», ((Eurokode-8, 1998), punkt 4.4.1(2))

$$F_b < (1,5 \cdot F_{Vind} + 1,05 \cdot F_{Skjev}) \cdot \frac{\gamma_{c,Brudd}}{\gamma_{c,DCL}}$$

Dette kriteriet viser sammenligningen av skjærkraften jordskjelvet påfører og de øvrige lastene, dvs. Vind og skjevlast.

#### Beregner ulikheten: $a_g * S < 0,25g$

Vi har alle faktorene vi trenger for å kunne beregne ulikheten

$$\gamma_1 * (0,8 * a_{g40hz}) * S < 2,45m/s^2$$

$$\gamma_1 = 1$$

$$a_{g40hz} = 0,3$$

$$S = 1,3$$

$$1 * (0,8 * 0,3) * 1,3 = 0,312 < 2,45m/s^2$$

Denne ulikheten tilfredsstiller kravet, ved at 0,312 er mindre enn 2,45. Videre sammenlignes den horisontale skjærkraften  $F_b$  med de øvrige lastene som påvirker bygget, for å finne ut hvilke som har størst betydning.

### **Finner korreksjonsfaktoren $\gamma$**

$\gamma$  er 0,85 hvis bygningen har 3 etasjer eller mer, samt verdien  $T_1$  må være mindre eller lik  $2 \cdot T_c$ . Hvis ikke, er verdien 1. Da bygget er på 3 etasjer over stiv kjeller, trenger vi kun å sjekke om  $T_1$  er mindre eller lik  $2 \cdot T_c$ .

$$T_1 = 0,2916 \leq 2 \cdot T_c = 2 \cdot 0,25 = 0,5 \rightarrow \text{OK.}$$

### **Utlatelseskriterie 4 for System 1 og 2**

Neste steg er å finne den horisontale kraften  $F_b$  fra de seismiske lastene og sammenligne den med kombinasjonen av vindlast og skjevlast. Hvis den seismiske kraften  $F_b$  er dimensjonerende, må den fordeles som punktlaster på de ulike etasjene i bygget. På grunn av at System 1 og 2 har noe ulik masse, må alle disse beregningene gjøres for hvert av systemene.

### **Den samlede horisontale kraften $F_b$ for System 1**

$F_b$  skal bestemmes ved følgende uttrykk:  $F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \gamma$  (4.5)

Masse i kg pr. dekke = 645642kg

Masse i kg på tak = 690800kg

$$m = 645642\text{kg} \cdot 2 + 690800\text{kg} = 1982084\text{kg}$$

$$F_b = 0,4458 \cdot 1982084 \cdot 0,85 = 751\text{kN}$$

**Sammenligning av  $F_b$  med vind- og skjevlast** ((Betongelementforeningen, 2011), s. 20, punkt 2.3.5)

For å finne ut om det er vind- og skjevlast som er dimensjonerende eller om det er seismiske laster, må vi sette disse opp mot hverandre. Hvis formelen under er oppfylt trengs det ikke å dimensjoneres for seismiske laster. Er formelen ikke oppfylt, så må det dimensjoneres for seismiske laster.



$$F_b \leq (F_{\text{vind}} * 1,5 + F_{\text{skjelv}} * 1,05) * \frac{Y_{c,\text{brudd}}}{Y_{c,\text{DCL}}}$$

$$751\text{kN} \leq (299,3\text{kN} * 1,5 + 70,91\text{kN} * 1,05) * \frac{1,5}{1,2}$$

751kN ≤ 654,3kN → Jordskjelv er dimensjonerende

Nå som vi har funnet ut at jordskjelv er dominerende og at det er de seismiske lastene det må dimensjoneres for, er neste steg å fordele de horisontale seismiske lastene på hver etasje som resultanter.

**Den samlede horisontale kraften  $F_b$  for System 2:** ((Eurokode-8, 1998), punkt 4.3.3.2.2(1)P, formel 4.5)

$F_b$  skal bestemmes ved følgende uttrykk:  $F_b = S_d(T_1) * m * \gamma$

Masse i kg pr. dekke = 640826kg

Masse i kg på tak = 685984kg

$$m = 640826\text{kg} * 2 + 685984\text{kg} = 1967636\text{kg}$$

$$F_b = 0,4458 * 1967636 * 0,85 = 745,6\text{kN}$$

**Sammenligning med vindlast:**

$$F_b \leq (F_{\text{vind}} * 1,5 + F_{\text{skjelv}} * 1,05) * \frac{Y_{c,\text{brudd}}}{Y_{c,\text{DCL}}}$$

$$745,6\text{kN} \leq (287,3\text{kN} * 1,5 + 70,55\text{kN} * 1,05) * \frac{1,5}{1,2}$$

745,6kN ≤ 631,3kN → Jordskjelv er dimensjonerende

## Kombinasjon av lastvirkninger:

«Tverrkraftmetoden skal regnes for to ortogonale retninger og kan benyttes så lenge bygget er regulært i oppriss.» ((Betongelementforeningen, 2011), pkt. 3.2.2). En bygning som utsettes for seismiske laster beregnes ofte i x- og y-retning. Retningen på jordskjelvet i virkeligheten vil naturligvis ikke helt sammenfalle med det tenkte akse-systemet.

Det vil derfor iht. ((Eurokode-8, 1998), pkt. 4.3.3.5.1(3)) være nødvendig å lage en last som kombinerer hele lasten i den retningen en betrakter, samt 30% av lasten i den motsatte retningen. Disse kombinasjonene av lastvirkninger er følgende:

- a)  $E_{dx} + 0,3 \times E_{dy}$
- b)  $0,3 \times E_{dx} + E_{dy}$

I henhold til ((Betongelementforeningen, 2011), pkt. 2.1.4) og ((Eurokode-8, 1998), pkt. 4.3.3.5.1(8)) har vi satt jordskjelvlastene like i begge retninger. Dette skyldes at bygget tilfredsstiller regularitet i planet, og dermed vil rotasjonene som oppstår være så små at vi kan sette 0,0 i stedet for 0,3 i lastkombinasjonene ovenfor, og dermed blir a)  $E_{dx}$  og b)  $E_{dy}$ .

## Fordeling av de horisontale kreftene System 1

Til å fordele de horisontale kreftene i bygningen benytter vi ((Eurokode-8, 1998), pkt. 4.3.3.2.3, formel 4.11).

$$F_i = F_b * \frac{Z_i * m_i}{\sum Z_j * m_j}$$

$$\sum Z_j * m_j = (3,5m + 7m) * 645642kg + 10,5m * 693628kg = 14.032.641kgm$$

$$F_1 = F_b * \frac{Z_1 * m_1}{\sum Z_j * m_j} = 751kN * \frac{3,5m * 645642kg}{14.032.641kgm} = 120,5kN$$

$$F_2 = F_b * \frac{Z_2 * m_2}{\sum Z_j * m_j} = 751kN * \frac{7m * 645642kg}{14.032.641kgm} = 241,9kN$$

$$F_3 = F_b * \frac{Z_3 * m_3}{\sum Z_j * m_j} = 751kN * \frac{10,5m * 690800kg}{14.032.641kgm} = 388,2kN$$

Dette er de seismiske lastene fordelt som resultanter på hver etasje i bygget. Disse resultantene er like store for både x- og y-retning.

## Fordeling av de horisontale kreftene for System 2

$$F_i = F_b * \frac{Z_i * m_i}{\sum Z_j * m_j}$$

$$\sum Z_j * m_j = (3,5m + 7m) * 640826kg + 10,5m * 685984kg = 13.931.505kgm$$

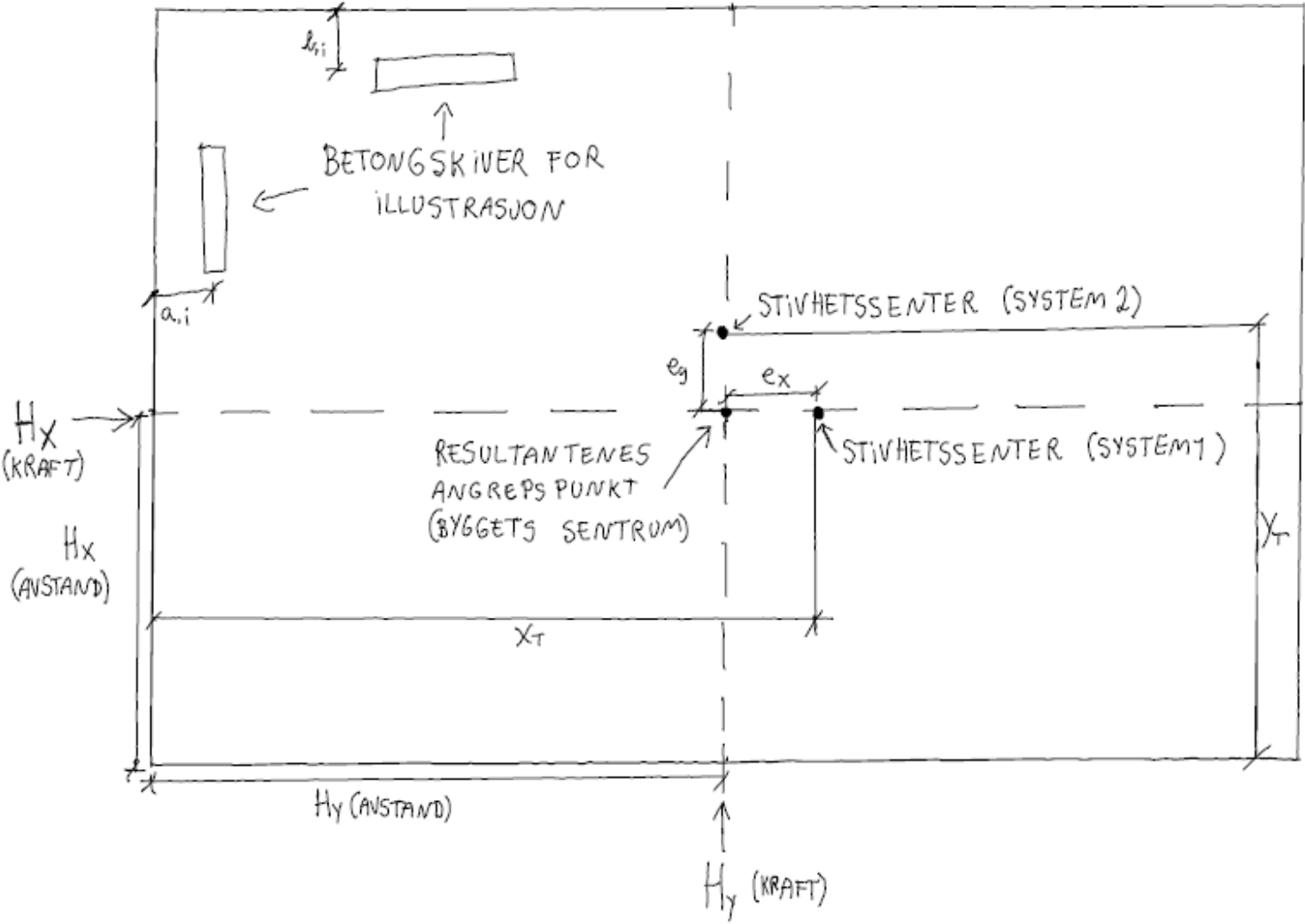
$$F_1 = F_b * \frac{Z_1 * m_1}{\sum Z_j * m_j} = 745,6kN * \frac{3,5m * 640826kg}{13.931.505kgm} = 120kN$$

$$F_2 = F_b * \frac{Z_2 * m_2}{\sum Z_j * m_j} = 745,6kN * \frac{7m * 640826kg}{13.931.505kgm} = 240,1kN$$

$$F_3 = F_b * \frac{Z_3 * m_3}{\sum Z_j * m_j} = 745,6kN * \frac{10,5m * 685984kg}{13.931.505kgm} = 385,5kN$$

Dette er de seismiske lastene fordelt som resultanter på hver etasje i bygget. Disse resultantene er like store for både x- og y-retning.

V1.5 Manuelle beregninger av kraftfordeling av laster i bruddgrense – og ulykkestilstand for systemene.



(skisse, 2020)

## System 1 – vind og skjevlaster i bruddgrensetilstand

Bjelke og søylegeometri			
Søyle	m	Antall søyler pr. etasje	42
lengde	3,5	Antall søyler pr. akse	6

søylelengde=etasjehøyde

Antar 6 søyler i både x- og y-retning

Betong			
Vegg	Lengde	Armert betong	
1	2,4 m	$\gamma_{betong}$	25 kN/m <sup>3</sup>
2	3 m	t	0,2 m
3	2,4 m	h	3,5 m
4	2,3 m		

Byggets Geometri	
Lengde	57,6 m
Bredde	24 m
Høyde	10,5 m
Areal=Lengde*Bredde	1382,4 m <sup>2</sup>

Egenlast		
Egenlast dekker/tak		5781,80 kN/per.etg
Egenlast søyler		kN/per.etg
Egenlast bjelker		kN/per.etg
Egenlast betongskiver		0,00 kN/per.etg
Sum Egenlast, G		5781,80 kN/per.etg

Nyttelast		
Rom i bolig, kategori A	$q_k$	2,0 kN/m <sup>2</sup>
Nyttelast dekker	$P=q_k*\text{Areal}$	2764,8 kN/per.etg

Nord-Aurdal		
Snølast		
Snølast på mark	$s_{k,0}$	4,5 kN/m <sup>2</sup>
Formfaktor flatt tak	$\mu$	0,8
Nyttelast snø, $S=s_{k,0}*\mu*\text{Areal}$		4976,64 kN på tak

Lastfaktor Egenlast	1,2	Lastfaktor Nyttelast dominerende	1,5
		Lastfaktor Nyttelast ikke dominerende	1,05
Skjevstillingslast (Karakteristisk)		Horisontallast pga. skjevstilling pr. etg	
$\theta_0$	0,005	$H_{i,Egenlast}$	17,66 kN (alle etg)
$\alpha_h$	(Høyde > 9m) 0,667	$H_{i,Nyttelast}$	7,39 kN (ikke tak)
$\alpha_m$	0,764	$H_{i,Snølast}$	13,30 kN (bare tak)
$\theta_i$	0,00255		

$$\alpha_m = \text{ROT}(0,5 * (1 + 1/\text{antall søyler pr.akse}))$$

$$H_{i,Egenlast} = \theta_i * \text{Lastfaktor egenlast} * \text{Egenlast, G}$$

$$H_{i,Nyttelast} = \theta_i * \text{Lastfaktor nyttelast ikke dominerende} * \text{Nyttelast dekker, P}$$

$$H_{i,Snølast} = \theta_i * \text{Lastfaktor nyttelast ikke dominerende} * \text{snølast, S}$$

Vindlast i Y-retning		
Nyttelast vind langsida (Samlet D og E)	q	0,57 kN/m <sup>2</sup>
Karakteristisk last på dekke fra vind	$p_v$	2,00 kN/m
Total karakteristisk last på dekke fra vind	$P_v$	119,70 kN
Total karakteristisk last på tak fra vind	$P_{v,tak}$	59,85 kN

$$p_v = q * \text{etasjehøyde}$$

$$P_v = p_v * \text{total lengde på bygg (60m)}$$

$$P_{v,tak} = P_v * 0,5$$

Vindlast i X-retning		
Nyttelast vind kortsida (Samlet D og E)	q	0,53 kN/m <sup>2</sup>
Karakteristisk last på dekke fra vind	$p_v$	1,86 kN/m
Total karakteristisk last på dekke fra vind	$P_v$	44,52 kN
Total karakteristisk last på tak fra vind	$P_{v,tak}$	22,26 kN

$$p_v = q * \text{etasjehøyde}$$

$$P_v = p_v * \text{total bredde på bygg (24m)}$$

$$P_{v,tak} = P_v * 0,5$$

Global Avstivning				
Y-retning				
$H_{y,dekke}$	204,60 kN	$H_{fy,dekke}$	3,41 kN/m	linje dekke
$H_{y,tak}$	120,74 kN	$H_{fy,tak}$	2,01 kN/m	linje tak

$$H_{y,dekke} = P_v * \text{Lastfaktor Nyttelast dominerende} + H_{i,Egenlast} + H_{i,Nyttelast}$$

$$H_{y,tak} = P_{v,tak} * \text{Lastfaktor Nyttelast dominerende} + H_{i,Egenlast} + H_{i,Snølast}$$

$$H_{fy,dekke} = H_{y,dekke} / \text{Byggets lengde (60m)}$$

$$H_{fy,tak} = H_{y,tak} / \text{Byggets lengde (60m)}$$

X-retning				
$H_{x,dekke}$	91,83 kN	$H_{fx,dekke}$	3,83 kN/m	linje dekke
$H_{x,tak}$	54,08 kN	$H_{fx,tak}$	2,25 kN/m	linje tak

$$H_{x,dekke} = P_v * \text{Lastfaktor Nyttelast dominerende} + H_{i,Egenlast} + H_{i,Nyttelast}$$

$$H_{x,tak} = P_{v,tak} * \text{Lastfaktor Nyttelast dominerende} + H_{i,Egenlast} + H_{i,Snølast}$$

$$H_{fx,dekke} = H_{x,dekke} / \text{Byggets bredde (24m)}$$

$$H_{fx,tak} = H_{x,tak} / \text{Byggets bredde (24m)}$$

Går videre med følgende laster			
Y-retning			
H <sub>y</sub> (avstand)	30 m	H <sub>y</sub> (kraft)	204,60 kN
H <sub>y</sub> (avstand)	30 m	H <sub>y</sub> (kraft)	120,74 kN
X-retning			
H <sub>x</sub> (avstand)	12 m	H <sub>x</sub> (kraft)	91,83 kN
H <sub>x</sub> (avstand)	12 m	H <sub>x</sub> (kraft)	54,08 kN

Avstander er regnet ut fra P nede i venstre hjørne av planet. X-koordinat er positiv til høyre og y-koordinat er positiv oppover.

<b>Stivhetskoeffisienter:</b>	k <sub>b</sub> =	8	k <sub>s</sub> =	0,666666667
	E <sub>cm</sub> =	34000000 kN/m <sup>2</sup>		
Vegg	h <sub>skive</sub>	t	A <sub>skive</sub> horisontal	
1	2,4 m	0,2 m	0,48 m <sup>2</sup>	
2	3 m	0,2 m	0,6 m <sup>2</sup>	
3	2,4 m	0,2 m	0,48 m <sup>2</sup>	
4	2,7 m	0,2 m	0,54 m <sup>2</sup>	

Vegg	Stivheten til hver enkelt skive i x- og y-retning				
	I (m <sup>4</sup> )	K <sub>b</sub> (kN/m)	K <sub>s</sub> (kN/m)	K <sub>x,i</sub>	K <sub>y,i</sub>
1	0,2304	41205,753	946087	39485,99	
2	0,4500	80479,987	1182609		75352,06
3	0,2304	41205,753	946087	39485,99	0,00
4	0,3281	77079,883	1165714		72299,28
	Σ I =	1,2389		Σ K =	78972,0
					147651,3

$$I = (t \cdot h_{skive}^3) / 12$$

$$K_b = (8 \cdot E_{cm} \cdot (t \cdot h_{skive}^3 / 12)) / h_{bygg}^3$$

$$K_s = (2 \cdot E_{cm} \cdot h_{skive} \cdot t) / 3 \cdot h_{bygg}$$

$$K_i = (K_b \cdot K_s) / (K_b + K_s)$$

**STIVHETSSENTER:**

a <sub>1</sub>		b <sub>1</sub>	13,6 m
a <sub>2</sub>	0,1 m	b <sub>2</sub>	
a <sub>3</sub>		b <sub>3</sub>	10,4 m
a <sub>4</sub>	59,9 m	b <sub>4</sub>	
X <sub>t</sub> (meter)	29,382	x <sub>t</sub> = (K <sub>x,i</sub> · a <sub>i</sub> ) / ΣK <sub>x</sub>	e <sub>x</sub> = 0,618 m
Y <sub>t</sub> (meter)	12,000	y <sub>t</sub> = (K <sub>y,i</sub> · b <sub>i</sub> ) / Σk <sub>y</sub>	e <sub>y</sub> = 0,000 m

$$e_x = X_t \cdot H_x(\text{avstand})$$

$$e_y = Y_t \cdot H_y(\text{avstand})$$

Vegg	$r_{x,i}$	$r_{y,i}$	$K_i * r_i$	$K_i * r_i^2$ (I)
1		1,600	63177,6	101084,123
2	-29,282		-2206443,9	64608646,8
3		-1,600	-63177,6	101084,123
4	30,518		2206443,9	67336696,4
<b>Rotasjonsstivhet:</b>			$\Sigma I =$	<b>132147511</b>

<b>Y-retning</b>				
$M_{z,H_y}$	126,487 kNm		$d_{\phi,y}$	9,5716E-07
$M_{z,H_y}$	74,643 kNm		$d_{\phi,y}$	5,6484E-07
<b>X-retning</b>				
$M_{z,H_x}$	0,000 kNm		$d_{\phi,x}$	0
$M_{z,H_x}$	0,000 kNm		$d_{\phi,x}$	0

$$M_{z,H_y} = e_x * H_y$$

$$d_{\phi,y} = (M_{z,H_y}) / (\Sigma I)$$

<b>Y-retning</b>						
kN		kN		kN		
$H_{y,1,Translasjon}$	0,000	$H_{y,1,Rotasjon}$	0,000	$H_{y,1}$	0,000	
$H_{y,2,Translasjon}$	104,417	$H_{y,2,Rotasjon}$	-2,112	$H_{y,2}$	102,305	
$H_{y,3,Translasjon}$	0,000	$H_{y,3,Rotasjon}$	0,000	$H_{y,3}$	0,000	
$H_{y,4,Translasjon}$	100,187	$H_{y,4,Rotasjon}$	2,112	$H_{y,4}$	102,299	
kN		kN		KN		
$H_{x,1,Translasjon}$	0,000	$H_{x,1,Rotasjon}$	-0,060	$H_{x,1}$	0,060	
$H_{x,2,Translasjon}$	0,000	$H_{x,2,Rotasjon}$	0,000	$H_{x,2}$	0,000	
$H_{x,3,Translasjon}$	0,000	$H_{x,3,Rotasjon}$	0,060	$H_{x,3}$	0,060	
$H_{x,4,Translasjon}$	0,000	$H_{x,4,Rotasjon}$	0,000	$H_{x,4}$	0,000	

$$H_{y,Translasjon} = (H_y * K_{y,i}) / (\Sigma K)$$

$$H_{y,2,Rotasjon} = d_{\phi,y} * r_{x,i} * K_{y,i}$$

$$H_{i,i} = H_{translasjon} + H_{rotasjon}$$



<b>X-retning</b>							
		kN		kN		kN	
H <sub>y,1</sub> ,Translasjon	0,000	H <sub>y,1</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>y,1</sub>	0,000	
H <sub>y,2</sub> ,Translasjon	0,000	H <sub>y,2</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>y,2</sub>	0,000	
H <sub>y,3</sub> ,Translasjon	0,000	H <sub>y,3</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>y,3</sub>	0,000	
H <sub>y,4</sub> ,Translasjon	0,000	H <sub>y,4</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>y,4</sub>	0,000	
		kN		kN		KN	
H <sub>x,1</sub> ,Translasjon	45,917	H <sub>x,1</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>x,1</sub>	45,917	
H <sub>x,2</sub> ,Translasjon	0,000	H <sub>x,2</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>x,2</sub>	0,000	
H <sub>x,3</sub> ,Translasjon	45,917	H <sub>x,3</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>x,3</sub>	45,917	
H <sub>x,4</sub> ,Translasjon	0,000	H <sub>x,4</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>x,4</sub>	0,000	

$$H_{x,Translasjon}=(H_x * K_{x,i})/(\Sigma K)$$

H<sub>x,2</sub>,Rotasjon= ingen rotasjon

<b>Laster for hver etasje og tak i hver enkelt skive</b>					
<b>Koeffisient for last i takskive: H<sub>i,tak</sub>/H<sub>i,dekke</sub></b>		<b>Y-retning</b>	0,5901	<b>X-retning</b>	0,5889
Skive 1	H <sub>x,1,dekke</sub>	45,917 kN	H <sub>x,1,tak</sub>	27,042 kN	
Skive 2	H <sub>y,2,dekke</sub>	102,305 kN	H <sub>y,2,tak</sub>	60,373 kN	
Skive 3	H <sub>x,3,dekke</sub>	45,917 kN	H <sub>x,3,tak</sub>	27,042 kN	
Skive 4	H <sub>y,4,dekke</sub>	102,299 kN	H <sub>y,4,tak</sub>	60,369 kN	
<p>Her er det plukket ut den høyeste verdien for hver vegg.  H<sub>i,i,tak</sub> er verdien av H<sub>i,i,dekke</sub> ganget med et forholdstallet kalt x-retning for kraft i x-retning og y-retning for kraft i y-retning. Dette forholdstallet er mellom resultanterne H<sub>tak</sub>/H<sub>dekke</sub> for både x- og y-retning. Dette medfører riktig verdi på H<sub>i,i,tak</sub></p>					

## System 1 – seismiske laster og skjevstillingslaster i ulykkestilstand (skjevstillingslast i bruddgrense, konservativt)

Bjelke og søylegeometri			
Søyle	m	Antall søyler pr. etasje	42
lengde	3,5	Antall søyler pr. akse	6

søylelengde=etasjehøyde

Antar 6 søyler i både x- og y-retning

Betong			
Vegg	Lengde	Armert betong	
1	2,4 m	$\gamma_{\text{betong}}$	25 kN/m <sup>3</sup>
2	3 m	t	0,2 m
3	2,4 m	h	3,5 m
4	2,3 m		
Byggets Geometri			
Lengde		57,6 m	
Bredde		24 m	
Høyde		10,5 m	
Areal=Lengde*Bredde		1382,4 m <sup>2</sup>	

Egenlast		
Egenlast dekker/tak		5781,80 kN/per.etg
Egenlast søyler		kN/per.etg
Egenlast bjelker		kN/per.etg
Egenlast betongskiver		0,00 kN/per.etg
Sum Egenlast, G		5781,80 kN/per.etg

Nyttelast		
Rom i bolig, kategori A	$q_k$	2,0 kN/m <sup>2</sup>
Nyttelast dekker	$P=q_k*\text{Areal}$	2764,8 kN/per.etg

Nord-Aurdal			
Snølast			
Snølast på mark	$s_{k,0}$	4,5 kN/m <sup>2</sup>	
Formfaktor flatt tak	$\mu$	0,8	
Nyttelast snø, $S=s_{k,0}*\mu*\text{Areal}$		4976,64 kN på tak	
Lastfaktor Egenlast	1,2	Lastfaktor Nyttelast dominerende	1,5
		Lastfaktor Nyttelast ikke dominerende	1,05

Skjevstillingslast (Karakteristisk)		Horisontallast pga. skjevstilling pr. etg	
$\theta_0$	0,005	$H_{i,Egenlast}$	17,66 kN (alle etg)
$\alpha_h$	(Høyde > 9m) 0,667	$H_{i,Nyttelast}$	7,39 kN (ikke tak)
$\alpha_m$	0,764	$H_{i,Snølast}$	13,30 kN (bare tak)
$\theta_i$	0,00255		

$$\alpha_m = \text{ROT}(0,5 * (1 + 1/\text{antall søyler pr.akse}))$$

$$H_{i,Egenlast} = \theta_i * \text{Lastfaktor egenlast} * \text{Egenlast, G}$$

$$H_{i,Nyttelast} = \theta_i * \text{Lastfaktor nyttelast ikke dominerende} * \text{Nyttelast dekker, P}$$

$$H_{i,Snølast} = \theta_i * \text{Lastfaktor nyttelast ikke dominerende} * \text{snølast, S}$$

Seismiske laster		
Horisontale resultanter på dekke 1,2 og 3, hvorav 3 er taket		
fb1	120,5 kN	
fb2	241,9 kN	
fb3	388,2 kN	
Seismiske laster + skjevlaster		
Fb1	145,6 kN	$Fb1 = fb1 + H_{i,egenlast} + H_{i,Nyttelast}$
Fb2	267,0 kN	$Fb2 = fb2 + H_{i,egenlast} + H_{i,Nyttelast}$
Fb3	419,2 kN	$Fb3 = fb3 + H_{i,egenlast} + H_{i,Snølast}$

BRUKER			
Y-retning			
$H_y$ (avstand)	30 m	Resultant 1.etg	145,55 kN
$H_y$ (avstand)	30 m	Resultant 2.etg	266,95 kN
$H_y$ (avstand)	30 m	Resultant 2.etg	419,17 kN
X-retning			
$H_x$ (avstand)	12 m	Resultant 1.etg	145,55 kN
$H_x$ (avstand)	12 m	Resultant 2.etg	266,95 kN
$H_x$ (avstand)	12 m	Resultant 3.etg	419,17 kN

Avstander er regnet ut fra P nede i venstre hjørne av planet. X-koordinat er positiv til høyre og y-koordinat er positiv oppover.

<b>Stivhetskoeffisienter:</b>	$k_b$	8	$k_s$	0,66666667
	$E_{cm}$	34000000 kN/m <sup>2</sup>		
Vegg	$h_{skive}$	t	$A_{skive}$ horisontal	
1	3 m	0,2 m	0,6 m <sup>2</sup>	
2	2,4 m	0,2 m	0,48 m <sup>2</sup>	
3	2,7 m	0,2 m	0,54 m <sup>2</sup>	
4	2,4 m	0,2 m	0,48 m <sup>2</sup>	

Vegg		I (m <sup>4</sup> )	K <sub>b</sub> (kN/m)	K <sub>s</sub> (kN/m)	K <sub>x,i</sub>	K <sub>y,i</sub>
1		0,4500	80479,987	1182609	0,00	75352,0585
2		0,2304	41205,753	946087	39485,9856	0,00
3		0,3281	77079,883	1165714	0	72299,2781
4		0,2304	41205,753	946087	39485,9856	0,00
	<b>Σ I</b>	<b>1,2389</b>		<b>K =</b>	<b>78972,0</b>	<b>147651,3</b>

$$I = (t \cdot h^3_{skive}) / 12$$

$$K_b = (8 \cdot E_{cm} \cdot (t \cdot h^3_{skive} / 12)) / h^3_{bygg}$$

$$K_s = (2 \cdot E_{cm} \cdot h_{skive} \cdot t) / 3 \cdot h_{bygg}$$

$$K_i = (K_b \cdot K_s) / (K_b + K_s)$$

STIVHETSSENTER:

a <sub>1</sub>	0,1 m		b <sub>1</sub>	
a <sub>2</sub>			b <sub>2</sub>	10,4 m
a <sub>3</sub>	59,9 m		b <sub>3</sub>	
a <sub>4</sub>			b <sub>4</sub>	13,6 m
X <sub>t</sub>	29,382 m		e <sub>x</sub>	0,618 m
Y <sub>t</sub>	12,000 m		e <sub>y</sub>	0,000 m

$$e_x = X_t \cdot H_x (\text{avstand})$$

$$e_y = Y_t \cdot H_y (\text{avstand})$$

Vegg	r <sub>x,i</sub>	r <sub>y,i</sub>	K <sub>i</sub> * r <sub>i</sub>	K <sub>i</sub> * r <sub>i</sub> <sup>2</sup> (I)
1	-29,282		2206443,9	64608646,8
2		-1,600	-63177,6	101084,1
3	30,518		2206443,9	67336696,4
4		1,600	63177,6	101084,1
	<b>Rotasjonsstivhet:</b>		<b>I =</b>	<b>132147511,4</b>

Y-retning				
M <sub>z,H<sub>y</sub></sub>	1.etg	89,982 kNm	d <sub>φ,y</sub>	6,8092E-07
M <sub>z,H<sub>y</sub></sub>	2.etg	165,031 kNm	d <sub>φ,y</sub>	1,2488E-06
M <sub>z,H<sub>y</sub></sub>	3.etg	259,129 kNm	d <sub>φ,y</sub>	1,9609E-06
X-retning				
M <sub>z,H<sub>x</sub></sub>	1.etg	0,000 kNm	d <sub>φ,x</sub>	0
M <sub>z,H<sub>x</sub></sub>	2.etg	0,000 kNm	d <sub>φ,x</sub>	0
M <sub>z,H<sub>x</sub></sub>	3.etg	0,000 kNm	d <sub>φ,x</sub>	0

$$M_{z,H_y} = e_x \cdot H_y$$

$$d_{\phi,y} = (M_{z,H_y}) / (\Sigma I)$$

Y-retning						
1 ETASJE						
kN		kN			kN	
H <sub>y,1,Translasjon</sub>	74,282	H <sub>y,1,Rotasjon</sub>	-1,502		H <sub>y,1</sub>	72,780
H <sub>y,2,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>y,2,Rotasjon</sub>	0,000		H <sub>y,2</sub>	0,000
H <sub>y,3,Translasjon</sub>	71,273	H <sub>y,3,Rotasjon</sub>	1,502		H <sub>y,3</sub>	72,775
H <sub>y,4,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>y,4,Rotasjon</sub>	0,000		H <sub>y,4</sub>	0,000
kN		kN			kN	
H <sub>x,1,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>x,1,Rotasjon</sub>	0,000		H <sub>y,1</sub>	0,000
H <sub>x,2,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>x,2,Rotasjon</sub>	-0,043		H <sub>y,2</sub>	-0,043
H <sub>x,3,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>x,3,Rotasjon</sub>	0,000		H <sub>y,3</sub>	0,000
H <sub>x,4,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>x,4,Rotasjon</sub>	0,043		H <sub>y,4</sub>	0,043
2 ETASJE						
kN		kN			KN	
H <sub>y,1,Translasjon</sub>	136,237	H <sub>y,1,Rotasjon</sub>	-2,756		H <sub>y,1</sub>	133,481
H <sub>y,2,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>y,2,Rotasjon</sub>	0,000		H <sub>y,2</sub>	0,000
H <sub>y,3,Translasjon</sub>	130,718	H <sub>y,3,Rotasjon</sub>	2,756		H <sub>y,3</sub>	133,473
H <sub>y,4,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>y,4,Rotasjon</sub>	0,000		H <sub>y,4</sub>	0,000
kN		kN			KN	
H <sub>x,1,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>x,1,Rotasjon</sub>	0,000		H <sub>y,1</sub>	0,000
H <sub>x,2,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>x,2,Rotasjon</sub>	-0,079		H <sub>y,2</sub>	-0,079
H <sub>x,3,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>x,3,Rotasjon</sub>	0,000		H <sub>y,3</sub>	0,000
H <sub>x,4,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>x,4,Rotasjon</sub>	0,079		H <sub>y,4</sub>	0,079
3 ETASJE						
kN		kN			KN	
H <sub>y,1,Translasjon</sub>	213,917	H <sub>y,1,Rotasjon</sub>	-4,327		H <sub>y,1</sub>	209,590
H <sub>y,2,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>y,2,Rotasjon</sub>	0,000		H <sub>y,2</sub>	0,000
H <sub>y,3,Translasjon</sub>	205,250	H <sub>y,3,Rotasjon</sub>	4,327		H <sub>y,3</sub>	209,577
H <sub>y,4,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>y,4,Rotasjon</sub>	0,000		H <sub>y,4</sub>	0,000
kN		kN			KN	
H <sub>x,1,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>x,1,Rotasjon</sub>	0,000		H <sub>y,1</sub>	0,000
H <sub>x,2,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>x,2,Rotasjon</sub>	-0,124		H <sub>y,2</sub>	-0,124
H <sub>x,3,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>x,3,Rotasjon</sub>	0,000		H <sub>y,3</sub>	0,000
H <sub>x,4,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>x,4,Rotasjon</sub>	0,124		H <sub>y,4</sub>	0,124

$$H_{y,Translasjon}=(H_y * K_{y,i})/(\Sigma K)$$

$$H_{y,2,Rotasjon}=d_{\phi,y} * r_{x,i} * K_{y,i}$$

$$H_{i,i}=H_{translasjon}+H_{rotasjon}$$

<b>X-retning</b>						
<b>1 ETASJE</b>						
kN		kN			kN	
H <sub>x,1</sub> ,Translasjon	0,000	H <sub>x,1</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>x,1</sub>	0,000
H <sub>x,2</sub> ,Translasjon	72,777	H <sub>x,2</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>x,2</sub>	72,777
H <sub>x,3</sub> ,Translasjon	0,000	H <sub>x,3</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>x,3</sub>	0,000
H <sub>x,4</sub> ,Translasjon	72,777	H <sub>x,4</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>x,4</sub>	72,777
kN		kN			kN	
H <sub>y,1</sub> ,Translasjon	0,000	H <sub>y,1</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>x,1</sub>	0,000
H <sub>y,2</sub> ,Translasjon	0,000	H <sub>y,2</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>x,2</sub>	0,000
H <sub>y,3</sub> ,Translasjon	0,000	H <sub>y,3</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>x,3</sub>	0,000
H <sub>y,4</sub> ,Translasjon	0,000	H <sub>y,4</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>x,4</sub>	0,000
<b>2 ETASJE</b>						
kN		kN			KN	
H <sub>x,1</sub> ,Translasjon	0,000	H <sub>x,1</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>x,1</sub>	0,000
H <sub>x,2</sub> ,Translasjon	133,477	H <sub>x,2</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>x,2</sub>	133,477
H <sub>x,3</sub> ,Translasjon	0,000	H <sub>x,3</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>x,3</sub>	0,000
H <sub>x,4</sub> ,Translasjon	133,477	H <sub>x,4</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>x,4</sub>	133,477
kN		kN			KN	
H <sub>y,1</sub> ,Translasjon	0,000	H <sub>y,1</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>x,1</sub>	0,000
H <sub>y,2</sub> ,Translasjon	0,000	H <sub>y,2</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>x,2</sub>	0,000
H <sub>y,3</sub> ,Translasjon	0,000	H <sub>y,3</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>x,3</sub>	0,000
H <sub>y,4</sub> ,Translasjon	0,000	H <sub>y,4</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>x,4</sub>	0,000
<b>3 ETASJE</b>						
kN		kN			KN	
H <sub>x,1</sub> ,Translasjon	0,000	H <sub>x,1</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>x,1</sub>	0,000
H <sub>x,2</sub> ,Translasjon	209,584	H <sub>x,2</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>x,2</sub>	209,584
H <sub>x,3</sub> ,Translasjon	0,000	H <sub>x,3</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>x,3</sub>	0,000
H <sub>x,4</sub> ,Translasjon	209,584	H <sub>x,4</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>x,4</sub>	209,584
kN		kN			KN	
H <sub>y,1</sub> ,Translasjon	0,000	H <sub>y,1</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>x,1</sub>	0,000
H <sub>y,2</sub> ,Translasjon	0,000	H <sub>y,2</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>x,2</sub>	0,000
H <sub>y,3</sub> ,Translasjon	0,000	H <sub>y,3</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>x,3</sub>	0,000
H <sub>y,4</sub> ,Translasjon	0,000	H <sub>y,4</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>x,4</sub>	0,000

$$H_{x,Translasjon}=(H_x * K_{x,i})/(\sum K)$$

H<sub>x,2</sub>,Rotasjon= ingen rotasjon

$$H_{i,i}=H_{translasjon}+H_{rotasjon}$$

<b>Laster for hver etasje og tak i hver enkelt skive</b>			
Skive	1.etg	2.etg	3.etg
Skive 1	72,780 kN	133,481 kN	209,590 kN
Skive 2	72,777 kN	133,477 kN	209,584 kN
Skive 3	72,775 kN	133,473 kN	209,577 kN
Skive 4	72,777 kN	133,477 kN	209,584 kN

## System 2 - vind og skjevlaster i bruddgrensetilstand

Bjelke og søylegeometri			
Søyle	m	Antall søyler pr. etasje	42
lengde	3,5	Antall søyler pr. akse	6

søylelengde=etasjehøyde

Antar 6 søyler i både x- og y-retning

Betong			
Vegg	Lengde	Armert betong	
1	2,4 m	$\gamma_{\text{betong}}$	25 kN/m <sup>3</sup>
2	3 m	t	0,2 m
3	2,4 m	h	3,5 m
4	2,3 m		

Byggets Geometri	
Lengde	57,6 m
Bredde	24 m
Høyde	10,5 m
Areal=Lengde*Bredde	1382,4 m <sup>2</sup>

Egenlast	
Egenlast dekker/tak	5734,50 kN/per.etg
Egenlast søyler	kN/per.etg
Egenlast bjelker	kN/per.etg
Egenlast betongskiver	0,00 kN/per.etg
Sum Egenlast, G	5734,50 kN/per.etg

Nyttelast		
Rom i bolig, kategori A	$q_k$	2,0 kN/m <sup>2</sup>
Nyttelast dekker	$P=q_k \cdot \text{Areal}$	2764,8 kN/per.etg

Nord-Aurdal		
Snølast		
Snølast på mark	$S_{k,0}$	4,5 kN/m <sup>2</sup>
Formfaktor flatt tak	$\mu$	0,8
Nyttelast snø, $S=S_{k,0} \cdot \mu \cdot \text{Areal}$		4976,64 kN på tak

Lastfaktor Egenlast	1,2	Lastfaktor Nyttelast dominerende	1,5
		Lastfaktor Nyttelast ikke dominerende	1,05
Skjevstillingslast (Karakteristisk)		Horisontallast pga. skjevstilling pr. etg	
$\theta_0$	0,005	$H_{i,Egenlast}$	17,52 kN (alle etg)
$\alpha_h$	0,667 (Høyde>9m)	$H_{i,Nyttelast}$	7,39 kN (ikke tak)
$\alpha_m$	0,764	$H_{i,Snølast}$	13,30 kN (bare tak)
$\theta_i$	0,00255		

$$\alpha_m = \text{ROT}(0,5 * (1 + 1/\text{antall søyler pr.akse}))$$

$$H_{i,Egenlast} = \theta_i * \text{Lastfaktor egenlast} * \text{Egenlast, G}$$

$$H_{i,Nyttelast} = \theta_i * \text{Lastfaktor nyttelast ikke dominerende} * \text{Nyttelast dekker, P}$$

$$H_{i,Snølast} = \theta_i * \text{Lastfaktor nyttelast ikke dominerende} * \text{snølast, S}$$

Vindlast i Y-retning	
Nyttelast vind langsida (Samlet D og E)	q 0,57 kN/m <sup>2</sup>
Karakteristisk last på dekke fra vind	p <sub>v</sub> 2,00 kN/m
Total karakteristisk last på dekke fra vind	P <sub>v</sub> 114,91 kN
Total karakteristisk last på tak fra vind	P <sub>v,tak</sub> 57,46 kN

$$p_v = q * \text{etasjehøyde}$$

$$P_v = p_v * \text{total lengde på bygg (57,6m)}$$

$$P_{v,tak} = P_v * 0,5$$

Vindlast i X-retning	
Nyttelast vind kortside (Samlet D og E)	q 0,53 kN/m <sup>2</sup>
Karakteristisk last på dekke fra vind	p <sub>v</sub> 1,86 kN/m
Total karakteristisk last på dekke fra vind	P <sub>v</sub> 44,52 kN
Total karakteristisk last på tak fra vind	P <sub>v,tak</sub> 22,26 kN

$$p_v = q * \text{etasjehøyde}$$

$$P_v = p_v * \text{total bredde på bygg (24m)}$$

$$P_{v,tak} = P_v * 0,5$$

Global Avstivning				
Y-retning				
$H_{y,dekke}$	197,28 kN	$H_{fy,dekke}$	3,29 kN/m	linje dekke
$H_{y,tak}$	117,01 kN	$H_{fy,tak}$	1,95 kN/m	linje tak

$$H_{y,dekke} = P_v * \text{Lastfaktor Nyttelast dominerende} + H_{i,Egenlast} + H_{i,Nyttelast}$$

$$H_{y,tak} = P_{v,tak} * \text{Lastfaktor Nyttelast dominerende} + H_{i,Egenlast} + H_{i,Snølast}$$

$$H_{fy,dekke} = H_{y,dekke} / \text{Byggets lengde (57,6m)}$$

X-retning				
$H_{x,dekke}$	91,69 kN	$H_{fx,dekke}$	3,82 kN/m	linje dekke
$H_{x,tak}$	54,08 kN	$H_{fx,tak}$	2,25 kN/m	linje tak

$$H_{x,dekke} = P_v * \text{Lastfaktor Nyttelast dominerende} + H_{i,Egenlast} + H_{i,Nyttelast}$$

$$H_{x,tak} = P_{v,tak} * \text{Lastfaktor Nyttelast dominerende} + H_{i,Egenlast} + H_{i,Snølast}$$

$$H_{fx,dekke} = H_{x,dekke} / \text{Byggets bredde (24m)}$$



$$H_{fx,tak} = H_{x,tak} / \text{Byggets bredde (24m)}$$

Går videre med følgende laster			
Y-retning			
H <sub>y</sub> (avstand)	28,8 m	H <sub>y</sub> (kraft)	197,28 kN
H <sub>y</sub> (avstand)	28,8 m	H <sub>y</sub> (kraft)	117,01 kN
X-retning			
H <sub>x</sub> (avstand)	12 m	H <sub>x</sub> (kraft)	91,69 kN
H <sub>x</sub> (avstand)	12 m	H <sub>x</sub> (kraft)	54,08 kN

Avstander er regnet ut fra P nede i venstre hjørne av planet. X-koordinat er positiv til høyre og y-koordinat er positiv oppover.

<b>Stivhetskoeffisienter:</b>	k <sub>b</sub> =	8	k <sub>s</sub> =	0,66666667
	E <sub>cm</sub> =	34000000 kN/m <sup>2</sup>		
Vegg	h <sub>skive</sub>	t	A <sub>skive</sub> horisontal	
1	2,4 m	0,2 m	0,48 m <sup>2</sup>	
2	3 m	0,2 m	0,6 m <sup>2</sup>	
3	2,4 m	0,2 m	0,48 m <sup>2</sup>	

Stivheten til hver enkelt skive i x- og y-retning					
Vegg	I (m <sup>4</sup> )	K <sub>b</sub> (kN/m)	K <sub>s</sub> (kN/m)	K <sub>x,i</sub>	K <sub>y,i</sub>
1	0,2304	41205,753	946087		39485,99
2	0,4500	80479,987	1182609	75352,06	
3	0,2304	41205,753	946087		39485,99
	Σ I				
	=	0,9108	Σ K=	75352,1	78972,0

$$I = (t \cdot h_{skive}^3) / 12$$

$$K_b = (8 \cdot E_{cm} \cdot (t \cdot h_{skive}^3 / 12)) / h_{bygg}^3$$

$$K_s = (2 \cdot E_{cm} \cdot h_{skive} \cdot t) / 3 \cdot h_{bygg}$$

$$K_i = (K_b \cdot K_s) / (K_b + K_s)$$

**STIVHETSSENTER:**

a <sub>1</sub>	27,2 m	b <sub>1</sub>	
a <sub>2</sub>		b <sub>2</sub>	13,1 m
a <sub>3</sub>	30,4 m	b <sub>3</sub>	
		b <sub>4</sub>	
X <sub>t</sub> (meter)	28,800	x <sub>t</sub> = (K <sub>x,i</sub> * a <sub>i</sub> ) / ΣK <sub>x</sub>	e <sub>x</sub>
			0,000 m
Y <sub>t</sub> (meter)	13,100	y <sub>t</sub> = (K <sub>y,i</sub> * b <sub>i</sub> ) / Σk <sub>y</sub>	e <sub>y</sub>
			-1,100 m

$$e_x = X_t \cdot H_x(\text{avstand})$$

$$e_y = Y_t \cdot H_y(\text{avstand})$$

Vegg	$r_{x,i}$	$r_{y,i}$	$K_i * r_i$	$K_i * r_i^2 (I)$
1	-1,600		-63177,6	101084,1231
2		0,000	0,0	0
3	1,600		63177,6	101084,1231
			0,0	0
<b>Rotasjonsstivhet:</b>			$\Sigma I =$	<b>202168,2</b>

<b>Y-retning</b>				
$M_{z,H_y}$	0,000 kNm		$d_{\phi,y}$	0
$M_{z,H_y}$	0,000 kNm		$d_{\phi,y}$	0
<b>X-retning</b>				
$M_{z,H_x}$	-		$d_{\phi,x}$	-0,00049889
$M_{z,H_x}$	100,859 kNm		$d_{\phi,x}$	-0,00029427
$M_{z,H_x}$	-59,493 kNm		$d_{\phi,x}$	-0,00029427

$$M_{z,H_y} = e_x * H_y$$

$$d_{\phi,y} = (M_{z,H_y}) / (\Sigma I)$$

<b>Y-retning</b>							
		kN				kN	
$H_{y,1,Translasjon}$	98,639	$H_{y,1,Rotasjon}$	0,000		$H_{y,1}$		98,639
$H_{y,2,Translasjon}$	0,000	$H_{y,2,Rotasjon}$	0,000		$H_{y,2}$		0,000
$H_{y,3,Translasjon}$	98,639	$H_{y,3,Rotasjon}$	0,000		$H_{y,3}$		98,639
$H_{y,4,Translasjon}$	0,000	$H_{y,4,Rotasjon}$	0,000		$H_{y,4}$		0,000
		kN				kN	
$H_{x,1,Translasjon}$	0,000	$H_{x,1,Rotasjon}$	0,000		$H_{x,1}$		0,000
$H_{x,2,Translasjon}$	0,000	$H_{x,2,Rotasjon}$	0,000		$H_{x,2}$		0,000
$H_{x,3,Translasjon}$	0,000	$H_{x,3,Rotasjon}$	0,000		$H_{x,3}$		0,000
$H_{x,4,Translasjon}$	0,000	$H_{x,4,Rotasjon}$	0,000		$H_{x,4}$		0,000

$$H_{y,Translasjon} = (H_y * K_{y,i}) / (\Sigma K)$$

$$H_{y,2,Rotasjon} = d_{\phi,y} * r_{x,i} * K_{y,i}$$

$$H_{i,i} = H_{translasjon} + H_{rotasjon}$$

X-retning						
kN		kN		kN		
H <sub>y,1</sub> ,Translasjon	0,000	H <sub>y,1</sub> ,Rotasjon	-31,518		H <sub>y,1</sub>	31,518
H <sub>y,2</sub> ,Translasjon	0,000	H <sub>y,2</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>y,2</sub>	0,000
H <sub>y,3</sub> ,Translasjon	0,000	H <sub>y,3</sub> ,Rotasjon	31,518		H <sub>y,3</sub>	31,518
H <sub>y,4</sub> ,Translasjon	0,000	H <sub>y,4</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>y,4</sub>	0,000
kN		kN		KN		
H <sub>x,1</sub> ,Translasjon	0,000	H <sub>x,1</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>x,1</sub>	0,000
H <sub>x,2</sub> ,Translasjon	91,690	H <sub>x,2</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>x,2</sub>	91,690
H <sub>x,3</sub> ,Translasjon	0,000	H <sub>x,3</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>x,3</sub>	0,000
H <sub>x,4</sub> ,Translasjon	0,000	H <sub>x,4</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>x,4</sub>	0,000

$$H_{x,Translasjon}=(H_x * K_{x,i})/(\sum K)$$

H<sub>x,2</sub>,Rotasjon= ingen rotasjon

Laster for hver etasje og tak i hver enkelt skive					
Koeffisient for last i takskive: H <sub>i,tak</sub> /H <sub>i,dekke</sub>		Y-retning	0,5931	X-retning	0,5899
Skive 1	H <sub>x,1,dekke</sub>	98,639 kN	H <sub>x,1,tak</sub>	58,503 kN	
Skive 2	H <sub>y,2,dekke</sub>	91,690 kN	H <sub>y,2,tak</sub>	54,084 kN	
Skive 3	H <sub>x,3,dekke</sub>	98,639 kN	H <sub>x,3,tak</sub>	58,503 kN	
Skive 4	H <sub>y,4,dekke</sub>	0,000 kN	H <sub>y,4,tak</sub>	0,000 kN	
<p>Her er det plukket ut den høyeste verdien for hver vegg.  H<sub>i,i,tak</sub> er verdien av H<sub>i,i,dekke</sub> ganget med et forholdstallet kalt x-retning for kraft i x-retning og y-retning for kraft i y-retning. Dette forholdstallet er mellom resultankreftene H<sub>tak</sub>/H<sub>dekke</sub> for både x- og y-retning. Dette medfører riktig verdi på H<sub>i,i,tak</sub></p>					

## System 2 – seismiske laster og skjevstillingslaster i ulykkestilstand (skjevstillingslast i bruddgrense, konservativt)

Bjelke og søylegeometri			
Søyle	m	Antall søyler pr. etasje	42
lengde	3,5	Antall søyler pr. akse	6

søylelengde=etasjehøyde

Antar 6 søyler i både x- og y-retning

Betong			
Vegg	Lengde	Armert betong	
1	2,4 m	$\gamma_{\text{betong}}$	25 kN/m <sup>3</sup>
2	3 m	t	0,2 m
3	2,4 m	h	3,5 m
4	2,3 m		
Byggets Geometri			
Lengde			57,6 m
Bredde			24 m
Høyde			10,5 m
Areal=Lengde*Bredde			1382,4 m <sup>2</sup>

Egenlast		
Egenlast dekker/tak		5734,50 kN/per.etg
Egenlast søyler		kN/per.etg
Egenlast bjelker		kN/per.etg
Egenlast betongskiver		0,00 kN/per.etg
Sum Egenlast, G		5734,50 kN/per.etg

Nyttelast		
Rom i bolig, kategori A	$q_k$	2,0 kN/m <sup>2</sup>
Nyttelast dekker	$P=q_k \cdot \text{Areal}$	2764,8 kN/per.etg

Nord-Aurdal		
Snølast		
Snølast på mark	$S_{k,0}$	4,5 kN/m <sup>2</sup>
Formfaktor flatt tak	$\mu$	0,8
Nyttelast snø, S= $S_{k,0} \cdot \mu \cdot \text{Areal}$		4976,64 kN på tak

Lastfaktor Egenlast	1,2	Lastfaktor Nyttelast dominerende	1,5
		Lastfaktor Nyttelast ikke dominerende	1,05
Skjevstillingslast (Karakteristisk)		Horisontallast pga. skjevstilling pr. etg	
$\theta_0$	0,005	$H_{i,Egenlast}$	17,52 kN (alle etg)
$\alpha_h$	(Høyde > 9m) 0,667	$H_{i,Nyttelast}$	7,39 kN (ikke tak)
$\alpha_m$	0,764	$H_{i,Snølast}$	13,30 kN (bare tak)
$\theta_i$	0,00255		

$$\alpha_m = \text{ROT}(0,5 * (1 + 1/\text{antall søyler pr.akse}))$$

$$H_{i,Egenlast} = \theta_i * \text{Lastfaktor egenlast} * \text{Egenlast, G}$$

$$H_{i,Nyttelast} = \theta_i * \text{Lastfaktor nyttelast ikke dominerende} * \text{Nyttelast dekker, P}$$

$$H_{i,Snølast} = \theta_i * \text{Lastfaktor nyttelast ikke dominerende} * \text{snølast, S}$$

Seismiske laster		
Horisontale resultanter på dekke 1,2 og 3, hvorav 3 er taket		
fb1	120 kN	
fb2	240,9 kN	
fb3	385,5 kN	
Seismiske laster + skjevlaster		
Fb1	144,9 kN	Fb1=fb1+Hi,egenlast+Hi,Nyttelast
Fb2	265,8 kN	Fb2=fb2+Hi,egenlast+Hi,Nyttelast
Fb3	416,3 kN	Fb3=fb3+Hi,egenlast+Hi,Snølast

BRUKER			
Y-retning			
$H_y$ (avstand)	28,8 m	Resultant 1.etg	144,9 kN
$H_y$ (avstand)	28,8 m	Resultant 2.etg	265,8 kN
$H_y$ (avstand)	28,8 m	Resultant 2.etg	416,3 kN
X-retning			
$H_x$ (avstand)	12 m	Resultant 1.etg	144,9 kN
$H_x$ (avstand)	12 m	Resultant 2.etg	265,8 kN
$H_x$ (avstand)	12 m	Resultant 3.etg	416,3 kN

Avstander er regnet ut fra P nede i venstre hjørne av planet. X-koordinat er positiv til høyre og y-koordinat er positiv oppover.

<b>Stivhetskoeffisienter:</b>	$k_b$	8	$k_s$	0,66666667
	$E_{cm}$	34000000 kN/m <sup>2</sup>		
Vegg	$h_{skive}$	t	$A_{skive}$ horisontal	
1	2,4 m	0,2 m	0,48 m <sup>2</sup>	
2	3 m	0,2 m	0,6 m <sup>2</sup>	
3	2,4 m	0,2 m	0,48 m <sup>2</sup>	

Vegg		I (m <sup>4</sup> )	K <sub>b</sub> (kN/m)	K <sub>s</sub> (kN/m)	K <sub>x,i</sub>	K <sub>y,i</sub>
1		0,2304	41205,753	946087	0,00	39485,9856
2		0,4500	80479,987	1182609	75352,0585	0,00
3		0,2304	41205,753	946087	0	39485,9856
	<b>Σ I =</b>	<b>0,9108</b>		<b>K =</b>	<b>75352,1</b>	<b>78972,0</b>

$$I = (t \cdot h_{skive}^3) / 12$$

$$K_b = (8 \cdot E_{cm} \cdot (t \cdot h_{skive}^3 / 12)) / h_{bygg}^3$$

$$K_s = (2 \cdot E_{cm} \cdot h_{skive} \cdot t) / 3 \cdot h_{bygg}$$

$$K_i = (K_b \cdot K_s) / (K_b + K_s)$$

STIVHETSSENTER:

a <sub>1</sub>	27,2 m		b <sub>1</sub>	
a <sub>2</sub>			b <sub>2</sub>	13,1 m
a <sub>3</sub>	30,4 m		b <sub>3</sub>	
x <sub>t</sub>	28,800 m		e <sub>x</sub>	0,000 m
y <sub>t</sub>	13,100 m		e <sub>y</sub>	-1,100 m

$$e_x = x_t \cdot H_x (\text{avstand})$$

$$e_y = y_t \cdot H_y (\text{avstand})$$

Vegg	r <sub>x,i</sub>	r <sub>y,i</sub>	K <sub>i</sub> · r <sub>i</sub>	K <sub>i</sub> · r <sub>i</sub> <sup>2</sup> (I)
1	-1,600		-63177,6	101084,1
2		0,000	0,0	0,0
3	1,600		63177,6	101084,1
	<b>Rotasjonsstivhet:</b>		<b>I =</b>	<b>202168,2</b>

Y-retning				
M <sub>z,H<sub>y</sub></sub>	1.etg	0,000 kNm	d <sub>φ,y</sub>	0
M <sub>z,H<sub>y</sub></sub>	2.etg	0,000 kNm	d <sub>φ,y</sub>	0
M <sub>z,H<sub>y</sub></sub>	3.etg	0,000 kNm	d <sub>φ,y</sub>	0
X-retning				
M <sub>z,H<sub>x</sub></sub>	1.etg	-159,401 kNm	d <sub>φ,x</sub>	-0,00078846
M <sub>z,H<sub>x</sub></sub>	2.etg	-292,391 kNm	d <sub>φ,x</sub>	-0,00144628
M <sub>z,H<sub>x</sub></sub>	3.etg	-457,955 kNm	d <sub>φ,x</sub>	-0,00226522

$$M_{z,H_y} = e_x \cdot H_y$$

$$d_{\phi,y} = (M_{z,H_y}) / (\Sigma I)$$

Y-retning						
1 ETASJE						
kN		kN			kN	
H <sub>y,1,Translasjon</sub>	72,455	H <sub>y,1,Rotasjon</sub>	0,000		H <sub>y,1</sub>	72,455
H <sub>y,2,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>y,2,Rotasjon</sub>	0,000		H <sub>y,2</sub>	0,000
H <sub>y,3,Translasjon</sub>	72,455	H <sub>y,3,Rotasjon</sub>	0,000		H <sub>y,3</sub>	72,455
kN		kN			kN	
H <sub>x,1,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>x,1,Rotasjon</sub>	0,000		H <sub>y,1</sub>	0,000
H <sub>x,2,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>x,2,Rotasjon</sub>	0,000		H <sub>y,2</sub>	0,000
H <sub>x,3,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>x,3,Rotasjon</sub>	0,000		H <sub>y,3</sub>	0,000
2 ETASJE						
kN		kN			KN	
H <sub>y,1,Translasjon</sub>	132,905	H <sub>y,1,Rotasjon</sub>	0,000		H <sub>y,1</sub>	132,905
H <sub>y,2,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>y,2,Rotasjon</sub>	0,000		H <sub>y,2</sub>	0,000
H <sub>y,3,Translasjon</sub>	132,905	H <sub>y,3,Rotasjon</sub>	0,000		H <sub>y,3</sub>	132,905
kN		kN			KN	
H <sub>x,1,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>x,1,Rotasjon</sub>	0,000		H <sub>y,1</sub>	0,000
H <sub>x,2,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>x,2,Rotasjon</sub>	0,000		H <sub>y,2</sub>	0,000
H <sub>x,3,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>x,3,Rotasjon</sub>	0,000		H <sub>y,3</sub>	0,000
3 ETASJE						
kN		kN			KN	
H <sub>y,1,Translasjon</sub>	208,161	H <sub>y,1,Rotasjon</sub>	0,000		H <sub>y,1</sub>	208,161
H <sub>y,2,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>y,2,Rotasjon</sub>	0,000		H <sub>y,2</sub>	0,000
H <sub>y,3,Translasjon</sub>	208,161	H <sub>y,3,Rotasjon</sub>	0,000		H <sub>y,3</sub>	208,161
kN		kN			KN	
H <sub>x,1,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>x,1,Rotasjon</sub>	0,000		H <sub>y,1</sub>	0,000
H <sub>x,2,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>x,2,Rotasjon</sub>	0,000		H <sub>y,2</sub>	0,000
H <sub>x,3,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>x,3,Rotasjon</sub>	0,000		H <sub>y,3</sub>	0,000
H <sub>x,4,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>x,4,Rotasjon</sub>	0,000		H <sub>y,4</sub>	0,000

$$H_{y,Translasjon} = (H_y * K_{y,i}) / (\Sigma K)$$

$$H_{y,2,Rotasjon} = d_{\phi,y} * r_{x,i} * K_{y,i}$$

$$H_{i,i} = H_{translasjon} + H_{rotasjon}$$

<b>X-retning</b>						
<b>1 ETASJE</b>						
kN		kN			kN	
H <sub>x,1,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>x,1,Rotasjon</sub>	0,000		H <sub>x,1</sub>	0,000
H <sub>x,2,Translasjon</sub>	144,910	H <sub>x,2,Rotasjon</sub>	0,000		H <sub>x,2</sub>	144,910
H <sub>x,3,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>x,3,Rotasjon</sub>	0,000		H <sub>x,3</sub>	0,000
kN		kN			kN	
H <sub>y,1,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>y,1,Rotasjon</sub>	-49,813		H <sub>x,1</sub>	-49,813
H <sub>y,2,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>y,2,Rotasjon</sub>	0,000		H <sub>x,2</sub>	0,000
H <sub>y,3,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>y,3,Rotasjon</sub>	49,813		H <sub>x,3</sub>	49,813
<b>2 ETASJE</b>						
kN		kN			KN	
H <sub>x,1,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>x,1,Rotasjon</sub>	0,000		H <sub>x,1</sub>	0,000
H <sub>x,2,Translasjon</sub>	265,810	H <sub>x,2,Rotasjon</sub>	0,000		H <sub>x,2</sub>	265,810
H <sub>x,3,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>x,3,Rotasjon</sub>	0,000		H <sub>x,3</sub>	0,000
kN		kN			KN	
H <sub>y,1,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>y,1,Rotasjon</sub>	-91,372		H <sub>x,1</sub>	-91,372
H <sub>y,2,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>y,2,Rotasjon</sub>	0,000		H <sub>x,2</sub>	0,000
H <sub>y,3,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>y,3,Rotasjon</sub>	91,372		H <sub>x,3</sub>	91,372
<b>3 ETASJE</b>						
kN		kN			KN	
H <sub>x,1,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>x,1,Rotasjon</sub>	0,000		H <sub>x,1</sub>	0,000
H <sub>x,2,Translasjon</sub>	416,323	H <sub>x,2,Rotasjon</sub>	0,000		H <sub>x,2</sub>	416,323
H <sub>x,3,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>x,3,Rotasjon</sub>	0,000		H <sub>x,3</sub>	0,000
kN		kN			KN	
H <sub>y,1,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>y,1,Rotasjon</sub>	-143,111		H <sub>x,1</sub>	-143,111
H <sub>y,2,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>y,2,Rotasjon</sub>	0,000		H <sub>x,2</sub>	0,000
H <sub>y,3,Translasjon</sub>	0,000	H <sub>y,3,Rotasjon</sub>	143,111		H <sub>x,3</sub>	143,111

$$H_{x,Translasjon}=(H_x * K_{x,i})/(\Sigma K)$$

H<sub>x,2,Rotasjon</sub>= ingen rotasjon

$$H_{i,i}=H_{translasjon}+H_{rotasjon}$$

<b>Laster for hver etasje og tak i hver enkelt skive</b>			
Skive	1.etg	2.etg	3.etg
Skive 1 (Y)	72,455 kN	132,905 kN	208,161 kN
Skive 2 (X)	144,910 kN	265,810 kN	416,323 kN
Skive 3 (Y)	72,455 kN	132,905 kN	208,161 kN



## V1.6 Manuelle beregninger av kraftfordeling av laster i bruksgrensetilstand og deformasjon for systemene

### System 1 – bruksgrensetilstand for å finne deformasjon

Bjelke og søylegeometri			
Søyle	m	Antall søyler pr. etasje	42
lengde	3,5	Antall søyler pr. akse	6

søylelengde=etasjehøyde

Antar 6 søyler i både x- og y-retning

Betong			
Vegg	Lengde	Armert betong	
1	2,4 m	$\gamma_{\text{betong}}$	25 kN/m <sup>3</sup>
2	3 m	t	0,2 m
3	2,4 m	h	3,5 m
4	2,3 m		
Byggets Geometri			
Lengde			57,6 m
Bredde			24 m
Høyde			10,5 m
Areal=Lengde*Bredde			1382,4 m <sup>2</sup>

Egenlast		
Egenlast dekker/tak		5781,80 kN/per.etg
Egenlast søyler		kN/per.etg
Egenlast bjelker		kN/per.etg
Egenlast betongskiver		0,00 kN/per.etg
Sum Egenlast, G		5781,80 kN/per.etg

Nyttelast		
Rom i bolig, kategori A	$q_k$	2,0 kN/m <sup>2</sup>
Nyttelast dekker	$P=q_k \cdot \text{Areal} =$	2764,8 kN/per.etg

Nord-Aurdal		
Snølast		
Snølast på mark	$s_{k,0} =$	4,5 kN/m <sup>2</sup>
Formfaktor flatt tak	$\mu =$	0,8
Nyttelast snø, S= $s_{k,0} \cdot \mu \cdot \text{Areal} =$		4976,64 kN på tak

Lastfaktor Egenlast	0	Lastfaktor Nyttelast dominerende	0,2
		Lastfaktor Nyttelast ikke dominerende	0
Skjevstillingslast (Karakteristisk)		Horisontallast pga. skjevstilling pr. etg	
$\theta_0$	0,005	$H_{i,Egenlast}$	0,00 kN (alle etg)
$\alpha_h$	0,667 (Høyde>9m)	$H_{i,Nyttelast}$	0,00 kN (ikke tak)
$\alpha_m$	0,764	$H_{i,Snølast}$	0,00 kN (bare tak)
$\theta_i$	0,00255		

$$\alpha_m = ROT(0,5 * (1 + 1/\text{antall søyler pr.akse}))$$

$$H_{i,Egenlast} = \theta_i * \text{Lastfaktor egenlast} * \text{Egenlast, G}$$

$$H_{i,Nyttelast} = \theta_i * \text{Lastfaktor nyttelast ikke dominerende} * \text{Nyttelast dekker, P}$$

$$H_{i,Snølast} = \theta_i * \text{Lastfaktor nyttelast ikke dominerende} * \text{snølast, S}$$

Vindlast i Y-retning		
Nyttelast vind langsida (Samlet D og E)	q	0,57 kN/m <sup>2</sup>
Karakteristisk last på dekke fra vind	$p_v$	2,00 kN/m
Total karakteristisk last på dekke fra vind	$P_v$	119,70 kN
Total karakteristisk last på tak fra vind	$P_{v,tak}$	59,85 kN

$$p_v = q * \text{etasjehøyde}$$

$$P_v = p_v * \text{total lengde på bygg (60m)}$$

$$P_{v,tak} = P_v * 0,5$$

Vindlast i X-retning		
Nyttelast vind kortside (Samlet D og E)	q	0,53 kN/m <sup>2</sup>
Karakteristisk last på dekke fra vind	$p_v$	1,86 kN/m
Total karakteristisk last på dekke fra vind	$P_v$	44,52 kN
Total karakteristisk last på tak fra vind	$P_{v,tak}$	22,26 kN

$$p_v = q * \text{etasjehøyde}$$

$$P_v = p_v * \text{total bredde på bygg (24m)}$$

$$P_{v,tak} = P_v * 0,5$$

Global Avstivning				
Y-retning				
$H_{y,dekke}$	23,94 kN	$H_{fy,dekke}$	0,40 kN/m	linje dekke
$H_{y,tak}$	11,97 kN	$H_{fy,tak}$	0,20 kN/m	linje tak

$$H_{y,dekke} = P_v * \text{Lastfaktor Nyttelast dominerende} + H_{i,Egenlast} + H_{i,Nyttelast}$$

$$H_{y,tak} = P_{v,tak} * \text{Lastfaktor Nyttelast dominerende} + H_{i,Egenlast} + H_{i,Snølast}$$

$$H_{fy,dekke} = H_{y,dekke} / \text{Byggets lengde (60m)}$$

$$H_{fy,tak} = H_{y,tak} / \text{Byggets lengde (60m)}$$

X-retning				
$H_{x,dekke}$	8,90 kN	$H_{fx,dekke}$	0,37 kN/m	linje dekke
$H_{x,tak}$	4,45 kN	$H_{fx,tak}$	0,19 kN/m	linje tak

$$H_{x,dekke} = P_v * \text{Lastfaktor Nyttelast dominerende} + H_{i,Egenlast} + H_{i,Nyttelast}$$

$$H_{x,tak} = P_{v,tak} * \text{Lastfaktor Nyttelast dominerende} + H_{i,Egenlast} + H_{i,Snølast}$$

$$H_{fx,dekke} = H_{x,dekke} / \text{Byggets bredde (24m)}$$

$$H_{fx,tak} = H_{x,tak} / \text{Byggets bredde (24m)}$$

Går videre med følgende laster			
Y-retning			
H <sub>y</sub> (avstand)	30 m	H <sub>y</sub> (kraft)	23,94 kN
H <sub>y</sub> (avstand)	30 m	H <sub>y</sub> (kraft)	11,97 kN
X-retning			
H <sub>x</sub> (avstand)	12 m	H <sub>x</sub> (kraft)	8,90 kN
H <sub>x</sub> (avstand)	12 m	H <sub>x</sub> (kraft)	4,45 kN

Avstander er regnet ut fra P nede i venstre hjørne av planet. X-koordinat er positiv til høyre og y-koordinat er positiv oppover.

<b>Stivhetskoeffisienter:</b>	k <sub>b</sub> =	8	k <sub>s</sub> =	0,66666667
	E <sub>cm</sub> =	34000000 kN/m <sup>2</sup>		
Vegg	h <sub>skive</sub>	t	A <sub>skive horizontal</sub>	
1	2,4 m	0,2 m	0,48 m <sup>2</sup>	
2	3 m	0,2 m	0,6 m <sup>2</sup>	
3	2,4 m	0,2 m	0,48 m <sup>2</sup>	
4	2,7 m	0,2 m	0,54 m <sup>2</sup>	

Vegg	Stivheten til hver enkelt skive i x- og y-retning				
	I (m <sup>4</sup> )	K <sub>b</sub> (kN/m)	K <sub>s</sub> (kN/m)	K <sub>x,i</sub>	K <sub>y,i</sub>
1	0,2304	41205,753	946087	39485,99	
2	0,4500	80479,987	1182609		75352,06
3	0,2304	41205,753	946087	39485,99	0,00
4	0,3281	77079,883	1165714		72299,28
	Σ I				
	=	1,2389	Σ K=	78972,0	147651,3

$$I = (t \cdot h_{skive}^3) / 12$$

$$K_b = (8 \cdot E_{cm} \cdot (t \cdot h_{skive}^3 / 12)) / h_{bygg}^3$$

$$K_s = (2 \cdot E_{cm} \cdot h_{skive} \cdot t) / 3 \cdot h_{bygg}$$

$$K_i = (K_b \cdot K_s) / (K_b + K_s)$$

**STIVHETSSENTER:**

a <sub>1</sub>		b <sub>1</sub>	13,6 m
a <sub>2</sub>	0,1 m	b <sub>2</sub>	
a <sub>3</sub>		b <sub>3</sub>	10,4 m
a <sub>4</sub>	59,9 m	b <sub>4</sub>	
X <sub>t</sub> (meter)	29,382	x <sub>t</sub> = (K <sub>x,i</sub> * a <sub>i</sub> ) / ΣK <sub>x</sub>	e <sub>x</sub>
Y <sub>t</sub> (meter)	12,000	y <sub>t</sub> = (K <sub>y,i</sub> * b <sub>i</sub> ) / Σk <sub>y</sub>	e <sub>y</sub>
			0,618 m
			0,000 m

$$e_x = X_t \cdot H_x(\text{avstand})$$

$$e_y = Y_t \cdot H_y(\text{avstand})$$

Vegg	$r_{x,i}$	$r_{y,i}$	$K_i * r_i$	$K_i * r_i^2 (I)$
1		1,600	63177,6	101084,123
2	-29,282		-2206443,9	64608646,8
3		-1,600	-63177,6	101084,123
4	30,518		2206443,9	67336696,4
<b>Rotasjonsstivhet:</b>			<b><math>\Sigma I =</math></b>	<b>132147511</b>

Y-retning				
$M_{z,Hy}$	14,800 kNm		$d_{\phi,y}$	1,1199E-07
$M_{z,Hy}$	7,400 kNm		$d_{\phi,y}$	5,5997E-08
X-retning				
$M_{z,Hx}$	0,000 kNm		$d_{\phi,x}$	0
$M_{z,Hx}$	0,000 kNm		$d_{\phi,x}$	0

$$M_{z,Hy} = e_x * H_y$$

$$d_{\phi,y} = (M_{z,Hy}) / (\Sigma I)$$

Y-retning						
kN		kN			kN	
$H_{y,1,Translasjon}$	0,000	$H_{y,1,Rotasjon}$	0,000		$H_{y,1}$	0,000
$H_{y,2,Translasjon}$	12,217	$H_{y,2,Rotasjon}$	-0,247		$H_{y,2}$	11,970
$H_{y,3,Translasjon}$	0,000	$H_{y,3,Rotasjon}$	0,000		$H_{y,3}$	0,000
$H_{y,4,Translasjon}$	11,723	$H_{y,4,Rotasjon}$	0,247		$H_{y,4}$	11,970
kN		kN			kN	
$H_{x,1,Translasjon}$	0,000	$H_{x,1,Rotasjon}$	-0,007		$H_{x,1}$	0,007
$H_{x,2,Translasjon}$	0,000	$H_{x,2,Rotasjon}$	0,000		$H_{x,2}$	0,000
$H_{x,3,Translasjon}$	0,000	$H_{x,3,Rotasjon}$	0,007		$H_{x,3}$	0,007
$H_{x,4,Translasjon}$	0,000	$H_{x,4,Rotasjon}$	0,000		$H_{x,4}$	0,000

$$H_{y,Translasjon} = (H_y * K_{y,i}) / (\Sigma K)$$

$$H_{y,2,Rotasjon} = d_{\phi,y} * r_{x,i} * K_{y,i}$$

$$H_{i,i} = H_{translasjon} + H_{rotasjon}$$

X-retning						
kN		kN			kN	
H <sub>y,1</sub> ,Translasjon	0,000	H <sub>y,1</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>y,1</sub>	0,000
H <sub>y,2</sub> ,Translasjon	0,000	H <sub>y,2</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>y,2</sub>	0,000
H <sub>y,3</sub> ,Translasjon	0,000	H <sub>y,3</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>y,3</sub>	0,000
H <sub>y,4</sub> ,Translasjon	0,000	H <sub>y,4</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>y,4</sub>	0,000
kN		kN			KN	
H <sub>x,1</sub> ,Translasjon	4,452	H <sub>x,1</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>x,1</sub>	4,452
H <sub>x,2</sub> ,Translasjon	0,000	H <sub>x,2</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>x,2</sub>	0,000
H <sub>x,3</sub> ,Translasjon	4,452	H <sub>x,3</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>x,3</sub>	4,452
H <sub>x,4</sub> ,Translasjon	0,000	H <sub>x,4</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>x,4</sub>	0,000

$$H_{x, \text{Translasjon}} = (H_x * K_{x,i}) / (\Sigma K)$$

$$H_{x,2, \text{Rotasjon}} = \text{ingen rotasjon}$$

Laster for hver etasje og tak i hver enkelt skive					
Koeffisient for last i takskive: H <sub>i,tak</sub> /H <sub>i,dekke</sub>		Y-retning	0,5000	X-retning	0,5000
Skive 1	H <sub>x,1,dekke</sub>	4,452 kN	H <sub>x,1,tak</sub>	2,226 kN	
Skive 2	H <sub>y,2,dekke</sub>	11,970 kN	H <sub>y,2,tak</sub>	5,985 kN	
Skive 3	H <sub>x,3,dekke</sub>	4,452 kN	H <sub>x,3,tak</sub>	2,226 kN	
Skive 4	H <sub>y,4,dekke</sub>	11,970 kN	H <sub>y,4,tak</sub>	5,985 kN	
<p>Her er det plukket ut den høyeste verdien for hver vegg.  H<sub>i,i,tak</sub> er verdien av H<sub>i,i,dekke</sub> ganget med et forholdstallet kalt x-retning for kraft i x-retning og y-retning for kraft i y-retning. Dette forholdstallet er mellom resultanterne H<sub>tak</sub>/H<sub>dekke</sub> for både x- og y-retning. Dette medfører riktig verdi på H<sub>i,i,tak</sub></p>					

vegg	Last H (kN/m)	Kb	Ks	Deformasjon
Skive 1	11130,000	41205,753	946087	0,282 mm
Skive 2	29925,947	80479,987	1182609	0,397 mm
Skive 3	11130,000	41205,753	946087	0,282 mm
Skive 4	29924,053	77079,883	1165714	0,414 mm

Lasten er H, er 2\*H<sub>dekke</sub> + H<sub>tak</sub>

Kb og Ks er regnet ut lengre opp.

$$\text{Deformasjonen} = (H/Kb) + (H/Ks)$$

## System 2 – bruksgrensetilstand for å finne deformasjon

Bjelke og søylegeometri			
Søyle	m	Antall søyler pr. etasje	42
lengde	3,5	Antall søyler pr. akse	6

søylelengde=etasjehøyde

Antar 6 søyler i både x- og y-retning

Betong			
Vegg	Lengde	Armert betong	
1	2,4 m	$\gamma_{\text{betong}}$	25 kN/m <sup>3</sup>
2	3 m	t	0,2 m
3	2,4 m	h	3,5 m
4	2,3 m		
Byggets Geometri			
Lengde	57,6 m		
Bredde	24 m		
Høyde	10,5 m		
Areal=Lengde*Bredde	1382,4 m <sup>2</sup>		

Egenlast		
Egenlast dekker/tak		5734,50 kN/per.etg
Egenlast søyler		kN/per.etg
Egenlast bjelker		kN/per.etg
Egenlast betongskiver		0,00 kN/per.etg
Sum Egenlast, G		5734,50 kN/per.etg

Nyttelast		
Rom i bolig, kategori A	$q_k$	2,0 kN/m <sup>2</sup>
Nyttelast dekker	$P=q_k \cdot \text{Areal}$	2764,8 kN/per.etg

Nord-Aurdal		
Snølast		
Snølast på mark	$S_{k,0}$	4,5 kN/m <sup>2</sup>
Formfaktor flatt tak	$\mu$	0,8
Nyttelast snø, S= $S_{k,0} \cdot \mu \cdot \text{Areal}$		4976,64 kN på tak

Lastfaktor Egenlast	0	Lastfaktor Nyttelast dominerende	0,2
		Lastfaktor Nyttelast ikke dominerende	0
Skjevstillingslast (Karakteristisk)		Horisontallast pga. skjevstilling pr. etg	
$\theta_0$	0,005	$H_{i,Egenlast}$	0,00 kN (alle etg)
$\alpha_h$	0,667 (Høyde > 9m)	$H_{i,Nyttelast}$	0,00 kN (ikke tak)
$\alpha_m$	0,764	$H_{i,Snølast}$	0,00 kN (bare tak)
$\theta_i$	0,00255		

$$\alpha_m = \text{ROT}(0,5 * (1 + 1/\text{antall søyler pr.akse}))$$

$$H_{i,Egenlast} = \theta_i * \text{Lastfaktor egenlast} * \text{Egenlast, G}$$

$$H_{i,Nyttelast} = \theta_i * \text{Lastfaktor nyttelast ikke dominerende} * \text{Nyttelast dekker, P}$$

$$H_{i,Snølast} = \theta_i * \text{Lastfaktor nyttelast ikke dominerende} * \text{snølast, S}$$

Vindlast i Y-retning		
Nyttelast vind langs side (Samlet D og E)	q	0,57 kN/m <sup>2</sup>
Karakteristisk last på dekke fra vind	$p_v$	2,00 kN/m
Total karakteristisk last på dekke fra vind	$P_v$	114,91 kN
Total karakteristisk last på tak fra vind	$P_{v,tak}$	57,46 kN

$$p_v = q * \text{etasjehøyde}$$

$$P_v = p_v * \text{total lengde på bygg (57,6m)}$$

$$P_{v,tak} = P_v * 0,5$$

Vindlast i X-retning		
Nyttelast vind kortside (Samlet D og E)	q	0,53 kN/m <sup>2</sup>
Karakteristisk last på dekke fra vind	$p_v$	1,86 kN/m
Total karakteristisk last på dekke fra vind	$P_v$	44,52 kN
Total karakteristisk last på tak fra vind	$P_{v,tak}$	22,26 kN

$$p_v = q * \text{etasjehøyde}$$

$$P_v = p_v * \text{total bredde på bygg (24m)}$$

$$P_{v,tak} = P_v * 0,5$$

Global Avstivning				
Y-retning				
$H_{y,dekke}$	22,98 kN	$H_{fy,dekke}$	0,38 kN/m	linje dekke
$H_{y,tak}$	11,49 kN	$H_{fy,tak}$	0,19 kN/m	linje tak

$$H_{y,dekke} = P_v * \text{Lastfaktor Nyttelast dominerende} + H_{i,Egenlast} + H_{i,Nyttelast}$$

$$H_{y,tak} = P_{v,tak} * \text{Lastfaktor Nyttelast dominerende} + H_{i,Egenlast} + H_{i,Snølast}$$

$$H_{fy,dekke} = H_{y,dekke} / \text{Byggets lengde (57,6m)}$$

$$H_{fy,tak} = H_{y,tak} / \text{Byggets lengde (57,6m)}$$

X-retning				
$H_{x,dekke}$	8,90 kN	$H_{fx,dekke}$	0,37 kN/m	linje dekke
$H_{x,tak}$	4,45 kN	$H_{fx,tak}$	0,19 kN/m	linje tak

$$H_{x,dekke} = P_v * \text{Lastfaktor Nyttelast dominerende} + H_{i,Egenlast} + H_{i,Nyttelast}$$

$$H_{x,tak} = P_{v,tak} * \text{Lastfaktor Nyttelast dominerende} + H_{i,Egenlast} + H_{i,Snølast}$$

$$H_{fx,dekke} = H_{x,dekke} / \text{Byggets bredde (24m)}$$

$$H_{fx,tak} = H_{x,tak} / \text{Byggets bredde (24m)}$$

Går videre med følgende laster			
Y-retning			
H <sub>y</sub> (avstand)	28,8 m	H <sub>y</sub> (kraft)	22,98 kN
H <sub>y</sub> (avstand)	28,8 m	H <sub>y</sub> (kraft)	11,49 kN
X-retning			
H <sub>x</sub> (avstand)	12 m	H <sub>x</sub> (kraft)	8,90 kN
H <sub>x</sub> (avstand)	12 m	H <sub>x</sub> (kraft)	4,45 kN

Avstander er regnet ut fra P nede i venstre hjørne av planet. X-koordinat er positiv til høyre og y-koordinat er positiv oppover.

<b>Stivhetskoeffisienter:</b>	k <sub>b</sub> =	8	k <sub>s</sub> =	0,66666667
	E <sub>cm</sub> =	34000000 kN/m <sup>2</sup>		
Vegg	h <sub>skive</sub>	t	A <sub>skive</sub> horisontal	
1	2,4 m	0,2 m	0,48 m <sup>2</sup>	
2	3 m	0,2 m	0,6 m <sup>2</sup>	
3	2,4 m	0,2 m	0,48 m <sup>2</sup>	

Stivheten til hver enkelt skive i x- og y-retning					
Vegg	I (m <sup>4</sup> )	K <sub>b</sub> (kN/m)	K <sub>s</sub> (kN/m)	K <sub>x,i</sub>	K <sub>y,i</sub>
1	0,2304	41205,753	946087		39485,99
2	0,4500	80479,987	1182609	75352,06	
3	0,2304	41205,753	946087		39485,99
	Σ I =	0,9108		Σ K =	75352,1
					78972,0

$$I = (t \cdot h_{skive}^3) / 12$$

$$K_b = (8 \cdot E_{cm} \cdot (t \cdot h_{skive}^3 / 12)) / h_{bygg}^3$$

$$K_s = (2 \cdot E_{cm} \cdot h_{skive} \cdot t) / 3 \cdot h_{bygg}$$

$$K_i = (K_b \cdot K_s) / (K_b + K_s)$$

**STIVHETSSENTER:**

a <sub>1</sub>	27,2 m	b <sub>1</sub>	
a <sub>2</sub>		b <sub>2</sub>	13,1 m
a <sub>3</sub>	30,4 m	b <sub>3</sub>	
		b <sub>4</sub>	
X <sub>t</sub> (meter)	28,800	x <sub>t</sub> = (K <sub>x,i</sub> * a <sub>i</sub> ) / ΣK <sub>x</sub>	e <sub>x</sub>
			0,000 m
Y <sub>t</sub> (meter)	13,100	y <sub>t</sub> = (K <sub>y,i</sub> * b <sub>i</sub> ) / ΣK <sub>y</sub>	e <sub>y</sub>
			-1,100 m

$$e_x = X_t \cdot H_x(\text{avstand})$$

$$e_y = Y_t \cdot H_y(\text{avstand})$$



Vegg	$r_{x,i}$	$r_{y,i}$	$K_i * r_i$	$K_i * r_i^2$ (I)
1	-1,600		-63177,6	101084,123
2		0,000	0,0	0
3	1,600		63177,6	101084,123
			0,0	0
	<b>Rotasjonsstivhet:</b>		<b><math>\Sigma I =</math></b>	<b>202168,2</b>

Y-retning				
$M_{z,H_y}$	0,000 kNm		$d_{\phi,y}$	0
$M_{z,H_y}$	0,000 kNm		$d_{\phi,y}$	0
X-retning				
$M_{z,H_x}$	-9,794 kNm		$d_{\phi,x}$	-4,8447E-05
$M_{z,H_x}$	-4,897 kNm		$d_{\phi,x}$	-2,4223E-05

$$M_{z,H_y} = e_x * H_y$$

$$d_{\phi,y} = (M_{z,H_y}) / (\Sigma I)$$

Y-retning						
kN		kN			kN	
$H_{y,1,Translasjon}$	11,491	$H_{y,1,Rotasjon}$	0,000		$H_{y,1}$	11,491
$H_{y,2,Translasjon}$	0,000	$H_{y,2,Rotasjon}$	0,000		$H_{y,2}$	0,000
$H_{y,3,Translasjon}$	11,491	$H_{y,3,Rotasjon}$	0,000		$H_{y,3}$	11,491
kN		kN			KN	
$H_{x,1,Translasjon}$	0,000	$H_{x,1,Rotasjon}$	0,000		$H_{x,1}$	0,000
$H_{x,2,Translasjon}$	0,000	$H_{x,2,Rotasjon}$	0,000		$H_{x,2}$	0,000
$H_{x,3,Translasjon}$	0,000	$H_{x,3,Rotasjon}$	0,000		$H_{x,3}$	0,000

$$H_{y,Translasjon} = (H_y * K_{y,i}) / (\Sigma K)$$

$$H_{y,2,Rotasjon} = d_{\phi,y} * r_{x,i} * K_{y,i}$$

$$H_{i,i} = H_{translasjon} + H_{rotasjon}$$

X-retning						
kN		kN			kN	
H <sub>y,1</sub> ,Translasjon	0,000	H <sub>y,1</sub> ,Rotasjon	-3,061		H <sub>y,1</sub>	3,061
H <sub>y,2</sub> ,Translasjon	0,000	H <sub>y,2</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>y,2</sub>	0,000
H <sub>y,3</sub> ,Translasjon	0,000	H <sub>y,3</sub> ,Rotasjon	3,061		H <sub>y,3</sub>	3,061
kN		kN			KN	
H <sub>x,1</sub> ,Translasjon	0,000	H <sub>x,1</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>x,1</sub>	0,000
H <sub>x,2</sub> ,Translasjon	8,904	H <sub>x,2</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>x,2</sub>	8,904
H <sub>x,3</sub> ,Translasjon	0,000	H <sub>x,3</sub> ,Rotasjon	0,000		H <sub>x,3</sub>	0,000

$$H_{x,Translasjon}=(H_x * K_{x,i})/(\Sigma K)$$

$$H_{x,2,Rotasjon} = \text{ingen rotasjon}$$

Laster for hver etasje og tak i hver enkelt skive					
Koeffisient for last i takskeive: H <sub>i,tak</sub> /H <sub>i,dekke</sub>		Y-retning	0,5000	X-retning	0,5000
Skive 1	H <sub>x,1,dekke</sub>	11,491 kN	H <sub>x,1,tak</sub>	5,746 kN	
Skive 2	H <sub>y,2,dekke</sub>	8,904 kN	H <sub>y,2,tak</sub>	4,452 kN	
Skive 3	H <sub>x,3,dekke</sub>	11,491 kN	H <sub>x,3,tak</sub>	5,746 kN	
<p>Her er det plukket ut den høyeste verdien for hver vegg. H<sub>i,i,tak</sub> er verdien av H<sub>i,i,dekke</sub> ganget med et forholdstallet kalt x-retning for kraft i x-retning og y-retning for kraft i y-retning. Dette forholdstallet er mellom resultatkreftene H<sub>tak</sub>/H<sub>dekke</sub> for både x- og y-retning. Dette medfører riktig verdi på H<sub>i,i,tak</sub></p>					

vegg	Last kN/m	K <sub>b</sub>	K <sub>s</sub>	Deformasjon
Skive 1	28728,000	41205,753	946087	0,728 mm
Skive 2	22260,000	80479,987	1182609	0,295 mm
Skive 3	28728,000	41205,753	946087	0,728 mm
				mm

Lasten er H, er 2\*H<sub>dekke</sub> + H<sub>tak</sub>

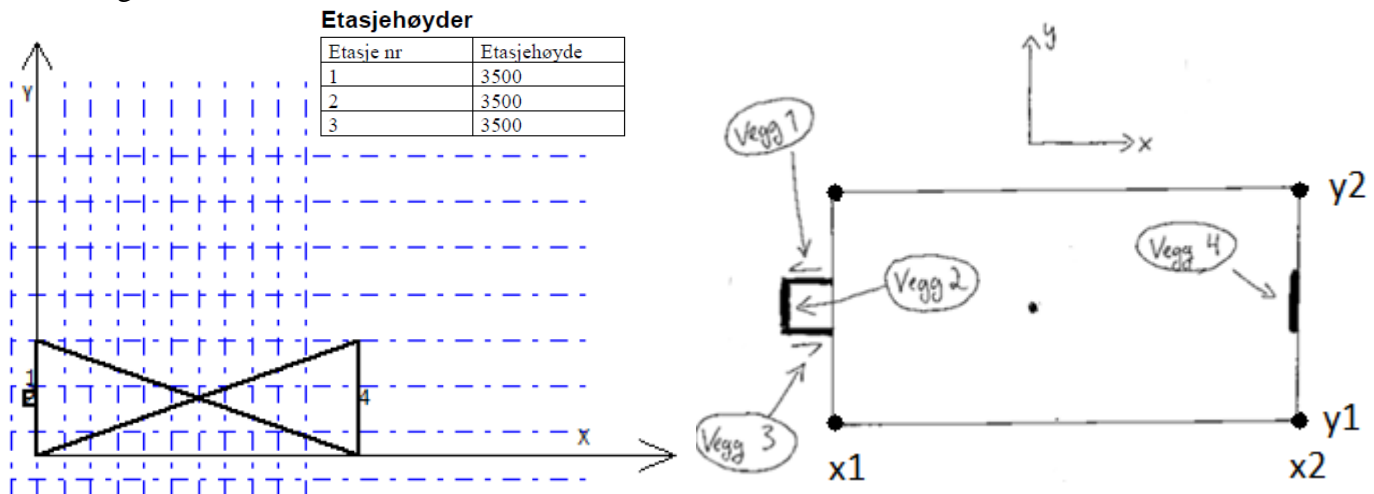
K<sub>b</sub> og K<sub>s</sub> er regnet ut lengre opp.

$$\text{Deformasjonen} = (H/K_b) + (H/K_s)$$

# V1.7 kontroll av kraftfordeling ved bruk av Ove-sletten

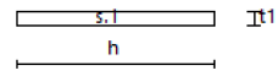
## System 1

Plassering av skiver



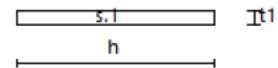
### Skive nr 1

Posisjonsdata:		Etasje	h(mm)	t1(mm)
x (mm)	-1200	1	2400	200
Y (mm)	13600	2	2400	200
V(grader)	0,0	3	2400	200
Fra etasje	1			
Til etasje	3			



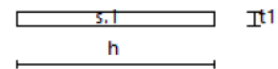
### Skive nr 2

Posisjonsdata:		Etasje	h(mm)	t1(mm)
x (mm)	-2300	1	3000	200
Y (mm)	12000	2	3000	200
V(grader)	90,0	3	3000	200
Fra etasje	1			
Til etasje	3			



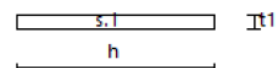
### Skive nr 3

Posisjonsdata:		Etasje	h(mm)	t1(mm)
x (mm)	-1200	1	2400	200
Y (mm)	10400	2	2400	200
V(grader)	0,0	3	2400	200
Fra etasje	1			
Til etasje	3			



### Skive nr 4

Posisjonsdata:		Etasje	h(mm)	t1(mm)
x (mm)	57500	1	2700	200
Y (mm)	12000	2	2700	200
V(grader)	90,0	3	2700	200
Fra etasje	1			
Til etasje	3			



## Vind- og skjevstillingslaster:

### Laster:

#### Lastdata for lasttilfelle nr 1: skeivlast Y 1 etg

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
Y	0,4	-2400	57600	0	0	1	2

#### Lastdata for lasttilfelle nr 2: Vindlast Y 1-2 etg

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
Y	2,0	-2400	57600	0	0	1	2

#### Lastdata for lasttilfelle nr 3: Skeivlast X 1 etg

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
X	1,0	0	0	0	24000	1	2

#### Lastdata for lasttilfelle nr 4: Vindlast X 1-2 etg

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
X	1,9	0	0	0	24000	1	2

#### Lastdata for lasttilfelle nr 5: Vindlast Y 3 etg

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
Y	1,0	-2400	57600	0	0	3	3

#### Lastdata for lasttilfelle nr 6: skeivlast Y 3 etg

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
Y	0,5	-2400	57600	0	0	3	3

#### Lastdata for lasttilfelle nr 7: Vindlast x 3 etg

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
X	0,9	0	0	0	24000	3	3

#### Lastdata for lasttilfelle nr 8: skeivlast x 3 etg

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
X	1,3	0	0	0	24000	3	3

### Lastkombinasjoner i brudd:

#### Lastkombinasjoner

Last-kombinasjon	Lasttilfelle nr							
	1	2	3	4	5	6	7	8
1	1	1	0	0	1	1	0	0
2	0	0	1	1	0	0	1	1

### Lastkombinasjoner i bruks:

#### Lastkombinasjoner

Last-kombinasjon	Lasttilfelle nr							
	1	2	3	4	5	6	7	8
1	0	1	0	0	1	0	0	0
2	0	0	0	1	0	0	1	0

Lastfaktorer i brudd- og bruksgrensetilstand: (skjevlast inngår ikke i bruks)

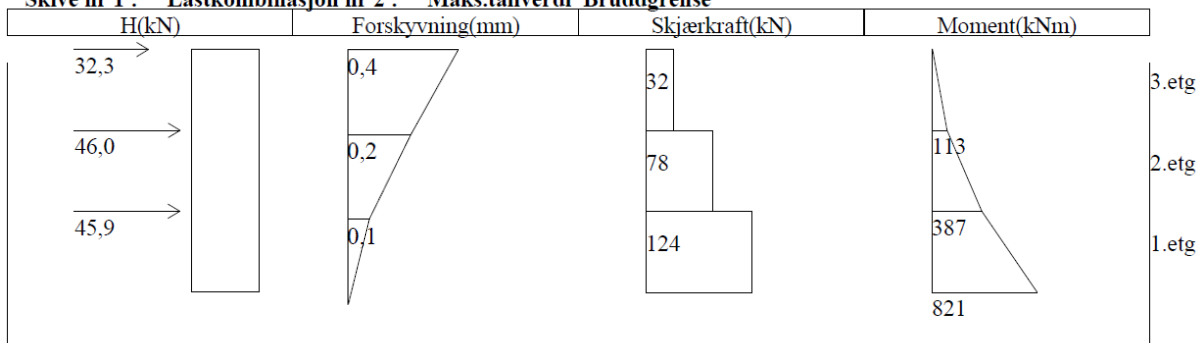
#### Lastfaktorer for horisontallast

Lasttilfelle	Bruksgrense	Bruddgrense
1 skeivlast Y 1 etg	1	1
2 Vindlast Y 1-2 etg	0,2	1,5
3 Skeivlast X 1 etg	1	1
4 Vindlast X 1-2 etg	0,2	1,5
5 Vindlast Y 3 etg	0,2	1,5
6 skeivlast Y 3 etg	1	1
7 Vindlast x 3 etg	0,2	1,5
8 skeivlast x 3 etg	1	1

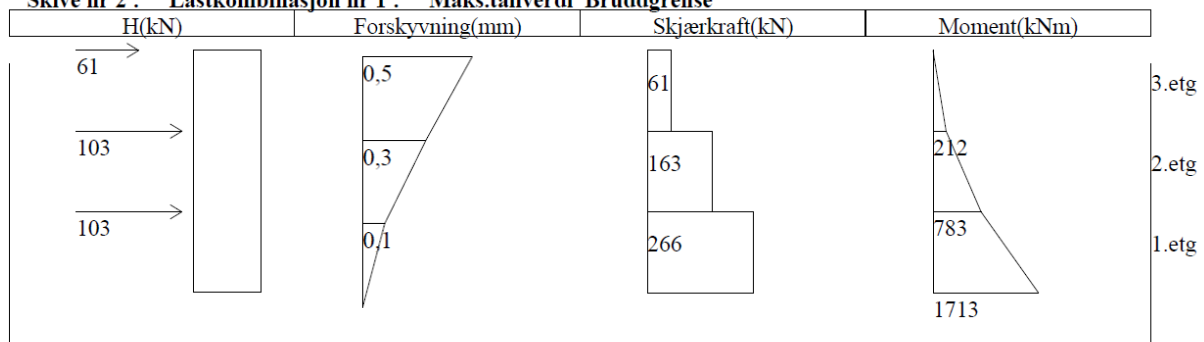
## Resultater:

Her er resultantkraften H, skjærkraften og momentet i bruddgrense, men forskyvningne er klipt inn fra resultatet i bruksgrensetilstand.

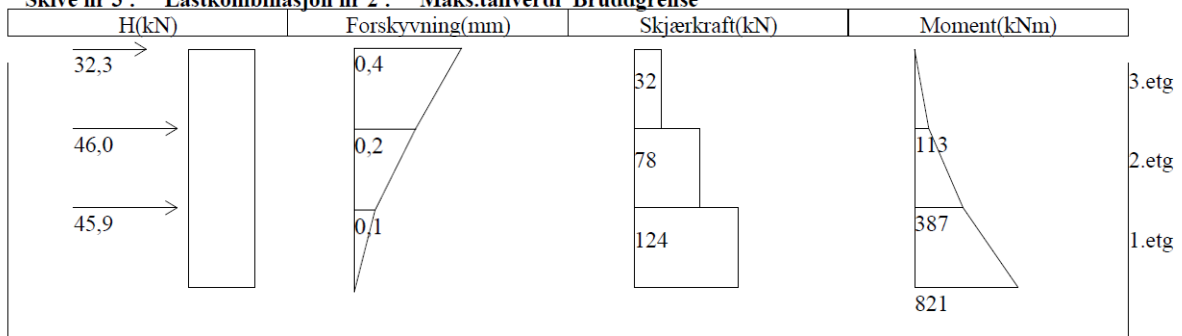
**Skive nr 1 : Lastkombinasjon nr 2 : Maks.tallverdi Bruddgrense**



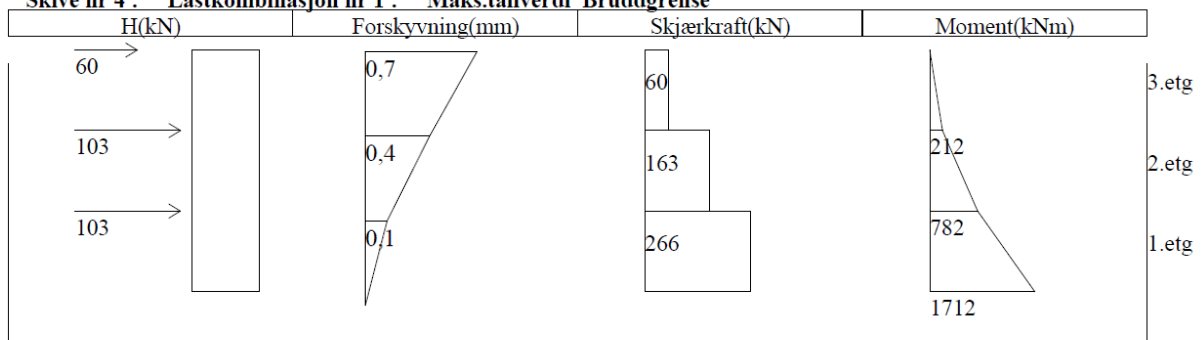
**Skive nr 2 : Lastkombinasjon nr 1 : Maks.tallverdi Bruddgrense**



**Skive nr 3 : Lastkombinasjon nr 2 : Maks.tallverdi Bruddgrense**



**Skive nr 4 : Lastkombinasjon nr 1 : Maks.tallverdi Bruddgrense**



## Seismiske laster og skjevstillingslaster

### Laster i x-retning:

#### Lastdata for lasttilfelle nr 1: skeivlast X 1-2 etg

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
X	1,0	0	0	0	24000	1	2

#### Lastdata for lasttilfelle nr 2: Vindlast X 1 etg

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
X	5,0	0	0	0	24000	1	1

#### Lastdata for lasttilfelle nr 3: Skeivlast X 3 etg

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
X	1,3	0	0	0	24000	3	3

#### Lastdata for lasttilfelle nr 4: Vindlast X 2 etg

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
X	10,0	0	0	0	24000	2	2

#### Lastdata for lasttilfelle nr 5: Vindlast X 3 etg

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
X	16,1	0	0	0	24000	3	3

### Laster i y-retning:

#### Lastdata for lasttilfelle nr 1: skeivlast Y 1-2 etg

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
Y	0,4	-2400	57600	0	0	1	2

#### Lastdata for lasttilfelle nr 2: Vindlast Y 1 etg

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
Y	2,0	-2400	57600	0	0	1	1

#### Lastdata for lasttilfelle nr 3: Skeivlast Y 3 etg

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
Y	0,5	-2400	57600	0	0	3	3

#### Lastdata for lasttilfelle nr 4: Vindlast Y 2 etg

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
Y	4,0	-2400	57600	0	0	2	2

#### Lastdata for lasttilfelle nr 5: Vindlast Y 3 etg

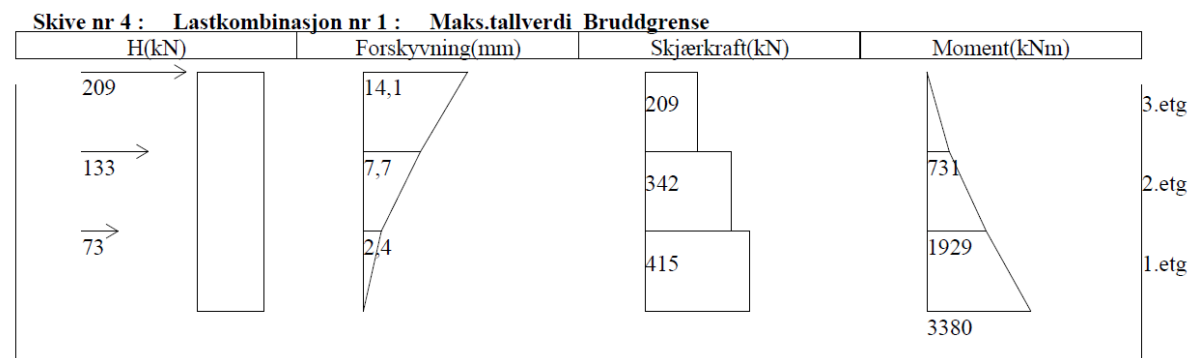
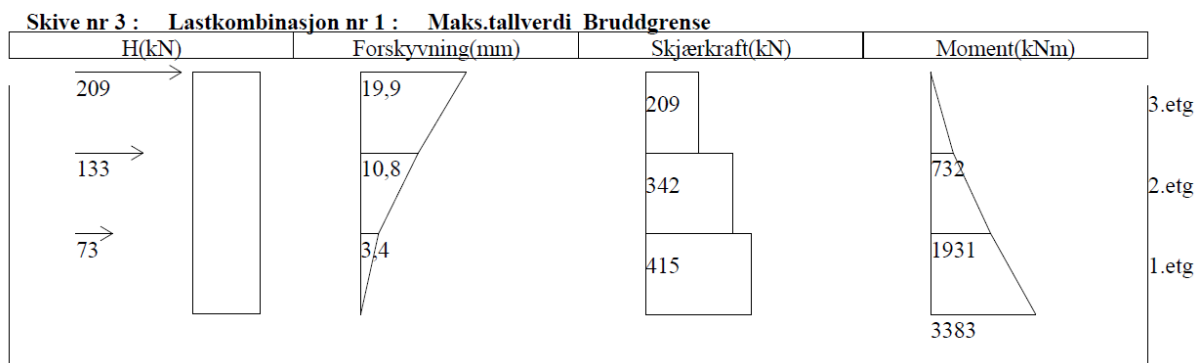
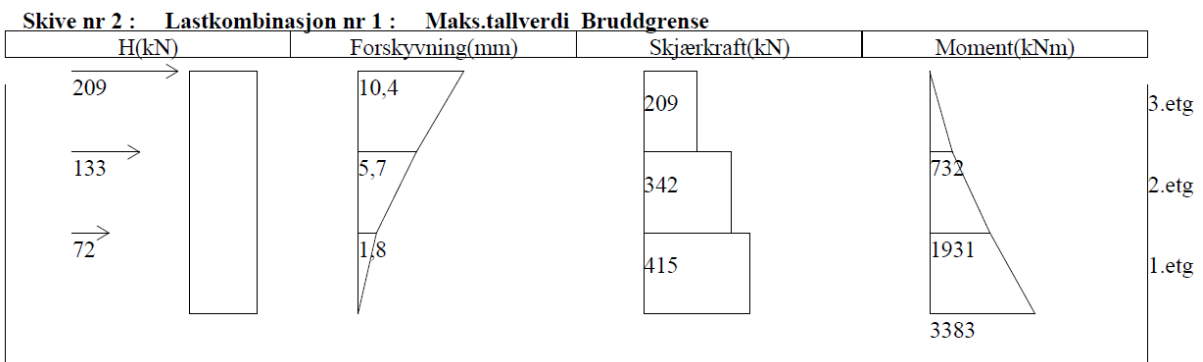
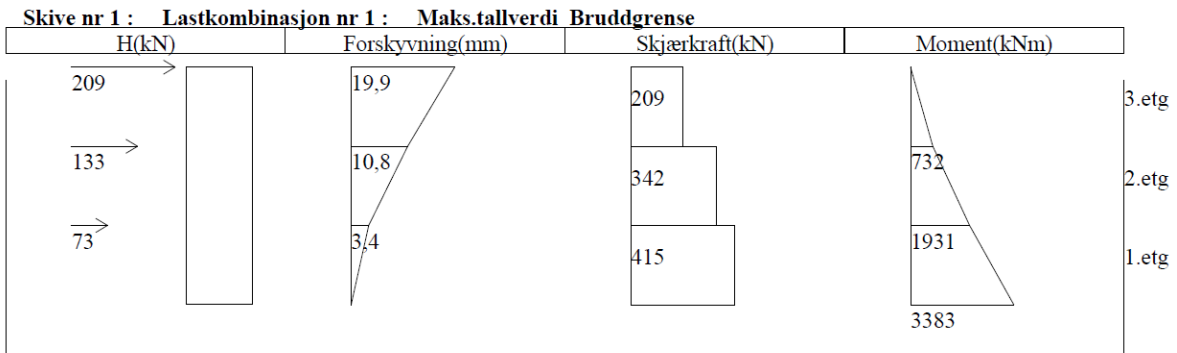
Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
Y	6,5	-2400	57600	0	0	3	3

Lastkombinasjon 1 er alle krefter i x-retning og lastkombinasjon 2 er alle krefter i y-retning.

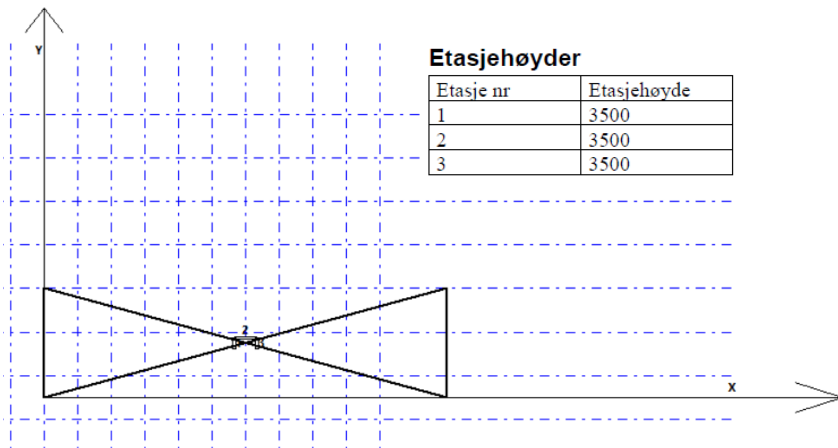
Her er lastfaktoren 1, da dette er ulykkestilstand.

## Resultater:

Resultater av betydning her er resultantkraften H i hver etasje og momentet i hver etasje som blir brukt til beregning av armering. Forskyvningen blir ikke riktig og skal heller ikke regnes, da dette er laster i ulykkestilstand.

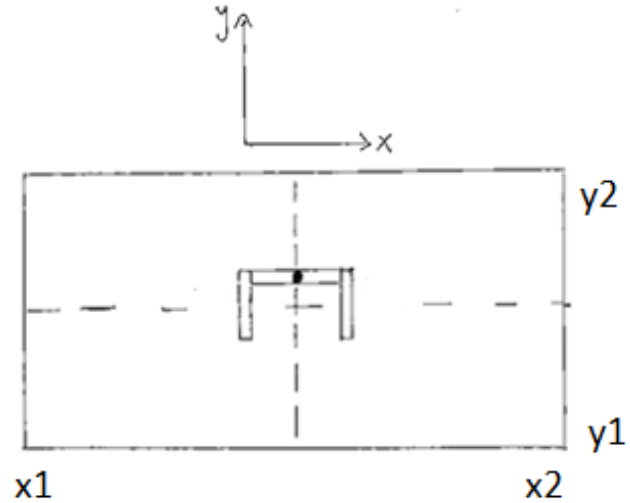


## System 2



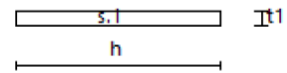
**Etasjehøyder**

Etasje nr	Etasjehøyde
1	3500
2	3500
3	3500



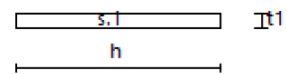
### Skive nr 1

Posisjonsdata:		Etasje	h(mm)	t1(mm)
x (mm)	27200	1	2400	200
Y (mm)	12000	2	2400	200
V(grader)	90.0	3	2400	200
Fra etasje	1			
Til etasje	3			



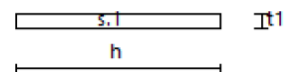
### Skive nr 2

Posisjonsdata:		Etasje	h(mm)	t1(mm)
x (mm)	28800	1	3000	200
Y (mm)	13100	2	3000	200
V(grader)	0.0	3	3000	200
Fra etasje	1			
Til etasje	3			



### Skive nr 3

Posisjonsdata:		Etasje	h(mm)	t1(mm)
x (mm)	30400	1	2400	200
Y (mm)	12000	2	2400	200
V(grader)	90.0	3	2400	200
Fra etasje	1			
Til etasje	3			





# Vind- og skjevstillingslaster

## Laster:

### Lastdata for lasttilfelle nr 1: skeivlast Y

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
Y	0,4	0	57600	0	0	1	2

### Lastdata for lasttilfelle nr 2: Vindlast Y 1-2

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
Y	2,0	0	57600	0	0	1	2

### Lastdata for lasttilfelle nr 3: Skeivlast X

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
X	1,0	0	0	0	24000	1	2

### Lastdata for lasttilfelle nr 4: Vindlast X 1-2

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
X	1,9	0	0	0	24000	1	2

### Lastdata for lasttilfelle nr 5: Vindlast Y 3

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
Y	1,0	0	57600	0	0	3	3

### Lastdata for lasttilfelle nr 6: skeivlast Y 3

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
Y	0,5	0	57600	0	0	3	3

### Lastdata for lasttilfelle nr 7: Vindlast x 3

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
X	0,9	0	0	0	24000	3	3

### Lastdata for lasttilfelle nr 8: skeivlast x 3

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
X	1,3	0	0	0	24000	3	3

## Lastkombinasjon i brudd:

### Lastkombinasjoner

Last-kombinasjon	Lasttilfelle nr							
	1	2	3	4	5	6	7	8
1	1	1	0	0	1	1	0	0
2	0	0	1	1	0	0	1	1

## Lastkombinasjon i bruks:

### Lastkombinasjoner

Last-kombinasjon	Lasttilfelle nr							
	1	2	3	4	5	6	7	8
1	0	1	0	0	1	0	0	0
2	0	0	0	1	0	0	1	0

## Lastfaktorer i bruks- og

bruddgrensetilstand:

Skjevlast inngår ikke i bruksgrensetilstand,

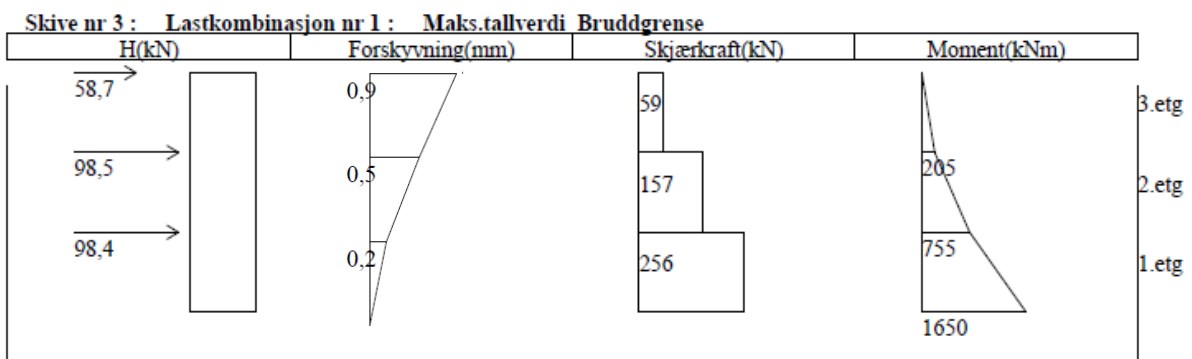
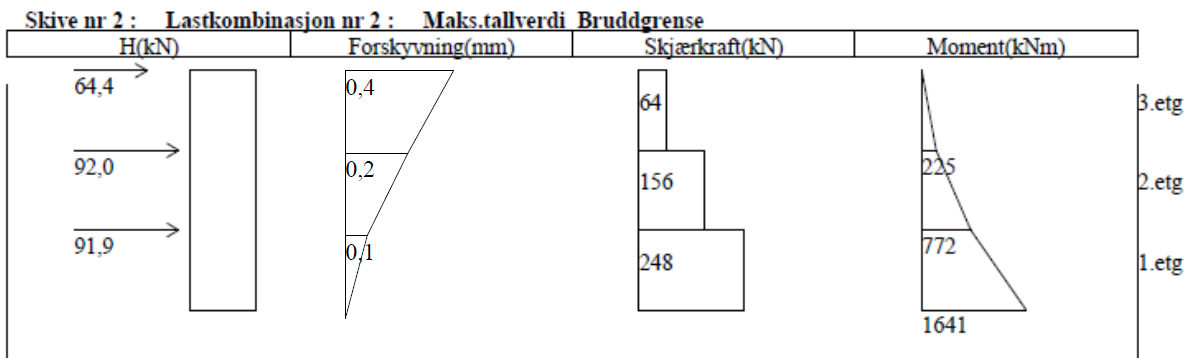
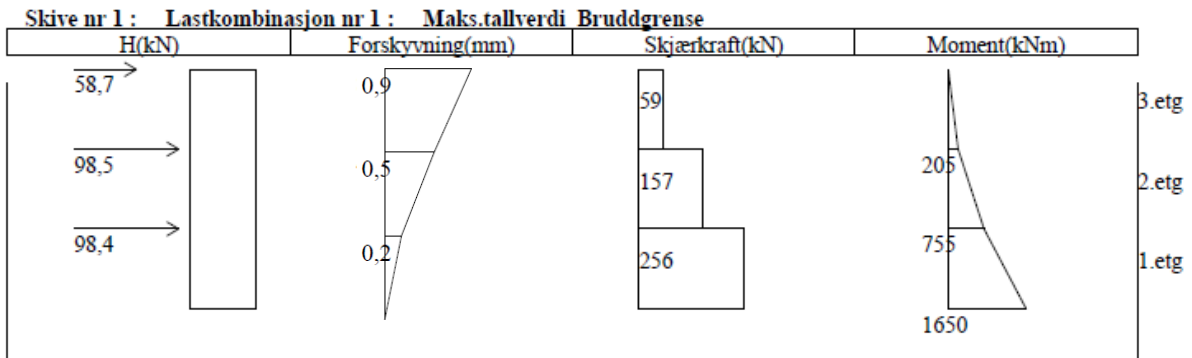
derfor kan lastfaktoren sees bort ifra.

### Lastfaktorer for horisontallast

Lasttilfelle	Bruksgrense	Bruddgrense
1 skeivlast Y 1 etg	1,05	1,05
2 Vindlast Y 1-2 etg	0,2	1,5
3 Skeivlast X 1 etg	1,05	1,05
4 Vindlast X 1-2 etg	0,2	1,5
5 Vindlast Y 3 etg	0,2	1,5
6 skeivlast Y 3 etg	1,05	1,05
7 Vindlast x 3 etg	0,2	1,5
8 skeivlast x 3 etg	1,05	1,05

## Resultater:

Her er resultantkraften H, skjærkraften og momentet i bruddgrense, men forskyvningene er klipt inn fra resultatet i bruksgrensetilstand.



## Seismiske laster og skjevstillingslaster

### Laster i x-retning:

#### Lastdata for lasttilfelle nr 1: skeivlast X 1 etg

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
X	1,0	0	0	0	24000	1	1

#### Lastdata for lasttilfelle nr 2: Vindlast X 1 etg

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
X	5,0	0	0	0	24000	1	1

#### Lastdata for lasttilfelle nr 3: Skeivlast X 2 etg

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
X	1,0	0	0	0	24000	2	2

#### Lastdata for lasttilfelle nr 4: Vindlast X 2 etg

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
X	10,0	0	0	0	24000	2	2

#### Lastdata for lasttilfelle nr 5: Vindlast X 3 etg

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
X	16,1	0	0	0	24000	3	3

#### Lastdata for lasttilfelle nr 6: skeivlast X 3 etg

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
X	1,3	0	0	0	24000	3	3

### Laster i y-retning:

#### Lastdata for lasttilfelle nr 1: skeivlast Y 1 etg

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
Y	0,4	0	57600	0	0	1	1

#### Lastdata for lasttilfelle nr 2: Vindlast Y 1 etg

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
Y	2,1	0	57600	0	0	1	1

#### Lastdata for lasttilfelle nr 3: Skeivlast Y 2 etg

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
Y	0,4	0	57600	0	0	2	2

#### Lastdata for lasttilfelle nr 4: Vindlast Y 2 etg

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
Y	4,2	0	57600	0	0	2	2

#### Lastdata for lasttilfelle nr 5: Vindlast Y 3 etg

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
Y	6,7	0	57600	0	0	3	3

#### Lastdata for lasttilfelle nr 6: skeivlast Y 3 etg

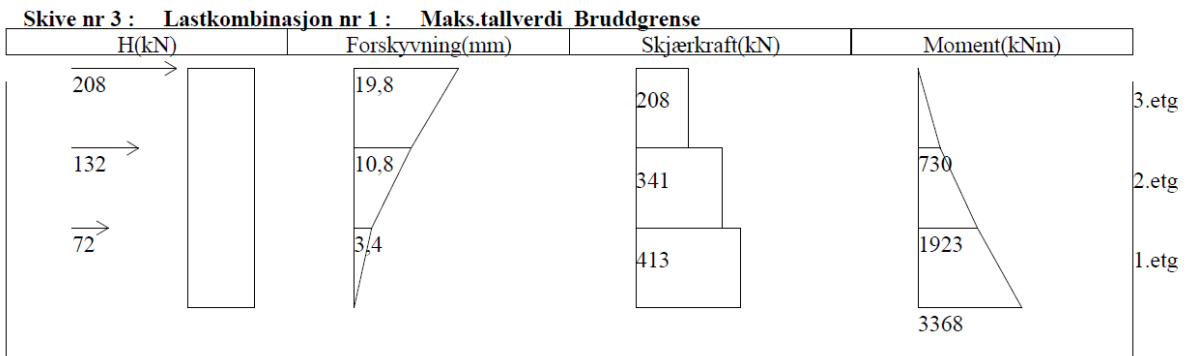
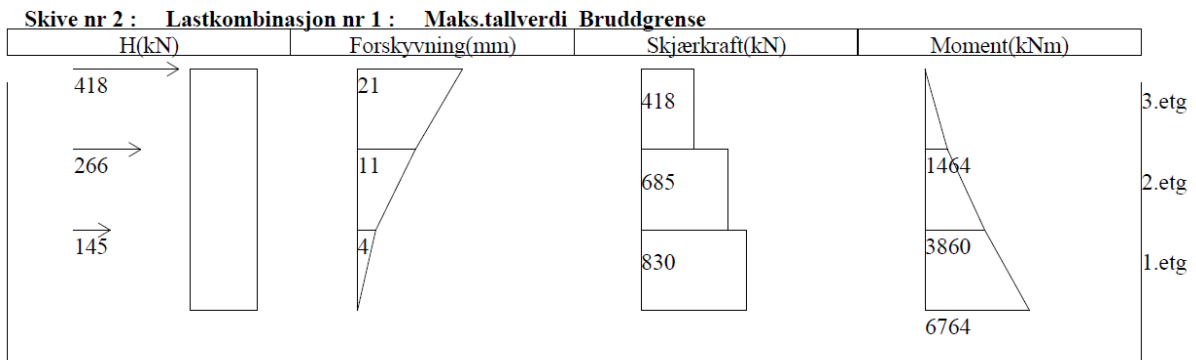
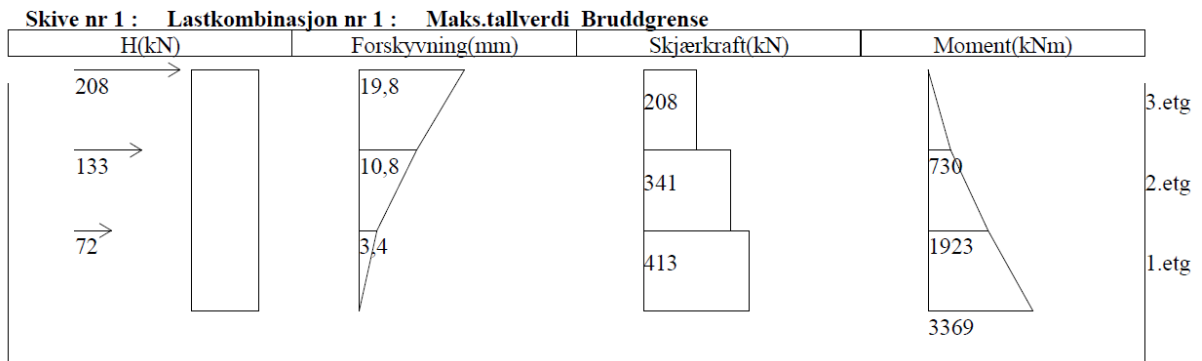
Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
Y	0,5	0	57600	0	0	3	3

Lastkombinasjon 1 er alle krefter i x-retning og lastkombinasjon 2 er alle krefter i y-retning.

Her er lastfaktoren 1, da dette er ulykkestilstand.

## Resultater:

Resultater av betydning her er resultantkraften H i hver etasje og momentet i hver etasje som blir brukt til beregning av armering. Forskyvningen blir ikke riktig og skal heller ikke regnes, da dette er laster i ulykkestilstand.



## V2 Armeringsberegninger

### V2.1 Manuelle armeringsberegninger

#### SYSTEM 1 – Vind og skjevlast

#### Vegg 1 og 3

	0,8	Indre momentarm		
$\gamma_s$	1,15			
$f_{yk}$	500 N/mm <sup>2</sup>	>>>>	$f_{yd}$	434,78 N/mm <sup>2</sup>
L	2,4 m			
$h_{bygg}$	10,5 m			
$t_{betong}$	0,2 m			
$\gamma_{arm.betong}$	25 kN/m <sup>3</sup>			
$h_{etg}$	3,5 m			
$h_{tot,sjakt}$	11,5 m			
$q_{Tak}$	kN/m			for tak
$q_{Trapp}$	0,00 kN/m			
$q_{Vegg}$	57,5 kN/m	$\Sigma EL_{konstruksjon}$	57,50 kN/m	per. Etg
$H_{tak}$	29,000 kN			Punktlast tak
$H_{dekke}$	45,900 kN			Punktlast etg
$A_{s,v}$	$\phi 10$ c/c 200mm		393 mm <sup>2</sup>	På hver side av veggen
$A_{s,h,yttervegg}$	$\phi 10$ c/c 200mm		393 mm <sup>2</sup>	På hver side av veggen

Plan 3:				
$M_{velt}$	101,50 kNm	Kraften H kommer fra høyre mot venstre		
$V_{velt}$	52,86 kN	Kraft i hver ende av skiva på grunn av $M_{velt}$		
$V_{last}$	69,00 kN	Kraft i hver ende av skiva på grunn av verikallast		
Venstre side				
$R_A$	121,86 kN			
Høyre side				
$R_B$	16,14 kN			
$A_s$		Ingen strekk	>>>>>	<b>Minimumsarmering er tilstrekkelig</b>
$A_{s,v,min}$	393,00 mm <sup>2</sup>	>>>>>		

Plan 2:			
$M_{velt}$	363,65 kNm		Kraften H kommer fra høyre mot venstre
$V_{velt}$	189,40 kN		Kraft i hver ende av skiva på grunn av $M_{velt}$
$V_{last}$	138,00 kN		Kraft i hver ende av skiva på grunn av verikallast
Venstre side			
$R_A$	327,40 kN		
Høyre side			
$R_B$	-51,40 kN		
$A_s$	118,22 mm <sup>2</sup>	>>>>>>	<b>Strekk, kontroll mot <math>A_{s,v,min}</math></b>
$A_{s,v,min}$	393 mm <sup>2</sup>	>>>>>>	<b>OK, INGEN TILLEGGSARMERING</b>

Plan 1:			
$M_{velt}$	786,45 kNm		Kraften H kommer fra høyre mot venstre
$V_{velt}$	409,61 kN		Kraft i hver ende av skiva på grunn av $M_{velt}$
$V_{last}$	207,00 kN		Kraft i hver ende av skiva på grunn av verikallast
Venstre side			
$R_A$	616,61 kN		
Høyre side			
$R_B$	-202,61 kN		
$A_{s,v,min}$	393 mm <sup>2</sup>	>>>>>>	$A_s > A_{s,v,min}$ <b>TILLEGGSARMERING ER NØDVENDIG</b>
$A_{s,tillegg}$	73,00 mm <sup>2</sup>		
$A_s$	<b>466,00 mm<sup>2</sup></b>	>>>>>>	<b>Bruker: 6 stk <math>\phi 12</math> 679 mm<sup>2</sup></b>

## Vegg 2

	0,8	Indre momentarm		
$\gamma_s$	1,15			
$f_{yk}$	500 N/mm <sup>2</sup>	>>>>	$f_{yd}$	434,78 N/mm <sup>2</sup>
L	3 m			
$h_{bygg}$	10,5 m			
$t_{betong}$	0,2 m			
$\gamma_{arm.betong}$	25 kN/m <sup>3</sup>			
$h_{etg}$	3,5 m			
$h_{tot,sjakt}$	11,5 m			
$q_{Tak}$	4,32 kN/m			for tak
$q_{Trapp}$	0,00 kN/m			
$q_{Vegg}$	57,5 kN/m	$\Sigma EL_{konstruksjon}$	57,50 kN/m	per. Etg
$H_{tak}$	60,400 kN			Punktlast tak
$H_{dekke}$	102,300 kN			Punktlast etg
$A_{s,v}$	$\phi 10$ c/c 200mm		393 mm <sup>2</sup>	På hver side av veggen
$A_{s,h,yttervegg}$	$\phi 10$ c/c 200mm		393 mm <sup>2</sup>	På hver side av veggen

Plan 3				
$M_{velt}$	211,40 kNm	Kraften H kommer fra høyre mot venstre		
$V_{velt}$	88,08 kN	Kraft i hver ende av skiva på grunn av $M_{velt}$		
$V_{last}$	86,25 kN	Kraft i hver ende av skiva på grunn av verikallast		
Venstre side				
$R_A$	174,33 kN			<b>Minimumsarmering er tilstrekkelig</b>
Høyre side				
$R_B$	-1,83 kN	>>>>>		
$A_s$	4,22 mm <sup>2</sup>			
$A_{s,v,min}$	393,00 mm <sup>2</sup>			

Plan 2			
$M_{velt}$	780,85 kNm		Kraften H kommer fra høyre mot venstre
$V_{velt}$	325,35 kN		Kraft i hver ende av skiva på grunn av $M_{velt}$
$V_{last}$	172,50 kN		Kraft i hver ende av skiva på grunn av verikallast
Venstre side			
$R_A$	497,85 kN		
Høyre side			
$R_B$	-152,85 kN	>>>>>>	Strekk, kontroll mot $A_{s,v,min}$
$A_{s,v,tilllegg}$	-41,44 mm <sup>2</sup>		$A_s >$ $A_{s,v,min}$
$A_{s,v,min}$	393 mm <sup>2</sup>	>>>>>>	<b>OK, INGEN TILLEGGSARMERING</b>
<b><math>A_s</math></b>	<b>351,56 mm<sup>2</sup></b>		<b>Bruker: 4 stk <math>\phi</math>12 452 mm<sup>2</sup></b>

Plan 1			
$M_{velt}$	1708,35 kNm		Kraften H kommer fra høyre mot venstre
$V_{velt}$	711,81 kN		Kraft i hver ende av skiva på grunn av $M_{velt}$
$V_{last}$	258,75 kN		Kraft i hver ende av skiva på grunn av verikallast
Venstre side			
$R_A$	970,56 kN		
Høyre side			
$R_B$	-453,06 kN	>>>>>>	Strekk, kontroll mot $A_{s,v,min}$
$A_{s,v,min}$	393 mm <sup>2</sup>	>>>>>>	<b>TILLEGGSARMERING ER NØDVENDIG</b>
$A_{s,tilllegg}$	649,04 mm <sup>2</sup>		$A_s >$ $A_{s,v,min}$
<b><math>A_s</math></b>	<b>1042,04 mm<sup>2</sup></b>	>>>>>>	<b>Bruker: 6 stk <math>\phi</math>16 1206 mm<sup>2</sup></b>



## Vegg 4

	0,8	Indre momentarm		
$\gamma_s$	1,15			
$f_{yk}$	500 N/mm <sup>2</sup>	>>>>	$f_{yd}$	434,78 N/mm <sup>2</sup>
L	2,7 m			
$h_{bygg}$	10,5 m			
$t_{betong}$	0,2 m			
$\gamma_{arm.betong}$	25 kN/m <sup>3</sup>			
$h_{etg}$	3,5 m			
$h_{tot,sjakt}$	11,5 m			
$q_{Tak}$	0,72 kN/m			for tak
$q_{Trapp}$	0,00 kN/m			
$q_{Vegg}$	57,5 kN/m	$\Sigma EL_{konstruksjon}$	57,50 kN/m	per. Etg
$H_{tak}$	60,400 kN			Punktlast tak
$H_{dekke 1}$	102,300 kN			Punktlast etg
$H_{dekke 2}$	102,300 kN			
$A_{s,v}$	$\phi 10$ c/c 200mm		393 mm <sup>2</sup>	På hver side av veggen
$A_{s,h,yttervegg}$	$\phi 10$ c/c 200mm		393 mm <sup>2</sup>	På hver side av veggen

Plan 3				
$M_{velt}$	211,40 kNm	Kraften H kommer fra høyre mot venstre		
$V_{velt}$	97,87 kN	Kraft i hver ende av skiva på grunn av $M_{velt}$		
$V_{last}$	77,63 kN	Kraft i hver ende av skiva på grunn av verikallast		
Venstre side				
$R_A$	175,50 kN			<b>Minimumsarmering er tilstrekkelig</b>
Høyre side				
$R_B$	-20,25 kN	>>>>		
$A_s$	46,56 mm <sup>2</sup>	>>>>	Strekk, kontroll mot $A_{s,v,min}$	
$A_{s,v,min}$	393,00 mm <sup>2</sup>	>>>>	<b><math>A_s &lt; A_{s,v,min} \rightarrow</math> O.K!</b>	

Plan 2			
$M_{velt}$	780,85 kNm		Kraften H kommer fra høyre mot venstre
$V_{velt}$	361,50 kN		Kraft i hver ende av skiva på grunn av $M_{velt}$
$V_{last}$	155,25 kN		Kraft i hver ende av skiva på grunn av verikallast
Venstre side			
$R_A$	516,75 kN		
Høyre side			
$R_B$	-206,25 kN		
$A_{s,tillegg}$	81,39 mm <sup>2</sup>		$A_s >$ $A_{s,v,min}$
$A_{s,v,min}$	393 mm <sup>2</sup>	>>>>>>	<b>OK, INGEN TILLEGGSARMERING</b>
<b><math>A_s</math>:</b>	<b>474,39 mm<sup>2</sup></b>		<b>Bruker: 4 stk <math>\phi</math>16 804 mm<sup>2</sup></b>

Plan 1			
$M_{velt}$	1708,35 kNm		Kraften H kommer fra høyre mot venstre
$V_{velt}$	790,90 kN		Kraft i hver ende av skiva på grunn av $M_{velt}$
$V_{last}$	232,88 kN		Kraft i hver ende av skiva på grunn av verikallast
Venstre side			
$R_A$	1023,78 kN		
Høyre side			
$R_B$	-558,03 kN	>>>>>>	<b>Strekk, kontroll mot <math>A_{s,v,min}</math></b>
$A_{s,v,min}$	393 mm <sup>2</sup>	>>>>>>	<b>TILLEGGSARMERING ER NØDVENDIG</b>
$A_{s,tillegg}$	890,46 mm <sup>2</sup>		$A_s >$ $A_{s,v,min}$
<b><math>A_s</math></b>	<b>1283,46 mm<sup>2</sup></b>	<b>&gt;&gt;&gt;&gt;&gt;&gt;</b>	<b>Bruker: 8 stk <math>\phi</math>16 1608 mm<sup>2</sup></b>

## SYSTEM 1 – Seismiske laster og skjevstillingslaster

### Vegg 1 og 3

	0,8	Indre momentarm		
$\gamma_s$	1,15			
$f_{yk}$	500 N/mm <sup>2</sup>	>>>>	$f_{yd}$	434,78 N/mm <sup>2</sup>
L	2,4 m			
$h_{bygg}$	10,5 m			
$t_{betong}$	0,2 m			
$\gamma_{arm.betong}$	25 kN/m <sup>3</sup>			
$h_{etg}$	3,5 m			
$h_{tot,sjakt}$	11,5 m			
$q_{Tak}$	kN/m			for tak
$q_{Vegg}$	57,5 kN/m	$\Sigma EL_{konstruksjon}$	57,50 kN/m	per. Etg
$H_{tak}$	209,6 kN			Punktlast tak
$H_{dekke 2}$	133,5 kN			Punktlast etg
$H_{dekke 1}$	72,8 kN			
$A_{s,v}$	$\phi 10$ c/c 150mm		524 mm <sup>2</sup>	På hver side av veggen
$A_{s,h,yttervegg}$	$\phi 10$ c/c 150mm		524 mm <sup>2</sup>	På hver side av veggen

Plan 3				
$M_{velt}$	733,60 kNm			Kraften H kommer fra høyre mot venstre
$V_{velt}$	382,08 kN			Kraft i hver ende av skiva på grunn av $M_{velt}$
$V_{last}$	69,00 kN			Kraft i hver ende av skiva på grunn av verikallast
Venstre side				
$R_A$	451,08 kN			
Høyre side				
$R_B$	-313,08 kN			
$A_{s,v,min}$	524,00 mm <sup>2</sup>	>>>>		$A_s >$ $A_{s,v,min}$ <b>TILLEGGSARMERING ER NØDVENDIG</b>
$A_s$	<b>720,09 mm<sup>2</sup></b>	>>>>		<b>Bruker: 4 stk Ø16 804 mm<sup>2</sup></b>

Plan 2		
$M_{velt}$	1934,45 kNm	Kraften H kommer fra høyre mot venstre
$V_{velt}$	1007,53 kN	Kraft i hver ende av skiva på grunn av $M_{velt}$
$V_{last}$	138,00 kN	Kraft i hver ende av skiva på grunn av verikallast
Venstre side		
$R_A$	1145,53 kN	
Høyre side		
$R_B$	-869,53 kN	
$A_{s,tillegg}$	1475,91 mm <sup>2</sup>	
$A_{s,v,min}$	524 mm <sup>2</sup>	>>>>>>
		$A_s >$ $A_{s,v,min}$ <b>TILLEGGSARMERING ER NØDVENDIG</b>
<b><math>A_s</math>:</b>	<b>1999,91 mm<sup>2</sup></b>	<b>Bruker: 8 stk <math>\phi</math>20 2513 mm<sup>2</sup></b>

Plan 1		
$M_{velt}$	3390,10 kNm	Kraften H kommer fra høyre mot venstre
$V_{velt}$	1765,68 kN	Kraft i hver ende av skiva på grunn av $M_{velt}$
$V_{last}$	207,00 kN	Kraft i hver ende av skiva på grunn av verikallast
Venstre side		
$R_A$	1972,68 kN	
Høyre side		
$R_B$	-1558,68 kN	
$A_{s,v,min}$	524 mm <sup>2</sup>	>>>>>>
$A_{s,tillegg}$	3060,96 mm <sup>2</sup>	
		$A_s >$ $A_{s,v,min}$ <b>TILLEGGSARMERING ER NØDVENDIG</b>
<b><math>A_s</math></b>	<b>3584,96 mm<sup>2</sup></b>	<b>&gt;&gt;&gt;&gt;&gt;&gt; Bruker: 8 stk <math>\phi</math>25 3927 mm<sup>2</sup></b>

## Vegg 2

$\gamma_s$	0,8	Indre momentarm		
$f_{yk}$	1,15			
$L$	500 N/mm <sup>2</sup>	>>>>	$f_{yd}$	434,78 N/mm <sup>2</sup>
$h_{bygg}$	3 m			
$t_{betong}$	10,5 m			
$\gamma_{arm.betong}$	0,2 m			
$h_{etg}$	25 kN/m <sup>3</sup>			
$h_{tot,sjakt}$	3,5 m			
$q_{Tak}$	11,5 m			for tak
$q_{Vegg}$	kN/m			
$H_{tak}$	57,5 kN/m	$\Sigma EL_{konstruksjon}$	57,50 kN/m	per. Etg
$H_{dekke 2}$	209,6 kN			Punktlast tak
$H_{dekke 1}$	133,5 kN			Punktlast etg
$A_{s,v}$	72,8 kN			
$A_{s,h,yttervegg}$	$\phi 10$ c/c 150mm		524 mm <sup>2</sup>	På hver side av veggen

Plan 3				
$M_{velt}$	733,60 kNm	Kraften H kommer fra høyre mot venstre		
$V_{velt}$	305,67 kN	Kraft i hver ende av skiva på grunn av $M_{velt}$		
$V_{last}$	86,25 kN	Kraft i hver ende av skiva på grunn av verikallast		
Venstre side				
$R_A$	391,92 kN			<b>Minimumsarmering er tilstrekkelig</b>
Høyre side				
$R_B$	-219,42 kN	>>>>>		
$A_{s,v,min}$	524,00 mm <sup>2</sup>	>>>>>	Strekk, kontroll mot $A_{s,v,min}$	
$A_s$	<b>504,66 mm<sup>2</sup></b>	>>>>>	<b>Bruker:</b>	<b>6 stk Ø12 679mm<sup>2</sup></b>

Plan 2			
$M_{velt}$	1934,45 kNm	Kraften H kommer fra høyre mot venstre	
$V_{velt}$	806,02 kN	Kraft i hver ende av skiva på grunn av $M_{velt}$	
$V_{last}$	172,50 kN	Kraft i hver ende av skiva på grunn av verikallast	
Venstre side			
$R_A$	978,52 kN		
Høyre side			
$R_B$	-633,52 kN		
$A_{s,tillegg}$	933,10 mm <sup>2</sup>		$A_s >$ $A_{s,v,min}$ <b>TILLEGGSARMERING ER NØDVENDIG</b>
$A_{s,v,min}$	524 mm <sup>2</sup>	>>>>>>	
<b><math>A_s</math>:</b>	<b>1457,10 mm<sup>2</sup></b>		<b>Bruker: 8 stk <math>\phi</math>16 1608 mm<sup>2</sup></b>

Plan 1			
$M_{velt}$	3390,10 kNm	Kraften H kommer fra høyre mot venstre	
$V_{velt}$	1412,54 kN	Kraft i hver ende av skiva på grunn av $M_{velt}$	
$V_{last}$	258,75 kN	Kraft i hver ende av skiva på grunn av verikallast	
Venstre side			
$R_A$	1671,29 kN		
Høyre side			
$R_B$	-1153,79 kN	>>>>>>	<b>Strekk, kontroll mot <math>A_{s,v,min}</math></b>
$A_{s,v,min}$	524 mm <sup>2</sup>	>>>>>>	<b>TILLEGGSARMERING ER NØDVENDIG</b> $A_s >$ $A_{s,v,min}$
$A_{s,tillegg}$	2129,72 mm <sup>2</sup>		
<b><math>A_s</math></b>	<b>2653,72 mm<sup>2</sup></b>	>>>>>>	<b>Bruker: 6 stk <math>\phi</math>25 2945 mm<sup>2</sup></b>

## Vegg 4

	0,8	Indre momentarm		
$\gamma_s$	1,15			
$f_{yk}$	500	N/mm <sup>2</sup>	>>>>	$f_{yd}$ 434,78 N/mm <sup>2</sup>
L	2,7	m		
$h_{bygg}$	10,5	m		
$t_{betong}$	0,2	m		
$\gamma_{arm.betong}$	25	kN/m <sup>3</sup>		
$h_{etg}$	3,5	m		
$h_{tot,sjakt}$	11,5	m		
$q_{Tak}$		kN/m		for tak
$q_{Vegg}$	57,5	kN/m	$\Sigma EL_{konstruksjon}$	57,50 kN/m per. Etg
$H_{tak}$	209,6	kN		Punktlast tak
$H_{dekke 2}$	133,5	kN		Punktlast etg
$H_{dekke 1}$	72,8	kN		
$A_{s,v}$	$\phi 10$ c/c 150mm		524 mm <sup>2</sup>	På hver side av veggen
$A_{s,h,yttervegg}$	$\phi 10$ c/c 150mm		524 mm <sup>2</sup>	På hver side av veggen

Plan 3				
$M_{velt}$	733,60	kNm	Kraften H kommer fra høyre mot venstre	
$V_{velt}$	339,63	kN	Kraft i hver ende av skiva på grunn av $M_{velt}$	
$V_{last}$	77,63	kN	Kraft i hver ende av skiva på grunn av verikallast	
Venstre side				
$R_A$	417,25	kN		<b>Minimumsarmering er tilstrekkelig</b>
Høyre side				
$R_B$	-262,00	kN	>>>>	
$A_{s,v,min}$	524,00	mm <sup>2</sup>	>>>>	Strekk, kontroll mot $A_{s,v,min}$
<b><math>A_s</math></b>	<b>602,61</b>	<b>mm<sup>2</sup></b>	<b>&gt;&gt;&gt;&gt;</b>	<b>Bruker: 6 stk Ø12 679mm<sup>2</sup></b>

Plan 2			
$M_{velt}$	1934,45 kNm		Kraften H kommer fra høyre mot venstre
$V_{velt}$	895,58 kN		Kraft i hver ende av skiva på grunn av $M_{velt}$
$V_{last}$	155,25 kN		Kraft i hver ende av skiva på grunn av verikallast
Venstre side			
$R_A$	1050,83 kN		
Høyre side			
$R_B$	-740,33 kN		
$A_{s,tillegg}$	1178,76 mm <sup>2</sup>		$A_s >$ $A_{s,v,min}$ <b>TILLEGGSARMERING ER NØDVENDIG</b>
$A_{s,v,min}$	524 mm <sup>2</sup>	>>>>>>	
<b><math>A_s</math>:</b>	<b>1702,76 mm<sup>2</sup></b>		<b>Bruker: 6 stk <math>\phi 20</math> 1885 mm<sup>2</sup></b>

Plan 1			
$M_{velt}$	3390,10 kNm		Kraften H kommer fra høyre mot venstre
$V_{velt}$	1569,49 kN		Kraft i hver ende av skiva på grunn av $M_{velt}$
$V_{last}$	232,88 kN		Kraft i hver ende av skiva på grunn av verikallast
Venstre side			
$R_A$	1802,37 kN		
Høyre side			
$R_B$	-		
$R_B$	1336,62 kN	>>>>>>	<b>Strekk, kontroll mot <math>A_{s,v,min}</math></b>
$A_{s,v,min}$	524 mm <sup>2</sup>	>>>>>>	<b>TILLEGGSARMERING ER NØDVENDIG</b> $A_s >$ $A_{s,v,min}$
$A_{s,tillegg}$	2550,22 mm <sup>2</sup>		
<b><math>A_s</math></b>	<b>3074,22 mm<sup>2</sup></b>	<b>&gt;&gt;&gt;&gt;&gt;&gt;</b>	<b>Bruker: 8 stk <math>\phi 25</math> 3927 mm<sup>2</sup></b>



## SYSTEM 2 – Vind og skjevlast

### Vegg 1 og 3

	0,8	Indre momentarm			
$\gamma_s$	1,15				
$f_{yk}$	500 N/mm <sup>2</sup>	>>>>	$f_{yd}$	434,78 N/mm <sup>2</sup>	
L	2,4 m				
$h_{bygg}$	10,5 m				
$t_{betong}$	0,2 m				
$\gamma_{arm.betong}$	25 kN/m <sup>3</sup>				
$h_{etg}$	3,5 m				
$h_{tot,sjakt}$	11,5 m				
$q_{Tak}$	kN/m				for tak
$q_{Trapp}$	0,00 kN/m	$\Sigma EL_{konstruksjon}$	57,50 kN/m		per. Etg
$q_{Vegg}$	57,5 kN/m				
$H_{tak}$	58,500 kN				Punktlast tak
$H_{dekke}$	98,600 kN				Punktlast etg
$A_{s,v}$	$\phi 10$ c/c 200mm		393 mm <sup>2</sup>		På hver side av veggen
$A_{s,h,innervegg}$	$\phi 10$ c/c 200mm		393 mm <sup>2</sup>		På hver side av veggen

Plan 3:					
$M_{velt}$	204,75 kNm	Kraften H kommer fra høyre mot venstre			
$V_{velt}$	106,64 kN	Kraft i hver ende av skiva på grunn av $M_{velt}$			
$V_{last}$	69,00 kN	Kraft i hver ende av skiva på grunn av verikallast			
Venstre side					
$R_A$	175,64 kN				<b>Minimumsarmering er tilstrekkelig</b>
Høyre side					
$R_B$	-37,64 kN		>>>>		
$A_s$	86,57 mm <sup>2</sup>	>>>>		Strekk, kontroll mot $A_{s,v,min}$	
$A_{s,v,min}$	393,00 mm <sup>2</sup>	>>>>		$A_s < A_{s,v,min} \rightarrow$ O.K!	

Plan 3:			
$M_{velt}$	754,60 kNm		Kraften H kommer fra høyre mot venstre
$V_{velt}$	393,02 kN		Kraft i hver ende av skiva på grunn av $M_{velt}$
$V_{last}$	138,00 kN		Kraft i hver ende av skiva på grunn av verikallast
Venstre side			
$R_A$	531,02 kN		
Høyre side			
$R_B$	-255,02 kN		
$A_{s,v,tilllegg}$	193,55 mm <sup>2</sup>		$A_s >$ $A_{s,v,min}$ <b>OK, INGEN</b>
$A_{s,v,min}$	393 mm <sup>2</sup>	>>>>>>	<b>TILLEGGSARMERING</b>
<b><math>A_s</math></b>	<b>586,55 mm<sup>2</sup></b>		<b>Bruker: 8 stk <math>\phi</math>12 905 mm<sup>2</sup></b>

Plan 3:			
$M_{velt}$	1649,55 kNm		Kraften H kommer fra høyre mot venstre
$V_{velt}$	859,14 kN		Kraft i hver ende av skiva på grunn av $M_{velt}$
$V_{last}$	207,00 kN		Kraft i hver ende av skiva på grunn av verikallast
Venstre side			
$R_A$	1066,14 kN		
Høyre side			
$R_B$	-652,14 kN	>>>>>>	<b>Strekk, kontroll mot <math>A_{s,v,min}</math></b>
$A_{s,v,min}$	393 mm <sup>2</sup>	>>>>>>	<b>TILLEGGSARMERING ER NØDVENDIG</b>
$A_{s,tilllegg}$	1106,92 mm <sup>2</sup>		$A_s >$ $A_{s,v,min}$
<b><math>A_s</math></b>	<b>1499,92 mm<sup>2</sup></b>	>>>>>>	<b>Bruker: 6 stk <math>\phi</math>20 1885 mm<sup>2</sup></b>

## Vegg 2

	0,8	Indre momentarm		
$\gamma_s$	1,15			
$f_{yk}$	500 N/mm <sup>2</sup>	>>>>	$f_{yd}$	434,78 N/mm <sup>2</sup>
L	3 m			
$h_{bygg}$	10,5 m			
$t_{betong}$	0,2 m			
$\gamma_{arm.betong}$	25 kN/m <sup>3</sup>			
$h_{etg}$	3,5 m			
$h_{tot,sjakt}$	11,5 m			
$q_{Tak}$	4,32 kN/m			for tak
$q_{Trapp}$	0,00 kN/m			Hele
$q_{Vegg}$	57,5 kN/m	$\Sigma EL_{konstruksjon}$	57,50 kN/m	veggen
$H_{tak}$	54,100 kN			Punktlast
				tak
$H_{dekke}$	91,700 kN			Punktlast
				etg
$A_{s,v}$	$\varnothing 10$ c/c 200mm		393 mm <sup>2</sup>	På hver side av veggen
$A_{s,h,innervegg}$	$\varnothing 10$ c/c 200mm		393 mm <sup>2</sup>	På hver side av veggen

Plan 3				
$M_{velt}$	189,35 kNm	Kraften H kommer fra høyre mot venstre		
$V_{velt}$	78,90 kN	Kraft i hver ende av skiva på grunn av $M_{velt}$		
$V_{last}$	86,25 kN	Kraft i hver ende av skiva på grunn av verikallast		
Venstre side				
$R_A$	165,15 kN			
Høyre side				
$R_B$	7,35 kN	Ingen strekk	>>>>>	<b>Minimumsarmering er tilstrekkelig</b>
$A_{s,v,min}$	393,00 mm <sup>2</sup>			

Plan 2			
$M_{velt}$	699,65 kNm		Kraften H kommer fra høyre mot venstre
$V_{velt}$	291,52 kN		Kraft i hver ende av skiva på grunn av $M_{velt}$
$V_{last}$	172,50 kN		Kraft i hver ende av skiva på grunn av verikallast
Venstre side			
$R_A$	464,02 kN		
Høyre side			
$R_B$	-119,02 kN	>>>>>	<b>Strekk, kontroll mot <math>A_{s,v,min}</math></b>
$A_{s,tillegg}$	-119,25 mm <sup>2</sup>		<div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <math>A_s &gt;</math>  <math>A_{s,v,min}</math>  <b>TILLEGGSARMERING ER NØDVENDIG</b> </div>
$A_{s,v,min}$	393 mm <sup>2</sup>	>>>>>	
<b><math>A_s</math></b>	<b>273,75 mm<sup>2</sup></b>	<b>&gt;&gt;&gt;&gt;&gt;</b>	<b>Bruker: 4 stk <math>\phi 10</math> 314 mm<sup>2</sup></b>

Plan 1			
$M_{velt}$	1530,90 kNm		Kraften H kommer fra høyre mot venstre
$V_{velt}$	637,88 kN		Kraft i hver ende av skiva på grunn av $M_{velt}$
$V_{last}$	258,75 kN		Kraft i hver ende av skiva på grunn av verikallast
Venstre side			
$R_A$	896,63 kN		
Høyre side			
$R_B$	-379,13 kN	>>>>>	<b>Strekk, kontroll mot <math>A_{s,v,min}</math></b>
$A_{s,v,min}$	393 mm <sup>2</sup>	>>>>>	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <math>A_s &gt;</math>  <math>A_{s,v,min}</math>  <b>TILLEGGSARMERING ER NØDVENDIG</b> </div>
$A_{s,tillegg}$	478,99 mm <sup>2</sup>		
<b><math>A_s</math></b>	<b>871,99 mm<sup>2</sup></b>	<b>&gt;&gt;&gt;&gt;&gt;</b>	<b>Bruker: 8 stk <math>\phi 12</math> 905 mm<sup>2</sup></b>

SYSTEM 2 – Seismiske laster og skjevstillingslaster

**Vegg 1 og 3**

	0,8	Indre momentarm		
$\gamma_s$	1,15			
$f_{yk}$	500 N/mm <sup>2</sup>	>>>>	$f_{yd}$	434,78 N/mm <sup>2</sup>
L	2,4 m			
$h_{bygg}$	10,5 m			
$t_{betong}$	0,2 m			
$\gamma_{arm.betong}$	25 kN/m <sup>3</sup>			
$h_{etg}$	3,5 m			
$h_{tot,sjakt}$	11,5 m			
$q_{Tak}$	kN/m			for tak
$q_{Vegg}$	57,5 kN/m	$\Sigma EL_{konstruksjon}$	57,50 kN/m	per. Etg
$H_{tak}$	208,160 kN			Punktlast tak
$H_{dekke 2}$	132,900 kN			Punktlast etg
$H_{dekke 1}$	72,450 kN			
$A_{s,v}$	φ10 c/c 150mm		524 mm <sup>2</sup>	På hver side av veggen
$A_{s,h,yttervegg}$	φ10 c/c 150mm		524 mm <sup>2</sup>	På hver side av veggen

<b>Plan 3:</b>				
$M_{velt}$	728,56 kNm			Kraften H kommer fra høyre mot venstre
$V_{velt}$	379,46 kN			Kraft i hver ende av skiva på grunn av $M_{velt}$
$V_{last}$	69,00 kN			Kraft i hver ende av skiva på grunn av verikallast
Venstre side				
$R_A$	448,46 kN			<b>Minimumsarmering er tilstrekkelig</b>
Høyre side				
$R_B$	-310,46 kN		>>>>	
$A_{s,v,min}$	524,00 mm <sup>2</sup>	>>>>		Streck, kontroll mot $A_{s,v,min}$
<b><math>A_s</math></b>	<b>714,05 mm<sup>2</sup></b>	<b>&gt;&gt;&gt;&gt;</b>	<b>Bruker:</b>	<b>4 stk Ø16 804mm<sup>2</sup></b>

Plan 3:			
$M_{velt}$	1922,27 kNm		Kraften H kommer fra høyre mot venstre
$V_{velt}$	1001,18 kN		Kraft i hver ende av skiva på grunn av $M_{velt}$
$V_{last}$	138,00 kN		Kraft i hver ende av skiva på grunn av verikallast
Venstre side			
$R_A$	1139,18 kN		
Høyre side			
$R_B$	-863,18 kN		
$A_{s,tillegg}$	1461,32 mm <sup>2</sup>		$A_s >$ $A_{s,v,min}$ <b>TILLEGGSARMERING ER NØDVENDIG</b>
$A_{s,v,min}$	524 mm <sup>2</sup>	>>>>>>	
<b><math>A_s</math>:</b>	<b>1985,32 mm<sup>2</sup></b>		<b>Bruker: 8 stk <math>\phi</math>20 2513 mm<sup>2</sup></b>

Plan 3:			
$M_{velt}$	3369,56 kNm		Kraften H kommer fra høyre mot venstre
$V_{velt}$	1754,98 kN		Kraft i hver ende av skiva på grunn av $M_{velt}$
$V_{last}$	207,00 kN		Kraft i hver ende av skiva på grunn av verikallast
Venstre side			
$R_A$	1961,98 kN		
Høyre side			
$R_B$	-1547,98 kN	>>>>>>	<b>Strekk, kontroll mot <math>A_{s,v,min}</math></b>
$A_{s,v,min}$	524 mm <sup>2</sup>	>>>>>>	<b>TILLEGGSARMERING ER NØDVENDIG</b> $A_s >$ $A_{s,v,min}$
$A_{s,tillegg}$	3036,35 mm <sup>2</sup>		
<b><math>A_s</math></b>	<b>3560,35 mm<sup>2</sup></b>	>>>>>>	<b>Bruker: 8 stk <math>\phi</math>25 3927 mm<sup>2</sup></b>

## Vegg 2

	0,8	Indre momentarm		
$\gamma_s$	1,15			
$f_{yk}$	500 N/mm <sup>2</sup>	>>>>	$f_{yd}$	434,78 N/mm <sup>2</sup>
L	3 m			
$h_{bygg}$	10,5 m			
$t_{betong}$	0,2 m			
$\gamma_{arm.betong}$	25 kN/m <sup>3</sup>			
$h_{etg}$	3,5 m			
$h_{tot,sjakt}$	11,5 m			
$q_{Tak}$	kN/m			for tak
$q_{Vegg}$	57,5 kN/m	$\Sigma EL_{konstruksjon}$	57,50 kN/m	per. Etg
$H_{tak}$	416,300 kN			Punktlast tak
$H_{dekke 2}$	265,800 kN			Punktlast etg
$H_{dekke 1}$	144,900 kN			
$A_{s,v}$	$\phi 10$ c/c 150mm		524 mm <sup>2</sup>	På hver side av veggen
$A_{s,h,yttervegg}$	$\phi 10$ c/c 150mm		524 mm <sup>2</sup>	På hver side av veggen

Plan 3				
$M_{velt}$	1457,05 kNm			Kraften H kommer fra høyre mot venstre
$V_{velt}$	607,10 kN			Kraft i hver ende av skiva på grunn av $M_{velt}$
$V_{last}$	86,25 kN			Kraft i hver ende av skiva på grunn av verikallast
Venstre side				
$R_A$	693,35 kN			<b>Minimumsarmering er tilstrekkelig</b>
Høyre side				
$R_B$	-520,85 kN	>>>>		
$A_{s,v,min}$	524,00 mm <sup>2</sup>	>>>>		Strekk, kontroll mot $A_{s,v,min}$
<b><math>A_s</math></b>	<b>1197,96 mm<sup>2</sup></b>	<b>&gt;&gt;&gt;&gt;</b>	<b>Bruker:</b>	<b>6 stk Ø16 1206 mm<sup>2</sup></b>

Plan 2			
$M_{velt}$	3844,40 kNm		Kraften H kommer fra høyre mot venstre
$V_{velt}$	1601,83 kN		Kraft i hver ende av skiva på grunn av $M_{velt}$
$V_{last}$	172,50 kN		Kraft i hver ende av skiva på grunn av verikallast
Venstre side			
$R_A$	1774,33 kN		
Høyre side			
$R_B$	-1429,33 kN		
$A_{s,tillegg}$	2763,47 mm <sup>2</sup>		$A_s >$ $A_{s,v,min}$ <b>TILLEGGSARMERING ER NØDVENDIG</b>
$A_{s,v,min}$	524 mm <sup>2</sup>	>>>>>>	
<b><math>A_s</math>:</b>	<b>3287,47 mm<sup>2</sup></b>		<b>Bruker: 8 stk <math>\phi</math>25 3927 mm<sup>2</sup></b>

Plan 1			
$M_{velt}$	6738,90 kNm		Kraften H kommer fra høyre mot venstre
$V_{velt}$	2807,88 kN		Kraft i hver ende av skiva på grunn av $M_{velt}$
$V_{last}$	258,75 kN		Kraft i hver ende av skiva på grunn av verikallast
Venstre side			
$R_A$	3066,63 kN		
Høyre side			
$R_B$	-2549,13 kN	>>>>>>	<b>Strekk, kontroll mot <math>A_{s,v,min}</math></b>
$A_{s,v,min}$	524 mm <sup>2</sup>	>>>>>>	<b>TILLEGGSARMERING ER NØDVENDIG</b> $A_s >$ $A_{s,v,min}$
$A_{s,tillegg}$	5338,99 mm <sup>2</sup>		
<b><math>A_s</math></b>	<b>5862,99 mm<sup>2</sup></b>	>>>>>>	<b>Bruker: 8 stk <math>\phi</math>32 6434 mm<sup>2</sup></b>



## V2.2 Beregning av bøylearmering

For alle vegger i begge systemer vil minimum bøylearmering være tilstrekkelig. Dette beviser vi ved å beregne bøylearmeringen for de 2 veggene det oppstår mest skjærkrefter i.

System 2 – vegg 2 – Seismiske laster og skjevstillingslaster

BØYLEARMERING:			
h	3000 mm	fywd	400
b	200 mm	fck	35
h'	2572 mm	fcd	19,8
d	2786 mm		
e	214 mm		
V <sub>Ed, max</sub>	827,00 kN		
V <sub>Ed, Red</sub>	626,65 kN		
q	71,91 kN/m		

Kontroll for trykkbrudd:	
VR <sub>d, max</sub>	2054262,67 N 2054,26267 kN
VR <sub>d, max</sub> > V <sub>Ed, max</sub> ----> OK!	

Minimumsbøylar:	
(A <sub>sw</sub> /s) <sup>min</sup>	0,237 mm <sup>2</sup> /mm
Største senteravstand:	1543,2 mm
Prøver Ø10 jern, A <sub>sw</sub> =	157 mm <sup>2</sup>
Senteravstand:	663,4 mm
Bruker:	650 mm
Bruker:	Ø10 c/c 650mm

Kapasitet minimumsbøylar:			
v:	0,1388147 < 0,34483 (10/29) -->	cotΘ:	2,5
V <sub>Rd</sub> (min.bøyl)	605633,538 N =	605,63 kN	
V <sub>Rd</sub> (min.bøyl)	<	V <sub>Ed, max</sub>	<b>TRENGER EKSTRA BØYLER</b>

<b>Bøyler ved innspenning:</b>			
(Asw/S)	0,2499 mm	Asw(Ø10)	157 mm <sup>2</sup>
Senteravstand ved innspenning:	628,200 mm		
Bruker senteravstand:	630 mm		
Nødvendig med bruk av tettere senteravstand ved følgende avstand fra innspenning:			
X	3,08 m		
<b>Bruker 630mm senteravstand fra innspenning og 3m opp på veggen</b>			

System 1 – vegg 1 og 3 – Seismiske laster og skjevstillingslaster

<b>BØYLEARMERING:</b>			
h	2400 mm	fywd	400
b	200 mm	fck	35
h'	2045 mm	fcd	19,8
d	2222,5 mm		
e	177,5 mm		
V <sub>Ed, max</sub>	415,90 kN		
V <sub>Ed, Red</sub>	335,52 kN		
q	36,17 kN/m		

<b>Kontroll for trykkbrudd:</b>	
VR <sub>d, max</sub>	1638764,82 N 1638,76482 kN
VR <sub>d, max</sub> > V <sub>Ed, max</sub> ----> OK!	

<b>Minimumsbøyler:</b>	
(Asw/s) <sup>min</sup>	0,237 mm <sup>2</sup> /mm
Største senteravstand:	1227 mm
Prøver Ø10 jern, Asw:	157 mm <sup>2</sup>
Senteravstand:	663,4 mm
Bruker:	650 mm
Bruker:	Ø10 c/c 650mm

<b>Kapasitet minimumsbøyler:</b>			
v:	0,08751011	< 0,34483 (10/29) -->	cotΘ: 2,5
V <sub>Rd</sub> (min.bøyl)	483137,308 N =	483,14 kN	
V <sub>Rd</sub> (min.bøyl)	>	V <sub>Ed, max</sub>	<b>ok! Minimumsbøyler er tilstrekkelig</b>

Beregningene viste at minimums-bøylearmeringen var tilstrekkelig i alle veggene utenom den jordskjelvbelastede vegg 2, System 2. Dette er den hardest belastede veggen og trengte noe tettere avstand mellom bøyene. Forskjellen var derimot så liten at det utgjorde ingen forskjell i antall jern. Dette betyr at det i praksis blir lik bøylearmering i alle veggene.

<b>BØYLE ARMERING:</b>		
<b>System 1</b>	<b>System 2</b>	<b>Valgt bøyle armering</b>
<b>Alle jordskjelvbelastede vegger:</b>	Alle jordskjelvbelastede vegger:	$\phi 10$ c/c 650mm ( <b>14</b> bøylers på hver side av veggen)
<b>Vegg 2 (vind)</b> <b>Vegg 4 (vind)</b>	Vegg 1 og 3 (vind) Vegg 2 (vind)	$\phi 10$ c/c 650mm ( <b>9</b> bøylers på hver side av veggen)
<b>Vegg 1 og 3 (vind)</b>		$\phi 10$ c/c 650mm ( <b>3</b> bøylers på hver side av veggen)

## V2.3 Beregning av antall kg armering

### System 1

Antall kilogram armering er regnet med følgende formel:  $\text{kg} = \text{Total lengde} * \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}}\right) * \text{sider}$

#### Vegg 1 og 3

Vind og skjevlast							
Armeringsmengde	Diameter (mm)	Lengde (m)	antall	total lengde (m)	kg/m	sider	kg
Minimumsarmering							
Horisontal	10	2,4	58	139,2	0,617	2	171,8
Vertikal	10	10,5	13	126,5	0,617	2	156,1
Vertikalarmering							
1 etasje	12	2,5	6	15	0,888	2	26,6
2 etasje	0	0	0	0	0	2	0,0
3 etasje	0	0	0	0		2	0,0
Bøylearmering							
1 etasje	10	1,2	3	3,6	0,617	2	4,44
						Totalt i vegg	359,0

Jordskjelv og skjevlast							
Armeringsmengde	Diameter (mm)	Lengde (m)	antall	total lengde (m)	kg/m	sider	kg
Minimumsarmering							
Horisontal	10	2,4	79	189,6	0,617	2	234,0
Vertikal	10	10,5	17	140	0,617	2	172,8
Vertikalarmering							
1 etasje	25	1,75	8	14	3,85	2	107,8
2 etasje	20	5,25	8	42	2,47	2	207,5
3 etasje	16	8,75	4	35	1,58	2	110,6
Bøylearmering							
1,2 og 3 etasje	10	1,2	14	16,8	0,617	2	20,73
						Totalt i vegg	853,3

## Vegg 2

		Vind og skjevlast						
Armeringsmengde								
Minimumsarmering	Diameter (mm)	Lengde (m)	antall	total lengde (m)	kg/m	sider	kg	
Horisontal	10	3	58	174	0,617	2	214,7	
Vertikal	10	10,5	16	154	0,617	2	190,0	
<b>Vertikalarmering</b>								
1 etasje	16	1,75	6	10,5	1,58	2	33,2	
2 etasje	12	5,25	4	21	0,888	2	37,3	
3 etasje						2	0,0	
<b>Bøylearmering</b>								
1 og 2 etasje	10	1,2	9	10,8	0,617	2	13,33	
						Totalt i vegg	488,6	

		Jordskjelv og skjevlast						
Armeringsmengde								
Minimumsarmering	Diameter (mm)	Lengde (m)	antall	total lengde (m)	kg/m	sider	kg	
Horisontal	10	3	77	231	0,617	2	285,1	
Vertikal	10	10,5	21	169	0,617	2	208,5	
<b>Vertikalarmering</b>								
1 etasje	25	1,75	6	10,5	3,85	2	80,9	
2 etasje	16	5,25	8	42	1,58	2	132,7	
3 etasje	12	8,75	6	52,5	0,888	2	93,2	
<b>Bøylearmering</b>								
1, 2 og 3 etasje	10	1,2	14	16,8	0,617	2	20,73	
						Totalt i vegg	821,1	

## Vegg 4

Vind og skjevlast							
Armeringsmengde							
Minimumsarmering	Diameter (mm)	Lengde (m)	antall	total lengde (m)	kg/m	sider	kg
Horisontal	10	2,7	58	156,6	0,617	2	193,2
Vertikal	10	10,5	14	129	0,617	2	159,2
Vertikalarmering							
1 etasje	16	1,75	8	14	1,58	2	44,2
2 etasje	16	5,25	4	21	1,58	2	66,4
3 etasje				0		2	0,0
Bøylearmering							
1 og 2 etasje	10	1,2	9	10,8	0,617	2	13,33
						Totalt i vegg	476,4

Jordskjelv og skjevlast							
Armeringsmengde							
Minimumsarmering	Diameter (mm)	Lengde (m)	antall	total lengde (m)	kg/m	sider	kg
Horisontal	10	2,7	58	156,6	0,617	2	193,2
Vertikal	10	10,5	14	129	0,617	2	159,2
Vertikalarmering							
1 etasje	25	1,75	8	14	3,85	2	107,8
2 etasje	20	5,25	6	31,5	2,47	2	155,6
3 etasje	12	8,75	6	52,5	0,888	2	93,2
Bøylearmering							
1 og 2 etasje	10	1,2	14	16,8	0,617	2	20,73
						Totalt i vegg	729,8

### System 2 - Vegg 1 og 3

		Vind og skjevlast					
Armeringsmengde							
Minimumsarmering	Diameter (mm)	Lengde (m)	antall	total lengde (m)	kg/m	2 sider	kg
Horisontal	10	2,4	58	139,2	0,617	2	171,8
Vertikal	10	10,5	13	105	0,617	2	129,6
<b>Vertikalarmering</b>							
1 etasje	20	1,75	6	10,5	2,47	2	51,9
2 etasje	12	5,25	8	42	0,888	2	74,6
3 etasje				0		2	0,0
<b>Bøylearmering</b>							
1 og 2 etasje	10	1,2	9	10,8	0,617	2	13,33
						Totalt i vegg	441,1

		Jordskjelv og skjevlast					
Armeringsmengde							
Minimumsarmering	Diameter (mm)	Lengde (m)	antall	total lengde (m)	kg/m	2 sider	kg
Horisontal	10	2,4	60	144	0,617	2	177,7
Vertikal	10	10,5	17	178,5	0,617	2	220,3
<b>Vertikalarmering</b>							
1 etasje	25	1,75	8	14	3,85	2	107,8
2 etasje	20	5,25	8	42	2,47	2	207,5
3 etasje	16	8,75	4	35	1,58	2	110,6
<b>Bøylearmering</b>							
1, 2 og 3 etasje	10	1,2	14	16,8	0,617	2	20,73
						Totalt i vegg	844,6

## Vegg 2

### Vind og skjevlast

Armeringsmengde	Diameter (mm)	Lengde (m)	antall	total lengde (m)	kg/m	2 sider	kg
Minimumsarmering							
Horisontal	10	3	58	174	0,617	2	214,7
Vertikal	10	10,5	16	150,5	0,617	2	185,7
Vertikalarmering							
1 etasje	12	1,75	8	14	0,888	2	24,9
2 etasje	10	5,25	4	21	0,617	2	25,9
3 etasje						2	0,0
Bøylearmering							
1 og 2 etasje	10	1,2	9	10,8	0,617	2	13,33
						Totalt i vegg	464,5

### Jordskjelv og skjevlast

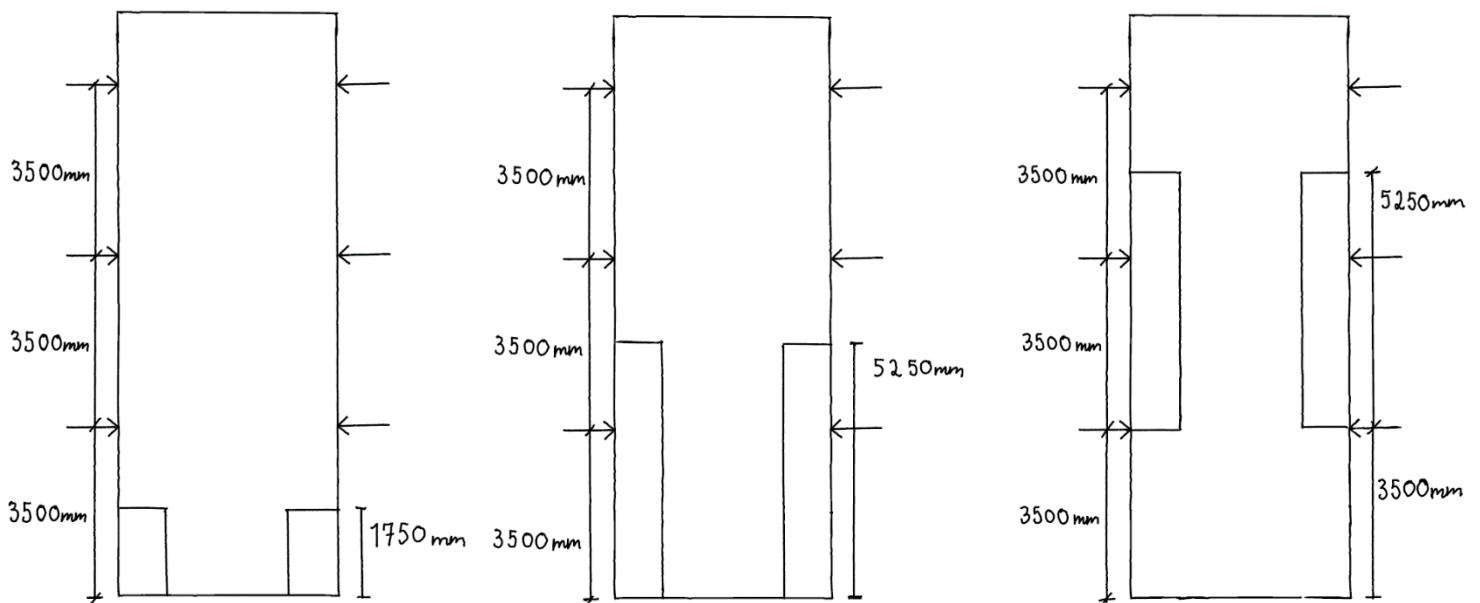
Armeringsmengde	Diameter (mm)	Lengde (m)	antall	total lengde (m)	kg/m	2 sider	kg
Minimumsarmering							
Horisontal	10	3	60	180	0,617	2	222,1
Vertikal	10	10,5	21	203	0,617	2	250,5
Vertikalarmering							
1 etasje	32	1,75	8	14	6,31	2	176,7
2 etasje	25	5,25	8	42	3,85	2	323,4
3 etasje	16	8,75	6	52,5	1,58	2	165,9
Bøylearmering							
1, 2 og 3 etasje	10	1,2	14	16,8	0,617	2	20,73
						Totalt i vegg	1159,3



## V2.4 Kontroll av manuelle armerings beregninger ved bruk av Focus konstruksjon

Armering skal plasseres med hensyn på de strekkreftene som oppstår ved last i de ulike etasjene. Dette fører til ulike arealer som må armeres for å ta opp kreftene som inntreffer i etasjene. Dette er illustrert figurene under. Arealene overlapper hverandre, og det er på grunn av at armeringen trenger en tilstrekkelig forankringslengde. Armeringen vil bindes sammen i den sonen de overlapper. Arealene som skal armeres er kun oppgitt med lengdemål og ikke breddemål. Grunnen til dette er at bredden det armeres i er mindre viktig. Det essensielle er at det er plassert tilstrekkelig mengde armering til å oppta strekkreftene som oppstår. Strekkreftene vil være størst i betongveggens ytterkanter og det er derfor viktig å plassere tilleggsarmeringen der.

Armering med hensyn til last i 1.etasje	Armering med hensyn til last i 2.etasje	Armering med hensyn til last i 3.etasje
---	---	---



(skisse, 2020)

### **Forklaring på tilleggsarmering**

Slik det nevnes ovenfor er antall jern i tilleggsarmeringen viktig. I Focus Konstruksjon er det kun mulig å legge inn et armerings areal og en c/c-avstand mellom jernene. Vi har derfor lagt inn en bestemt c/c-avstand og tegnet opp et armerings areal med en bredde som begrenser armeringsjernene ned til det antallet som er ønskelig. Tilleggsarmeringen er dermed lagt inn slik at antall jern stemmer overens med de manuelle beregningene.

### **Forklaring på lastene som er tegnet inn i Focus Konstruksjon**

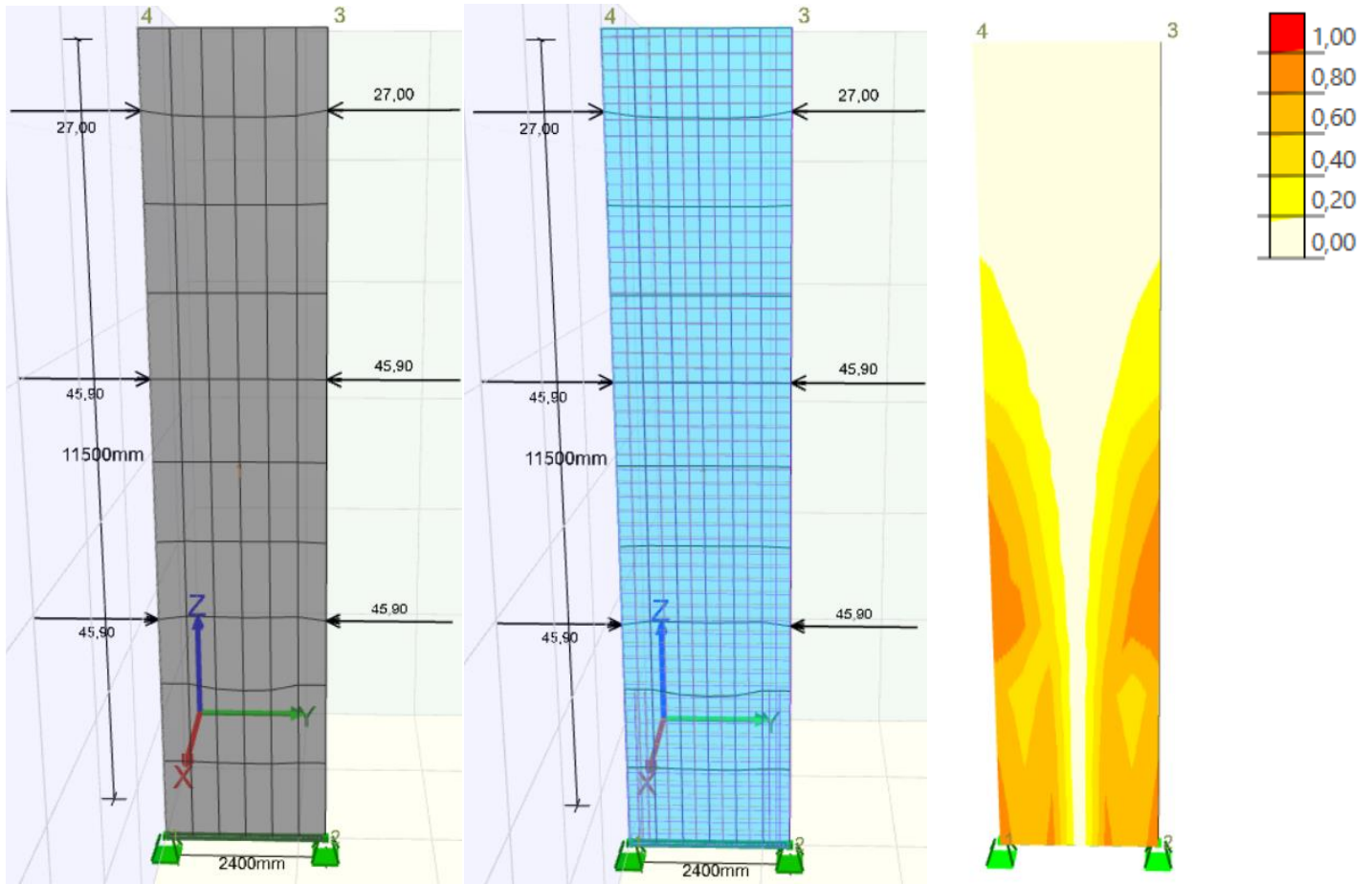
Lastene som er tegnet inn i Focus er hentet fra de manuelle beregningene. Disse er allerede i bruddgrense- eller ulykkestilstand.

# System 1

## Vind- og skjevstillingslaster

Vegg 1 og 3:

Betongskive med bruddlaster	Betongskive med inntegnet armering	Kapasitetskart
-----------------------------	------------------------------------	----------------



(Focus-Konstruksjon, 2020)

### Armerings liste:

Z verdien er avstanden fra ytterkant til senter jern.

Armeringsareal 1 er minimumsarmering.

Armeringsareal 2 og 3 er tilleggsarmering for laster i 1 etasje

Arealnr.	CC [mm]	Z [mm]	Ø [mm]	Retn.
1	200	40,0	10,0	1;0
1	200	50,0	10,0	0;1
1	200	160,0	10,0	1;0
1	200	150,0	10,0	0;1
2	150	51,0	12,0	0;1
2	150	149,0	12,0	0;1
3	150	51,0	12,0	0;1
3	150	149,0	12,0	0;1

(Focus-Konstruksjon, 2020)

### Sammendrag av resultater:

Se bort ifra forskyvning, da dette er regnet i bruddgrensetilstand.

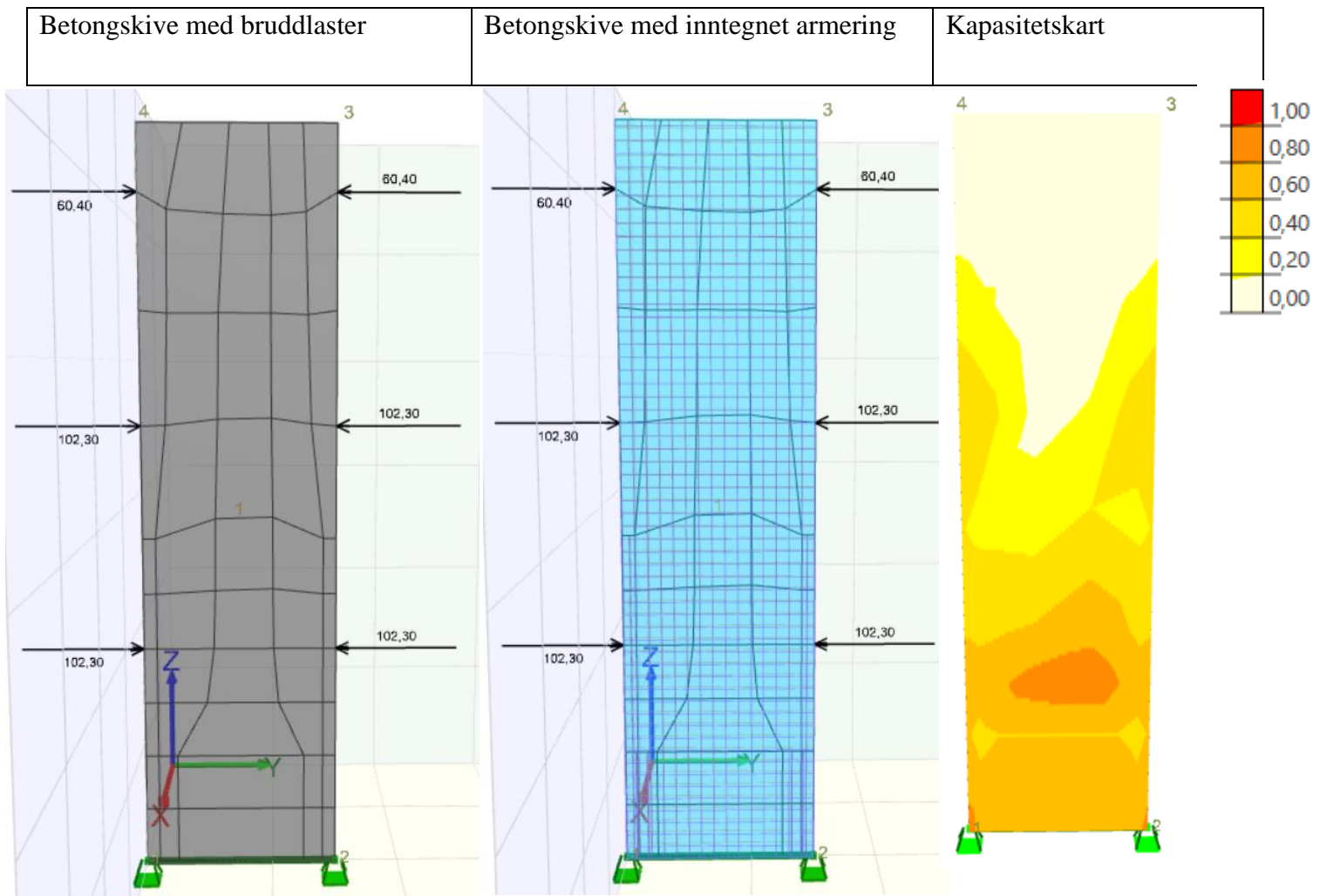
#### ▲ Sammendrag resultater

Lastkombinasjon	<Alle komb. Brudd>
Største forskyvn. [mm]	3,6
Største Nx [kN/m]	-181,26
Største Ny [kN/m]	766,73
Største Nxy [kN/m]	-79,03
Største Mx [kNm/m]	0,00
Største My [kNm/m]	0,00
Største Mxy [kNm/m]	0,00
Største Vz [kN/m]	0,00
Største Vzy [kN/m]	0,00
Største kap.utn.	0,94

(Focus-Konstruksjon, 2020)

Dette betyr at iht. Focus Konstruksjon sine beregninger, har betongskiven med vårt armeringsvalg og våre beregnede laster en kapasitetsutnyttelse på 94%.

## Vegg 2:



(Focus-Konstruksjon, 2020)

## Armerings liste:

Z verdien er avstanden fra ytterkant til senter jern.

Armeringsareal 5 er minimumsarmering.

Armeringsareal 3 og 4 er tilleggsarmering for laster i 1 etasje.

Armeringsareal 1 og 2 er tilleggsarmering for laster i 2 etasje

Arealnr.	CC [mm]	Z [mm]	Ø [mm]	Retn.
1	120	51,0	12,0	0;1
1	120	149,0	12,0	0;1
2	120	51,0	12,0	0;1
2	120	149,0	12,0	0;1
3	175	53,0	16,0	0;1
3	175	147,0	16,0	0;1
4	175	53,0	16,0	0;1
4	175	147,0	16,0	0;1
5	200	40,0	10,0	1;0
5	200	50,0	10,0	0;1
5	200	160,0	10,0	1;0
5	200	150,0	10,0	0;1

(Focus-Konstruksjon, 2020)

## Sammendrag av resultater:

Se bort ifra forskyvning, da dette er regnet i bruddgrensetilstand.

### ▲ Sammendrag resultater

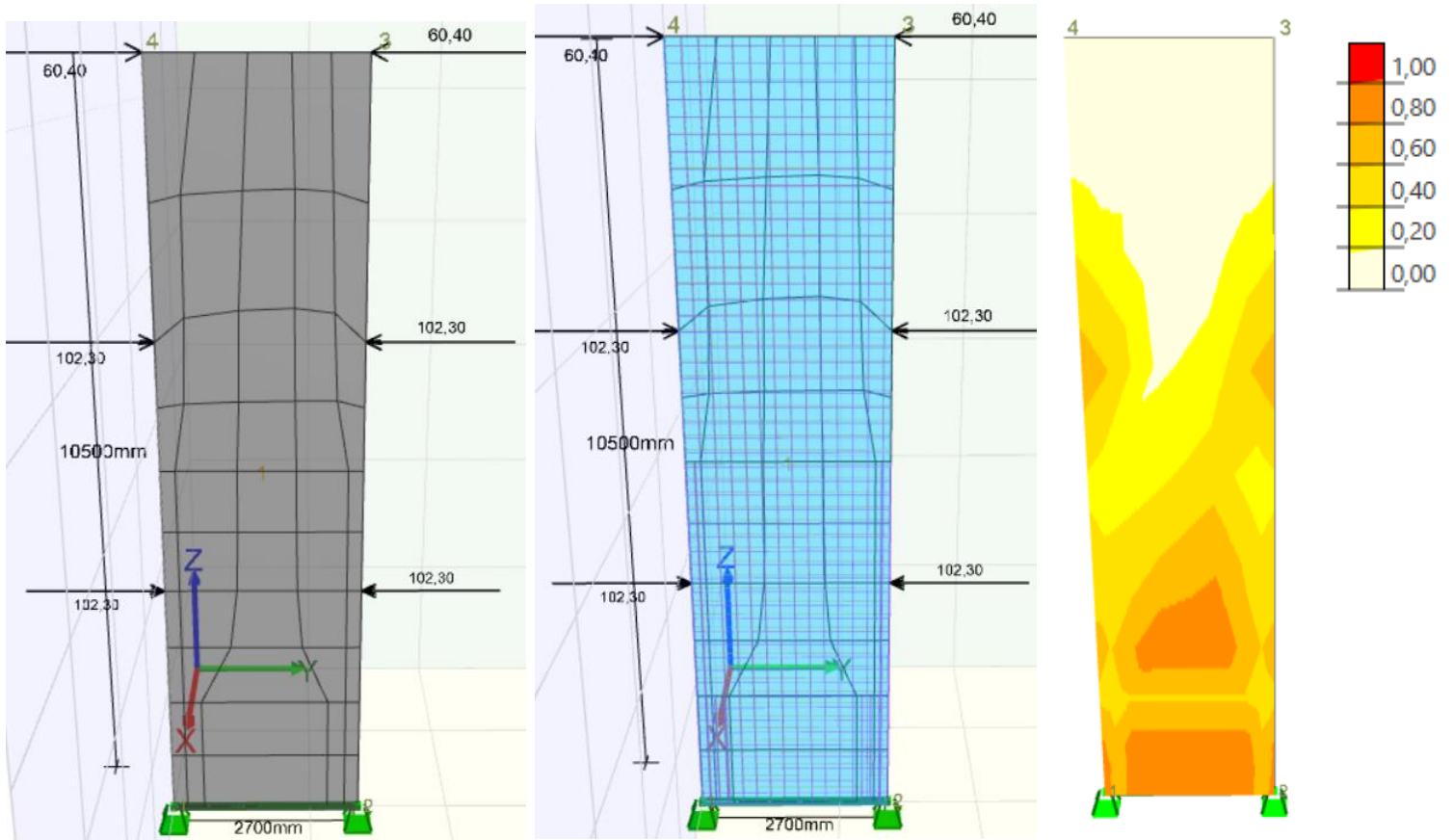
Lastkombinasjon	<Alle komb. Brudd>
Største forskyvn. [mm]	4,3
Største Nx [kN/m]	-274,56
Største Ny [kN/m]	1196,27
Største Nxy [kN/m]	167,19
Største Mx [kNm/m]	0,00
Største My [kNm/m]	0,00
Største Mxy [kNm/m]	0,00
Største Vzx [kN/m]	0,00
Største Vzy [kN/m]	0,00
Største kap. utn.	0,94

(Focus-Konstruksjon, 2020)

Dette betyr at iht. Focus Konstruksjon sine beregninger, har betongskiven med vårt armeringsvalg og våre beregnede laster en kapasitetsutnyttelse på 94%.

### Vegg 4:

Betongskive med bruddlaster	Betongskive med inntegnet armering	Kapasitetskart
-----------------------------	------------------------------------	----------------



(Focus-Konstruksjon, 2020)

## Armerings liste:

Z verdien er avstanden fra ytterkant til senter jern.

Armeingsareal 5 er minimumsarmering.

Armeringsareal 3 og 4 er tilleggsarmering for laster i 1 etasje.

Armeringsareal 1 og 2 er tilleggsarmering for laster i 2 etasje

Arealnr.	CC [mm]	Z [mm]	Ø [mm]	Retn.
1	120	53,0	16,0	0;1
1	120	147,0	16,0	0;1
2	120	53,0	16,0	0;1
2	120	147,0	16,0	0;1
3	125	53,0	16,0	0;1
3	125	147,0	16,0	0;1
4	125	53,0	16,0	0;1
4	125	147,0	16,0	0;1
5	200	40,0	10,0	1;0
5	200	50,0	10,0	0;1
5	200	160,0	10,0	1;0
5	200	150,0	10,0	0;1

(Focus-Konstruksjon, 2020)

## Sammendrag av resultater:

Se bort ifra forskyvning, da dette er regnet i bruddgrensetilstand.

Sammendrag resultater	
Lastkombinasjon	<Alle komb. Brudd>
Største forskyvn. [mm]	6,5
Største Nx [kN/m]	-387,49
Største Ny [kN/m]	2852,44
Største Nxy [kN/m]	-1152,05
Største Mx [kNm/m]	0,00
Største My [kNm/m]	0,00
Største Mxy [kNm/m]	0,00
Største Vz [kN/m]	0,00
Største Vy [kN/m]	0,00
Største kap.utn.	0,98

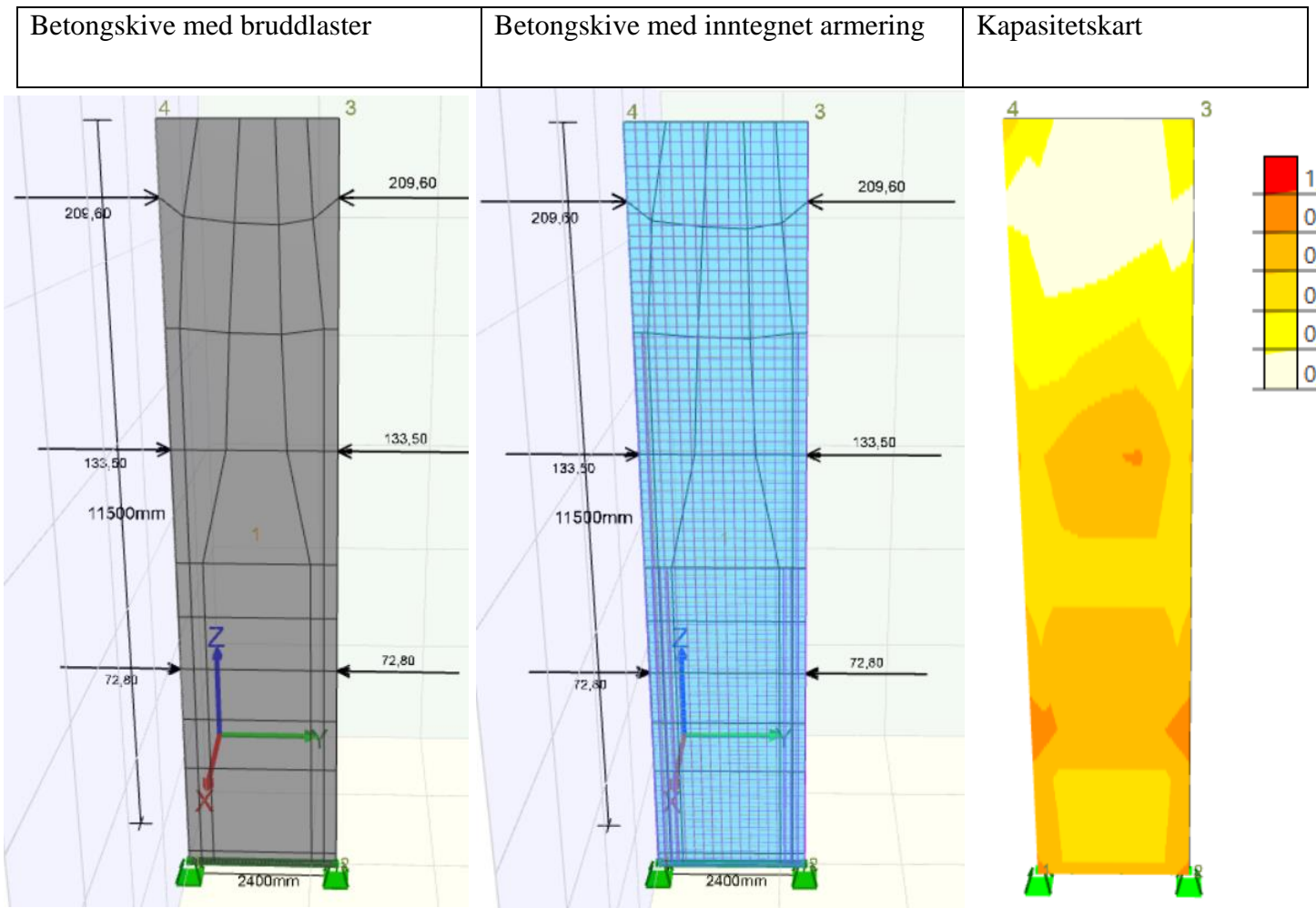
(Focus-Konstruksjon, 2020)

Dette betyr at iht. Focus Konstruksjon sine beregninger, har betongskiven med vårt armeringsvalg og våre beregnede laster en kapasitetsutnyttelse på 98%.



# Seismiske laster og skjevstillingslaster

## Vegg 1 og 3:



(Focus-Konstruksjon, 2020)

### Armerings liste:

Z verdien er avstanden fra ytterkant til senter jern.

Armeringsareal 1 er minimumsarmering.

Armeringsareal 2 og 3 er tilleggsarmering for laster i 1 etasje.

Armeringsareal 4 og 5 er tilleggsarmering for laster i 2 etasje

Armeringsareal 6 og 7 er tilleggsarmering for laster i 3 etasje

Arealnr.	CC [mm]	Z [mm]	Ø [mm]	Retn.
1	150	40,0	10,0	1;0
1	150	50,0	10,0	0;1
1	150	160,0	10,0	1;0
1	150	150,0	10,0	0;1
2	111	58,0	25,0	0;1
2	111	142,0	25,0	0;1
3	111	58,0	25,0	0;1
3	111	142,0	25,0	0;1
4	111	55,0	20,0	0;1
4	111	145,0	20,0	0;1
5	111	55,0	20,0	0;1
5	111	145,0	20,0	0;1
6	120	53,0	16,0	0;1
6	120	147,0	16,0	0;1
7	120	53,0	16,0	0;1
7	120	147,0	16,0	0;1

(Focus-Konstruksjon, 2020)

### Sammendrag av resultater:

Se bort ifra forskyvning, da dette er regnet i bruddgrensetilstand.

#### Sammendrag resultater

Lastkombinasjon	<Alle komb. Brudd>
Største forskyvn. [mm]	18,0
Største Nx [kN/m]	-871,51
Største Ny [kN/m]	-3978,38
Største Nxy [kN/m]	-339,23
Største Mx [kNm/m]	0,00
Største My [kNm/m]	0,00
Største Mxy [kNm/m]	0,00
Største Vz [kN/m]	0,00
Største Vzy [kN/m]	0,00
Største kap.utn.	0,96

(Focus-Konstruksjon, 2020)

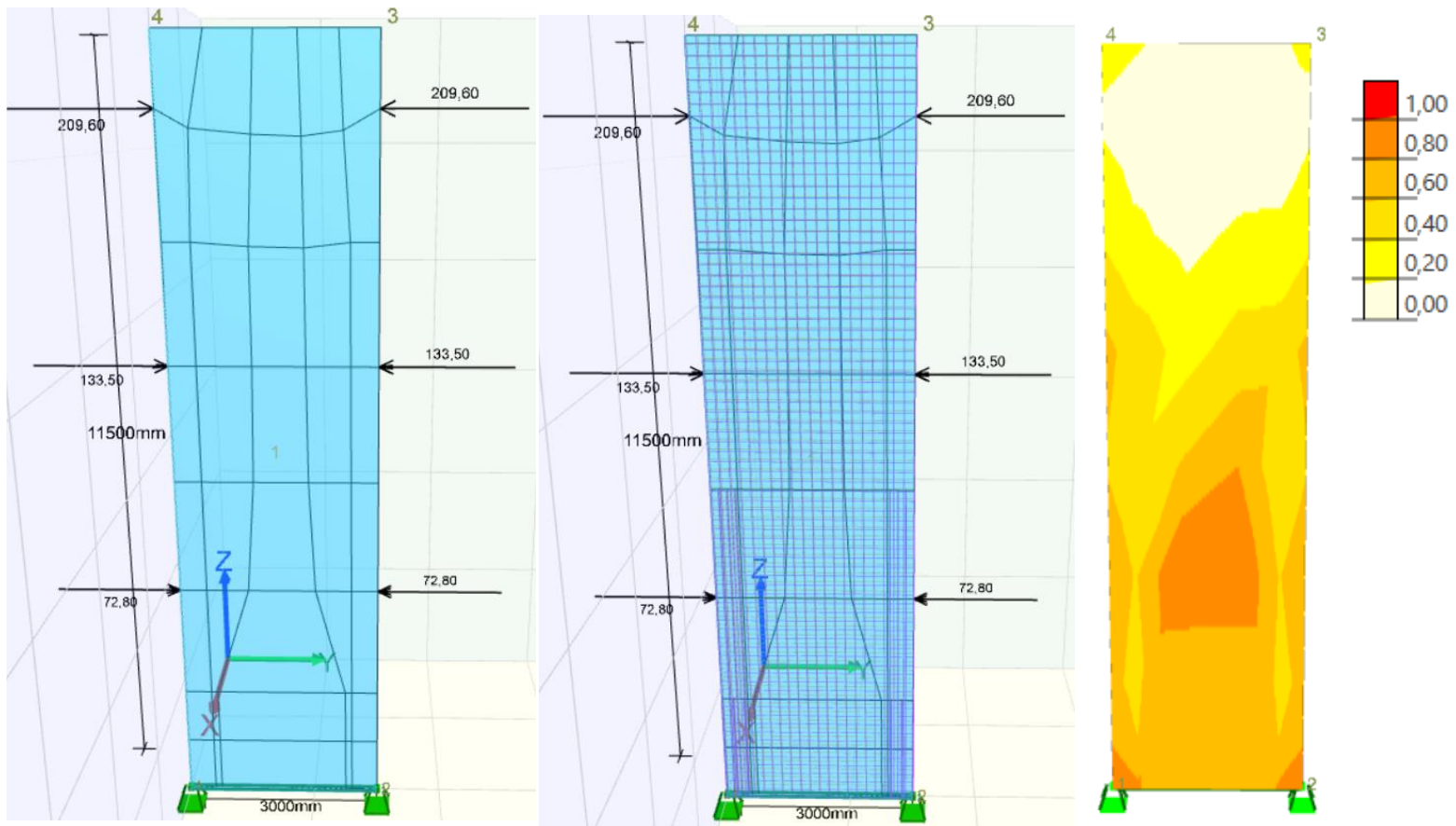
Dette betyr at iht. Focus Konstruksjon sine beregninger, har betongskiven med vårt armeringsvalg og våre beregnede laster en kapasitetsutnyttelse på 96%.

## Vegg 2:

Betongsive med bruddlaster

Betongsive med inntegnet armering

Kapasitetskart



(Focus-Konstruksjon, 2020)

### Armerings liste:

Z verdien er avstanden fra ytterkant til senter jern.

Armeingsareal 7 er minimumsarmering.

Armeringsareal 5 og 6 er tilleggsarmering for laster i 1 etasje.

Armeringsareal 4 og 3 er tilleggsarmering for laster i 2 etasje.

Armeringsareal 2 og 1 er tilleggsarmering for laster i 3 etasje.

Arealnr.	CC [mm]	Z [mm]	Ø [mm]	Retn.
1	150	51,0	12,0	0;1
1	150	149,0	12,0	0;1
2	150	51,0	12,0	0;1
2	150	149,0	12,0	0;1
3	120	53,0	16,0	0;1
3	120	147,0	16,0	0;1
4	120	53,0	16,0	0;1
4	120	147,0	16,0	0;1
5	175	58,0	25,0	0;1
5	175	142,0	25,0	0;1
6	175	58,0	25,0	0;1
6	175	142,0	25,0	0;1
7	150	40,0	10,0	1;0
7	150	50,0	10,0	0;1
7	150	160,0	10,0	1;0
7	150	150,0	10,0	0;1

(Focus-Konstruksjon, 2020)

### Sammendrag av resultater:

Se bort ifra forskyvning, da dette er regnet i bruddgrensetilstand.

#### Sammendrag resultater

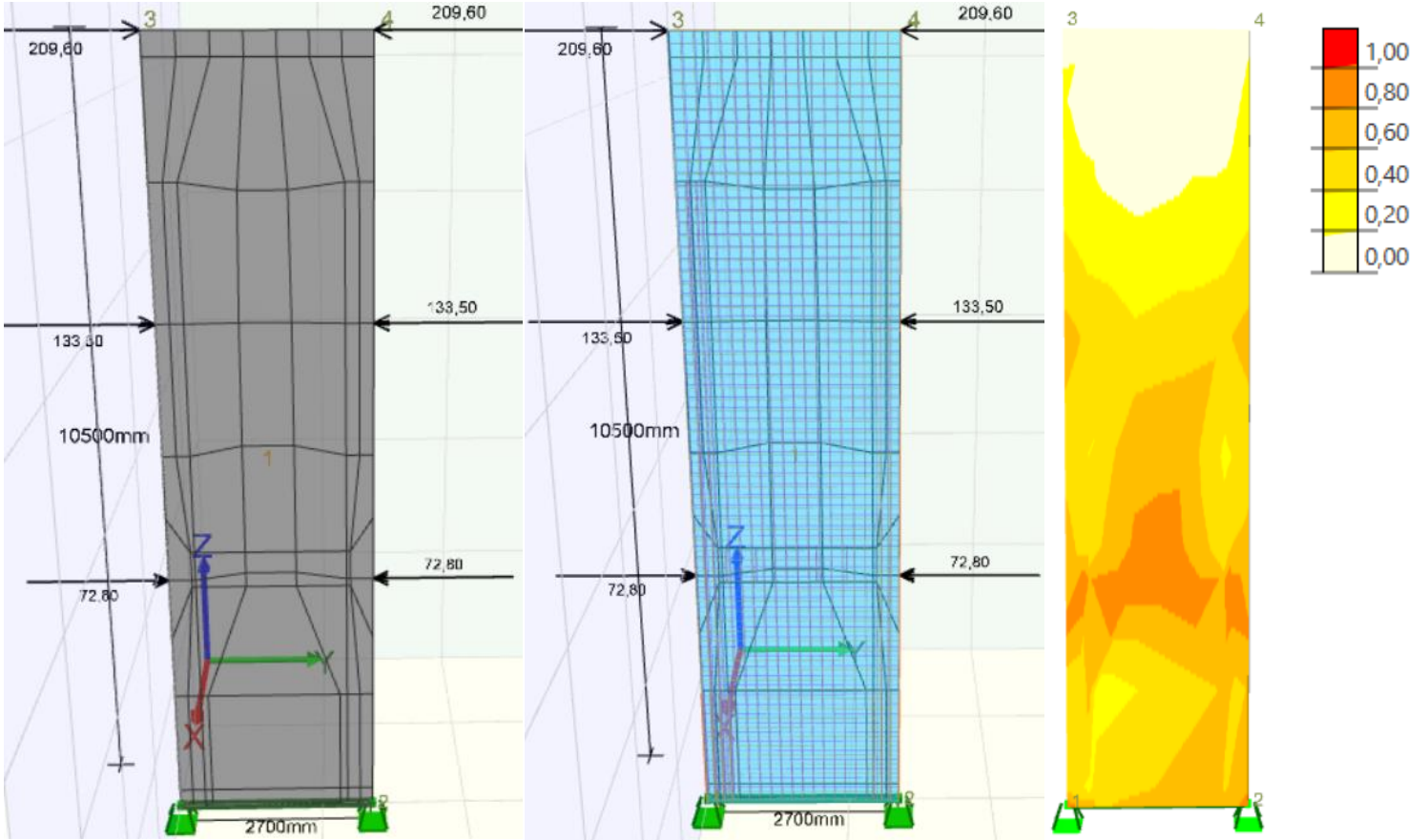
Lastkombinasjon	<Alle komb. Brudd>
Største forskyvn. [mm]	9,4
Største Nx [kN/m]	-513,68
Største Ny [kN/m]	2324,12
Største Nxy [kN/m]	-244,59
Største Mx [kNm/m]	0,00
Største My [kNm/m]	0,00
Største Mxy [kNm/m]	0,00
Største Vzx [kN/m]	0,00
Største Vzy [kN/m]	0,00
Største kap.utn.	0,99

(Focus-Konstruksjon, 2020)

Dette betyr at iht. Focus Konstruksjon sine beregninger, har betongskiven med vårt armeringsvalg og våre beregnede laster en kapasitetsutnyttelse på 99%.

### Vegg 4:

Betongskive med bruddlaster	Betongskive med inntegnet armering	Kapasitetskart
-----------------------------	------------------------------------	----------------



(Focus-Konstruksjon, 2020)

### Armerings liste:

Z verdien er avstanden fra ytterkant til senter jern.

Armeringsareal 7 er minimumsarmering.

Armeringsareal 5 og 6 er tilleggsarmering for laster i 1 etasje.

Armeringsareal 4 og 3 er tilleggsarmering for laster i 2 etasje.

Armeringsareal 2 og 1 er tilleggsarmering for laster i 3 etasje.

Arealnr.	CC [mm]	Z [mm]	Ø [mm]	Retn.
1	120	159,0	12,0	1;0
2	120	51,0	12,0	1;0
2	120	159,0	12,0	1;0
3	120	55,0	20,0	1;0
3	120	145,0	20,0	1;0
4	120	55,0	20,0	1;0
4	120	145,0	20,0	1;0
5	120	58,0	25,0	1;0
5	120	142,0	25,0	1;0
6	120	58,0	25,0	1;0
6	120	142,0	25,0	1;0
7	150	40,0	10,0	1;0
7	150	50,0	10,0	0;1
7	150	160,0	10,0	1;0
7	150	150,0	10,0	0;1

(Focus-Konstruksjon, 2020)

### Sammendrag av resultater:

Se bort ifra forskyvning, da dette er regnet i bruddgrensetilstand.

#### Sammendrag resultater

Lastkombinasjon	<Alle komb. Brudd>
Største forskyvn. [m...]	12,8
Største Nx [kN/m]	-3185,34
Største Ny [kN/m]	727,21
Største Nxy [kN/m]	348,26
Største Mx [kNm/m]	0,00
Største My [kNm/m]	0,00
Største Mxy [kNm/m]	0,00
Største Vz [kN/m]	0,00
Største Vzy [kN/m]	0,00
Største kap. utn.	0,99

(Focus-Konstruksjon, 2020)

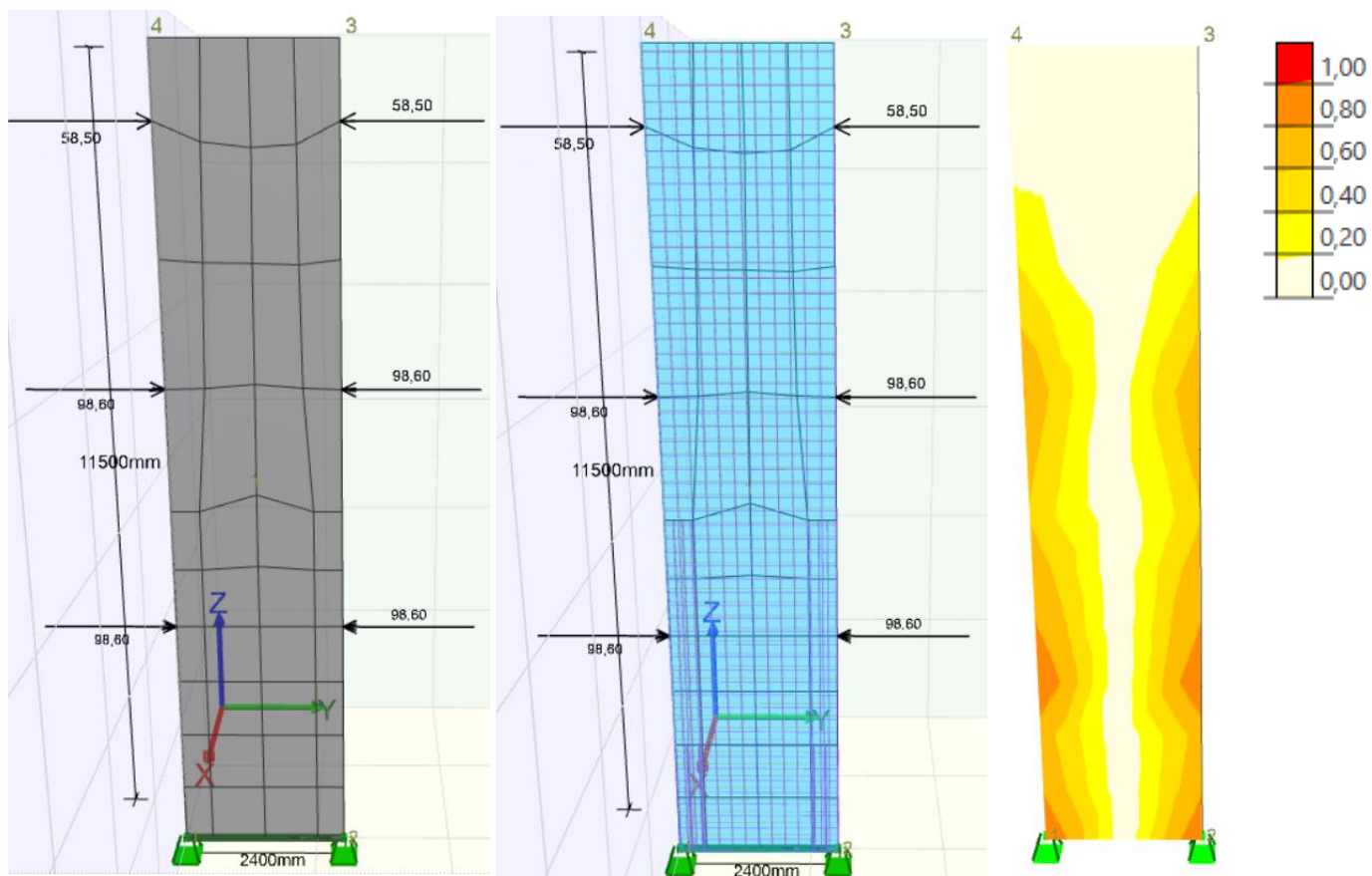
Dette betyr at iht. Focus Konstruksjon sine beregninger, har betongskiven med vårt armeringsvalg og våre beregnede laster en kapasitetsutnyttelse på 99%.

## System 2

### Vind- og skjevstillingslaster

Vegg 1 og 3:

Betongskive med bruddlaster	Betongskive med inntegnet armering	Kapasitetskart
-----------------------------	------------------------------------	----------------



(Focus-Konstruksjon, 2020)

### Armerings liste:

Z verdien er avstanden fra ytterkant til senter jern.

Armeringsareal 1 er minimumsarmering.

Armeringsareal 2 og 3 er tilleggsarmering for laster i 1 etasje.

Armerings areal 4 og 5 er tilleggsarmering for laster i 2 etasje.

Arealnr.	CC [mm]	Z [mm]	Ø [mm]	Retn.
1	200	40,0	10,0	1;0
1	200	160,0	10,0	1;0
1	200	150,0	10,0	0;1
1	200	50,0	10,0	0;1
2	175	55,0	20,0	0;1
2	175	145,0	20,0	0;1
3	175	55,0	20,0	0;1
3	175	145,0	20,0	0;1
4	125	51,0	12,0	0;1
4	125	149,0	12,0	0;1
5	125	51,0	12,0	0;1
5	125	149,0	12,0	0;1

(Focus-Konstruksjon, 2020)

### Sammendrag av resultater:

Se bort ifra forskyvning, da dette er regnet i bruddgrensetilstand.

#### Sammendrag resultater

Lastkombinasjon	<Alle komb. Brudd>
Største forskyvn. [mm]	7,7
Største Nx [kN/m]	-406,24
Største Ny [kN/m]	-1775,91
Største Nxy [kN/m]	-170,79
Største Mx [kNm/m]	0,00
Største My [kNm/m]	0,00
Største Mxy [kNm/m]	0,00
Største Vzx [kN/m]	0,00
Største Vzy [kN/m]	0,00
Største kap. utn.	0,97

(Focus-Konstruksjon, 2020)

Dette betyr at iht. Focus Konstruksjon sine beregninger, har betongskiven med vårt armeringsvalg og våre beregnede laster en kapasitetsutnyttelse på 97%.

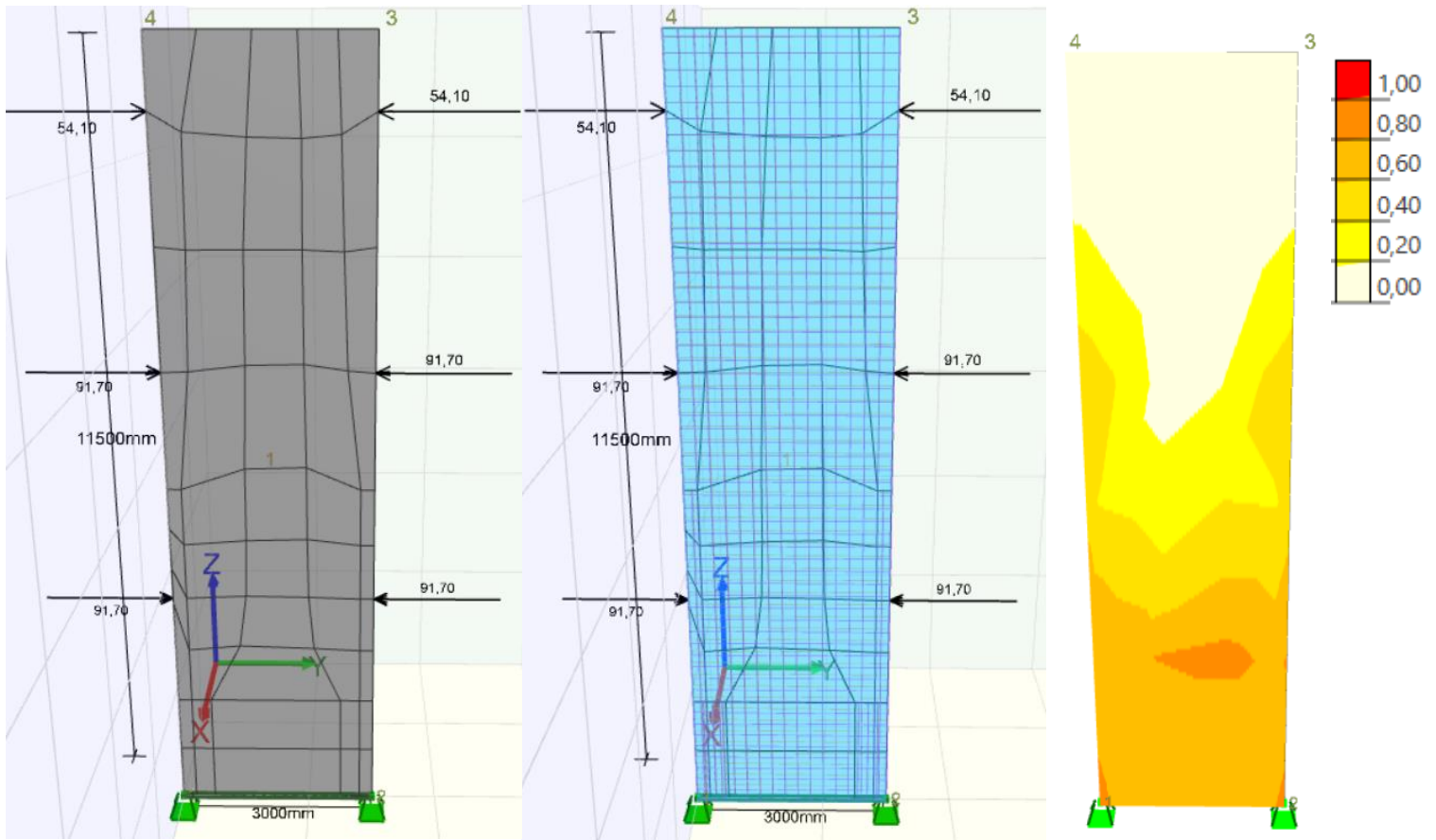


## Vegg 2:

Betongskive med bruddlaster

Betongskive med inntegnet armering

Kapasitetskart



(Focus-Konstruksjon, 2020)

### Armerings liste:

Z verdien er avstanden fra ytterkant til senter jern.

Armeingsareal 5 er minimumsarmering.

Armeringsareal 3 og 4 er tilleggsarmering for laster i 1 etasje.

Armerings areal 1 og 2 er tilleggsarmering for laster i 2 etasje.

Arealnr.	CC [mm]	Z [mm]	Ø [mm]	Retn.
1	120	50,0	10,0	0;1
1	120	150,0	10,0	0;1
2	120	50,0	10,0	0;1
2	120	150,0	10,0	0;1
3	150	51,0	12,0	0;1
3	150	149,0	12,0	0;1
4	150	51,0	12,0	0;1
4	150	149,0	12,0	0;1
5	200	40,0	10,0	1;0
5	200	50,0	10,0	0;1
5	200	160,0	10,0	1;0
5	200	150,0	10,0	0;1

(Focus-Konstruksjon, 2020)

### Sammendrag av resultater:

Se bort ifra forskyvning, da dette er regnet i bruddgrensetilstand.

#### Sammendrag resultater

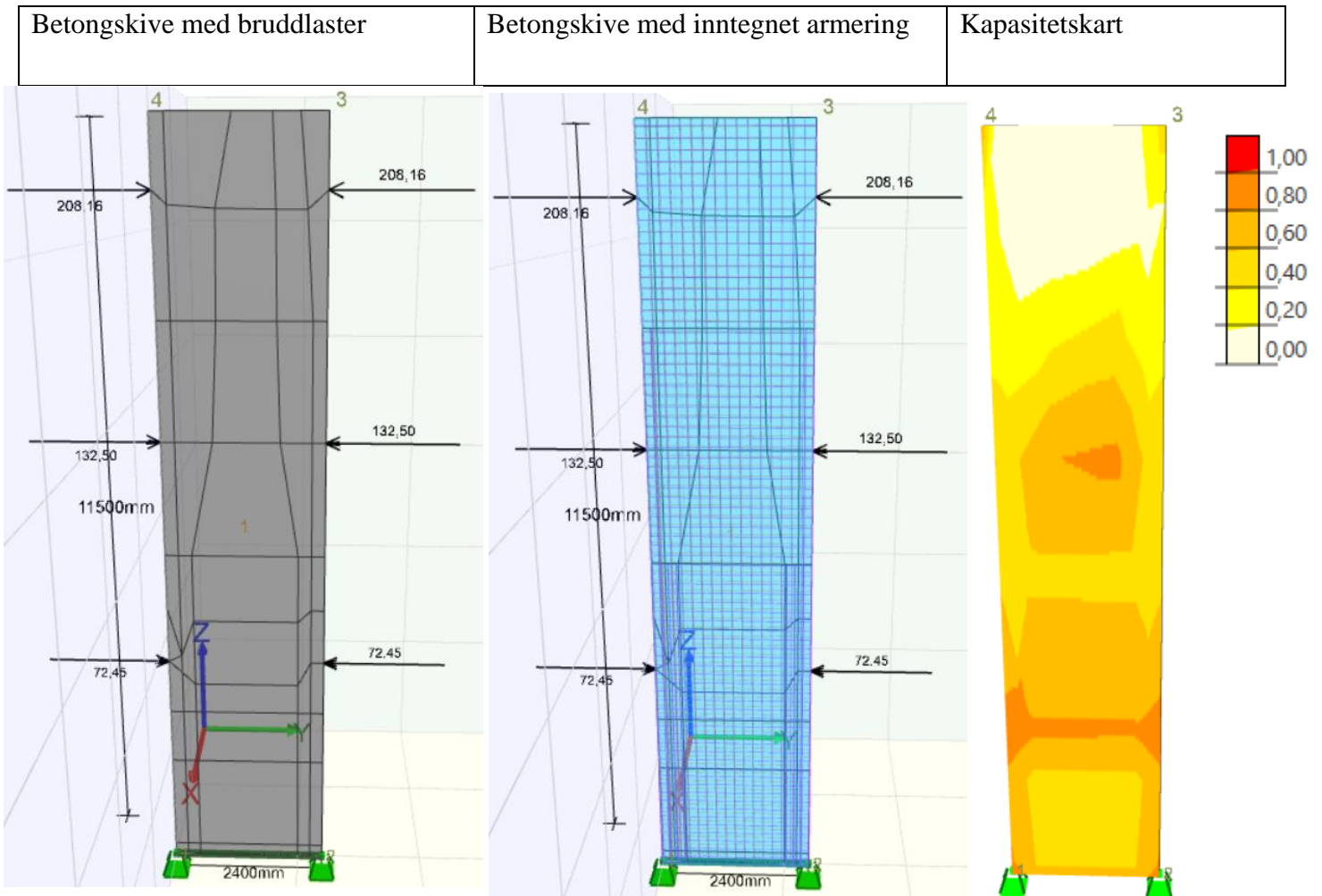
Lastkombinasjon	<Alle komb. Brudd>
Største forskyvn. [mm]	3,8
Største Nx [kN/m]	-255,50
Største Ny [kN/m]	-1068,58
Største Nxy [kN/m]	145,41
Største Mx [kNm/m]	0,00
Største My [kNm/m]	0,00
Største Mxy [kNm/m]	0,00
Største Vz [kN/m]	0,00
Største Vzy [kN/m]	0,00
Største kap.utn.	0,89

(Focus-Konstruksjon, 2020)

Dette betyr at iht. Focus Konstruksjon sine beregninger, har betongskiven med vårt armeringsvalg og våre beregnede laster en kapasitetsutnyttelse på 89%.

# Seismiske laster og skjevstillingslaster

## Vegg 1 og 3:



(Focus-Konstruksjon, 2020)

### Armerings liste:

Z verdien er avstanden fra ytterkant til senter jern.

Armeingsareal 5 er minimumsarmering.

Armeringsareal 3 og 4 er tilleggssarmering for laster i 1 etasje.

Armerings areal 1 og 2 er tilleggssarmering for laster i 2 etasje.

Armerings areal 6 og 7 er tilleggssarmering for laster i 3 etasje.

Arealnr.	CC [mm]	Z [mm]	Ø [mm]	Retn.
1	120	53,0	16,0	0;1
1	120	147,0	16,0	0;1
2	120	53,0	16,0	0;1
2	120	147,0	16,0	0;1
3	150	40,0	10,0	1;0
3	150	160,0	10,0	1;0
3	150	150,0	10,0	0;1
3	150	50,0	10,0	0;1
4	125	58,0	25,0	0;1
4	125	142,0	25,0	0;1
5	125	58,0	25,0	0;1
5	125	142,0	25,0	0;1
6	125	55,0	20,0	0;1
6	125	145,0	20,0	0;1
7	150	55,0	20,0	0;1
7	125	145,0	20,0	0;1

(Focus-Konstruksjon, 2020)

### Sammendrag av resultater:

Se bort ifra forskyvning, da dette er regnet i bruddgrensetilstand.

#### Sammendrag resultater

Lastkombinasjon	<Alle komb. Brudd>
Største forskyvn. [mm]	17,8
Største Nx [kN/m]	-881,73
Største Ny [kN/m]	-4021,98
Største Nxy [kN/m]	-340,38
Største Mx [kNm/m]	0,00
Største My [kNm/m]	0,00
Største Mxy [kNm/m]	0,00
Største Vz [kN/m]	0,00
Største Vzy [kN/m]	0,00
Største kap.utn.	0,99

(Focus-Konstruksjon, 2020)

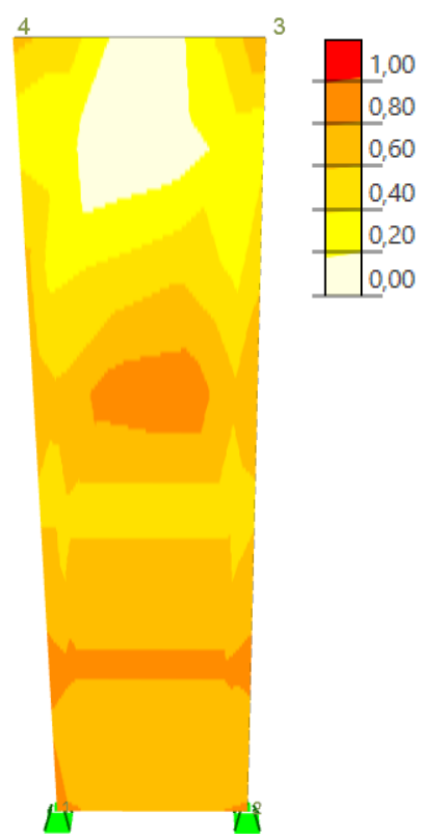
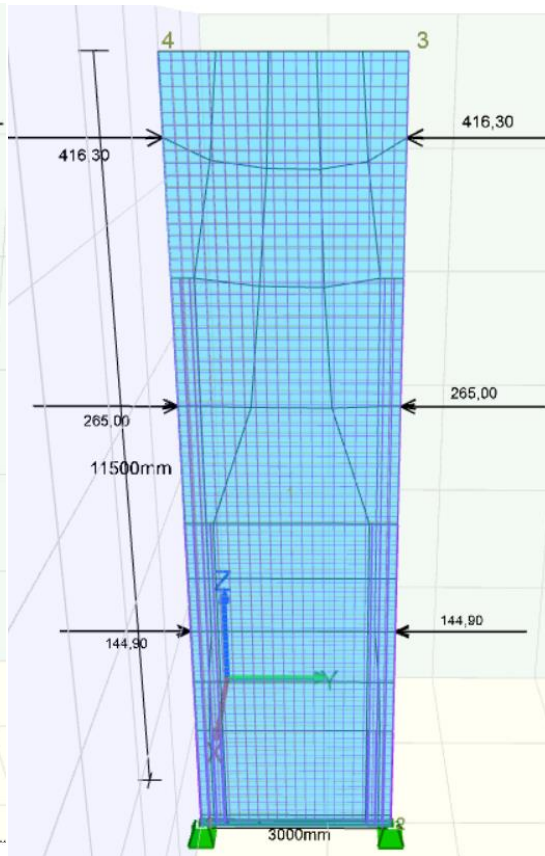
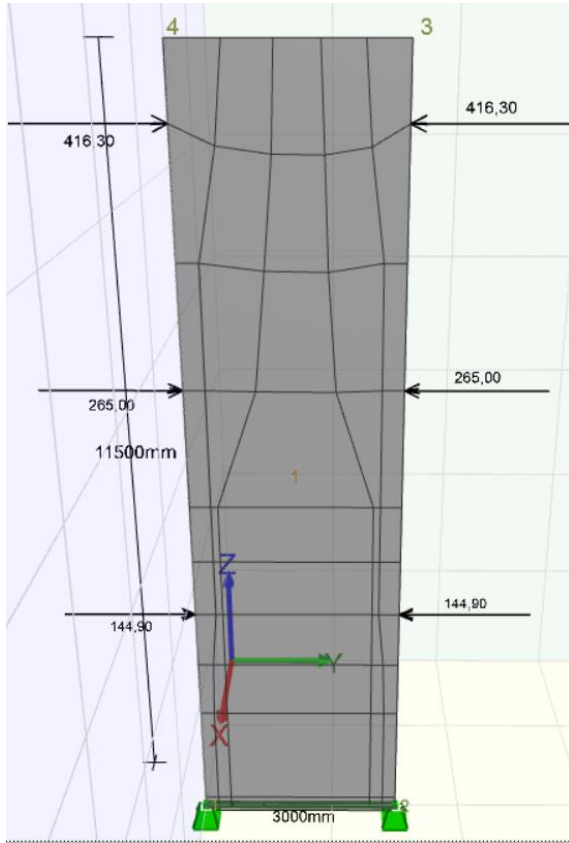
Dette betyr at iht. Focus Konstruksjon sine beregninger, har betongskiven med vårt armeringsvalg og våre beregnede laster en kapasitetsutnyttelse på 99%.

## Vegg 2:

Betongslove med bruddlaster

Betongslove med inntegnet armering

Kapasitetskart



(Focus-Konstruksjon, 2020)

### Armerings liste:

Z verdien er avstanden fra ytterkant til senter jern.

Armeingsareal 7 er minimumsarmering.

Armeringsareal 5 og 6 er tilleggsarmering for laster i 1 etasje.

Armerings areal 3 og 4 er tilleggsarmering for laster i 2 etasje.

Armerings areal 1 og 2 er tilleggsarmering for laster i 3 etasje.

Arealnr.	CC [mm]	Z [mm]	Ø [mm]	Retn.
1	120	53,0	16,0	0;1
1	120	147,0	16,0	0;1
2	120	53,0	16,0	0;1
2	120	147,0	16,0	0;1
3	120	58,0	25,0	0;1
3	120	142,0	25,0	0;1
4	120	58,0	25,0	0;1
4	120	142,0	25,0	0;1
5	125	61,0	32,0	0;1
5	125	139,0	32,0	0;1
6	125	139,0	32,0	0;1
6	125	159,0	32,0	0;1
7	150	40,0	10,0	1;0
7	150	50,0	10,0	0;1
7	150	160,0	10,0	1;0
7	150	150,0	10,0	0;1

(Focus-Konstruksjon, 2020)

### Sammendrag av resultater:

Se bort ifra forskyvning, da dette er regnet i bruddgrensetilstand.

#### Sammendrag resultater

Lastkombinasjon	<Alle komb. Brudd>
Største forskyvn. [mm]	18,8
Største Nx [kN/m]	-1159,99
Største Ny [kN/m]	-5399,03
Største Nxy [kN/m]	-440,27
Største Mx [kNm/m]	0,00
Største My [kNm/m]	0,00
Største Mxy [kNm/m]	0,00
Største Vz [kN/m]	0,00
Største Vzy [kN/m]	0,00
Største kap. utn.	 0,99

(Focus-Konstruksjon, 2020)

Dette betyr at iht. Focus Konstruksjon sine beregninger, har betongskiven med vårt armeringsvalg og våre beregnede laster en kapasitetsutnyttelse på 99%.

## V3 CO<sub>2</sub>-beregninger og mengdeberegning av betong

### CO<sub>2</sub>-utslippet til armeringen i System 1:

CO <sub>2</sub> -utslipp for armeringsjern				
Armeringsjern	Antall-kg	CO <sub>2</sub> -utslipp pr. kg (A1-A3)	CO <sub>2</sub> -utslipp pr. kg (A4)	totalt CO <sub>2</sub> -utslipp (kg)
Vind- og skjevlast	1682,7	0,325	0,00502	555,3
Jordskjelv- og skjevlast	3257,6	0,325	0,00502	1075,1

### System 2:

CO <sub>2</sub> -utslipp for armeringsjern				
Armeringsjern	Antall-kg	CO <sub>2</sub> -utslipp pr. kg (A1-A3)	CO <sub>2</sub> -utslipp pr. kg (A4)	totalt CO <sub>2</sub> -utslipp (kg)
Vind- og skjevlast	1346,7	0,325	0,00502	444,4
Jordskjelv- og skjevlast	2848,6	0,325	0,00502	940,1

Her er antall kg armering hentet fra vedlegg V2.3. Utslippsdataene A1-A3 og A4 er hentet fra ((Stål, 2015), s. 5-6). Verdien på utslippet i A4 er multiplisert med 2 for å få kjørelavstanden fra fabrikk til byggeplass til å stemme med vårt tilfelle.

**Formel:** Totalt CO<sub>2</sub>-utslipp = antall kg armering \* ((A1-A3) + (A4))

### CO<sub>2</sub>-utslippet til betongen i begge systemene:

CO <sub>2</sub> -utslipp for betongen					
System	antall m <sup>3</sup>	CO <sub>2</sub> -utslipp pr. m <sup>3</sup> (A1-A3)	CO <sub>2</sub> -utslipp pr. m <sup>3</sup> (A4)	totalt CO <sub>2</sub> -utslipp (kg)	Differanse mellom systemene i prosent
1	25,5	250,04	1,99	6425,4	31,6 % mer enn System 2
2	19,4	250,04	1,99	4882,3	24,0 % mindre enn System 1

Her er antall kubikk (m<sup>3</sup>) betong regnet ut ved å se på dimensjonene til betongskivene.

Utslippsdataene er hentet fra ((Helgeland-Betong, 2020), s. 6).

**Formel:** Totalt CO<sub>2</sub>-utslipp = antall kg armering \* ((A1-A3) + (A4))

### Antall kg betong:

	Antall m <sup>3</sup> betong	Densitet (kg/m <sup>3</sup> )	Antall kg betong
System 1	25,5	2360	60167
System 2	19,4	2360	45718

Densiteten er hentet fra ((Helgeland-Betong, 2020), s. 3).

**Formel:** Antall kg betong = Antall kubikk (m<sup>3</sup>) betong \* Densitet.

## REFERANSELISTE

- Bergman, J. (2016) What is an Earthquake? Tilgjengelig fra: [https://www.windows2universe.org/earth/geology/quake\\_1.html&edu=high](https://www.windows2universe.org/earth/geology/quake_1.html&edu=high).
- Betongelementforeningen (2011) Betongelementboken bind H.
- Betongelementforeningen (2016) Betongelementboken, bind B.
- Betongforening, N. (2015) Lavkarbonbetong. Tilgjengelig fra: [https://fabeko.no/assets/Komplett\\_NB-37-Lavkarbonbetong.pdf](https://fabeko.no/assets/Komplett_NB-37-Lavkarbonbetong.pdf).
- Byggeindustrien (2016) Falsk jordskjelvtrygghet i Norge. Tilgjengelig fra: <http://www.bygg.no/article/1284816>.
- Byggeindustrien (2018) Utdatert jordskjelvkart koster byggenæringen mange millioner. Tilgjengelig fra: <https://www.bygg.no/article/1360392>.
- EPD-Norge (Ukjent år). Tilgjengelig fra: [https://www.epd-norge.no/?lang=no\\_NO](https://www.epd-norge.no/?lang=no_NO).
- Eurokode-0 (1990) Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner (NS-EN 1990:2002/NA:2008).
- Eurokode-1(1-1) (1991) Del 1-1: Allmene laster - tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger.
- Eurokode-1(1-3) (1991) Del 1-3 Allmene laster, Snølast.
- Eurokode-1(1-4) (1991) Del 1-4 Allmene laster, vindlast.
- Eurokode-2 (1992) Prosjektering av betongkonstruksjoner.
- Eurokode-3 (1993) Prosjektering av stålkonstruksjoner.
- Eurokode-8 (1998) Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning.
- Euronorm, N. S. (Ukjent år) Profiltabeller for stål.
- Fejza, S. (2011) Jordskjelv – Dimensjonering og detaljering av betong- og stålkonstruksjoner for seismiske laster etter
- DCL- og DCM-dimensjoneringsprinsippet. Tilgjengelig fra: <https://uis.brage.unit.no/uis-xmlui/handle/11250/183064?fbclid=IwAR11r-dclcl6ocMzNMnOdH5Okqgj-2rWSYuGpvTeWsjlgmX1nri-tHz2Hw8>.
- FN-SAMBANDET (2020a) FNs Bærekraftsmål. Tilgjengelig fra: <https://www.fn.no/Om-FN/FNs-baerekraftsmaal>.
- FN-SAMBANDET (2020b) Parisavtalen. Tilgjengelig fra: <https://www.fn.no/Om-FN/Avtaler/Miljoe-og-klima/Parisavtalen>.
- Focus-Konstruksjon (2020).
- Forlag, B. (2015) Betong.
- Helgeland-Betong (2020) Lavkarbonbetong kl.B. B35-M45 D.16 Uredusert, Synk 260mm, Silica,
- Standard FA, s. 8. Tilgjengelig fra: [https://www.epd-norge.no/getfile.php/1312320-1581324793/EPDer/Byggevarer/Ferdig%20betong/NEPD-2038-911\\_Lavkarbonbetong-klB-B35-M45-D16-Uredusert--Synk-260mm--Silica--Standard-FA.pdf](https://www.epd-norge.no/getfile.php/1312320-1581324793/EPDer/Byggevarer/Ferdig%20betong/NEPD-2038-911_Lavkarbonbetong-klB-B35-M45-D16-Uredusert--Synk-260mm--Silica--Standard-FA.pdf).
- Limtreboka (2015) Limtreboka, figur 13-1.
- Lohne, O. (2018) Duktilitet. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/duktilitet>.
- MECCANICA (Ukjent år) Deformasjon av bjelker. Tilgjengelig fra: <http://meccanica.uit.no/fasthet/20t.html>.
- Multiconsult (2020) Nye jordskjelvkart forbløffer. Tilgjengelig fra: [https://www.multiconsult.no/nye-jordskjelvkart-forbløffer-byggekostnader-for-sykehus-skoler-vei-og-jernbane-kan-reduseres-3-10-prosent/?fbclid=IwAR3CHY-N\\_4leS2dM965Yx\\_qagS0hUvtMQtgOmTZOgikPTVAUz\\_f24-rVcW8](https://www.multiconsult.no/nye-jordskjelvkart-forbløffer-byggekostnader-for-sykehus-skoler-vei-og-jernbane-kan-reduseres-3-10-prosent/?fbclid=IwAR3CHY-N_4leS2dM965Yx_qagS0hUvtMQtgOmTZOgikPTVAUz_f24-rVcW8).
- NORSAR (Ukjent år) Hva er et jordskjelv? Tilgjengelig fra: <https://www.jordskjelv.no/om-jordskjelv/hva-er-et-jordskjelv/>.
- Planoppmåling-Valdres (2019a) Reguleringsplan.
- Planoppmåling-Valdres (2019b) Planskisse.
- Revit (2020) Illustrasjon av system.



- skisse, S. (2020).
- Spenncon (2020) Hulldekkeberegning.
- Standard-Norge (2017) Betong spesifikasjon, egenskaper, framstilling og samsvar (NS-EN 206:2013+A1:2016+NA:2017)
- Stevenson, J. (2019) Hva er konvergerende plategrenser? Tilgjengelig fra: <https://www.greelane.com/nb/science-tech-math/vitenskap/convergent-plate-boundaries-3866818/>.
- Støvneng, J. A. (2018) Translasjon-Fysikk. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/translasjon - fysikk>.
- Stål, N. (2015) ENVIRONMENTAL PRODUCT DECLARATION. Tilgjengelig fra: [https://www.epd-norge.no/getfile.php/135910-1469026758/EPDer/Byggevarer/St%C3%A5lkonstruksjoner/NEPD-347-238-EN\\_Ribbed-reinforcement-bars.pdf?fbclid=IwAR2uaXC7qlcTchAMWG3ewB5N1AnhjoYbFgrhwWcWF6dMLCayp63d8LaFLOM](https://www.epd-norge.no/getfile.php/135910-1469026758/EPDer/Byggevarer/St%C3%A5lkonstruksjoner/NEPD-347-238-EN_Ribbed-reinforcement-bars.pdf?fbclid=IwAR2uaXC7qlcTchAMWG3ewB5N1AnhjoYbFgrhwWcWF6dMLCayp63d8LaFLOM).
- TEK17 (2017) Krav om heis i byggverk. Tilgjengelig fra: <https://dibk.no/byggereglene/byggteknisk-forskrift-tek17/12/i/12-3/>.