



Universitetet  
i Stavanger

DET TEKNISK-NATURVITENSKAPELIGE FAKULTET

## MASTEROPPGAVE

Studieprogram/spesialisering: <i>Master i teknologi- Konstruksjoner og materialer, Bygg</i>	Vårsemesteret, 2012  Åpen
Forfatter: <i>Øystein Otto Toppe</i>	..... (signatur forfatter)
Fagansvarlig: <i>Rolf Arild Jakobsen Sudath Chaminda Siriwardane</i>	
Veileder(e): <i>Sven Kristian Goa (Prefab Design AS)</i>	
Tittel på masteroppgaven:  <i>Analyse av høyhus i prefabrikkerte betongelementer</i>	
Engelsk tittel:  <i>Analysis of tall precast concrete building</i>	
Studiepoeng: 30	
Emneord:  <i>Prefabrikkerte betongelementer</i>  <i>Avstivningsanalyse</i>  <i>BIM</i>  <i>Skivesystem</i>	Sidetall: .....  + vedlegg/annet: .....  Stavanger, ..... dato/år





**MASTEROPPGAVE - VÅREN 2012**

**ANALYSE AV HØYHUS I PREFABRIKKERTE  
BETONGELEMENTER**

Skrevet av Øystein Toppe i samarbeid med Prefab Design AS





## **Forord**

Denne masteroppgaven markerer slutten på mitt 5-årige masterstudie innen *Konstruksjoner og Materialer* ved Universitetet i Stavanger.

Oppgaven er skrevet i samarbeid med Prefab Design og jeg vil rette stor takk til min veileder ved bedriften, Sven Kristian Goa. Han har brukt mye av sin tid til møter underveis og kommet med mange gode ideer og innspill.

Jeg vil også takke mine to veiledere ved Universitetet i Stavanger, Rolf Aril Jakobsen og Sudath Chaminda Siriwardane.

Stavanger, 13/ 06 -2012

Øystein Toppe



## Sammendrag

I oppgaven er det valgt avstivningssystem og gjort analyse av et 40 meter høyt betongelementbygg i Tønsberg, med fokus på vertikale skiver. Byggestart for høyhuset er lagt til *august 2012* og kreftene funnet i forbindelse med avstivningsanalysen skal benyttes i det reelle prosjektet.

Bygget er modellert i Tekla Structures og en del av masteroppgaven har vært å teste ut *fullt integrert* kobling mellom Tekla og analyseprogrammet SAP2000. Konklusjonen med hensyn til dette ble at koblingen mellom programmene ble for avansert for betongelementbygg utført med sandwichelementer. Dette er nærmere belyst i kapittel 4.4.

Laster i dekker og avstivende skiver er funnet ved hjelp av Staad.Pro. I programmet modelleres skiver som enkle staver med en gitt tykkelse, bredde og høyde og valg av dimensjoner/ utførelse for stavene kan være en krevende oppgave med hensyn til å ivareta riktig lastfordeling gjennom konstruksjonen. Oppgaven tar for seg oppbygning av Staad-modellen og det er utført systemtest av bygget for horisontale og vertikale laster. Det er også foretatt en uttesting av hvordan Staad overfører krefter i forhold til skiveprogrammet brukt hos Prefab Design.

Høye konstruksjoner er utsatt for store vertikale laster i nederste etasjer og lastkapasitet av knutepunkt kan være avgjørende ved valg av opplegg for dekker. Det er i den forbindelse gjort knutepunktsanalyse for et utvalg avstivende skiver. Det er også gjort en kontroll av enkelte veggelementer med hensyn til knekking og nødvendig armeringsmengde er beregnet.

I forbindelse med masteroppgaven har jeg utviklet en del Excel-beregningsark for å gjøre beregningsjobben mer effektiv. Beregningsark er lagd for:

- Bestemmelse av vertikale skivers størrelse i Staad
- Strekk- og trykkresultant for enkle vertikale skiver
- Strekk- og trykkresultant for sammensatte vertikale skiver
- Lastkapasitet av horisontale knutepunkt
- Vindberegning
- Superponering av krefter



# Innhold

Forord .....	5
Sammendrag .....	7
Innhold .....	9
1 Avstivningssystemer .....	12
1.1 Generelt .....	12
1.2 Utkragede søyler .....	13
1.3 Rammer .....	14
1.3.1 Generelt .....	14
1.3.2 Knutepunkt .....	15
1.4 Skiver .....	16
1.4.1 Generelt .....	16
1.4.2 Vertikale skiver .....	17
1.4.3 Horisontale skiver .....	22
1.4.4 «Bokssystemet» .....	28
1.4.5 Fleretasjes skivebygg .....	29
2 Laster på konstruksjoner .....	30
2.1 Generelt .....	30
2.2 Fastsettelse av karakteristiske laster .....	30
2.3 Lastfaktorer .....	31
2.3.1 Generelt .....	31
2.3.2 Lastkombinasjoner .....	31
2.4 Permanente laster .....	32
2.4.1 Generelt .....	32
2.4.2 Egenvekt av konstruksjonen .....	32
2.4.3 Jordtrykk .....	32
2.5 Variable laster .....	34
2.5.1 Generelt .....	34
2.5.2 Nyttelast .....	35
2.5.2.2 Arealreduksjonsfaktor .....	35
2.5.3 Snølast .....	37
2.5.4 Vindlast .....	40
2.5.5 Seismisk last .....	46
2.6 Skjevstillingslast .....	49



3	PCI- Journal (Prestressed Concrete Institute) .....	50
3.1	Generelt.....	50
3.2	Dekker og tak.....	51
3.2.1	Generelt.....	51
3.2.2	Opplager .....	51
3.2.3	Knutepunktsarmering.....	52
3.3	Lastbærende vegger .....	54
3.3.1	Generelt.....	54
3.3.2	Avstivning .....	54
3.3.3	Knekk lengde .....	54
3.3.4	Knutepunkt.....	56
3.3.5	Sandwichelementer.....	56
3.3.6	Armering.....	56
3.3.7	Eksentrisitet.....	57
3.4	Skjærvegger .....	59
3.4.1	Flensvirkning.....	59
3.4.2	Utsparinger .....	59
3.4.3	Bøyningsstivhet .....	59
3.4.4	Velting.....	61
3.4.5	Avstivning .....	61
3.5	Knutepunkt.....	62
3.5.1	Avstivning .....	62
3.5.2	Vertikale knutepunkt.....	62
3.5.3	Horisontale knutepunkt .....	65
4	BIM - Bygningsinformasjonsmodellering .....	69
4.1	Generelt.....	69
4.2	Tekla Structures.....	69
4.3	SAP2000.....	69
4.4	Kobling mellom Tekla Structures og SAP2000.....	69
5	Analyse .....	71
5.1	Generelt.....	71
5.2	Om bygget .....	72
5.2.1	Jarlsø_ Den nye boligøya i Oslofjorden .....	72
5.2.2	Signalhus.....	75

5.3	Global analyse i Staad.....	77
5.3.1	Generelt.....	77
5.3.2	Om avstivningsanalyse .....	77
5.3.3	Staad .....	78
5.3.4	Eablering av hovedmodellen.....	79
5.3.5	Eablering av undermodeller .....	87
5.3.6	Horisontale Laster .....	91
5.3.7	Delmodell-metoden .....	106
5.3.8	Sammenligning av Staad.Pro og skiveprogram .....	110
5.3.9	Ny hovedmodell m/ ekstra fasader .....	116
5.4	Lastnedregning .....	122
5.4.1	Generelt.....	122
5.4.2	Vertikal laster .....	123
5.5	Superponering av krefter .....	126
5.6	Lastkombinasjoner .....	128
5.7	Global avstivning .....	129
5.7.1	Generelt.....	129
5.7.2	Trykk- og strekksone i vertikale skiver .....	130
5.7.3	Prosedyre for å finne $T_c$ og $S$ .....	131
5.7.4	Skjærforbindelse i vertikale fuger .....	132
5.7.5	Excel-beregningsark for enkle avstivende skiver .....	133
5.7.6	Excel-beregningsark for sammensatte avstivende skiver .....	136
5.8	Lastkapasitet av vegger .....	138
5.8.1	Generelt.....	138
5.8.2	Kapasitet av avstivende vegger .....	138
5.8.3	Spaltestrekk .....	141
5.9	Kapasitet av horisontale knutepunkt .....	142
5.9.1	Generelt.....	142
5.9.2	Beregning av lastkapasitet .....	143
5.9.3	Lastkapasitet.....	144
6	Konklusjon .....	148
	Referanser .....	149
	Vedlegg A – Arkitekttegninger av Signalhus.....	151
	Vedlegg B – Bilder fra Tekla-modellen .....	160

Vedlegg C – Skjærveggers dimensjoner i iht. Steiner’s Teorem.....	162
Vedlegg D – Undermodeller .....	170
Vedlegg E – Lastnedregning .....	177
Vedlegg F – Superponering av krefter .....	198
Vedlegg G – Lastkapasitet av vegger .....	219
Vedlegg H – Kapasitet av horisontale knutepunkt .....	231

# 1 Avstivningssystemer

## 1.1 Generelt

Valg av avstivningssystem gjøres på bakgrunn av ønsket om å oppnå stabile bygg. Et stabilt bygg vil si et bygg der de enkelte konstruksjonsdeler er i stabil likevekt med hensyn til påførte krefter og stabilitet med hensyn til konstruksjonens 2.ordens effekter, det vil si konstruksjonens forskyvninger. Avstivningssystem velges i utgangspunktet på bakgrunn av horisontale laster, da vertikale laster bæres av søyler og bærende vegger og antas statisk bestemt.

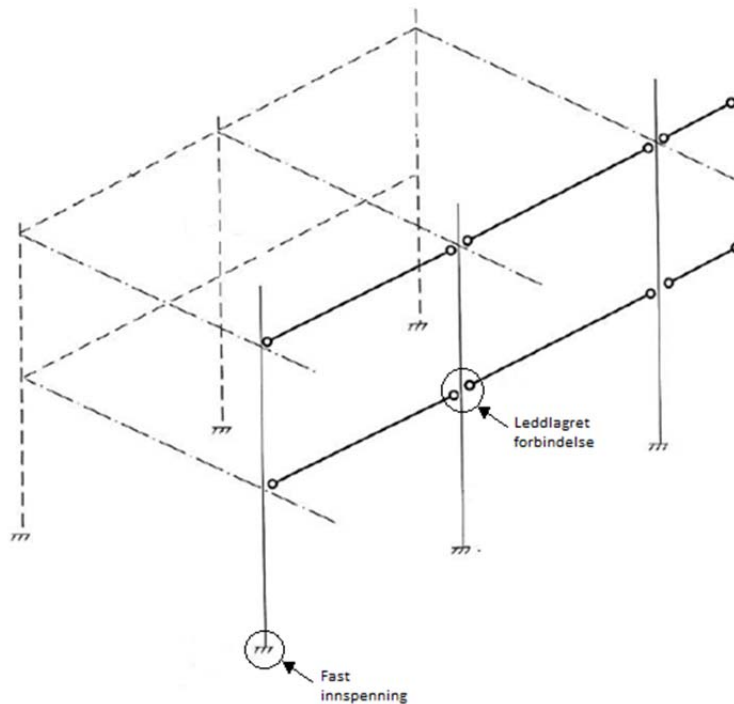
Statiske systemer kan i hovedsak deles inn i 4 kategorier; *utkragede søyler, rammer, skiver og kombinasjoner* av disse.

I bygget som skal analyseres i denne oppgaven er det brukt *skivesystem*.

*\*Dette del-kapitlet er i stor grad hentet fra [2]*

## 1.2 Utkragede søyler

Utkragede søyler består av enkle søyler, innspent ved fundament og med ikke-momentstive forbindelser til bjelker. Det elementære designet muliggjør enkle knutepunkt som er både billige og enkle å konstruere i motsetning til rammesystemer i fleretasjes bygg hvor behovet for kompliserte knutepunkt er større.



Figur 1. Prinsippet for utkragede systemer [4]

Søylenes tverrsnittsdimensjoner og stor utbøyning i søyletopp begrenser bruk i høye bygninger. Dette gjør at utkragede søyler i stor grad benyttes for industrielle bygninger, varehus og som takkonstruksjon på høye bygninger.

For utkragede søyler tas horisontale krefter opp av søylene siden det ikke er momentstive forbindelser mellom søyler og horisontale komponenter. Horisontale krefter fordeles på søylene etter søylenes stivhet. Systemet for vertikale laster betraktes som statisk bestemt og vertikal last beregnes utfra likevektsbetraktninger. Hver søyle dimensjoneres for seg selv.

*\*Dette del-kapitlet er i stor grad hentet fra [2]*



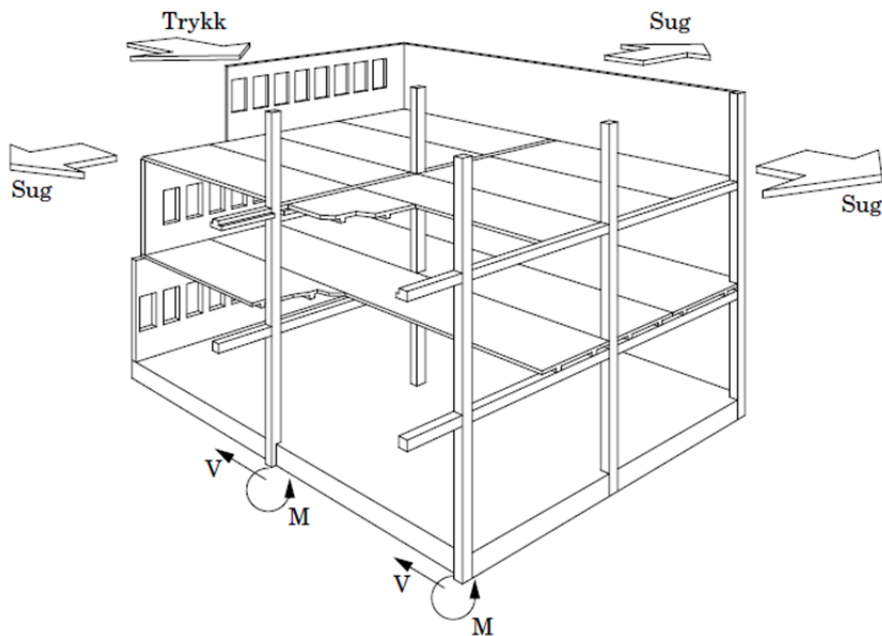
## 1.3 Rammer

### 1.3.1 Generelt

I rammesystemer, også kalt skjelettsystemer, har man søyler forbundet med bjelker ved momentstive forbindelser. I rammesystemer vil oppleggsrotasjonen ved bjelke-ende være mindre enn for utkragede søyler og man oppnår dermed globalt sett større stabilitet. Dette muliggjør bruk i flere-etasjes bygg.

I motsetning til utkragede søyler vil man beregningsmessig se alle deler i et system, noe som kan gi kompliserte beregninger. Disse vil ofte måtte utføres ved hjelp av beregningsprogrammer på grunn av stor arbeidsmengde.

Rammesystemer brukes ofte i kombinasjon med sjakter og vertikale skiver når man har mer enn 3 etasjer. Grunnen til at rene rammebygg er begrenset til 3 etasjer skyldes at man får for store dimensjoner i de nederste etasjene på grunn av horisontale laster og det er derfor gunstig å benytte skivesystem som en del av konstruksjonen.

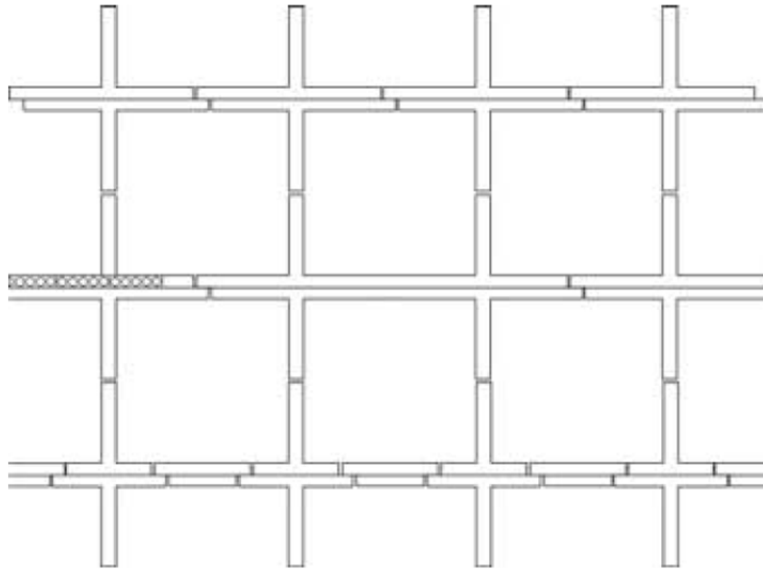


Figur 2. Enkelt rammesystem [2]

*\*Dette del-kapitlet er i stor grad hentet fra [2]*

### 1.3.2 Knutepunkt

I rammesystemer vil man ha store påkjenninger i knutepunktene, noe som gir kompliserte og dyre forbindelser. Et alternativ til å legge montasjeskjøter der hvor bjelke møter søyle vil være å flytte knutepunktene til områder hvor momentpåkjenningene er mindre. Her er skjøter i bjelkefelt et mulig alternativ. Dette gir mindre deformasjoner og vil derfor kunne brukes til høyere bygg hvor man vil unngå vertikale skiver. Metoden er også materialøkonomisk. [2]



Figur 4. Eksempler på bruk av ledd i felt [2]



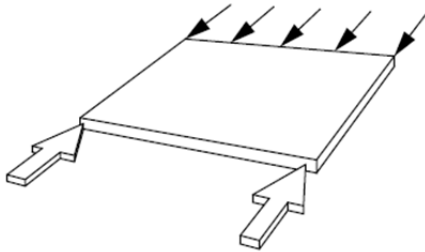
Figur 3. Skjelettsystem med avstivende sjakter [4]

## 1.4 Skiver

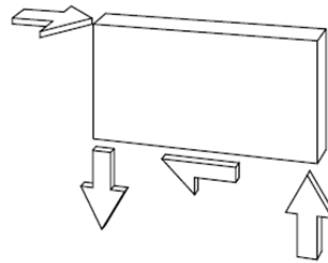
### 1.4.1 Generelt

I et skivesystem tas laster opp i skivenes plan og føres videre ned i fundamentene. Horisontale skiver er dekker og takkonstruksjoner. Som vertikale skiver brukes trapp- og heissjakter, vegger og fagverk mellom søyler. I et skivesystem vil horisontallastene normalt være konsentrert i enkelte komponenter og man vil derfor redusere behovet for søyler og kompliserte knutepunkter. Dette fører til at man ofte regner teoretisk leddlager ved søyle-fundament og ved etasjeskiller. [1]

Skivesystemer brukes som ofte i fleretasjes bygg hvor man uansett har behov for trapp- og heissjakter. Disse utnyttes til avstivning, noe som gjør kostnadene lavere. [1]



Figur 5. Dekke



Figur 6. Vegg

Skiver beregnes etter vanlig *bjelketeori* når man har stor spennvidde i forhold til høyde ( $L > 2d$ ) og etter *skiveteori* når spennvidden er liten ( $L < 2d$ ). [2]

Stivhetsberegninger av skiver gjøres ofte i stadium 1 der man tar i bruk klassiske formler for tyngdepunkt, hovedakser og treghetsmomenter. For stadium 2 må man ta hensyn til sammenheng mellom moment og krumning. [2]

## 1.4.2 Vertikale skiver

### 1.4.2.1 Generelt

Vertikale skiver består av lastbærende vegger og avstivende skiver. Lastbærende vegger bærer i hovedsak vertikale laster, mens avstivende skiver i tillegg overfører horisontale laster fra hulldekker til fundamenter. Skivenene regnes som fast innspent i bunn og krefter fordeler seg over skivene som vist i figur 7. På grunn av aksiallast behandles skivene som søyler. [2]

Horisontalkomponenter fra aksiallast på skiver (1. ordens effekter pga. eksentrisitet) kan bli veldig stor og det er derfor en fordel å konstruere skivene med en lastavhengig slanket  $>10$  for å utelukke 2. ordens effekter. Skivene dimensjoneres da for eksentrisitet lik

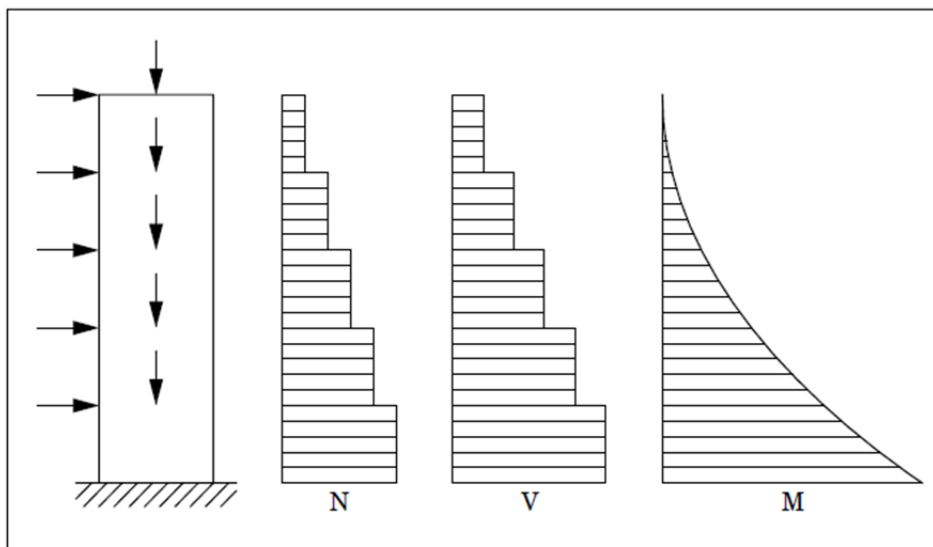
$$e = e_0 + e_a$$

hvor

$e_0$  – Eksentrisitet på grunn konstruksjonens utforming

$$e_a \text{ – Utisiktet eksentrisitet} = \text{maks} \begin{cases} 0,02m \\ h/30 \\ l_e/300 \end{cases} \quad [2]$$

Det skal også regnes med en utisiktet eksentrisitet lik 1,0 % eller 0,5 % når denne regnes i kombinasjon med vindlast.



Figur 7. Krefter på vertikale skiver [2]

### 1.4.2.2 Løft av avstivende skiver

Når vertikale skiver i tillegg er avstivende må disse dimensjoners slik at de motstår velt/ rotasjon pga. momentkraft fra horisontale laster. Her virker stor aksiallast positivt siden denne utligner hele/ deler av rotasjonskraften på skivene. Ved beregning av redusert skiverotasjon pga. aksialkraft skal man utelukke snø- og nyttelaster og egenlaster regnes med faktor 1,0.

For elementbygg må elementene i skiven forankres tilstrekkelig til fundamentet/ til hverandre når aksiallasten ikke er stor nok til å forhindre skiverotasjon. Dette gjøres ved bruk av korrugerte rør (se fig. 8). Disse støpes ut og armeres med et armeringstverrsnitt stort nok til å motstå momentkraften pga. horisontale laster, samt skjærkrefter i horisontale knutepunkt.



Figur 8. Korrugerte rør. Egne bilder.

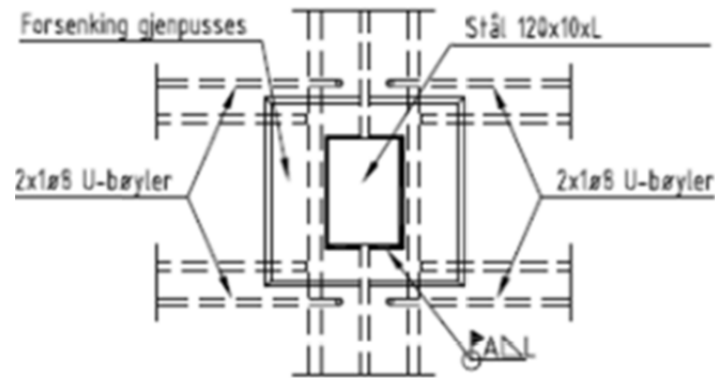
Antall korr.rør nødvendig i et bygg med n antall elementer i en skive, høyde h for hvert element, horisontallast  $F_n$  i hver etasje og avstand Z mellom trykk- og strekkresultant :

$$Ant. korr. rør = \frac{\sum F_n \cdot n \cdot h}{Z \cdot 400 \text{ N/mm}^2} \cdot \frac{1}{\pi \cdot (25\text{mm}/2)^2}$$



### 1.4.2.3 Skjærkraft i vertikale knutepunkt

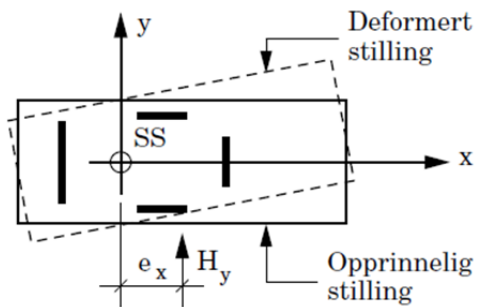
Når vertikale skiver er satt sammen av flere elementer i bredden, kan det være nødvendig å koble disse sammen slik at de danner en stor skive til å motstå skiverotasjon. Koblingene mellom elementene må da være store nok til å motstå skjærkreftene som virker i vertikale knutepunkt. En typisk utførelse av koblingene er plater som sveises sammen til hvert element.



Figur 9. Eksempel kobling mellom elementer pga. skjærkrefter [10]

#### 1.4.2.4 Plassering av vertikale skiver

For å unngå rotasjon av bygget om Z-aksen (vertikal akse) av et bygg er det viktig å ta i betraktning vertikale skivers og lastresultantens plassering i forhold til byggets stivhetssenter, SS. Ved stivhetssenteret vil man kun ha moment om aksene vinkelrett på lastretningen og derfor ingen rotasjon av bygget i XY-planet. Betongelementhåndbokens bind B gir fremgangsmåter for beregning av stivhetssenteret for bygg med forskjellig fordeling av avstivende vertikale skiver. [2]

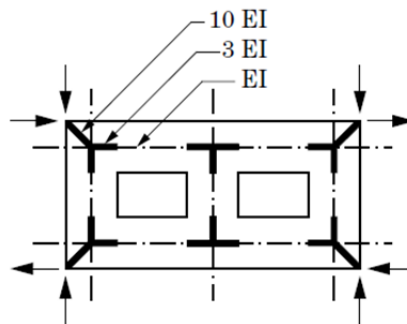


Figur 10. [2]

### 1.4.2.5 Virkning av utsparinger

Utsparinger som dører og vinduer i innervegger og fasader bidrar til en betydelig redusert stivhet av de vertikale skivene. Beregninger av slike skiver kan beregnes i dataprogram hvor hvert element regnes som en ramme med systemlinjer i tyngdepunktslinjene. Hjørnene regnes her med en mye større stivhet enn søyler og bjelker og forsterkes deretter. [2]

Denne metoden for oppbygging av vertikale skiver med utsparinger er brukt nærmere beskrevet i kapittel 5.3.5. Programmet som er benyttet er Staad.Pro.



Figur 11. [2]

### 1.4.3 Horisontale skiver

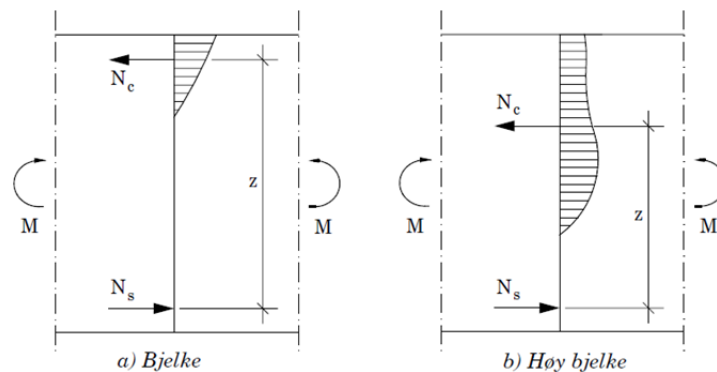
#### 1.4.3.1 Generelt

Horisontale skiver som dekker og tak har til hensikt å overføre horisontale- og vertikale laster gjennom lastbærende og/ eller avstivende elementer ned til fundamentet. Effekten av aksiallast kan normalt neglisjeres. Horisontale skiver utføres som plasstøpte dekker, ribbeelementer med sveiseforbindelser mellom elementene og hulldekker med utstøpt fuger. Dekkene er opplagt på bærende fasader, innervegger, bjelker, sjakter og trapperom. [2]

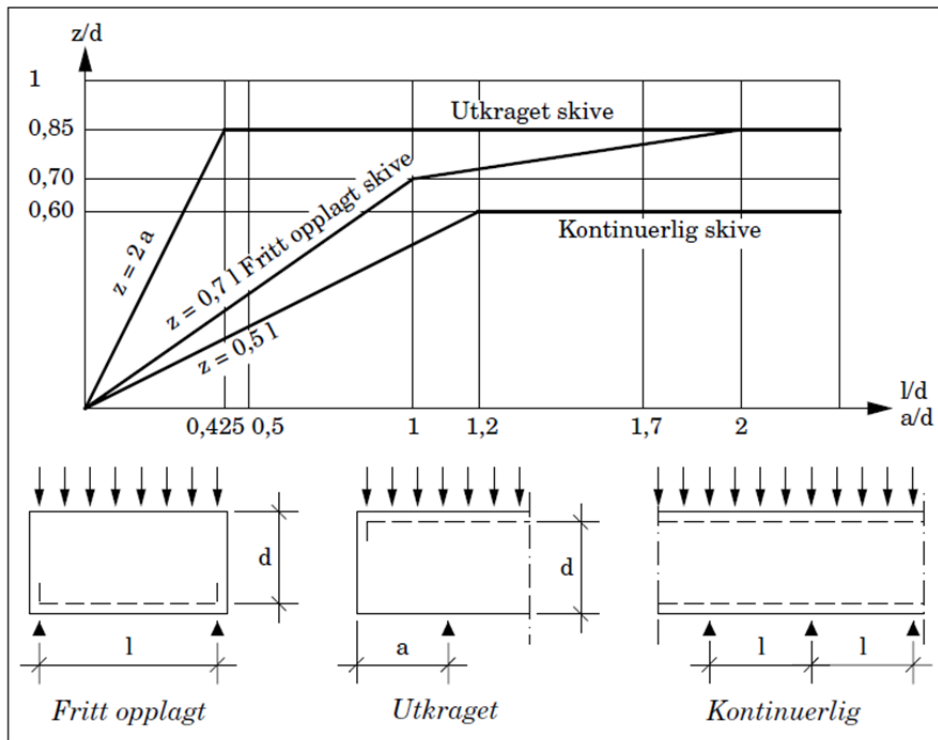
#### 1.4.3.2 Virkningen av horisontale krefter

Horisontale laster på en konstruksjon tas opp i dekkenes plan og føres videre til fundamentet gjennom avstivende vegger og utkragede søyler. Ved beregning av spenningsfordeling betraktes dekke som bjelker/ høye bjelker. Det vanligste er dekker betraktet som høye, lav utnyttede bjelker. Når dette ikke er tilfellet bør konstruksjonen og avstivningen revurderes. [2]

For lave bjelker får man en momentarm som normalt er ganske stor ( $z/d > 0,95$ ), mens man for høye bjelker får en langt mindre momentarm noe som gir et helt annerledes spenningsbilde. Figur 13 Viser hvordan den indre momentarmen varierer når forholdet mellom lengde og bredde for horisontale skiver endres. [2]



Figur 12. Normalspenninger og indre momentarm i "bjelker" og "høye bjelker". [2]



Figur 13. Indre momentarm i skiver [2]



### 1.4.3.3 Hulldekker

#### Generelt

---

Hulldekker er stabile og svært økonomiske dekkelementer til dekker og tak. Hulldekker leveres med forspent lengdearmoring og maksimal bredde lik 1,2 meter. Høyden på elementene er fra 200mm opptil 500mm. Anvendelsesområder for hulldekker er alle typer kontor- og forretningsbygg, industri- og landbruksbygg, parkeringsanlegg, boligbygg, skoler og sykehus. Blant fordelene med hulldekker kan det nevnes; kort byggetid, god lydisolering, god brannsikkerhet, store spennvidder, gode termiske egenskaper og bestandighet. [15] Hulldekker kan males direkte og reduserer derfor behovet for himlinger. Fremføring av el- og VVS-installasjoner kan gjøres i hulldekkenes kanaler. [17]

Hulldekker produseres innendørs, noe som gir god kontroll med kvaliteten på det ferdige produktet. Selve produksjonen er vanligvis automatisert, som vist i figur 14.

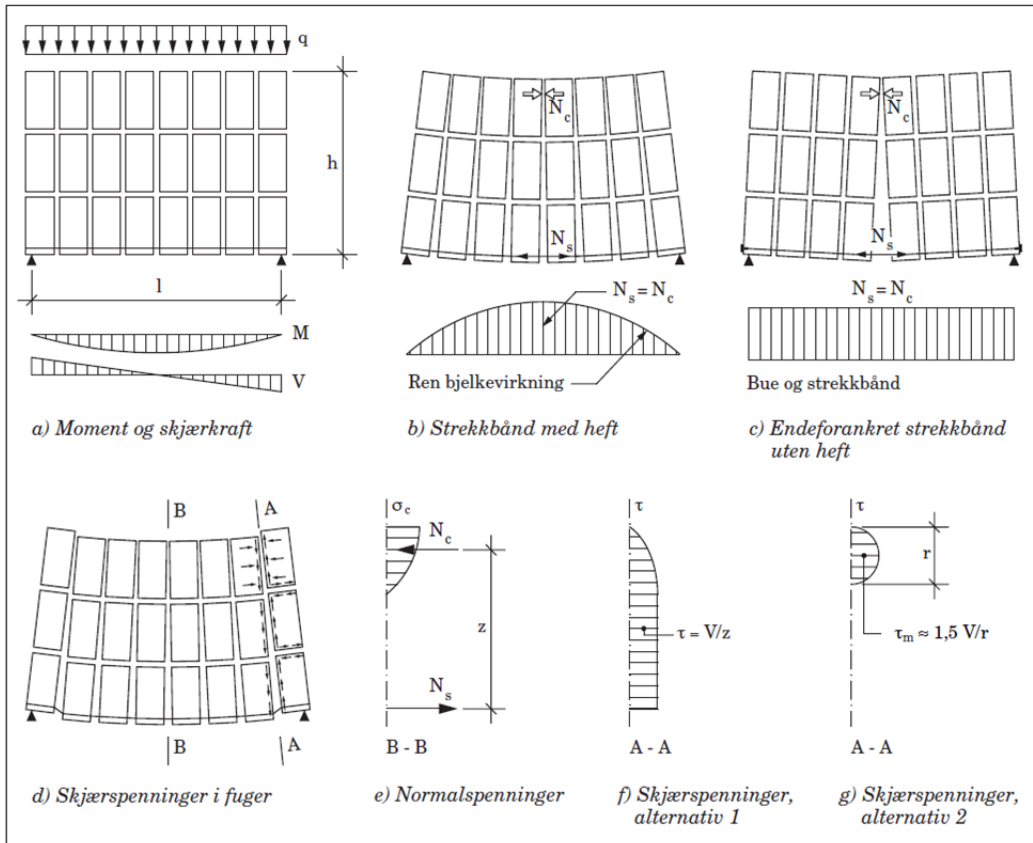
Dekker og tak for bygget behandlet i *kapittel 5* er hulldekker med utstøpte fuger og profil *HD265*.



Figur 14. Produksjon av HD [16]

Kraftoverføring

For at dekker bestående av hulldekker skal kunne overføre krefter som en skive må hvert enkelt HD-element bindes sammen i fugene. Fordelingen av indre krefter er nokså uklart for hulldekker. Figur 15 er hentet fra Betongelementhåndboken, bind B, og gir et par modeller for kraftoverføring i skiver av hulldekker. [14]



Figur 15. Typisk horisontalskive bygget opp av elementer.

Skjærkrefter

Skjærkrefter overføres gjennom fuger med konstant skjærstrøm rundt hele elementet. Dette gir behov for ekstra armering i endefugene. Skjærstrømmen er lik

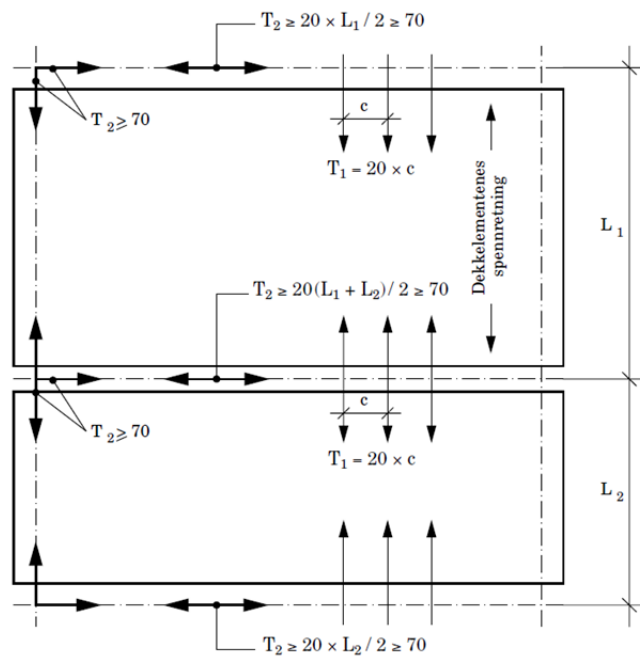
$$T = V_f / Z$$

hvor

$V_f$  er skjærkraft forårsaket av horisontal krefter

$Z$  er skivens indre momentarm [14]

Det skal legges strekkforbindelser (armering, gjengestenger, sveiseplater etc.) på tvers av alle fuger. Disse skal ha en kapasitet på minst  $20 \text{ KN/m}$  ihht. Betongelementbokens bind B (se figur 16).



Figur 16. [2]

## Momentkrefter

---

Momentkrefter tas opp av trykk i betongen og randarmering med samlet tverrsnitt likt eller større enn

$$A_s = \frac{M_{ytre}}{Z \cdot f_{sd}}$$

hvor

$M_{ytre}$  er ytre moment forårsaket av horisontal krefter

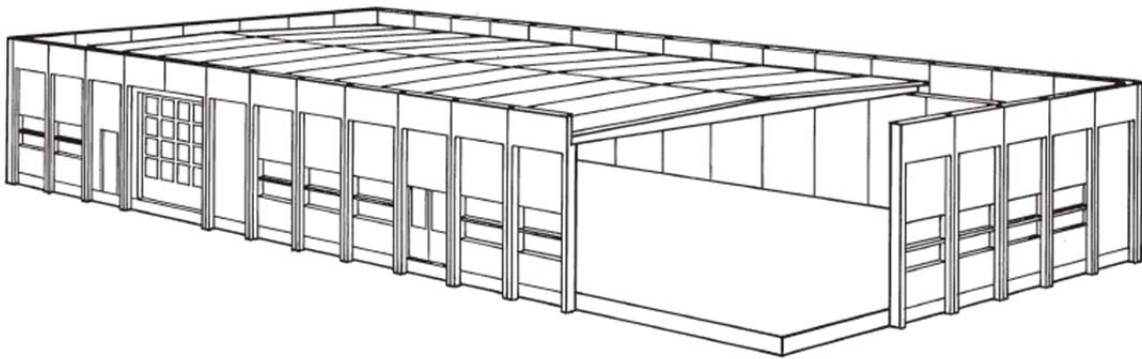
$f_{sd}$  er dimensjonerende armeringsfasthet [14]

#### 1.4.4 «Bokssystemet»

I «bokssystemet» har man stående skivelementer som fungerer som opplegg for takelementer. Taket fungerer som stiv skive som fordeler horisontallaster til vertikale skiver parallelt med kraftretningen og videre ned i fundamentene. Alle veggelementer tar sin del av horisontallasten i motsetning til andre skivesystemer, der lasten ofte er konsentrert i utvalgte skiver (eks. trapperom).

«Bokssystemet» brukes for enetasjes skivebygg. Et typisk eksempel er hallkonstruksjoner.

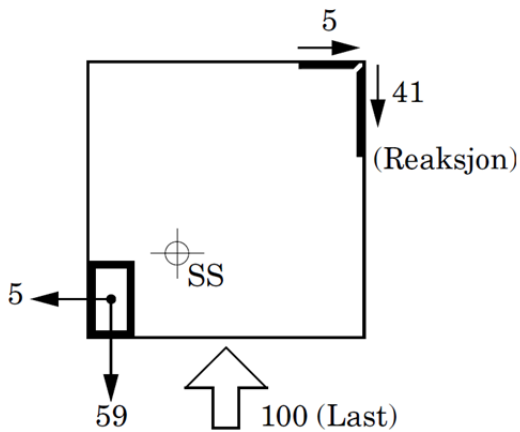
I bygg der lengde/ bredde- forholdet er stort er det nødvendig med avstivende tverrvegger på grunn av stor horisontallast normalt på aksialretning. [1]



Figur 17. Eksempel på hall utført som "Bokssystem" [1]

### 1.4.5 Fleretasjes skivebygg

Som nevnt tidligere er skivesystemer det vanligste statiske system brukt for fleretasjes bygninger. For bygg med 1-2 felt i bredden kan man bruke bærende fasader som vertikale skiver. For større bygg kan man utnytte gavlvegger og innvendige bærevegger. Den mest vanlige praksis for større bygg er likevel å utnytte trapperom og heissjakter, samt plassere vertikale, avstivende vegger der det er behov. Figur 18 viser horisontalsnitt av et byggesystem der en har utnyttet sjakt til å avstive bygget mot horisontale laster. Det er også plassert vertikale skiver i motsatt hjørne av bygget for å oppnå en gunstig lastfordeling. Rotasjonscenter er markert med SS. [2]



Figur 18. [2]

## 2 Laster på konstruksjoner

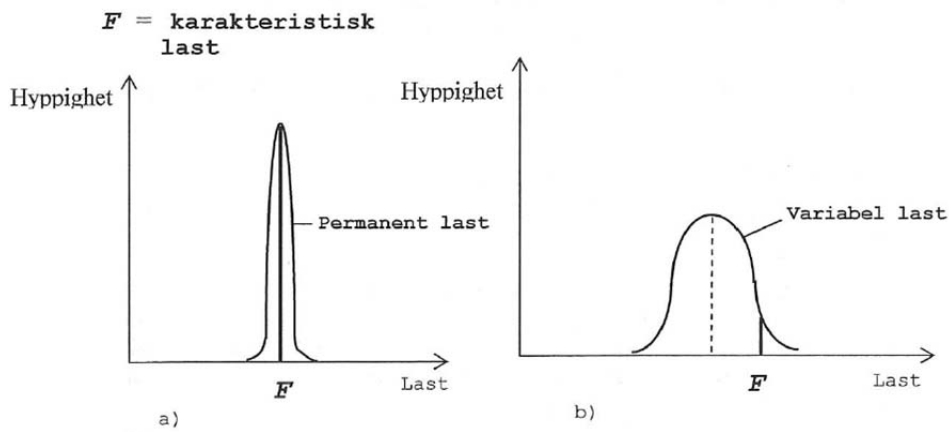
### 2.1 Generelt

Et av de viktigste fundamentene for dimensjonering av bygg ligger i en god forståelse av hvilke laster som virker på konstruksjonen og hvordan disse fordeles til de forskjellige konstruksjonsdelene. Dette er viktig med hensyn til sammenbrudd av konstruksjonen/ deler av konstruksjonen, men også med hensyn til funksjonalitetskrav, bestandighet og holdbarhet. [18]

Dette kapitlet tar for seg de mest aktuelle laster for landbaserte konstruksjoner og hvilke lastfaktorer som ligger til grunn for beregning av disse.

### 2.2 Fastsettelse av karakteristiske laster

Karakteristiske laster fastsettes med hensyn til hvor hyppig en last opptrer med forskjellige verdier. Som vist i figur 19 vil permanente laster ha en langt mindre spredning enn variable laster. Derfor fastsettes disse som middelerdi med en sannsynlighet for overskridelse lik 50 %. Variable laster derimot fastsettes med en sannsynlighet for *overskridelse av maksimalverdi* lik 2 %. Dette tilsvarer en returperiode på 50 år. [18]



Figur 19. a) Karakteristisk permanent last. b) Karakteristisk variabel last. [18]

## 2.3 Lastfaktorer

### 2.3.1 Generelt

Lastfaktorer brukes for å ta hensyn til usikkerheten knyttet til laster på konstruksjoner i bruddgrensetilstand. Eksempel på dette kan være uventede dynamiske virkninger fra vindlast, ujevn fordeling av nytt- og snølast, større variable laster enn forventet osv. Lastfaktorene er viktige med hensyn til å redusere sannsynligheten for brudd i konstruksjoner med påfølgende økonomiske tap, personskader og i verste fall tap av menneskeliv. Det er ikke mulig å gjøre en konstruksjon helt risikofri, men faktorene bidrar til at sannsynligheten for uventede/ uønskede hendelser knyttet til et bygg holdes på et akseptabelt nivå. [18]

For å ta hensyn til usikkerheten multipliseres karakteristiske laster med en lastfaktor større en 1,0. Lastfaktoren varierer for forskjellige typer laster på bakgrunn av usikkerheten knyttet til den aktuelle lasten og hvor dominerende den er i det totale lastbildet (*partialfaktormetoden*). Variable laster som snø og vind er for eksempel langt verre å forutsi størrelsen på en egenlast på en konstruksjon og gis derfor en større lastfaktor. Størrelsen på faktorene varierer også med tanke på hvilken pålitelighetsklasse selve bygget befinner seg i. Konsekvensen for uønskede hendelser på en offshore konstruksjon vil for eksempel være langt større enn for et lagerbygg. [18]

### 2.3.2 Lastkombinasjoner

Figur 20 er hentet fra NS 3490: *Prosjektering av konstruksjoner: Krav til pålitelighet* i det nasjonale tillegget og viser aktuelle lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand.

Dimensjonerings-situasjoner som skal påvises, jf.ligning (12) til (15)	Permanente laster		Dominerende variabel last	Andre variable laster <sup>2)</sup>	Ulykkeslast
	$\xi_j \gamma_{Gj}$ hhv. $\gamma_{Gj}$	$\gamma_p$	$\psi_{0i} \gamma_{Qi}$ hhv. $\gamma_{Qi}$	$\psi_{0i} \gamma_{Qi}$	
B1 (12)	1,35 / 1,0 <sup>1)</sup>	1,1/0,9 <sup>1)</sup>	1,05	1,05	-
B2 (13)	1,20 / 1,0 <sup>1)</sup>	1,1/0,9 <sup>1)</sup>	1,5	1,05	-
B3 ulykkeslast (14)	1,0	1,0	$\psi_{1i}$ <sup>3)</sup>	$\psi_{2i}$ <sup>3)</sup>	1,0
B3 ulykkeslast, seismisk (15)	1,0	1,0	$\psi_{2i}$ <sup>3)</sup>	$\psi_{2i}$ <sup>3)</sup>	1,0

<sup>1)</sup> Den faktoren som gir den ugunstigste lastvirkning, skal benyttes. For egenlast kan imidlertid den samme faktoren benyttes for alle spenn i en kontinuerlig bjelke/plate, bortsett fra utkragende deler.

<sup>2)</sup> For variabel last forårsaket av påførte deformasjoner settes faktoren  $\psi_{0i} \gamma_{Qi} = 0,7$ , med mindre annet er gitt i prosjekteringsstandarden for det angjeldende materialet.

<sup>3)</sup> Verdier for  $\psi_1$  og  $\psi_2$ , se tabell E.2

MERKNAD 1 For global likevekt (stivt legeme) skal tilfelle A i tabell E.1.1 benyttes. For påvisning av sikkerhet mht. brudd i grunnen skal tilfelle C i tabell E.1.1 benyttes.

MERKNAD 2 Dimensjonerende verdi for jordtrykk, se NS ENV 1997-1, ref. 9.3.1 (3)

Figur 20. Lastfaktorer for bruddgrensetilstand. [8]



## 2.4 Permanente laster

### 2.4.1 Generelt

Permanente laster er laster som virker på en konstruksjon men en gitt verdi og på samme sted. Typiske laster i denne kategorien er egenvekt av konstruksjonen, jordtrykk og permanente installasjoner. [18]

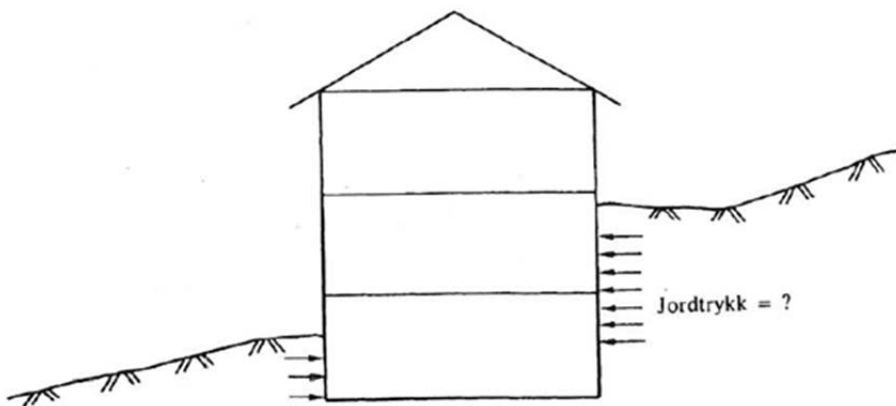
### 2.4.2 Egenvekt av konstruksjonen

I henhold til *NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008, kapittel 5.1 (1)* skal egenlast for byggverk «..angis ved en enkel karakteristisk verdi og beregnes på grunnlag av nominelle dimensjoner og de karakteristiske verdiene for tetthet.» [7]

Som egenlast regnes konstruksjonens egenvekt og ikke-bærende deler medregnet faste permanente installasjoner (utstyr for heiser og rulletrapper, klimaanlegg etc.) og tyngden av jord og ballast. [7]

### 2.4.3 Jordtrykk

Jordtrykk er normal- og skjærspenninger som virker på et vertikalt konstruksjonselement når dette er i kontakt med omliggende jord. Ved jordtrykksberegning vurderes spenningsfeltet i jorda for å fastslå om jordtrykktilstanden er passiv eller aktiv. En *passiv* tilstand vil si at jorda bak et vertikalt konstruksjonselement blir komprimert, det vil si beveger seg bort fra elementet og presses oppover. Dette vil føre til redusert spenning på elementet. Hvis jorda beveger seg mot elementet og presser dette innover har vi en *aktiv* tilstand. Dette fører til økt spenning. [19]

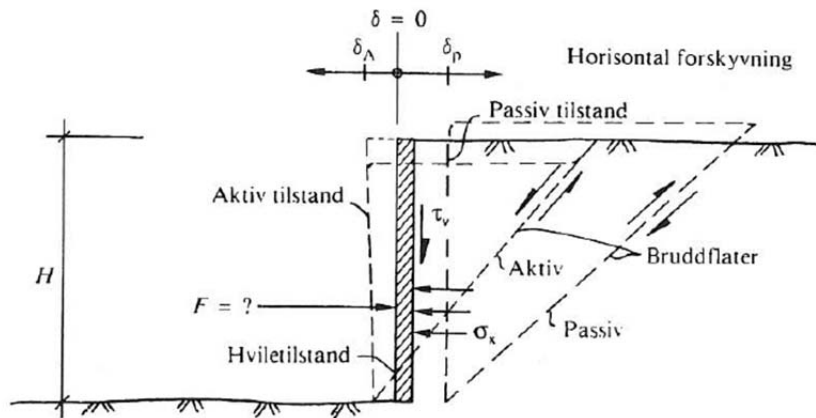


Figur 21. Jordtrykk på bygg i ujevnt terreng.[19]

Normalspenninger på et vertikalt konstruksjonselement:

Figur 22 viser hvordan en bruddflate i jorden gir opphav til normalspenninger på et vertikalt konstruksjonselement i aktiv og passiv tilstand.

Bygget i oppgaven har alle etasjer over bakkenivå og er derfor ikke utsatt for jordtrykk.



Figur 22. Definisjon av grensetilstander. [19]

## **2.5 Variable laster**

### **2.5.1 Generelt**

Variable laster er laster som varierer med tiden og som virker på forskjellige plasser på en konstruksjon. Vertikale variable laster er nyttelaster som personer og flyttbart inventar, snølast, vindlast og seismisk last.

Variable laster regnes som regel som jevnt fordelte over et gitt areal, men regnes i noen tilfeller som punktlaster. [18]

## 2.5.2 Nyttelast

### 2.5.2.1 Generelt

I henhold til *NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008, kapittel 6.1 (1)* defineres nyttelaster på byggverk som «..laster som oppstår under bruk» og omfatter:

- personers normale bruk;
- møbler og bevegelige gjenstander (f.eks. bevegelige skillevegger, lagret gods, innholdet i containere);
- kjøretøyer;
- situasjoner som sjeldent forventes å oppstå, f.eks. konsentrasjoner av personer eller møbler, eller flytting og stabling av gjenstander som kan forekomme under omorganisering eller oppussing. [18]

### 2.5.2.2 Arealreduksjonsfaktor

I henhold til *NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008, kapittel 6.3.1.2 (10)* kan det benyttes en arealreduksjon,  $\alpha_A$ , for nyttelaster i brukskategori A, når disse er jevnt fordelte. Arealreduksjonsfaktoren tar hensyn til at det er liten sannsynlighet for full nyttelast på hele gulvarealet på et bestemt tidspunkt.

$$\alpha_A = \frac{5}{7}\Psi_0 + \frac{A_0}{2A} \leq 1,0$$

hvor

$$\alpha_A \geq \Psi_0 \text{ og } \alpha_A \geq 0,6$$

$\Psi_0$  – faktor angitt i tabell NA.A1.1 i det nasjonale tillegget

$$A_0 = 15,0m^2$$

### 2.5.2.3 Nyttelast på gulv, balkonger og trapper i bygninger

I henhold til *NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008, kapittel 6.3.1.1 (1)* skal arealer utsatt for nyttelaster deles inn i kategorier i henhold til spesifikt bruk. Figur 23 er hentet fra standarden og viser definisjonen av de forskjellige brukskategoriene.

Figur 24 viser nyttelaster på belastede områder for brukskategoriene.

Kategori	Spesifikk bruk	Eksempel
A	Arealer for inneaktiviteter og hjemmeaktiviteter	Rom i boligbygg og hus; soverom og behandlingsrom i sykehus; soverom i hoteller og gjestgiverier; kjøkken og toaletter.
B	Kontorarealer	
C	Arealer der personer kan samles (med unntak av arealer som er definert i kategori A, B og D <sup>1)</sup> )	<p><b>C1:</b> Arealer med bord osv., f.eks. i skoler, kafeer, restauranter, spisesaler, leserom, resepsjoner osv.</p> <p><b>C2:</b> Arealer med faste seter, f.eks. arealer i kirker, teatre eller kinoer, konferanseroom, forelesningssaler, forsamlingsaler, venteroom medregnet fo-hall på jernbanestasjoner osv.</p> <p><b>C3:</b> Arealer uten hindringer for personer i bevegelse, f.eks. arealer i museer, utstillingsrom osv., og ankomstområder i offentlige bygg og administrasjonsbygg, hoteller, sykehus, jernbanestasjonshaller.</p> <p><b>C4:</b> Arealer med mulighet for fysiske aktiviteter, f.eks. dansesaler, gymnastikkrom, scener osv.</p> <p><b>C5:</b> Arealer som lett overfylles, f.eks. i bygg for offentlig bruk, som konsertsaler, idrettshaller medregnet tribuner og atkomstområder og jernbaneperronger.</p>
D	Forretningsarealer	<p><b>D1:</b> Arealer i vanlig detaljhandel.</p> <p><b>D2:</b> Arealer i varehus.</p>
<p><sup>1)</sup> Det gjøres oppmerksom på 6.3.1.1(2), særlig for C4 og C5. Se NS-EN 1990 når det må tas hensyn til dynamiske effekter. For kategori E, se tabell 6.3.</p>		
<p>MERKNAD 1 Oppdragsgiver og/eller det nasjonale tillegget kan fastsette at arealer som normalt kan settes i kategori C2, C3, C4, avhengig av bruk, kan settes i kategori C5.</p>		
<p>MERKNAD 2 Underkategorier til A, B, C1 til C5, D1 og D2 kan gis i det nasjonale tillegget.</p>		
<p>MERKNAD 3 Se 6.3.2 for lagrings- eller industrivirksomhet.</p>		

Figur 23. Brukscategorier. [7]

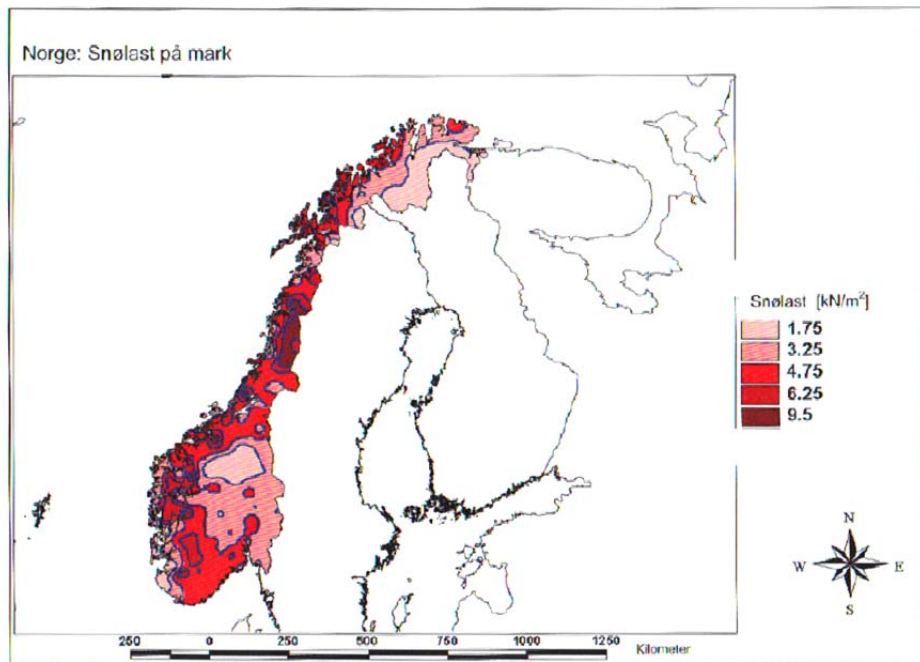
Kategorier for belastede områder	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
<b>Kategori A</b>		
– Gulv	1,5 til <u>2,0</u>	<u>2,0</u> til 3,0
– Trapper	<u>2,0</u> til 4,0	<u>2,0</u> til 4,0
– Balkonger	<u>2,5</u> til 4,0	<u>2,0</u> til 3,0
<b>Kategori B</b>	2,0 til <u>3,0</u>	1,5 til <u>4,5</u>
<b>Kategori C</b>		
– C1	2,0 til <u>3,0</u>	3,0 til <u>4,0</u>
– C2	3,0 til <u>4,0</u>	2,5 til 7,0 ( <u>4,0</u> )
– C3	3,0 til <u>5,0</u>	<u>4,0</u> til 7,0
– C4	<u>4,5</u> til <u>5,0</u>	3,5 til <u>7,0</u>
– C5	<u>5,0</u> til 7,5	3,5 til <u>4,5</u>
<b>Kategori D</b>		
– D1	<u>4,0</u> til 5,0	3,5 til 7,0 ( <u>4,0</u> )
– D2	4,0 til <u>5,0</u>	3,5 til <u>7,0</u>

Figur 24. Nyttelaster på gulv, balkonger og trapper bygninger. [7]

## 2.5.3 Snølast

### 2.5.3.1 Snølast på mark

Snølast på mark er avhengig av flere faktorer som geografisk beliggenhet, høyde over havet og nærliggende topografi. Norge er et land med store klimatiske variasjoner noe som gir store forskjeller i snømengde. [20]



Figur 25. Snølast i Norge. [9]

Det Norske Metrologiske Institutt (DNMI) foretar observasjoner av snø- mengde, dybde og tetthet. Observasjonene har vært foretatt over hele landet siden 1985 og gir grunnlaget for beregning av snølast på mark. NS-EN 1991-1-3:2003 gir tabeller og kart over snølast på mark for kommuner i Norge. [20]

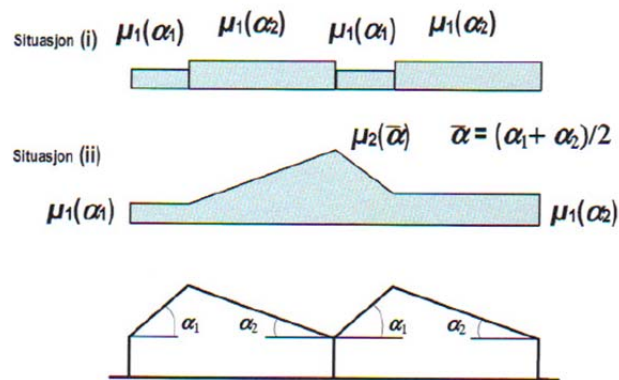
### 2.5.3.2 Snølast på tak

Snølast på tak avhenger av forhold som takets form, nærliggende topografi og bebyggelse, taktekkingsmaterialer og varmegjennomgang gjennom taket. [20]

NS-EN 1991-1-3:2003 kapittel 5.2 (3) gir framgangsmåte for beregning av snølast på tak for vedvarende og dimensjonerende situasjoner:

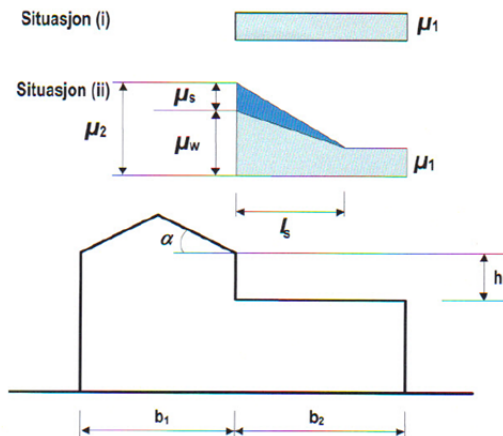
$$s = \mu_i C_e C_t S_k$$

$\mu_i$  er snølastens formfaktor og tar hensyn til takets form og takvinkelen  $\alpha$ . En bratt takvinkel vil føre til mindre snølast for sal- eller pulttak, mens det for sagtak kan føre til økt snølasten i enkelte områder. For  $\alpha \geq 60^\circ$  antas det at all snø raser ned fra taket så sant det ikke stoppes av snøfangere. For buetak vil dette si at snøen blir liggende i det midterste området, men raser ned på sidene.



Figur 26. Formfaktorer for snølast - sagtak. [9]

Faktoren tar også hensyn til nærliggende, høyere byggverk som kan forårsake opphopning av snø og/ eller ekstra snølast på grunn av ras fra overliggende tak.



Figur 27. Formfaktorer for snølast som grenser til høyere byggverk. [9]

$C_e$  er eksponeringsfaktoren og tar hensyn til hvor vindutsatt taket som betraktes er. Faktoren er gitt for tre forskjellige typer topografier med verdier fra 0,8 for *vindutsatt topografi* til 12 for *skjermet topografi*. Ved bestemmelse av  $C_e$  er det viktig å ta hensyn fremtidig utvikling rundt byggeplassen.

$C_t$  er den termiske faktoren og brukes for takkonstruksjoner der man har høy reduksjon av taklast på grunn av høy varmegjennomgang ( $> 1,0 \text{ W/m}^2\text{K}$ ). Dette gjelder spesielt for enkelte typer glassdekte tak.

$S_k$  er karakteristisk snølast på mark og er angitt for forskjellige kommuner i standardens nasjonale tillegg.



Figur 28. Snø på tak. [23]

*\*Dette del-kapitlet er i stor grad hentet fra [9]*



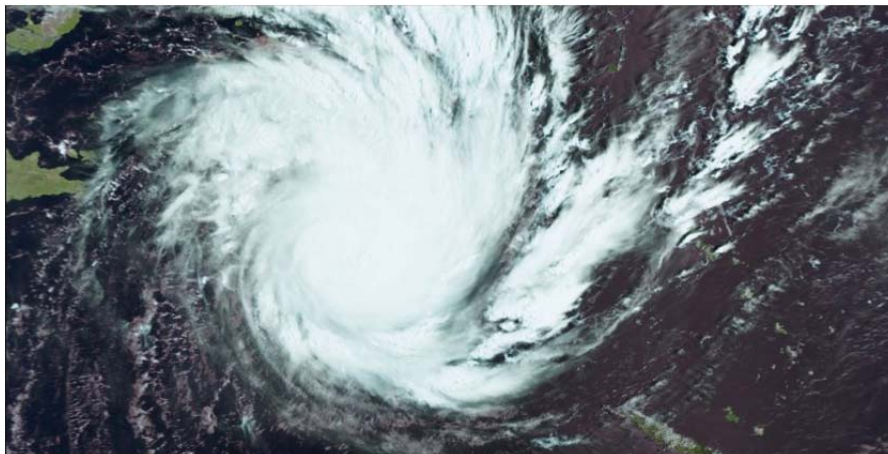
## 2.5.4 Vindlast

### 2.5.4.1 Generelt om vind

Norsk Vindkraftforening definerer vind som «...luftbevegelser i atmosfæren som oppstår når det eksisterer en trykkforskjell mellom to luftmasser». Trykkforskjellen er forårsaket av tyngdekraften eller solens oppvarming av jordoverflaten. På grunn av trykkforskjellene sirkulerer luftmasser fra områder med høyt trykk til områder med lavt trykk og skaper dermed vind. [21]

På grunn av jordens rotasjon og ulik oppvarming av jordoverflaten vil luftstrømmene som oppstår globalt sett bevege seg i sirkulære baner hvor jordrotasjonen får luftstrømmene til å dreie mot venstre på den sørlige halvkule og høyre på den nordlige. Dette kalles Corioliskraften og kan observeres på satellittbilder av værsystemer. [21]

Lokalt sett vil vindens hastighet og retning i stor grad påvirkes av lokale topografiske forhold. [21]



Figur 29. Corioliskraften. [22]

Det Norske Meteorologiske Institutt (DNMI) foretar rutinemessige vindmålinger ved målestasjoner i hele landet. Vindmålingene omfatter middelerdi av vind- hastighet og retning og gjøres ofte ved 10 meter over bakkenivå med måleperioder på 10 minutter. [20]

#### 2.5.4.2 Beregning av vindlast i henhold til NS-EN 1991-1-4:2005

I henhold til NS-EN 1991-1-4:2005 kapittel 5.3 (1) kan vindkraften  $F_w$  som virker på en konstruksjon eller konstruksjonsdel bestemmes direkte ved å bruke følgende ligning:

$$F_w = C_s C_d \cdot C_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}$$

hvor

$C_s C_d$  er konstruksjonsfaktoren

$C_f$  er kraftfaktoren for konstruksjonen eller konstruksjonsdelen

$q_p(z_e)$  er vindkasthastighetstrykket

$A_{ref}$  er referansearealet for konstruksjonen eller konstruksjonsdelen

*\*Dette del-kapitlet er i stor grad hentet fra [6]*

### 2.5.4.2.1 Konstruksjonsfaktoren $C_s C_d$

Slanke konstruksjoner med lav egenfrekvens vil kunne bli utsatt for dynamisk respons på grunn av vindens turbulens, samvirke mellom luftstrømmen og byggets bevegelse, virvelavløsninger eller innvirkning fra nærliggende konstruksjoner og topografi. [20]

Konstruksjonsfaktoren  $C_s C_d$  «...tar hensyn til vindpåvirkninger fra ikke-samtidige vindkasthastighetstrykk på overflaten ( $C_s$ ) og svingninger i konstruksjonen som følge av turbulens ( $C_d$ ).» [6]

Fremgangsmåte for å finne  $C_s C_d$  er beskrevet i til *NS-EN 1991-1-4:2005 kapittel 6*.

Standardens kapittel 6.2 gir anledning til å sette faktoren lik 1,0 for:

- Bygninger med høyde mindre enn 15m.
- Fasader og takelementer med egenfrekvens større enn 5Hz.
- Rammekonstruksjoner som har avstivende bærende vegger, og som er lavere enn 100m og har en høyde mindre enn fire ganger bygningens dybde.
- For skorsteiner med sirkulære tverresnitt med høyde mindre enn 60m og 6,5 ganger diameteren.

For andre tilfeller kan faktoren beregnes fra følgende formel:

$$C_s C_d = \frac{1 + 2 \cdot K_p \cdot I_v(Z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(Z_s)}$$

hvor

- $K_p$  er toppfaktoren som er definert som forholdet mellom maksimalverdien og standardvavviket av den flukterende respons
- $I_v$  er turbulensintensiteten
- $B^2$  er bakgrunnsfaktoren, som tar hensyn til at trykket på konstruksjonens overflate ikke er fullt korrelert
- $R^2$  er resonansfaktoren, som kompenserer for at turbulens i resonans med vibrasjonsfrekvens forekommer
- $(Z_s)$  er referansehøyde

*\*Dette del-kapitlet er i stor grad hentet fra [6]*

#### 2.5.4.2.2 Kraftfaktoren $C_f$

Kraftfaktoren  $C_f$  gir oss vektorsummen av trykket på konstruksjonens flater og inkluderer faktorer for innvendig og utvendig trykk, friksjonsfaktorer for byggematerialer og fordeling av vindlast med hensyn til konstruksjonens utforming.

$C_f$  er beskrevet i *NS-EN 1991-1-4:2005 kapittel 7 for generelle konstruksjoner og kapittel 8 for bruer.*

*\*Dette del-kapitlet er i stor grad hentet fra [6]*

### 2.5.4.2.3 Vindkasthastighetstrykket $q_p(z_e)$

I henhold til *NS-EN 1991-1-4:2005 kapittel 4.5 (1)* kan vindkasthastighetstrykket  $q_p(z_e)$  beregnes ved følgende formel:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_m^2(z)$$

### Stedsvindhastigheten, $V_m(z)$

---

$V_m(z)$  er stedsvindhastigheten og bestemmes fra følgende formel:

$$V_m(z) = C_r(z) \cdot C_0(z) \cdot V_b = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot C_0(z) \cdot C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0}$$

hvor

$C_r(z)$  er ruhetsfaktoren og angir variasjon i stedsvindhastigheten på byggestedet (se standardens *kapittel 4.3.2*)

$C_0(z)$  er terrengformfaktoren, satt lik 1,0 med mindre annet er angitt i standardens *kapittel 4.3.3*

$V_b$  er basisvindhastigheten, definert som funksjon av vindretning og årstid for høyden 10 m over bakken og terrenkategori II

$V_{b,0}$  er referansevindhastigheten for kommuner og finnes i tabeller i det nasjonale tillegget

$k_r$  er terrengruhetsfaktoren angitt i standardens *kapittel 4.3.2*

$C_{dir}$  er retningsfaktoren angitt i det nasjonale tillegget (anbefalt verdi er lik 1,0)

$C_{seas.}$  er årstidsfaktoren angitt i det nasjonale tillegget (anbefalt verdi er lik 1,0)

$z$  er høyden over terrenget

$z_0$  er ruhetslengden angitt i *tabell 4.1*

### Luftens densitet, $\rho$

---

$\rho$  er luftens densitet velges i henhold til anbefalte verdi i standardens *kapittel 4.5, merknad 2*:

$$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$$

### Turbulensintensiteten, $I_v(z)$

---

$I_v(z)$  er turbulensintensiteten og bestemmes fra følgende formel:

$$I_v(z) = \frac{k_1}{C_0(z) \cdot \ln(z/z_0)}$$

hvor

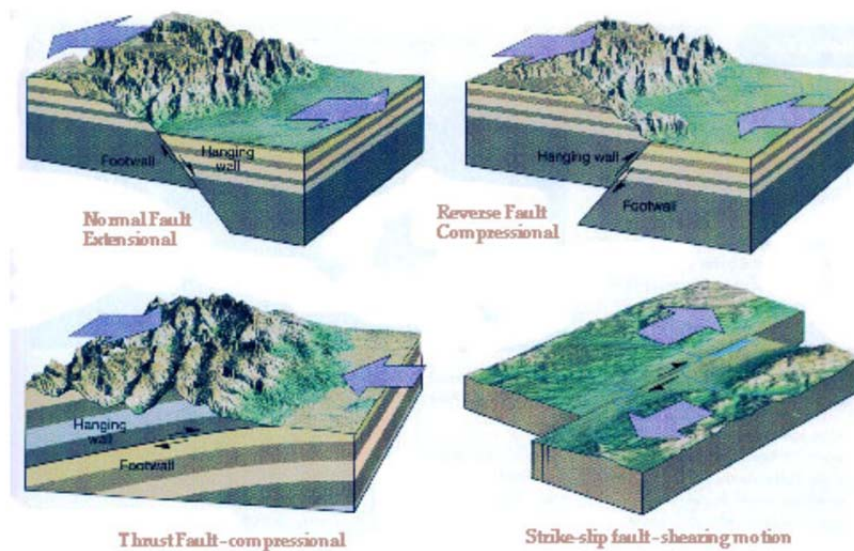
$k_1$  er turbulensfaktoren angitt i det nasjonale tillegget (anbefalt verdi er lik 1,0)

*\*Dette del-kapitlet er i stor grad hentet fra [6]*

## 2.5.5 Seismisk last

### 2.5.5.1 Jordskjelv

I jordskorpen foregår det langsomme bevegelser (*kontinentaldrift*) til enhver tid. Disse bevegelsene skaper spenninger som kan bli så store at plutselige forskyvninger i jordskorpen oppstår når spenningene overstiger strekkapasiteten til den aktuelle bergarten [25]. Forskyvningene kan ta form som vist i figur 30 og oppstår langs sprekker kalt *forkastninger*. Selve bruddet starter ved et punkt kalt *hyposentrum*, mens på punktet på jordoverflaten rett over kalles *episentrum*. Bruddbevegelsen har en hastighet på flere kilometer per sekund og størrelsen på bruddet kan variere fra flere hundre km til under en meter. Dybden på hyposentrumet kan variere fra flere hundre km til ca. 10 km under jordskorpen [24].



Figur 30. Forkastninger i jordskorpen [26]

Jordskjelvets styrke angis ved logaritmiske skalaer. Grunnen til dette er den enorme variasjonen i jordskjelvenes størrelse. Den mest kjente skalaen er *Richter-magnitude*, utviklet av seismologen Charles Richter i 1935. Metoden baserer seg på rystelsene på et gitt instrument og avstanden fra instrumentet til jordskjelvets episenter. Bruk av *Richter-magnitudeskala* er begrenset til skjelv på 7,5 og avstander fra målepunkt til episenter på 1000 km [24].

En annen, mer korrekt metode å måle styrken til jordskjelv er *seismisk moment*. Denne metoden baserer seg enten på bruddets areal, bevegelseslengde og fjellets stivhet eller ved buddareal og hvor effektivt spenningen i grunnen er utløst [24].

Vurderinger av jordskjelvets størrelse basert på *subjektive oppfatninger* blir også brukt. Her bestemmes størrelsen på bakgrunn av mange individuelle observasjoner og gis en intensitet på bakgrunn av hvor sterkt jordskjelvet merkes av observatørene [24].



### 2.5.5.2 Ødeleggelser på grunn av jordskjelv

På grunn av enkelte jordskjelvs enorme størrelse har dette vært opphav til noen av de verste naturkatastrofene med hensyn til antall drepte, samt skader på bygninger og infrastruktur. De siste 2000 år har vi kjennskap til 14 jordskjelv som har krevd over 100 000 menneskeliv. Det mest brutale jordskjelvet i moderne tid skjedde i 1976 ved Tangshan-provinsen i Kina. Tallet på omkomne var opptil 650 000 og over 800 000 ble skadd [24].



Figur 31. Ødeleggelser fra skjelvet i 1976 [27]

### 2.5.5.3 Dynamisk påvirkning på bygninger

Når grunnen under et bygg utsettes for horisontal forskyvninger på grunn av seismisk aktivitet vil bygget utsettes for en treghetskraft i henhold til *Newtons andre lov* som sier at «...akselerasjonen til et legeme er direkte proporsjonal med resultantkraften som virker på legemet, og omvendt proporsjonal med legemets masse». For legemer med konstant masse kan denne loven uttrykkes matematisk ved følgende formel [28]:

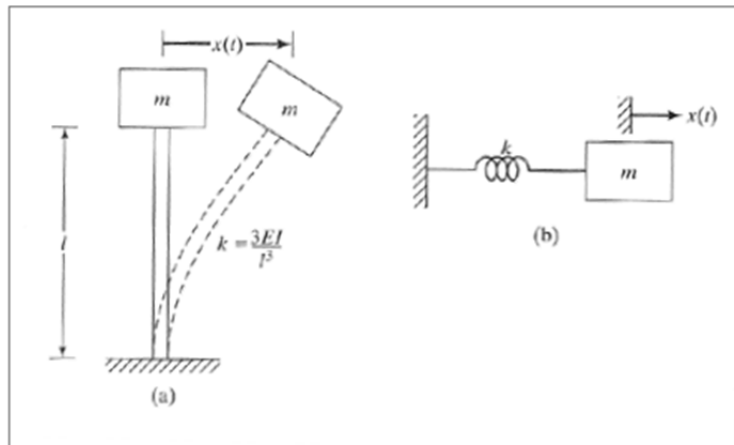
$$F = m \cdot a$$

hvor

- $F$  er resultantkraften
- $m$  er legemets masse
- $a$  er akselerasjonen



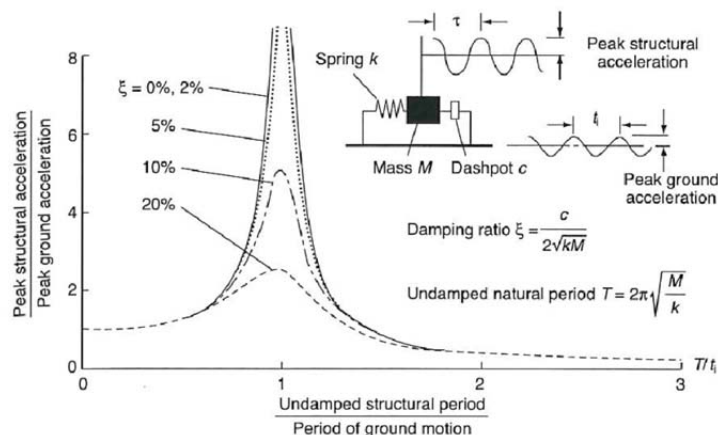
Figur (32a) viser prinsippet for en høy konstruksjons bevegelse på grunn av horisontale forskyvninger i grunnen når konstruksjonen har én frihetsgrad. Figur (32b) viser ekvivalent fjær-masse system.



Figur 32. [29]

I motsetning til vindlast hvor horisontalkreftene er forårsaket av eksternt trykk og sug er lastpåkjenning fra jordskjelv et resultat av sykliske bevegelser i bunn av konstruksjonen som igjen forårsaker akselerasjon og påfølgende treghetskrefter. Byggets respons er derfor av dynamisk natur og dynamiske egenskaper som damping og egenperiode er derfor viktig ved bestemmelse av krefter på konstruksjonen [31].

Spesielt viktig er det å være obs på bevegelsenes *svingeperiode*. Når denne er i nærheten av byggets egenperiode får vi *resonans*. Resonans blir i fysikken beskrevet som «..det fenomen at et svingedyktig system vil oppta energi og komme i sterke svingninger når det blir påvirket av en periodisk kraft med samme frekvens som systemets egenfrekvens» [32]. Dette gjør at byggets bevegelser opptar ny energi ved hver svingeperiode som igjen kan føre til enorme horisontalkrefter i konstruksjonen. Figur 33 viser responsen til et «én- frihetsgradssystem» når dette utsettes for sinusformede bevegelser i bakken. Her ser vi at når systemets udempede egenperiode dividert med bevegelsenes svingeperiode er lik 1,0 får vi en markant økning i forholdet mellom systemets- og grunnens akselerasjon. Vi ser også hvordan responsen avtar når dempingen av systemet øker. Generelt sett vil responsen være lav for bygg med meget lav eller høy egenperiode [31].



Figur 33 [31]

## 2.6 Skjevstillingslast

I henhold til NS 3490: *Prosjektering av konstruksjoner: Krav til pålitelighet*, kapittel 9.3.4 (3) skal skjevstillingslast ikke være mindre enn 1 % av vertikale laster. Kombinert med vindlast kan denne verdien reduseres til 0,5 % av vertikale laster.

## 3 PCI- Journal (Prestressed Concrete Institute)

### 3.1 Generelt

Dette kapitlet omhandler betraktninger for design av skivebygg i prefabrikkerte betongelementer til å motstå abnorme laster. Kapitlet er basert på rapporten «Considerations for the Design of Precast Concrete Bearing Wall Buildings to Withstand Abnormal Loads» og er utviklet av Irwin J. Speyer på oppdrag fra *PCI- Committee on Precast Concrete Wall Buildings*.

Rapporten presenterer retningslinjer for design av skivebygg i prefabrikkerte betongelementer til å motstå abnorme laster og vektlegger horisontale, vertikale og perifere knutepunkter viss hensikt er å sørge for interaksjon mellom alle bygningselementer. Rapporten tar for seg prefabrikkerte fasader og innervegger kombinert med prefabrikkerte eller stedstøpte dekker og tak.

Rapporten er basert på:

1. ACI Committee 318, «Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-71)»
2. Comité Européen du Béton (CEB), «International Recommendations for the Design and Construction of large Panel Structures»
3. Comité Européen du Béton-Fédération Internationale de la Précontrainte (CEB-FIP), «International Recommendations for the Design and Construction of Concrete Structures»
4. Polish Standard PN-68 B-03253, «The Structures of Large Panel Buildings»
5. CP 110, «British Standard Code of Practice (Part 1)»
6. Diverse tekniske utgivelser

*\*Dette del-kapitlet er i stor grad hentet fra [5]*

## 3.2 Dekker og tak

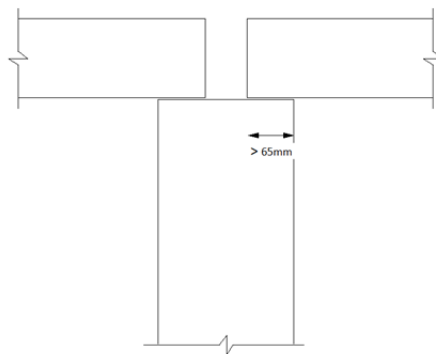
### 3.2.1 Generelt

Prefabrikkerte dekker og tak elementer kan bestå av massive plater, hulldekker og ribber. Disse kan i sin tur være forspente eller tradisjonelt armerte. [5]

For å sikre fulle membranvirkning av sammenkoblede dekke-/ takelementer benyttes kontinuerlige, utstøpte skjærnøkler i kombinasjon med langsgående armering mellom elementene. Alternativt kan man benytte mekaniske forbindelser som bolt- og sveiseforbindelser i eller uten kombinasjon med skjærnøkler. Man kan også benytte seg av et stedstøpt, armert toppsjikt for å sikre full membranvirkning i kombinasjon med prefabrikkerte elementer. [5]

### 3.2.2 Opplager

Prefabrikkerte dekke- og takelementer med lite eller ingen armering i topp skal ha et opplager som er større enn 65mm for massive- og hulldekkeelementer og 90mm for ribber. Opplageret skal sørge for trygg overføring av krefter som følge av direkte bæring. Opplagerets lengde er målt fra bærende veggelements overflate eller fra innsiden av skråskjæring i konsoll når denne er større enn 13mm.



Ovennevnte størrelser kan reduseres ved tilstrekkelig armering i bærende overflate.

Prefabrikkerte dekke- og takelementer med tilstrekkelig topparmering til å motstå opplagermoment kan ha redusert bæringslengde så sant knutepunktet er designet til å overføre dekke-/ tak laster til bærende veggelementer. Reduserte bærelengde kan bestemmes ved analyse eller ved empirisk utprøving.

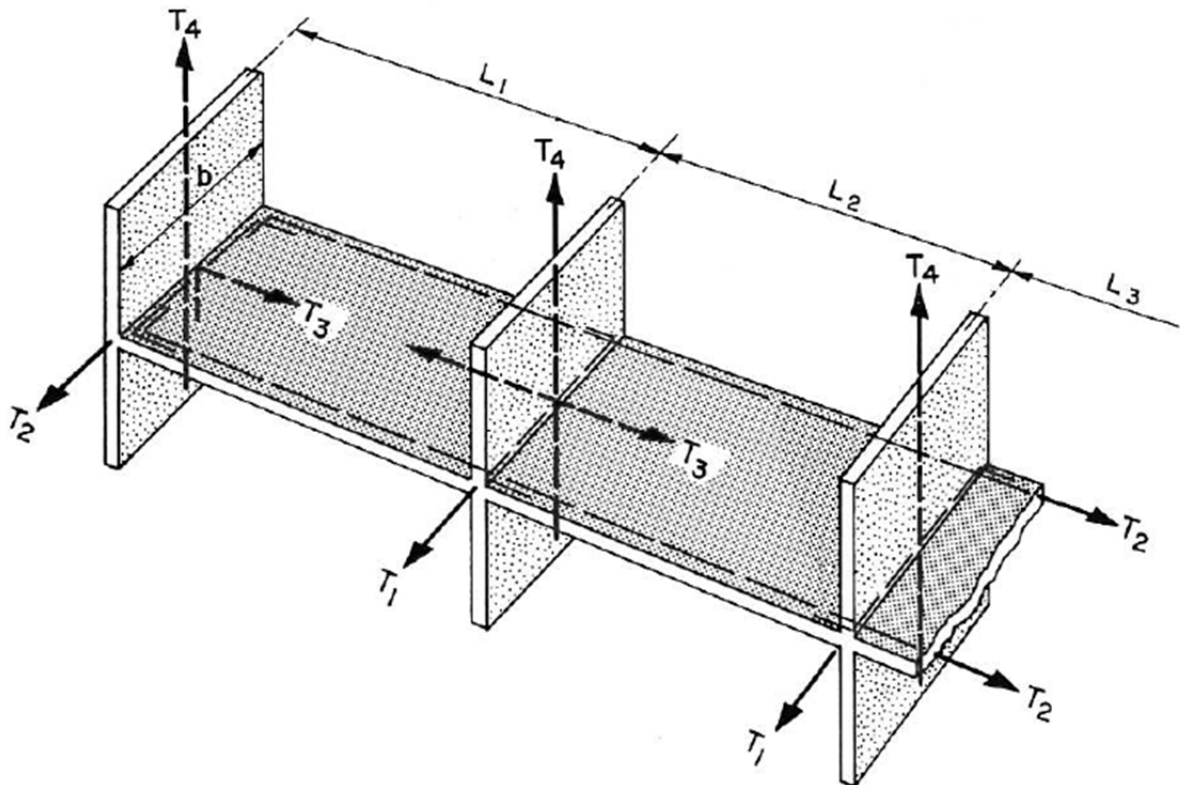
Fabrikasjons- og oppføringstoleranser må tas hensyn til ved bestemmelse av bæringslengde.

*\*Dette del-kapitlet er i stor grad hentet fra [5]*

### 3.2.3 Knutepunktsarmering

Horisontal strekkarmering bør være plassert i dekker og tak og i knutepunkter mellom prefabrickerte elementer. Disse skal sørge for tilstrekkelig motstand mot dimensjonerte laster og i tillegg sørge for:

- motstand mot laster som følge av eksentrisiteter
- overføring av horisontale laster fra fasader til dekker/ tak og videre til gavl / skjærvegger
- motstand mot strekkrefter som følge av setninger, sideveis last og fastholdt volumendring



Figur 34. Anbefalte knutepunktskrefter i prefabrickerte betongelement-skivebygg. [5]

**T1** – Armering i fuger over innervegger som bærer dekker over 2 spenn skal være i stand til å motstå en kraft tilsvarende  $55 \text{ mm}^2/m \cdot a$  hvor a er senteravstand mellom armeringsstengene. Armeringen kan plasseres i stedstøpt toppsjikt ( $t > 50\text{mm}$ ) eller samles i tverrgående vegger der avstanden mellom armering og enden av dekket er mindre enn dekkets høyde.

**T2** - I dekker og tak må det plasseres kontinuerlig armering,  $T_2$  (se fig. 3), ved kanten av dekket. Denne skal være stor nok til utvikling av membrankrefter og samlet armeringstverrsnitt skal ikke være mindre enn  $180\text{mm}^2$ . Armeringen kan plasseres i knutepunkter eller i selve dekket hvis avstanden fra armering til kanten av dekket er mindre enn 1,2m. Alternativt kan man forankre dekket til veggelementer. Ved utsparinger brukes forankret tilleggsarmering for å sikre kontinuerlig knutepunkteffekt.

**T3** - Langsgående armering,  $T_3$  (se fig. 3), brukes for å knytte sammen dekker som spanner over innervegg eller til å feste dekke til eksterne bærevegger (eks. fasader). Armeringen skal være i stand til å motstå en kraft tilsvarende 2,5 % av nominelle laster på veggen, men ikke mindre enn  $55 \text{ mm}^2/m \cdot a$  hvor a er senteravstand mellom armeringsstengene. Armeringen kan plasseres i knutepunkter mellom dekkeelementer med en senteravstand mindre eller lik 2,4m. I knutepunkter mellom dekke og eksterne bærevegger forankres armeringen til armering parallell med bærende element,  $T_2$ .

Når eksterne bærevegger er avstivet av skjærvegger, trapperom eller lignende skal veggelementene kobles sammen med en armeringsmengde tilsvarende  $T_3$ .

**T4** – I bygninger på over to etasjer skal vertikal armering,  $T_4$  (se fig. 3), plasseres fra fundament til tak i alle lastebærende vegger. Kapasiteten av disse skal kunne motstå alle kalkulerte strekkrefter på grunn av setninger og skjær og med en kapasitet på minst  $104\text{mm}^2 \times a$ , der a veggens bredde.

*\*Dette del-kapitlet er i stor grad hentet fra [5]*

### 3.3 Lastbærende vegger

#### 3.3.1 Generelt

En vegg er her definert som et vertikalt bærende element hvor lengden av elementet er lik eller større enn fire ganger tykkelsen. [5]

#### 3.3.2 Avstivning

Lastbærende vegger avstives mot horisontale laster enten ved direkte tilkobling til tverrgående skjærvegger eller ved å koble vegger til dekker som i sin tur overfører horisontale krefter til skjærevegger. [5]

#### 3.3.3 Knekk lengde

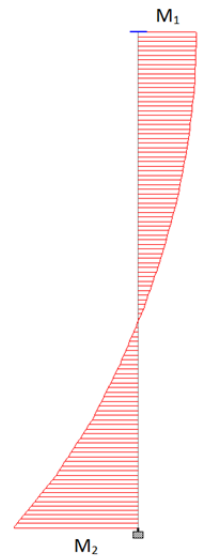
##### 3.3.3.1 Generelt

Knekkingseffekten av slanke konstruksjonsdeler kan neglisjeres når

$$\frac{kL}{r} < 34 - 12 \left( \frac{M_1}{M_2} \right)$$

hvor

- |                |   |   |
|----------------|---|---|
| k              | - | knekkingsfaktor for konstruksjonsdeler utsatt for trykk                           |
| L              | - | høyden av elementet mellom opplager   |
| M <sub>1</sub> | - | minste opplagermoment; positivt hvis enkel bøyningsskurvatur, negativ hvis dobbel |
| M <sub>2</sub> | - | største opplagermoment; alltid positivt   |
| r              | - | senterradius for bøyningsskurvatur  |



*\*Dette del-kapitlet er i stor grad hentet fra [5]*

### 3.3.3.2 Knekkingsfaktoren, $k$

- For veggelementer som er avstivet langs øvre og nedre rand :

$$k = 1,0$$

- For veggelementer som er avstivet langs øvre, nedre rand og en side:

$$k = 1 \quad \frac{L}{b} < 1$$

$$k = 1 - 0,423 \times \left[ \frac{L}{b} - 1 \right] \quad \text{for } 1 \leq \frac{L}{b} < 2$$

$$k = 1 / (1 + 0,5 \times \frac{L^2}{b})^{\frac{1}{2}} \quad \text{for } \frac{L}{b} > 2$$

- For veggelementer som er avstivet langs alle sider:

$$k = 1 \quad \text{for } \frac{L}{b} < \frac{1}{2}$$

$$k = 1,5 - \frac{L}{b} \quad \text{for } \frac{1}{2} \leq \frac{L}{b} < 1$$

$$k = \frac{1}{1 + L/b^2} \quad \text{for } \frac{L}{b} > 1$$

*\*Dette del-kapitlet er i stor grad hentet fra [5]*



### 3.3.4 Knutepunkt

For at et lastbærende element skal regnes som avstivet langs en side må det være festet til en annen komponent med en lengde som ikke er mindre en fjerdedel av fri høyde mellom dekker i den aktuelle etasjen. [5]

### 3.3.5 Sandwichelementer

Bindinger mellom ytter- og innersjikt skal plasseres i en slik avstand fra hverandre at slankhetsradius for det lastebærende sjiktet ikke overstiger slankhetsradius for øvrige sjikt.

Når yttersjikt ikke er direkte opplagt på underliggende fasade må bindingene være streke nok til å overføre egenvekt gjennom kjernen til lastbærende innersjikt.

Når innersjiktet bærer hele vertikallasten kan tykkelsen av hele sandwichelementet tas med i betraktning av slankhet så sant bindingene er sterke nok til å sikre kompositt oppførsel av elementet [5].

### 3.3.6 Armering

Kalkulerte strekkrefter i den effektive delen av et betongtverrsnitt bør ikke overstige  $5\sqrt{f'_{ci}}$  hvor  $f'_{ci}$  er betongens trykkfasthet ved avforming.

Ved store utsparinger skal det armeres rundt åpningen i elementet.

For sjikt med tykkelse mindre enn 150mm skal det brukes minst 1 $\phi$ 12 og minst 2 $\phi$ 12 for sjikt med tykkelse over 150mm.

Armeringen skal være kontinuerlig rundt åpningen eller stikke ut 600mm forbi åpningen på de sider som er nødvendig for å danne en bærende bjelke.

Andre metoder som har vist seg å forhindre oppsprekking i betongen kan benyttes.

Lastbærende vegger skal ha en armeringsmengde i horisontal og vertikal retning som er minst  $0.001bL$ . Avstanden mellom armeringsjern skal ikke overstige 750 mm for innvendige vegger eller 450 mm for utvendige vegger.

Ved store konsentrerte laster må det tas hensyn til kløyving (spaltestrek) av elementet ved beregning av armering.

*\*Dette del-kapitlet er i stor grad hentet fra [5]*

### 3.3.7 Eksentrisitet

#### 3.3.7.1 Generelt

Ved bestemmelse av eksentrisitet på vertikalt bærende vegger skal det tas hensyn til;

- a) Monteringstoleranser
- b) Fabrikasjonstoleranser
- c) Knutepunktsdetaljer
- d) Horisontale laster

Første ordens eksentrisitet av vertikallaster på et gitt veggelement kan bestemmes på følgende måte:

$$e_a \text{ (or } e_b) = \frac{P_1 e_1 + P_2 e_2}{P_1 + P_2}$$

hvor (se figur 35)

$P_1$  = nominell last fra veggen over (enten side a eller b)

$e_1$  = eksentrisitet av  $P_1$

$P_2$  = nominell last fra dekket over veggen som betraktes

$e_2$  = eksentrisitet av  $P_2$

$e_a$  = eksentrisitet for topp av veggelement

$e_b$  = eksentrisitet for bunn av veggelement

[5]

#### 3.3.7.2 Total eksentrisitet

Total eksentrisitet er lik gjennomsnittet av  $e_a$  og  $e_b$ :

$$e_{tot} = \frac{e_a + e_b}{2}$$

[5]

### 3.3.7.3 Eksentrisitet for dekker, $e_2$

- For vegger belastet på én side (se figur 35):

$$e_2 = t/2 - C/3$$

- For vegger belastet på begge sider (se figur 35):

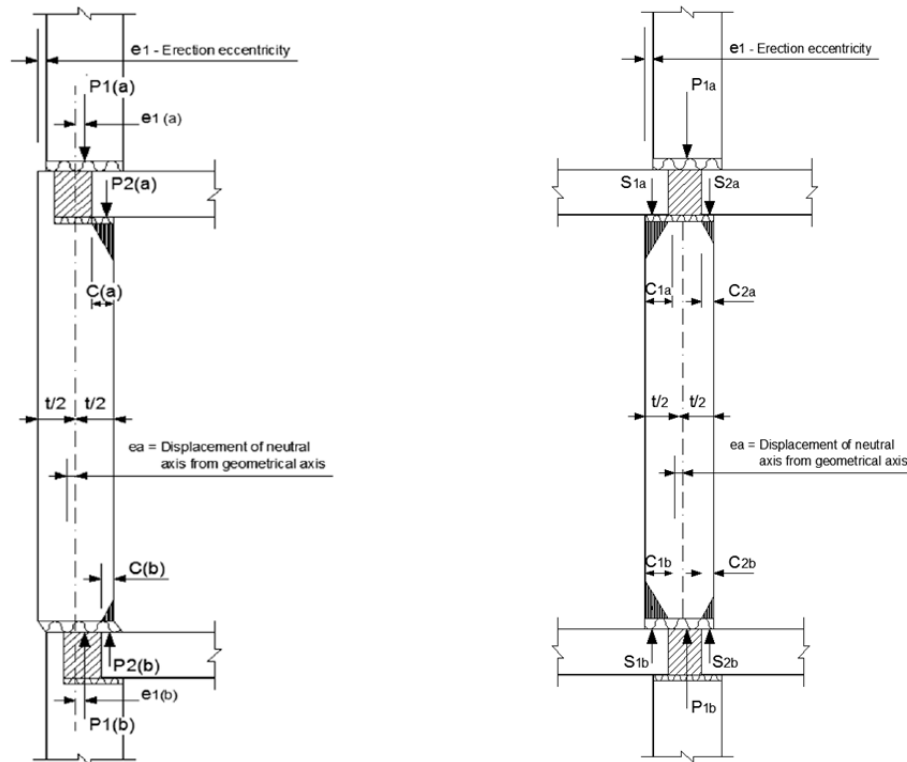
$$e_2 = \frac{S_1 \left( t/2 - C_1/3 \right) - S_2 \left( t/2 - C_2/3 \right)}{S_1 + S_2}$$

hvor

$S_1, S_2$  = laster på dekket

$C_1, C_2$  = opplager for  $S_1$  og  $S_2$

$t$  = veggens tykkelse



Figur 35. Prinsippet for eksentrisitet på vegger.

\*Dette del-kapitlet er i stor grad hentet fra [5]

## 3.4 Skjærvegger

### 3.4.1 Flensvirkning

Skjærvegger som er tilstrekkelig festet til tverrgående vegger kan antas å danne en flensseksjon. Knutepunktet må være dimensjonert til å overføre skjærkrefter på grunn av horisontale laster pluss effekten av setninger. Når flensseksjonen består av en utvendig og en innvendig vegg må det tas hensyn til temperaturdifferanse.

Så sant det ikke er gjort mer nøyaktige analyser skal den effektive lengden av flens regnes som den minste av:

- a) avstanden fra skjærveggen til en betydelig utsparing i flensveggen
- b)  $\frac{1}{6}$  av avstanden fra toppen av skjærvegg til dekke man betrakter
- c) 12 ganger tykkelsen av skjærveggen

[5]

### 3.4.2 Utsparinger

Når skjærvegger har store åpninger skal de betraktes som sammenkoblede vegger der det tas hensyn til stivheten av bjelken kobler veggene sammen. Bjelkene skal armeres mot skjær og moment og skjærkraften i bjelkene skal tas opp av lukkede bøylor. [5]

Stivhetseffekten fra dekke over skjærevegg kan tas i betraktning når dette består av stedstøpt betong eller av prefabrikkerte elementer som er tilstrekkelig sammenkoblet med skjærvegg. [5]

### 3.4.3 Bøyningsstivhet

Når vertikal armering er samlet i endene av en skjærvegg brukes vanlig bøyeteori til å bestemme veggens bøyestivhet.

Når vertikal armering er jevnt fordelt langs lengden av veggen kan følgende formel brukes til beregning av bøyestivhet:

$$M_u = \frac{\Phi}{2} A_s f_y L_w \left[ 1 + \frac{N_u}{A_s f_y} \right] \times \left[ 1 - \frac{c}{L_w} \right]$$

hvor

$M_u$  = bøyestivhet av veggen

$A_s$  = samlet areal av vertikal armering

$f_y$  = strekkfastheten til armeringsstål

$L_w$  = lengden av veggen

$N_u$  = aksiallast, positiv ved trykk

$c$  = avstand fra høyest påkjent trykkfiber til nøytralaksen

$\phi$  = reduksjonsfaktor

$c / L_w$  kan vi beregne med formelen:

$$\frac{c}{L_w} = \frac{\frac{p_v f_y}{f'_c} + \frac{N_u}{L_w t f'_c}}{\frac{2 p_v f_y}{f'_c} + 0,5 \beta_1}$$

hvor

$t$  = veggens tykkelse

$\beta_1$  = faktor som definerer rektangulære spenningsseksjoner

$p_v = A_s / (L_w t)$

$f'_c = 28$  dagers trykkfasthet for betong

*\*Dette del-kapitlet er i stor grad hentet fra [5]*

### 3.4.4 Velting

Når skjærvegger ikke er lastbærende kan det være en fordel å laste disse ved å knytte dem til dekke for å redusere faren for velting. For dekker som spenner parallelt med skjærvegg kan dekkets bredde konservativ regnes som den minste av

- a) bredden av ett dekkeelement
- b) 1,2m

[5]

### 3.4.5 Avstivning

Med mindre en stabilitetsanalyse inkluderer effekten av sideveis forskyvning (P-Δ effekt), skal stivheten av alle komponenter som bidrar til sideveis avstivning oppfylle følgende krav:

$$H \sqrt{\frac{P}{EI}} \leq 0,6 \text{ for } n > 4$$

$$H \sqrt{\frac{P}{EI}} \leq 0,2 + 0,1n \text{ for } n > 4$$

hvor

$H$  = byggets totale høyde

$n$  = antall etasjer

$P$  = summen av alle vertikale laster

$f'_c$  = summen av bøyestivheten til all betraktete komponenter hvor disse antas å være uten sprekker

Sideveis forskyvning skal ikke overstige  $H/600$ .

[5]

## 3.5 Knutepunkt

### 3.5.1 Avstivning

Knutepunkt representerer diskontinuitet i bygget og kan være utsatt for store spenninger. Derfor er riktig utførte knutepunkt er viktig for å sikre god lastoverføring mellom elementer og god stabilitet av elementbygg.

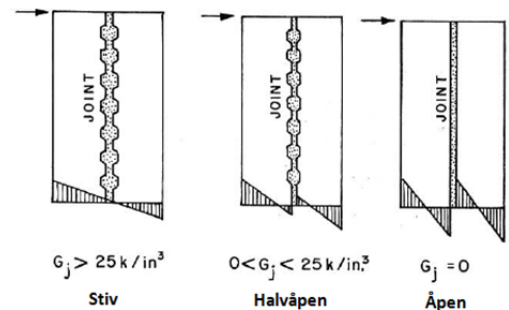
### 3.5.2 Vertikale knutepunkt

#### 3.5.2.1 Generelt

Vertikale knutepunkt overfører hovedsakelig vertikalt skjær mellom elementer, men kan også være utsatt for momentkrefter og skjær normalt på veggens plan. [5]

Faktorer som påvirker vertikale knutepunkts evne til å overføre laster:

- utforming
- armering i knutepunkt
- betongkvalitet mellom elementer
- overflateegenskaper
- armering i dekker som passerer knutepunkt
- styrken av mekaniske koblinger og skjærnøkler



Figur 36. [5]

#### 3.5.2.2 Klassifikasjon

Knutepunkter klassifiseres

- stive - full interaksjon mellom koblede elementer
- halvstive - skjærdeformasjonen av knutepunkt er betraktelig mye større en for elementer
- åpne - ingen skjæroverføring mellom elementer

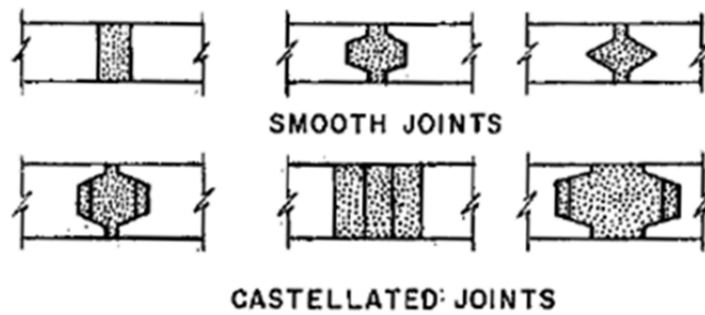
$$G_j = \frac{\Delta \tau}{\Delta \epsilon}$$

[5]

### 3.5.2.3 Typer

Vertikale knutepunkt kan utformes enten som glatte eller som skjærnøkler.

Når duktilitet er viktig ved betraktning av design skal vertikale knutepunkt har jevnt fordelte skjærnøkler over knutepunktets fulle høyde. Alternativt kan en bruke jevnt fordelte, mekaniske forbindelser.



Figur 37. Skjærnøkler og glatte knutepunkt. [5]

\*Dette del-kapitelet er i stor grad hentet fra [5]



### 3.5.2.4 Armering

Vertikale knutepunkt skal armeres med mindre motstående veggelementer er designet for å bevege seg uavhengig av hverandre.

Knutepunkt med horisontal armering har generelt sett mye høyere lastkapasitet med hensyn til langsgående skjær. Horisontal armering kan være jevnt fordelt over knutepunktet eller være samlet på et avgrenset område, for eksempel i dekkesonen. Plasseringen av horisontal armering har liten effekt på knutepunktets oppførsel.

Vertikal armering kan bidra til økt styrke, spesielt når horisontalarmeringen i knutepunktet er utført som sammenkoblede løkker.

Som et alternativ til armering kan det tas i bruk mekaniske forbindelser som sveis eller bolter.

Forbindelsene (mekaniske eller armerte) kan bestemmes fra skjær-friksjonsteori. For jevne knutepunkt kan skjær-friksjonskoeffisienten,  $\mu$ , settes lik 0,7. For skjærnøkler vil mengden armering avhenge av nøkkelens utforming.

En generell formel for skjær-friksjon kan benyttes:

$$A_s = \frac{V_u}{\phi f_y \mu}$$

hvor

$A_s$  = nødvendig horisontal armering

$V_u$  = skjærekraft i knutepunktet

$\mu$  = skjær-friksjonskoeffisienten

$\phi$  = reduksjonsfaktor

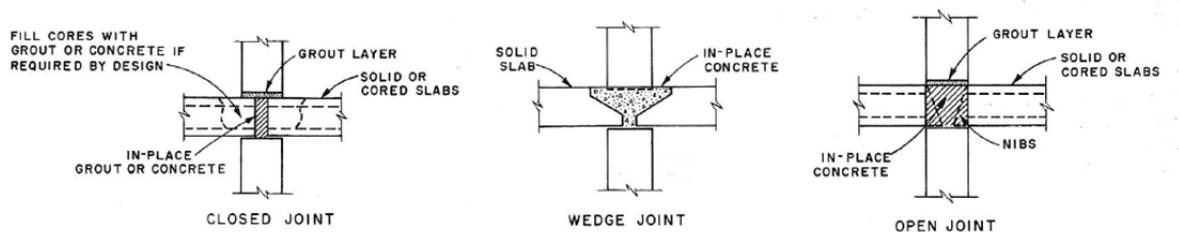
*\*Dette del-kapitlet er i stor grad hentet fra [5]*

### 3.5.3 Horisontale knutepunkt

#### 3.5.3.1 Generelt

Horisontale knutepunkt er spesielt kritiske med hensyn til utførelsen av skivesystemer. Det er hovedsakelig tre typer horisontale knutepunkt (se figur 38) :

- a) Lukkede
- b) Kileformede
- c) Åpne



Figur 38. Typer horisontale knutepunkt. [5]

[5]

#### 3.5.3.2 Laster på horisontale knutepunkt

Laster på horisontale knutepunkt er som vist i figur 39

hvor

$P =$  last fra overstående vegg

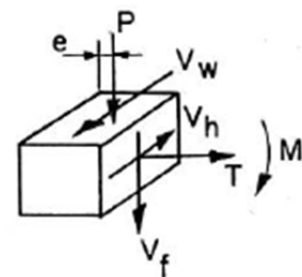
$V_w =$  horisontalt skjær fra overstående vegg

$M =$  endemoment fra dekket

$V_f =$  vertikalt skjær fra laster på dekket

$V_h =$  horisontalt skjær i plan med dekket

$T =$  horisontalkraft i plan med dekket (strekk eller trykk) på grunn av membrankrefter og fastholdingskrefter fra kryp, betongsvinn og temperaturpåvirkning



Figur 39. Krefter på hor. knutepunkt. [5]

[5]

### 3.5.3.3 Lastkapasitet av horisontale knutepunkt

#### Generelt

---

Metoden for beregning av lastkapasitet baserer seg på styrken av komponentene i knutepunktet. Vertikale laster blir distribuert til de forskjellige komponentene i samsvar med spenningsdeformasjon og styrke av disse. Deretter sammenlignes summen av komponentenes styrke med styrken av veggen. En innesperringsfaktor for sylindestykken av betongen kan tas i bruk med hensyn til knutepunktens innelukkede natur.

Metoden appellerer spesielt til knutepunkt bestående av hulldekker som spenner kontinuerlig over bærende vegger med opplegg på minst 65mm (se figur 41).

#### Utførelse av knutepunkt

---

Mellomrommet mellom enden av hulldekker fylles med betong med fasthet lik eller lavere enn vegg. Sjøkket mellom toppen av hulldekker og bunnen av veggen over fylles med mørtel av lik eller høyere fasthet enn betongen mellom hulldekker. Hulldekkene er opplagt på sjikt av bløtere materiale. Dermed kan spenninger kalkuleres på bakgrunn av spenningsdeformasjon av opplagersjikt og betongen i knutepunktet.

#### Lastkapasitet

---

Spenning i betongen i knutepunktet:

$$f_c = P_g / (12t_g) \leq \beta f'_c$$

hvor

- $P_g$  er vertikallasten i mellomrommet mellom dekker
- $t_g$  er bredden til mellomrommet
- $f'_c$  er fastheten til betongen i mellomrommet
- $\beta$  er en innesperringsfaktor og settes maksimalt lik 2,0

$P_g$  finner vi fra formelen:

$$P_g = \frac{P_{n+1}}{1 + 2\alpha \left( \frac{t_p}{t_g} \right)}$$

hvor

$P_{n+1}$  er vertikallast fra veggen over knutepunkt

$t_p$  er bredden på opplager til dekket

$\alpha$  er raten for elastisitetsmodul for forskjellige knutepunktsmaterialer

$\alpha$  finner vi fra formelen:

$$\alpha = \left[ \frac{P_{n+1} - P_g}{P_g} \right] \left[ \frac{t_g}{2t_p} \right]$$

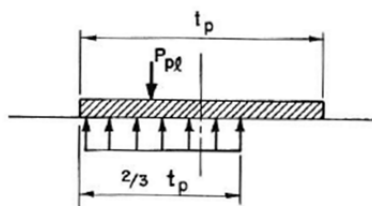
Spenning i opplegg for dekker:

$$f_c(\text{opplegg}) = \frac{P_{pl}}{\left[ 12 \frac{2}{3} t_p \right]} \leq f_p$$

hvor

$f_p$  er maksimalt anbefalte spenningsverdi på oppleggsmaterialet

$P_{pl}$  er lasten fra dekket i aktuell etasje (lasten er fordelt som vist i figur 40)



Figur 40. Lastfordeling på opplegg. [5]

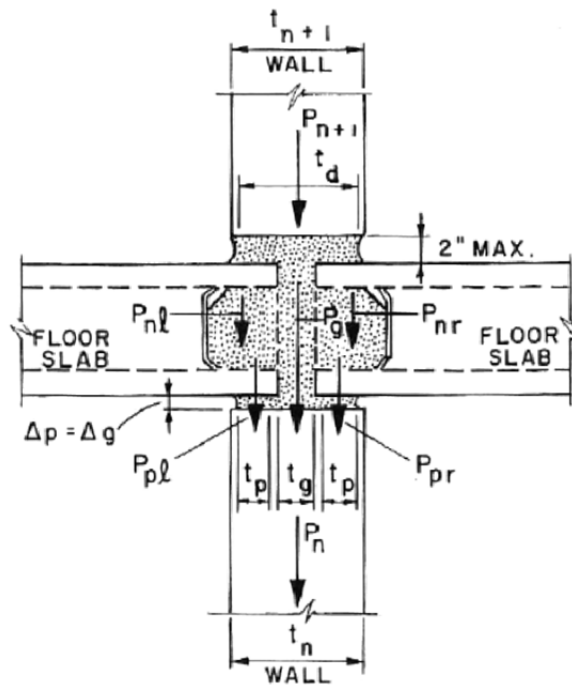
Spenning i sjiktet mellom hulldekke og ovenstående vegg:

$$f_c(\text{toppsjikt}) = \frac{P_{n+1}}{12 \cdot 0,85 \phi t_d} \leq f'_{cd}$$

hvor

$f'_{cd}$  er fastheten til materialet i toppsjiktet

$\phi$  er en faktor som settes lik 0,7



Figur 41. Horisontalt knutepunkt for bærende innervegg. [5]

\*Dette del-kapitelet er i stor grad hentet fra [5]

## 4 BIM - Bygningsinformasjonsmodellering

### 4.1 Generelt

Bygningsinformasjonsmodellering (BIM) innebærer en digitalisering av informasjon knyttet til byggeprosjekter med bakgrunn i effektivisering av byggeprosessen, kvalitet og økonomi. BIM knytter forskjellig disipliner som f. eks. bygg, elektro og VVS sammen og bidrar til bedre kommunikasjon og samhandling.

I forbindelse med denne oppgaven var det spesielt interessant å se på koblingen mellom modelleringsprogrammet Tekla Structures og analyseprogrammet SAP2000.

### 4.2 Tekla Structures

Tekla Structures er en BIM programvare som gir deg mulighet til å lage og organisere nøyaktige og detaljerte 3D-modeller av bygg, uavhengig av kompleksitet og material. Fordeler ved bruk av programmet bruk av samme modell i til prosjektering, detaljering produksjon og i byggefasen. Mange kan arbeide på samme modell og programmet tillater store modeller. Programmet er IFC-kompatibelt og kan kobles opp mot andre programmer som SAP2000, Staad.Pro, ROBOT m.fl. Tekla Structures bidrar til nøyaktig estimering til bruk i anbud og gir økt produktivitet, bedre kontroll og mindre feil i prosjekteringsfasen. [35]

### 4.3 SAP2000

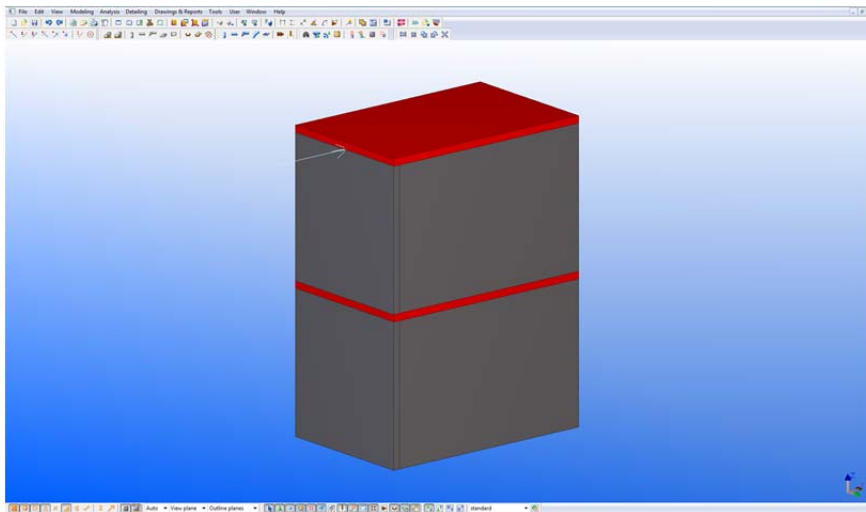
SAP2000 er et program som brukes til analyse og dimensjonering av fagverk og rammestrukturer. Programmet er mye brukt i Asia og USA og gjennom Eurokode 2 og Eurokode 3 er programmet også gjort tilgjengelig for det europeiske markedet. SAP2000 er utviklet i nærheten av «verdens jordskjelvhovedstad» San Francisco og er tilpasset enkle og avanserte beregninger med hensyn til jordskjelvsanalyse. SAP2000 kan kobles opp mot programmer som Tekla Structures og Staad.Pro. [35]

### 4.4 Kobling mellom Tekla Structures og SAP2000

En del av oppgaven gikk ut på å teste/ vurdere kobling mellom SAP2000 og Tekla Structures for å sjekke om det er hensiktsmessig å bruke *fullt integrert system* mellom disse programmene for analyse av høye skivebygg. Dette vil gi en stor fordel med hensyn til at man gjennom koblingen kan føre Tekla-modellen direkte til Staad og analysere her. Staad foretar kapasitetssjekk og gir eventuelle anbefalinger for endring av bærende og avstivende konstruksjonsdeler. Oppdatert modell føres tilbake til Tekla. En slik kobling er tidsbesparende siden man slipper å lage to uavhengig modeller i prosjekteringsfasen.

Første del av uttestingen ble gjort på et enkelt skivesystem bestående av tre vertikale skiver og et dekke. Konstruksjonen ble regnet som fritt opplagt i fire hjørner og det ble påført en enkel last i

toppen av en av vertikalskivene. Hensikten med dette var å teste ut hvordan SAP2000 tolker en slik konstruksjon og for å se om opplagerreaksjoner stemte overens med håndberegninger.



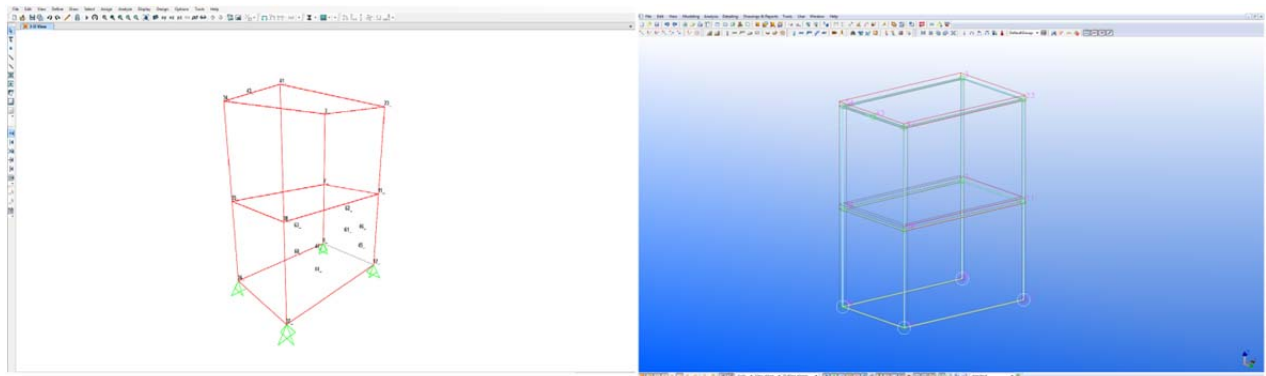
Figur 42. Bilde fra Tekla

Konklusjonen fra forsøket ble at påførte laster og forskyvninger stemte godt overens med opplagerreaksjoner i SAP2000.

Forsøket ble deretter gjentatt for samme type konstruksjon med 2- og 3 etasjer med en enkel last påført i hver etasje.

Neste skritt ble å se hva som hendte hvis man byttet ut vertikale skiver med sandwichelementer. Her ble det raskt klart at SAP2000 har problemer med å "tolke" sandwichelementer og spørsmålet ble stilt om man ved overføring mellom programmene må "kle av" sandwichelementenes isolasjon og yttersjikt for å forenkle modellen. Etter møte med EDRMedeso, som leverer SAP2000 og Tekla Structures, ble konklusjonen at en forenkling av sandwichelementene må til for å få det fullt integrerte systemet til å fungere.

På bakgrunn av disse begrensningene ble det besluttet, i samarbeid med veileder, at SAP2000 byttes ut med Staad.Pro i forbindelse med global analyse av bygget og at det i tillegg utvikles Excel-programmer til analyse av knutepunkter.



Figur 43. Tekla-modellen overført til SAP2000.

## 5 Analyse

### 5.1 Generelt

Denne deloppgaven omhandler en boligblokk på 12 etasjer på Jarlsø i Tønsberg. Bygget skal analyseres med hensyn til virkningen av horisontale laster som vind, skjevstilling og jordskjelv, samt vertikale nytte-, egen- og snølaste. Global analyse av horisontale laster gjøres ved hjelp av analyseprogrammet Staad.Pro og vertikale laster finnes ved Excel-beregningsark for lastnedregning. Et utvalg lastbærende/ avstivende vegger og søyler skal beregnes og det skal sees på kapasitet av horisontale knutepunkt. Det skal også beregnes nødvendig forankring av vegger til fundament, samt nødvendige skjærforbindelser i vertikale knutepunkt.

I forbindelse med oppgaven er det utviklet flere Excel-beregningsark:

- Bestemmelse av vertikale skivers størrelse i Staad
- Strekk- og trykkresultant for enkle vertikale skiver
- Strekk- og trykkresultant for sammensatte vertikale skiver
- Lastkapasitet av horisontale knutepunkt
- Vindberegning
- Superponering av krefter

Excel-beregningsark til lastnedregning er "lånt" av PrefabDesign, mens beregning av nødvendig armeringsmengde i vegger er gjort i programvare utviklet av sivilingeniør Ove Sletten.



## 5.2 Om bygget

### 5.2.1 Jarlsø\_Den nye boligøya i Oslofjorden

#### 5.2.1.1 Generelt

Bygget som skal analyseres i denne oppgaven er en del av Byggetrinn 3 på boligøya Jarlsø i Oslofjorden.



Figur 44. Jarlsø [11]

### 5.2.1.2 Historie

Jarlsø er en øy med en rik og dramatisk historie. Øya har en sentral beliggenhet og gode havneforhold, noe som har gjort øya til åsted for viktige begivenheter i Norges historie:

- 700-800: Rundt år skal kong Øystein Halfdansson omkommet ved Jarlsø.
- 1200-1300: Det norske riksråd møttes på Jarlsø ved flere anledninger.
- 1500: I 1532 var det sjøslag mellom Christian II og Lübeckerne ved Jarlsø, hvor sistnevnte gikk av med seieren.
- 1900-2004: I 1915 startet Jarlsø verft sin virksomhet og var dermed begynnelsen på nesten hundre års industrihistorie på øya. I 1925 flyttet Tønsberg harpunfabrikk til Jarlsø og i 1952-1953 ble Jarlsø verfts verkstedlokaler omgjort til jernstøperi. I tiden mellom 1954 og 1980 vokste industrien og på 1960-tallet var det opptil 600 arbeidere på øya.
- 2004- : I 2004 ble øya omregulert til bruk av bolig og lett næringsvirksomhet og den siste industrivirksomheten ble avsluttet i 2006. I dag er det 12 leilighetskomplekser med til sammen 175 leiligheter på øya, samt flere ulike maritime bedrifter, kafé, frisør og matvareforretninger.



Figur 45. Bildet fra øya før den ble omregulert i 2004 [11]

*\*Dette del-kapittelet er i stor grad hentet fra [11]*

### 5.2.1.3 Byggetrinn 1 og 2

Byggetrinn 1 ble tegnet av arkitekt Øystein Thomassen og ble ferdigstilt i 2009. Her ble 6 bygg med til sammen 115 leiligheter oppført. Leilighetene har en størrelse mellom 60—180kvm. [11]



Figur 46. Bilde fra prospektet til Byggetrinn 1. [11]

Byggetrinn 2 ble tegnet av Spir Plan + Arkitektur og ble ferdigstilt i 2011. Her ble 6 bygg med til sammen 60 leiligheter oppført. Leilighetene har en størrelse mellom 61—169kvm. [11]

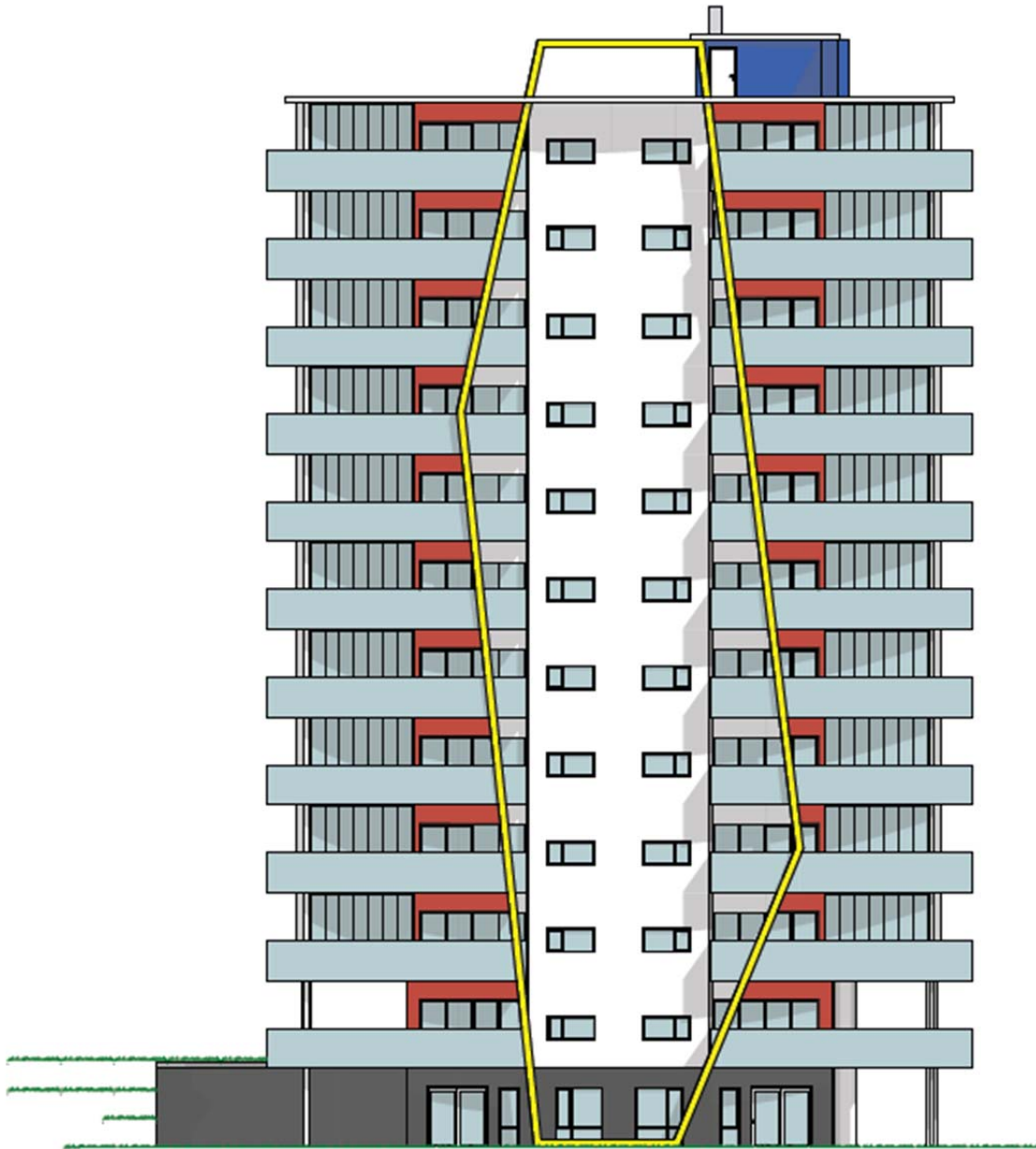


Figur 47. Bilde fra prospektet til Byggetrinn 2. [11]

## 5.2.2 Signalhus

### 5.2.2.1 Generelt

Signalhus er en del av byggetrinn 3, med byggestart i 2012 og ferdigstillelse i 2013/ 2014. Figur 48 viser byggets side vendt mot syd-øst. Stålrammen markert med gult har kun en arkitektonisk verdi og er ikke bærende.

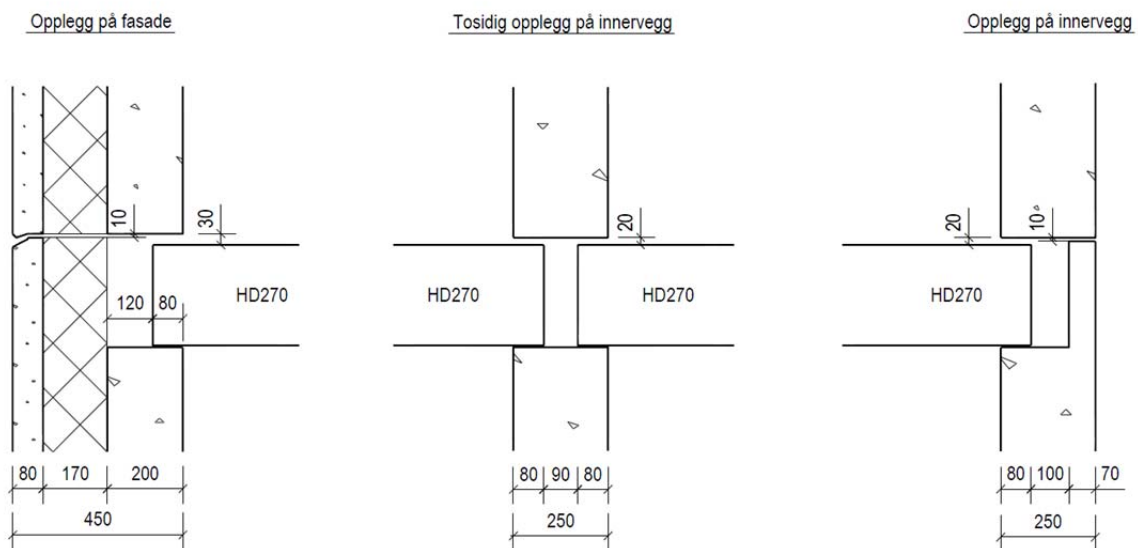


Figur 48. Arkitekttegning.



### 5.2.2.2 Utforming

Bygget består av prefabrikkerte betongelementer og er 12 etasjer høyt med parkeringsanlegg knyttet til første etasje. Det benyttes hulldekker til etasjeskiller/ tak og massive betongdekker i felles gang/ trapperom. Alle etasjer har en total høyde på 3,3 meter og bygget er delt inn i 4 forskjellige typer plan (se vedlegg A for plantegninger). Global avstivning er utført som et rammesystem med hulldekker, lastbærende trapp- og heissjakt, samt bærende innervegger og fasader. Vertikale laster bæres av vegger og stål- og betongsøyler. Fasader har høyde på 3,3m og tykkelser på forskjellige sjikt som vist i figur 49. Innervegger har høyder på 3,0m/ 3,3m og tykkelse lik 250mm. På grunn av byggets høyde forutsettes det at en tar i bruk innskutte dekker for massive vegger i de fem nederste etasjene. Dette blir nærmere belyst/ kontrollert i kapittel 8.8. For fasader må nødvendigheten av lokal utsparinger i hulldekke for nederste etasjer kontrolleres. Det benyttes innskutte dekker i øvrige etasjer (se figur 49).



Figur 49. Hentet fra Tekla-modellen

### 5.2.2.3 Betongkvalitet og overdekning

Til betong i vegger brukes betongkvalitet B45 og til utstøpninger i knutepunkt B35. Dette på grunn av byggets høyde og påfølgende store vertikallaster.

Nominell overdekning med hensyn til korrosjonsbeskyttelse er funnet på bakgrunn av *NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, kapittel 4.4.1.1* og er satt lik

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev} = 15mm + 10mm = 25mm$$

for innervegger og fasaders innersjikt (eksponeringsklasse XC1). Minste frie avstand mellom armeringsjern settes lik 40mm. Armeringsens bredde gis en toleranse lik  $1,25\phi$  med hensyn til beregning av fri avstand mellom armeringsstengene.

## 5.3 Global analyse i Staad

### 5.3.1 Generelt

I forbindelse med masteroppgaven fikk jeg tildelt en *libero-rolle* i *stabilitetsteamet* hos Prefab Design. Oppgaven jeg fikk, knyttet til denne rollen, gikk ut på å gjøre en avstivningsanalyse av Signalhus ved hjelp av Staad Pro. Resultatene skal brukes i den faktiske prosjekteringen av bygget.

Staad er et *trådmodell-program* hvor horisontale og vertikale skiver bygges opp som staver med en gitt lengde, bredde og tykkelse. Stavene vises som dimensjonsløse staver (monostaver) i arbeidsrommet og det er ikke mulig å legge inn utsparinger for vinduer, dører o.l. En viktig del med hensyn til oppbygging av avstivningsmodellen blir derfor å finne rasjonelle størrelser på de *monostaver* som representerer skiver med utsparinger. Dette kapitlet tar for seg oppbygging av hovedmodellen i Staad og bakgrunnen for valg av monostaver for skiver med utsparinger.

I tillegg er det gjort en sammenligning og vurdering av hvordan Staad overfører krefter i forhold til skiveprogrammet som vanligvis brukes til avstivningsanalyse av *stabilitetsteamet*.

### 5.3.2 Om avstivningsanalyse

Påkjenningsstadium I:

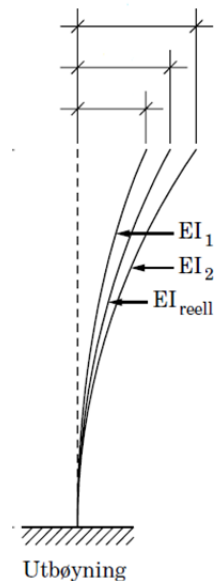
Trykkspenningens tallverdi  $<$  betongens strekkfasthet. Vi har da en urisset strekksone. [30]

Påkjenningsstadium II:

Brukgrensetilstand. Stor momentpåkjenning fører til opprisset strekksone, dvs. vi må benytte strekkarmering. Regner nedbøyning og betongriss (miljøpåkjenning) i bruksgrense tilstand. [30]

Påkjenningsstadium III:

Bruddgrense. Betongens konstruksjonsfasthet med hensyn til trykk er her begrensningen. Bæreevne (moment, skjærkraft og normalkraft) beregnes i bruddgrensetilstand. [30]

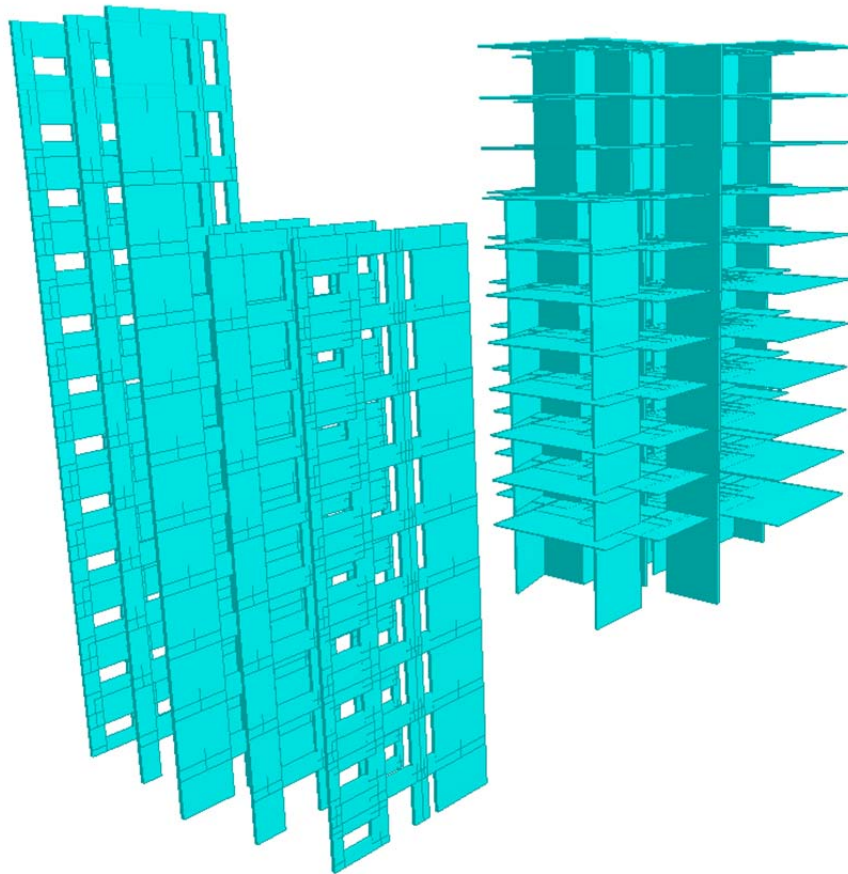


Figur 50 [2]

Avstivningsanalyse foregår mellom *påkjenningsstadium I* og *påkjenningsstadium II*.

### 5.3.3 Staad

Global analyse av krefter skal gjøres i Staad.Pro. Det skal først lages en hovedmodell som representerer byggets avstivende vegger. Veggene modelleres som skiver med en bredde og tykkelse som representerer virkelige skivers stivhet. Deretter skal det lages *undermodeller* for skiver med *utsparinger*. Undermodellene representerer byggets virkelige skivedimensjoner og skal brukes til å justere hovedmodellen slik at denne representerer virkeligheten med en lavest mulig feilmargin. Figur 51 viser hovedmodellen og tilsvarende undermodeller i Staad.Pro.

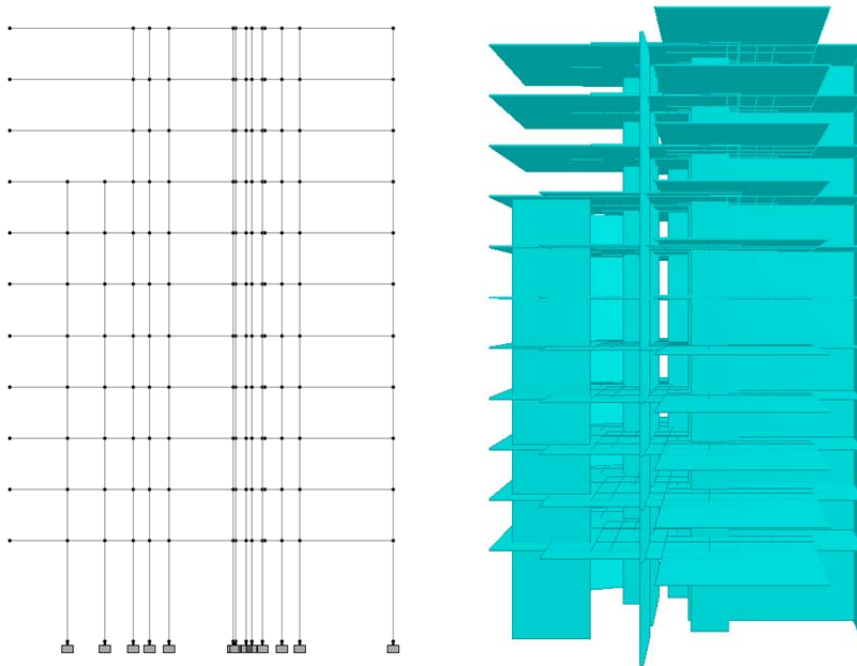


Figur 51. Hentet fra Staad-modellen.

### 5.3.4 Etablering av hovedmodellen

#### 5.3.4.1 Generelt

Hovedmodellen modelleres i Staad.Pro. Den består av et utvalg inner- og fasadevegger som kobles sammen vertikalt og horisontalt. Dermed dannes skiver/ skjærvegger som skal motstå horisontale laster (Se kapittel 5.1.1). Skivene er fast innspent i bunn. Figur 52 er hentet fra Staad-modellen og viser syd-vest siden av bygget. Bildet til venstre i figuren viser prinsippet for hvordan bygget modelleres i Staad. Vertikale «tråder» (monostaver) representerer vertikale skiver og horisontale «tråder» dekker. Monostavene modelleres med reell tykkelse og en bredde som gir tilsvarende stivhet som for virkelige skiver. Bildet til høyre viser modellen i 3D-format.



Figur 52. Hentet fra Staad-modellen.



#### 5.3.4.2 Valg av avstivningssystem

Til avstivende skiver er det valgt innervegger med bredde større enn 1,0 meter og fasader som *ikke* er opplagt på søyler (se oppriss i vedlegg A for fasader opplagt på søyler).

En oversikt over avstivende skiver er vist på arkitekttegning (se neste side). Det er også lagd en oversikt over tilsvarende skiver i Staad-modellen.

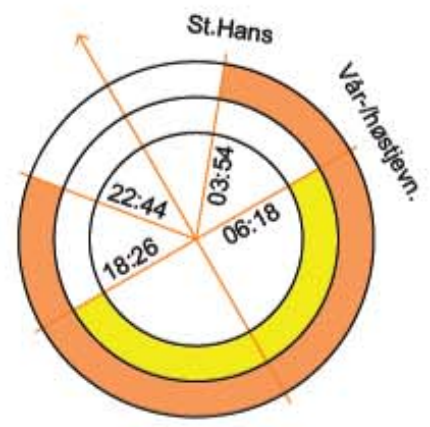
Obs! Skive 4/6 modelleres som én skive fra 1-9 et. Skive 6 føres, sammen med skive 1, 2 og 16, kun opp t.o.m. 9 et., mens skive 4 føres videre t.o.m. 12 et.

INDELING AV SKIVER I 3-9. ETASJE

- Avstivende innervegger
- Avstivende fasader
- Kun vertikal bæring

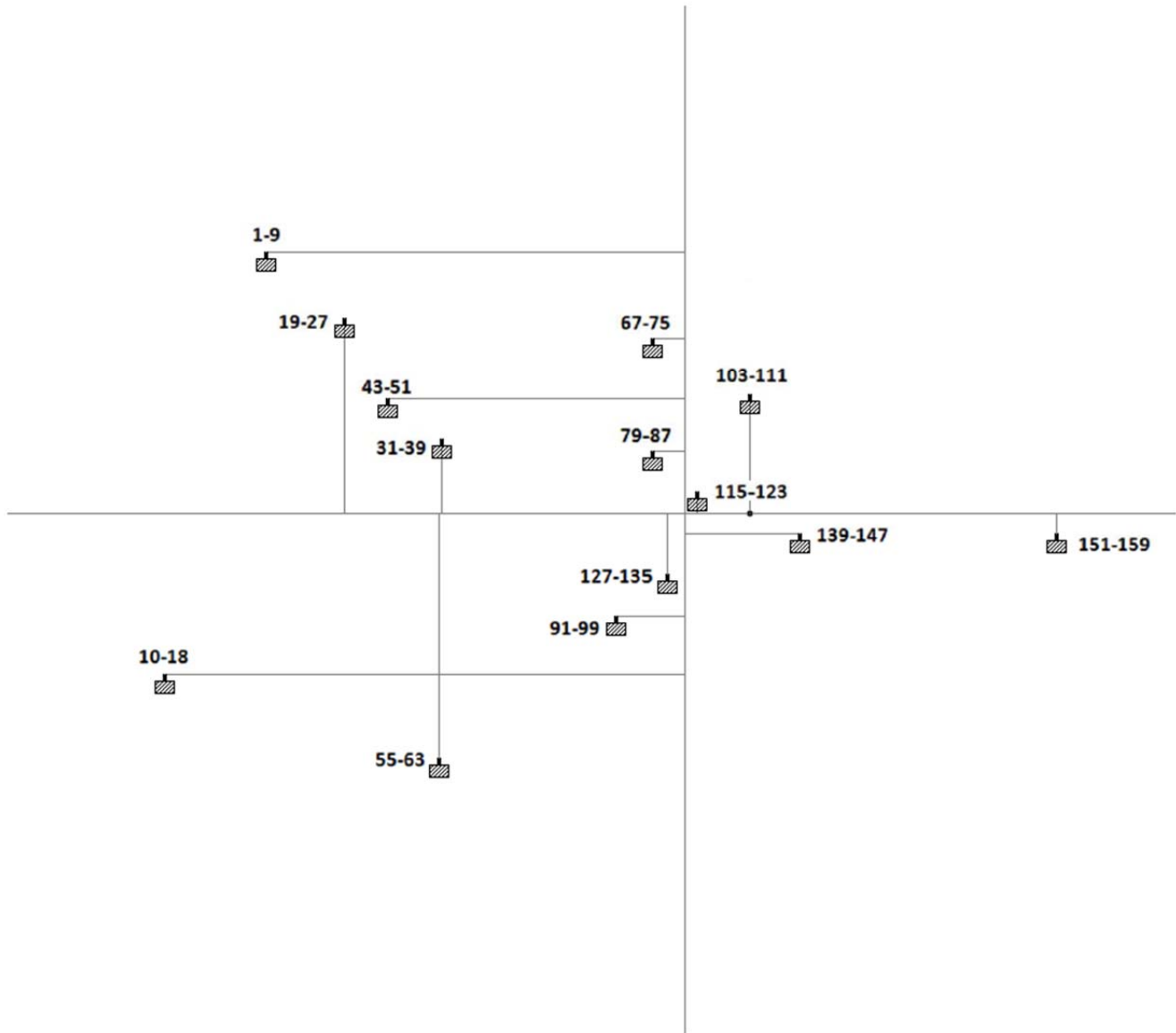
Vegg nr.

1.	1-9	(1et.-9et.)
2.	10-18	(1et.-9et.)
3.	19-30	
4.	31-42	
5.	43-54	
6.	31-39	(1et.-9et.)
7.	55-66	
8.	67-78	
9.	79-90	
10.	91-102	
11.	103-114	
12.	115-126	
13.	127-138	
14.	139-150	
15.	150-162	

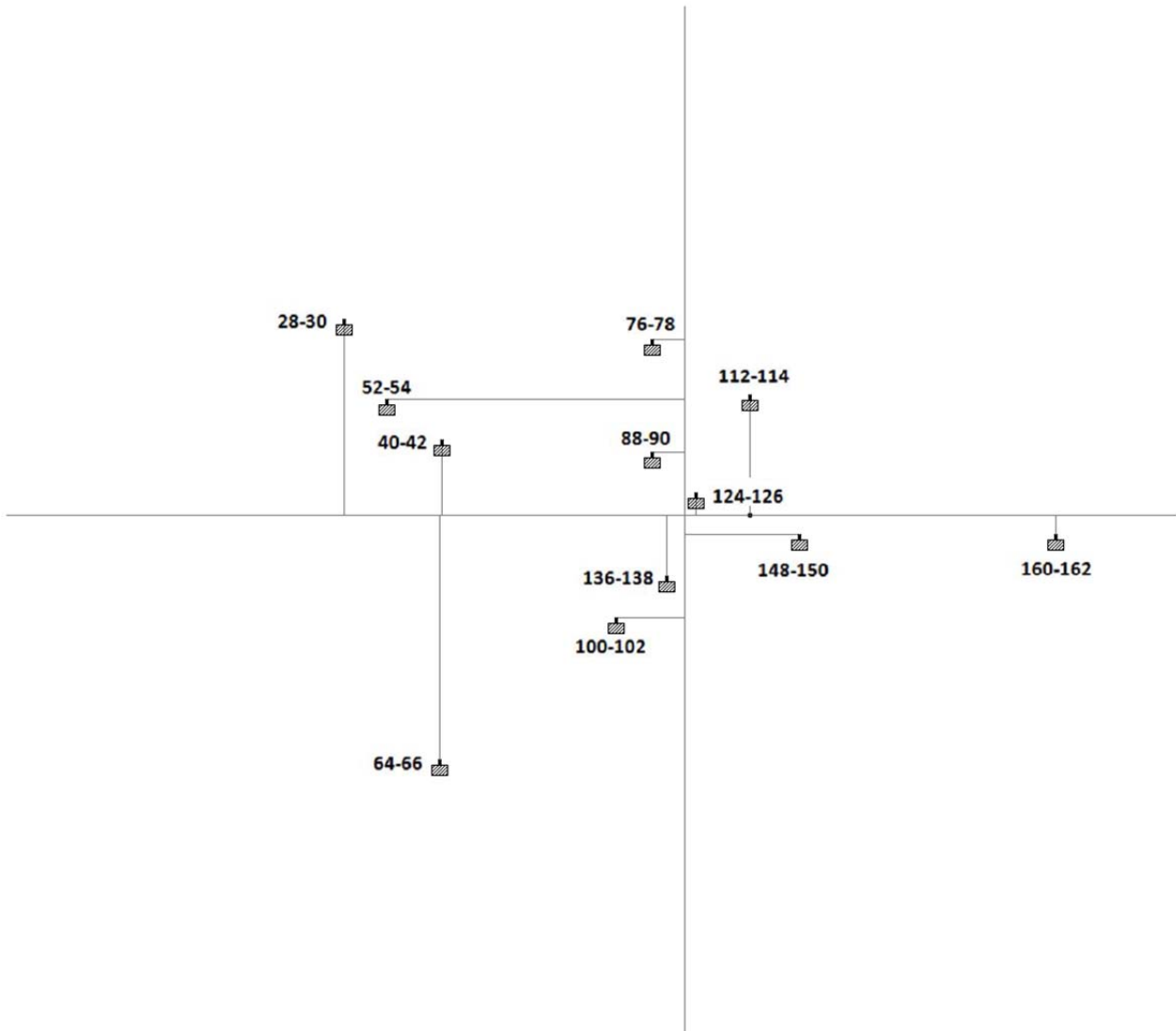


SIGNALBYGG JARLSØ

Staad.Pro - Dekke over 1et.-9et.



Staad.Pro - Dekke over 10et.-12et.

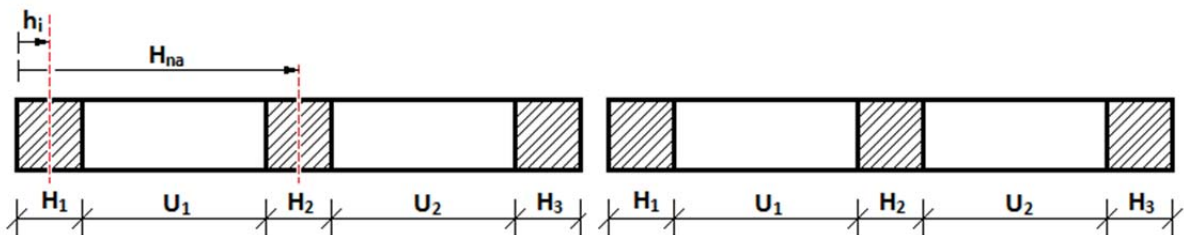


### 5.3.4.3 Utførelse av skjærvegger

Innervegger *uten* utsparinger modelleres med bredde og tykkelse tilsvarende virkelige skivers dimensjoner. En større utfordring får vi ved modellering av skiver *med* utsparinger. I Stad utføres disse som enkle staver med en gitt bredde og tykkelse, uten muligheter til å legge inn utsparinger. Til *første hovedmodell* er bredden funnet på bakgrunn av Steiner's teorem for treghetsmoment. I forbindelse med dette har jeg utviklet et Excel-beregningsark som gir ny bredde og plassering av skiver med utsparinger. Et beregningseksempel for skive 1 er lagt ved i dette kapittelet. Resterende beregninger finnes i *vedlegg C*.

Prosedyre for beregning av nye skiver:

- 1) Nøytralakse for delskiver:  $H_{na} = \frac{\sum A_i h_i}{A}$
- 2) Treghetsmoment for delskiver:  $I = \sum \frac{B h_i^3}{12} + \sum [(H_i - h_i)^2 A_i]$
- 3) Treghetsmoment for hel skive:  $I_{tot} = \sum I$
- 4) Samlet lengde for delskiver:  $H_{tot} = \sqrt[3]{\frac{12 I_{tot}}{B}}$
- 5) Samlet nøytralakse for delskiver:  $H_{tot.na} = \frac{\sum A_i h_i}{A_{tot}}$





SKIVE NR. 1

1 .1		
B	=	200 [mm]
H1	=	580 [mm]
U1	=	1810 [mm]
H2	=	1080 [mm]
U2	=	1810 [mm]
H3	=	564 [mm]

1 .2		
B	=	200 [mm]
H1	=	422 [mm]
U1	=	610 [mm]
H2	=	3711 [mm]
U2	=	0 [mm]
H3	=	0 [mm]

h1	=	290 [mm]
h2	=	2930 [mm]
h3	=	5562 [mm]

h1	=	211 [mm]
h2	=	2888 [mm]
h3	=	0 [mm]

H <sub>na</sub>	=	2909 [mm]
-----------------	---	-----------

H <sub>na</sub>	=	2614 [mm]
-----------------	---	-----------

I	=	1,62E+12 [mm <sup>4</sup> ]
---	---	-----------------------------

I	=	1,40E+12 [mm <sup>4</sup> ]
---	---	-----------------------------

I <sub>tot</sub>	=	3,01E+12 [mm <sup>4</sup> ]
------------------	---	-----------------------------

H <sub>tot</sub>	=	5,65 [m]
------------------	---	----------

H <sub>tot.na</sub>	=	6,18 [m]
---------------------	---	----------

Beregninger:

1) Nøytralakse for delskiver:  $H_{na} = \frac{\sum A_i h_i}{A}$

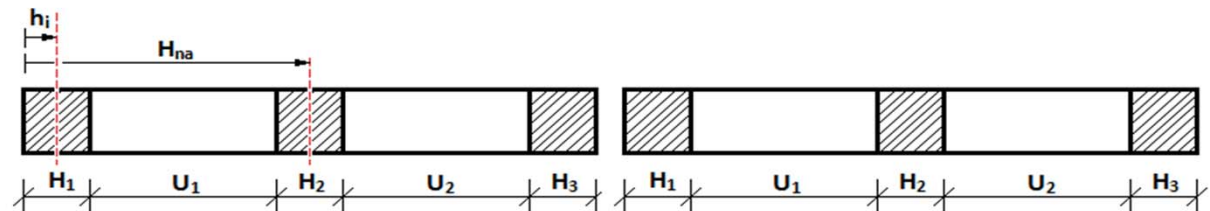
2) Treghetsmoment for delskiver basert på Steiner's teorem:

$$I = \sum \frac{BH_i^3}{12} + \sum [(H_i - h_i)^2 A_i]$$

3) Treghetsmoment for hel skive:  $I_{tot} = \sum I$

4) Samlet lengde for delskiver:  $H_{tot} = \sqrt[3]{\frac{12 I_{tot}}{B}}$

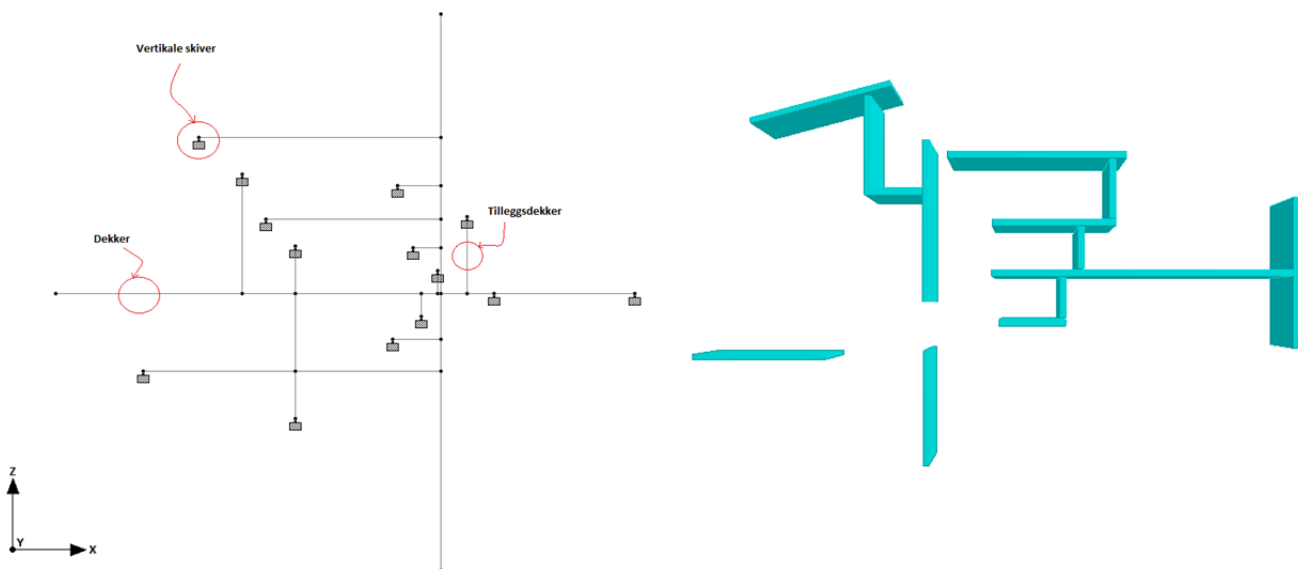
5) Samlet nøytralakse for delskiver:  $H_{tot.na} = \frac{\sum A_i h_i}{A_{tot}}$



#### 5.3.4.4 Dekker

Hoveddekkene i modellen belastes med horisontale laster i sitt plan og overfører disse til skjærveggene. Dekkene er satt sammen av to horisontale staver, en i X- og en i Z-retning. Lengden på dekkene er lik spennvidden fra yttervegg til yttervegg i den aktuelle retningen. Tykkelsen er satt til 0,1 meter og bredden til 10 meter. Dette er en forenkling/ tilnærming til dekkenes virkelige bredde og effektive tykkelse.

For å sikre samvirke mellom hoveddekker og skjærvegger er det modellert tilleggsdekker som spenner mellom disse. Tilleggsdekkene har en tykkelse på 0,1 meter og en bredde på 7,0 meter. Figur 53 viser bygget i plan. Bildet til venstre i figuren viser plassering av *vertikale skiver* og koblingen mellom skivene og *hoveddekkene* via *tilleggsdekker*. Bildet til høyre viser plan av de vertikale skivene i 3D-format.



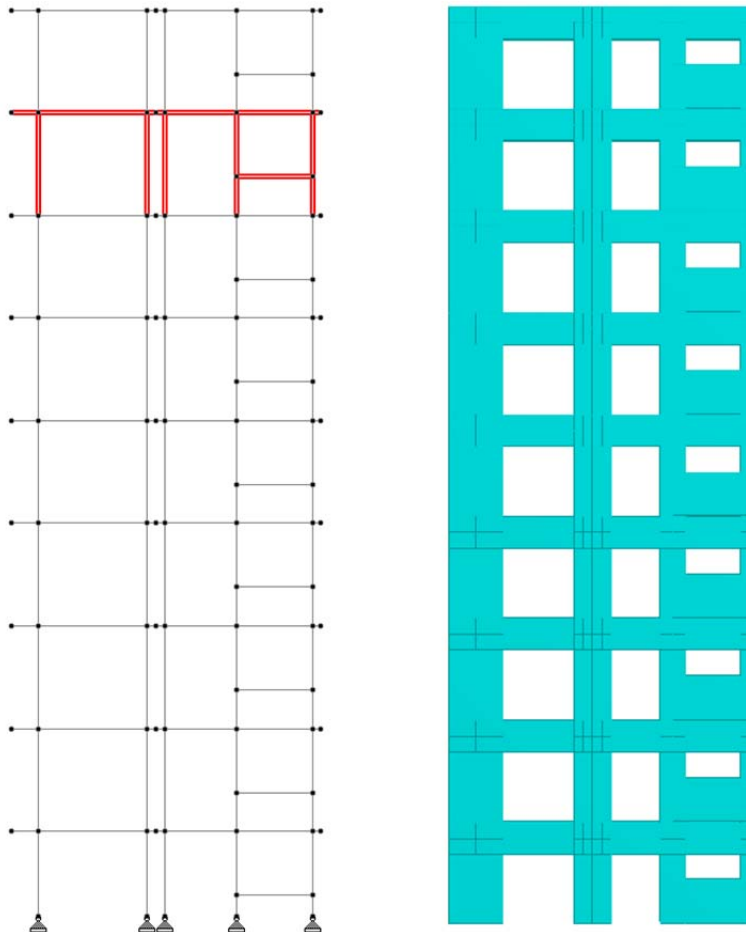
Figur 53. Hentet fra Staad-modellen.

### 5.3.5 Etablering av undermodeller

#### 5.3.5.1 Generelt

I tillegg til hovedmodellen er det modellert *undermodeller* for fasader og massive vegger med utsparinger. Disse har dimensjoner som representerer virkeligheten og brukes til å justere hovedmodellen slik at denne representerer virkeligheten med en lavest mulig feilmargin. Justeringen foregår som en *iterasjonsprosess (delmodell-metoden)* der målet er å oppnå lik oppførsel med hensyn til forskyvninger og overføring av krefter for modellene. Figur 54 viser skive 2 som trådmodell og i 3D-format.

Undermodeller er lagd for skive 1, 2, 4/6 og 15.



Figur 54. Hentet fra Staad-modellen.



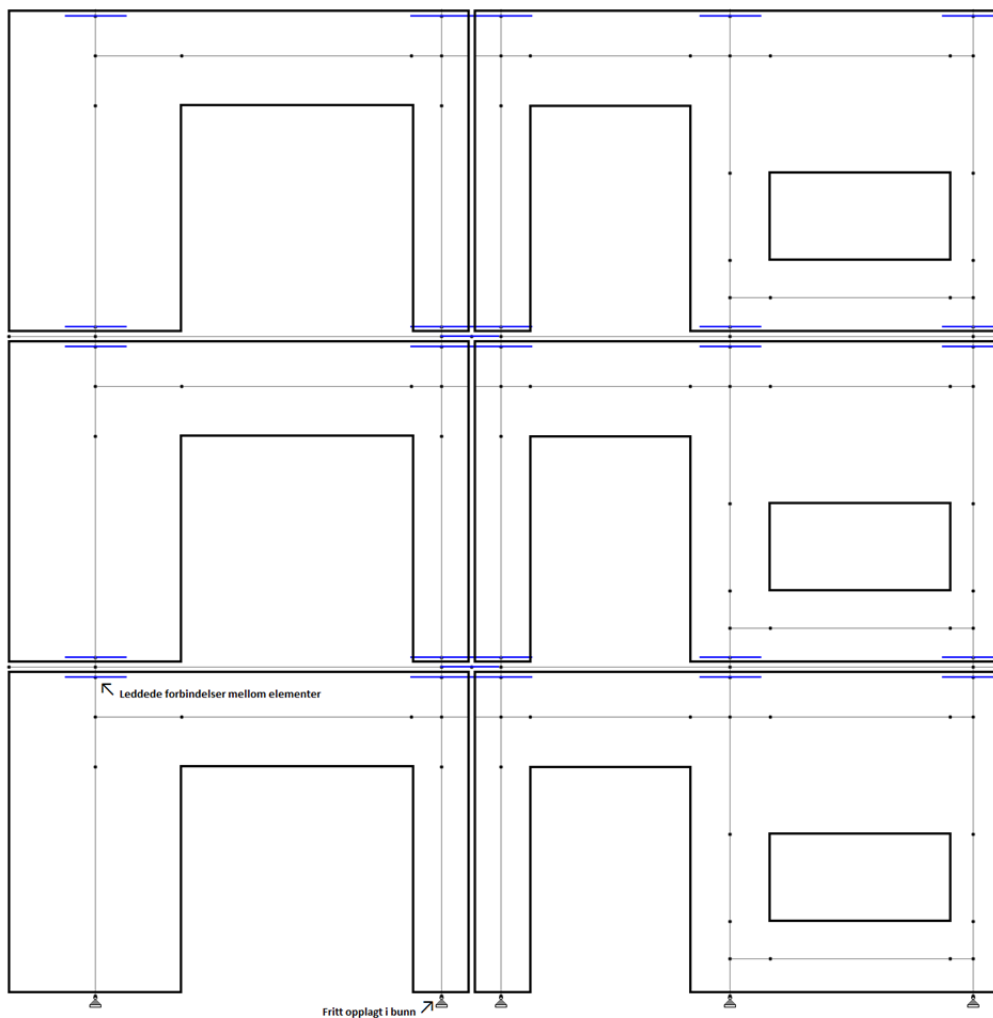
### 5.3.5.2 Modellering

#### Generelt

---

Undermodellene modelleres i plan og har leddede forbindelser i bunn. Hvert enkelt element er satt sammen av horisontale og vertikale som vist i figur 55. Stavene gis ulike bredder alt etter hvilke del av elementet de representerer. Alle staver har reell tykkelse (200 mm for fasader og 250 mm for innervegger).

Elementene i én skive antas å *ikke* kunne overføre moment- og skjærkrefter seg i mellom. De er derfor forbundet med leddede forbindelser som vist i figur 55.



Figur 55. Skive 2

### Type 1 – Elementer med flere utsparinger

Elementer med flere utsparinger er delt inn i staver som vist i figur 56. Bjelke- og søylesonene i et element modelleres med sin faktiske høyde og bredde. Det antas at tilnærmet all deformasjon skjer i bjelke- og søylesonene, derfor modelleres hjørnene med en større bredde og høyde for å gjøre disse mye stivere enn bjelke- og søylesonene Dette er vist som tykke staver i figur 56.

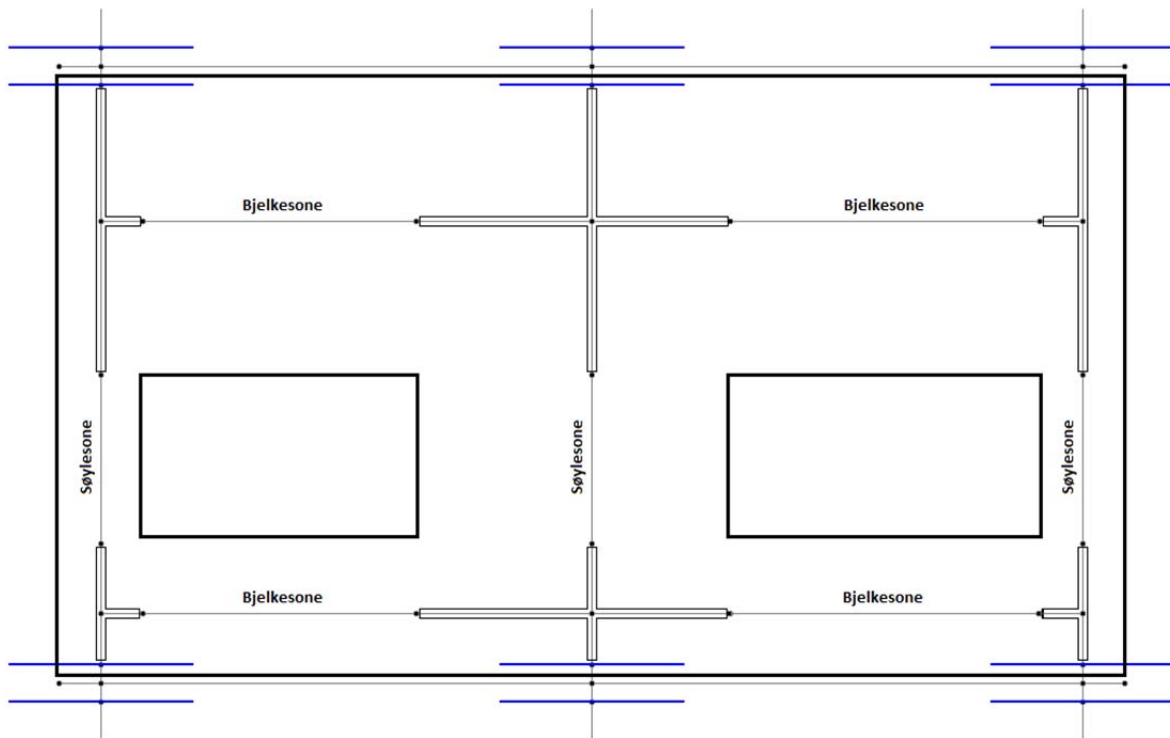
Bredden til en «hjørnesøyle» er satt til elementets totale bredde delt på antall stive søyler. På samme måten er høyden av en «hjørnebjelke» satt lik elementets totale høyde delt på antall stive bjelker.

For skive 15 gir dette:

$$\text{Bjelkesone} = h/2$$

$$\text{Søylesone} = b/3$$

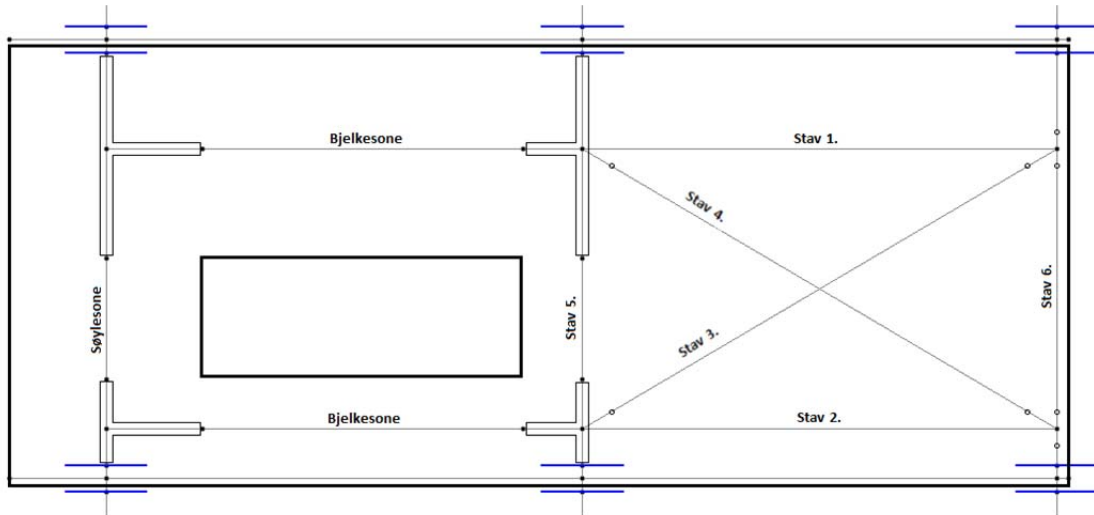
Modellering av elementer med utsparinger er gjort på bakgrunn av Betongelementhåndbokens bind 2, kapittel 12.3.2 «Virking av utsparinger i vertikale skiver».



Figur 56. Skive 15

Type 2 – Elementer med én utsparing

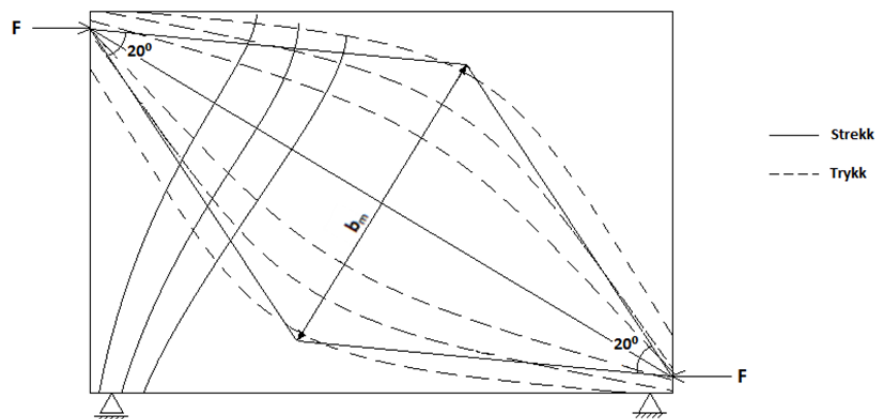
Elementer med én utsparing er delt inn i staver som vist i figur 57. Den delen av elementet *med* utsparing er modellert likt som for *type 1*. Delen *uten* utsparing er modellert som vist i eksempelet fra figuren. Her er bredden til stav 1 satt lik høyden på elementet. Bredden til stav 2 er den samme som for bjelkesonen under utsparingen på venstre side. Stav 5 og 6 er gitt en bredde lik 1,0 meter og stav 6 er i tillegg leddlagret i begge ender slik at den kun kan overføre aksiallast. Dette innebærer at stivheteten tas opp i fagverket bestående av stav 3 og 4.



Figur 57. Skive 19

Størrelsen på stav 3 og 4 er bestemt utifra fagverksanalogi hvor bredden er valgt på bakgrunn av lastutbredelsen for skiver som vist i figur 58. Dette gir

$$b_m = 2 \cdot \tan 20^\circ \cdot \frac{l}{2} = 0,36 \cdot \sqrt{h^2 + b^2}$$



Figur 58 [Figuren er laget på bakgrunn av seminar «Betongkonstruktørens spesielle oppgaver – Hjelpemidler til prosjekteringen» v/ NIF STUDIESENTER. Foreleser: Sven K. Goa]

### 5.3.6 Horisontale Laster

#### 5.3.6.1 Generelt

Vind, skjevstilling og jordskjelv gir horisontale laster på konstruksjonen. Lastene tas opp av horisontale dekker og føres ned til fundamentet via avstivende skiver. I Staad-modellen føres lastene på som linjelaster på hoveddekkene i hver etasje.



Figur 59. Fra Tekla-modellen

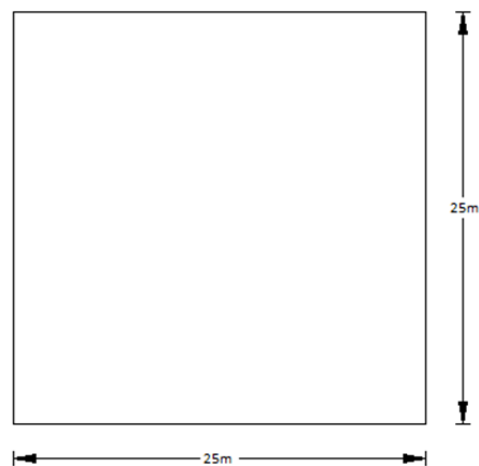
### 5.3.6.2 Vindlast

#### Grunnlag

---

Vindlast er funnet på bakgrunn av NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009: *Laster på konstruksjoner: Del 1-4: Allmenne laster: Vindlaster* [6].

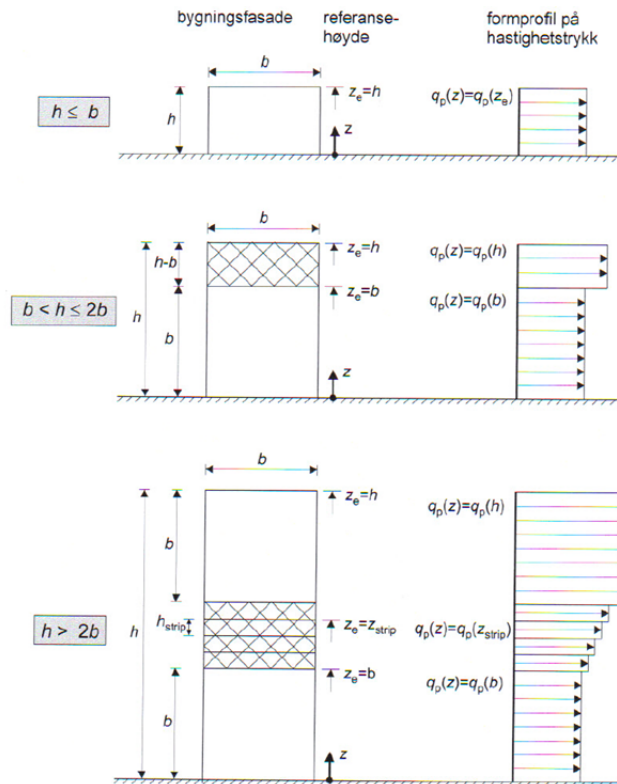
Til beregninger av vindlast er byggets geometri forenklet som vist i figur 60. Forenklingen gir en tilnærmet lik vindpåkjenning som for reell geometri.



Figur 60

Vindhastighet og vindhastighetstrykk

Standardens kapittel 7.2.2 gir anbefalinger for fordeling av hastighetstrykk,  $q_p(z)$ , avhengig av forholdet mellom byggets høyde og bredde:



Figur 61. Hastighetstrykkprofil [6]

- En bygning med en høyde  $h$  mindre enn  $b$  bør regnes som én del. [6]
- En bygning med en høyde  $h$  større enn  $b$  men mindre enn  $2b$ , bør regnes som to deler som består av: en nedre del fra bakken opp til en høyde lik  $b$  og en øvre del som utgjør resten av høyden. [6]
- En bygning med en høyde  $h$  større enn  $2b$  bør regnes å bestå av flere deler: en lavere del fra bakken og opp til en høyde lik  $b$ , en øvre del fra toppen ned til en høydedifferanse lik  $b$  og et midtre område mellom den øvre og nedre delen for inndeling i horisontale striper med høyde  $h_{strip}$  (se figur 61). [6]

*Fordeling av hastighetstrykket:*

Singalhus har en høyde lik 42m og en bredde lik 25m. Dette gir  $h/b = 1,7$ , dvs. fordeling av hastighetstrykk i henhold til punkt b). Hastighetstrykket må derfor beregnes for  $z = 42m$  og  $25m$ .

Til beregning av hastighetstrykk har jeg utviklet et eget Excel-beregningsark. Her legges verdiene for referansehøyde ( $z$ ) og referansevindhastighet ( $V_{b,0}$ ) inn og terrengkategori velges i rullegardinliste. Mellomberegninger gjøres automatisk og vinkasthastighetstrykket ( $q_p(z)$ ) vises i bunnen av beregningsarket.

*Verdier til beregningsarket:*

- Bygget er ligger vindutsatt til og er eksponert for åpent hav (se figur 62).  
Terrengkategorien er derfor satt til 0.
- Referansevindhastighet for Tønsberg er  $24 m/s$
- Det er ingen nærliggende topografi



Figur 62. Oversiktskart av Jarlsø (innrammet) [32]

## VINDHASTIGHET OG VINDHASTIGHETSTRYKK

$$z = \boxed{25} \text{ m}$$

### 1. Basisvindhastighet

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0} = 24,0 \text{ m/s}$$

$$C_{dir} = 1,0 \text{ (Anbefalt verdi ihht. punkt 4.2)}$$

$$C_{season} = 1,0 \text{ (Anbefalt verdi ihht. punkt 4.2)}$$

$$V_{b,0} = \boxed{24,0} \text{ m/s}$$

### 2. Terrengruhet for terrengkategori

$$\boxed{0}$$

$$C_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 1,41$$

$$k_r = 0,19 \left[ \frac{z_0}{z_{0,ll}} \right]^{0,07} = 0,16$$

$$z_0 = 0,003 \text{ m}$$

$$z_{0,ll} = 0,05 \text{ m (se 4.3.2 i standarden)}$$

### 3. Stedsvindhastighet

$$V_m(z) = C_r(z) \cdot C_0(z) \cdot V_b = 33,81 \text{ m/s}$$

$$C_0(z) = 1,0 \text{ (Ingen åser, skråninger osv. i nærheten)}$$

### 4. Turbulensintensitet

$$I_v(z) = \frac{k_1}{C_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} = 0,11$$

$$k_1 = 1,0 \text{ (Anbefalt verdi ihht. punkt 4.4)}$$

### 5. Vindkasthastighetstrykk

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_m^2(z) = 1,27 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3 \text{ (se 4.5, merknad 2)}$$



## VINDHASTIGHET OG VINDHASTIGHETSTRYKK

$$z = \boxed{42} \text{ m}$$

### 1. Basisvindhastighet

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0} = 24,0 \text{ m/s}$$

$$C_{dir} = 1,0 \text{ (Anbefalt verdi ihht. punkt 4.2)}$$

$$C_{season} = 1,0 \text{ (Anbefalt verdi ihht. punkt 4.2)}$$

$$V_{b,0} = \boxed{24,0} \text{ m/s}$$

### 2. Terrengruhet for terrengkategori

$$\boxed{0}$$

$$C_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 1,49$$

$$k_r = 0,19 \left[ \frac{z_0}{z_{0,ll}} \right]^{0,07} = 0,16$$

$$z_0 = 0,003 \text{ m}$$

$$z_{0,ll} = 0,05 \text{ m (se 4.3.2 i standarden)}$$

### 3. Stedsvindhastighet

$$V_m(z) = C_r(z) \cdot C_0(z) \cdot V_b = 35,75 \text{ m/s}$$

$$C_0(z) = 1,0 \text{ (Ingen åser, skråninger osv. i nærheten)}$$

### 4. Turbulensintensitet

$$I_v(z) = \frac{k_1}{C_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} = 0,10$$

$$k_1 = 1,0 \text{ (Anbefalt verdi ihht. punkt 4.4)}$$

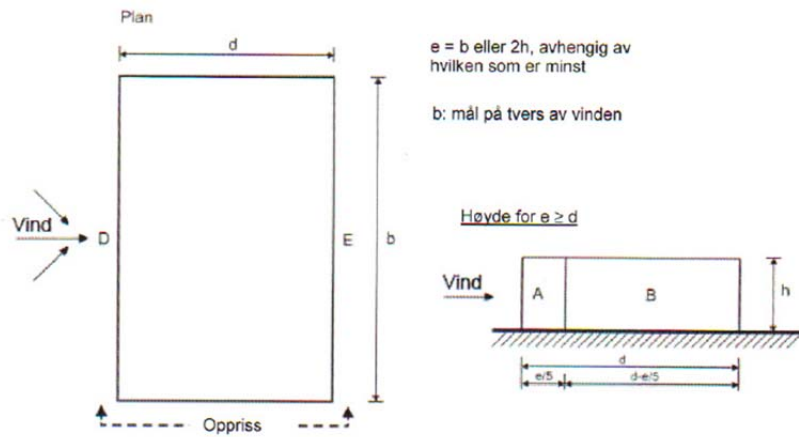
### 5. Vindkasthastighetstrykk

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_m^2(z) = 1,38 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3 \text{ (se 4.5, merknad 2)}$$

Formfaktorer

Når byggets bredde i samme retning som vinden er lik byggets bredde vinkelrett på vindretningen er formfaktorer for bygget vist som i figur 63 og tabell 5.1.



Figur 63. Formfaktorer [6]

Tabell 5.1 - Anbefalte verdier av utvendige formfaktorer for vertikal vegger i rektangulære bygninger										
Sone	A		B		C		D		E	
$h/d$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		0,8	1	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		0,8	1	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		0,7	1	-0,3	

Byggets høyde dividert med bredde er mellom 5 og 1 og det må derfor anvendes lineær interpolasjon for å finne verdier for  $C_{pe}$  for E.

$$h/d = 43m/25m = 1,72$$

$$C_{pe, 10} = -0,5 + \left( -0,7 \times \frac{1,72-1,0}{5,0} \right) = -0,6$$

### Konstruksjonsfaktor $C_sC_d$

---

I henhold til standardens kapittel 6.2 punkt c), kan verdien av  $C_sC_d$  settes til 1,0 for rammekonstruksjoner med avstivende bærende vegger, og som er lavere enn 100 m og har en høyde mindre enn fire ganger bygningens dybde. For Signalhus gir dette  $40\text{m} < 4 \cdot 25\text{m} = 100\text{m}$ .

Dimensjonerende vindtrykk

Tabell med vindtrykk, formfaktor, faktor for nyttelast [7] og linjelast på dekke for hver etasje er presentert i tabellen nedenfor.

VINDLAST PÅ DEKKE I HVER ETASJE				
Dekke over	Vindkasthastighetstrykk, $q_p(z)$ [ $\text{KN}/\text{m}^2$ ]	Samlet formfaktor for , D og E (se fig...), $C_{pe}$	Belastet område [m]	Linjelast [ $\text{KN}/\text{m}$ ]
12 et.	1,38	1,4	1,65	3,2
11 et.	1,38	1,4	3,30	6,4
10 et.	1,38	1,4	3,30	6,4
9 et.	1,38	1,4	3,30	6,4
8 et.	1,38	1,4	3,30	6,4
7 et.	1,27	1,4	3,30	5,9
6 et.	1,27	1,4	3,30	5,9
5 et.	1,27	1,4	3,30	5,9
4 et.	1,27	1,4	3,30	5,9
3 et.	1,27	1,4	3,30	5,9
2 et.	1,27	1,4	3,30	5,9
1 et.	1,27	1,4	3,30	5,9

### 5.3.6.3 Skjevstillingslast

#### Grunnlag

Skjevstillingslast er funnet på bakgrunn av NS 3490: *Prosjektering av konstruksjoner: Krav til pålitelighet* [8].

I henhold til standardens kapittel 9.3.4 (3) skal horisontal last på grunn av skjevstilling ikke regnes som mindre enn 1 % av vertikale laster, med sine dimensjonerende verdier. I kombinasjon med vindlast kan skjevstillingslasten reduseres til 0,5 % av vertikale laster.

Nyttelast på hull- og balkongdekker er funnet på bakgrunn av NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008: *Laster på konstruksjoner: Del 1-1: Allmenne laster: Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger* [7].

For egenlaster fra vegger er det ikke tatt med utsparinger, noe som gir resultat til den sikre siden.

#### Vertikale laster

Vertikal egen- og nyttelast for hver etasje er presentert i tabellene nedenfor.

NYTTELAST					
Etasje	Nyttelast hulldekke $[KN/m^2]$	Belastet areal $[m^2]$	Nyttelast balkongdekke $[KN/m^2]$	Belastet areal $[m^2]$	Nyttelast [KN]
12 et.	2,0	290	4,0	54	796
11 et.	2,0	290	4,0	54	796
10 et.	2,0	290	4,0	54	796
9 et.	2,0	380	4,0	72	1048
8 et.	2,0	380	4,0	72	1048
7 et.	2,0	380	4,0	72	1048
6 et.	2,0	380	4,0	72	1048
5 et.	2,0	380	4,0	72	1048
4 et.	2,0	380	4,0	72	1048
3 et.	2,0	380	4,0	72	1048
2 et.	2,0	380	4,0	72	1048
1 et.	2,0	380	4,0	72	1048

EGENLAST									
Etasje	Egenlast innervegg $[KN/m]$	Ant. meter [m]	Egenlast fasade $[KN/m]$	Ant. meter [m]	Egenlast hulldekke $[KN/m^2]$	Belastet areal $[m^2]$	Egenlast balkongdekke $[KN/m^2]$	Belastet areal $[m^2]$	Egenlast [KN]
12 et.	18,8	50	21,0	38	6,0	290	6,0	54	3802
11 et.	18,8	50	21,0	38	6,0	290	6,0	54	3802
10 et.	18,8	50	21,0	38	6,0	290	6,0	54	3802
9 et.	18,8	52	21,0	69	6,0	380	6,0	72	5139
8 et.	18,8	52	21,0	69	6,0	380	6,0	72	5139
7 et.	18,8	52	21,0	69	6,0	380	6,0	72	5139
6 et.	18,8	52	21,0	69	6,0	380	6,0	72	5139
5 et.	18,8	52	21,0	69	6,0	380	6,0	72	5139
4 et.	18,8	52	21,0	69	6,0	380	6,0	72	5139
3 et.	18,8	52	21,0	69	6,0	380	6,0	72	5139
2 et.	18,8	52	21,0	69	6,0	380	6,0	72	5139
1 et.	18,8	52	21,0	69	6,0	380	6,0	72	5139

Horisontale laster på grunn av skjevstilling

Skjevstillingslast representert som linjelast for dekke over hver etasje er presentert i tabellene nedenfor. Det er tatt med laster for skjevstilling alene og i kombinasjon med vindlast.

SKJEVSTILLINGSLAST					
Dekke over	Egenlast [kN]	Nyttelast [kN]	B [m]		Faktorett linjelast [kN/m]
12 et.	3802	796	17	0,01	2,7
11 et.	3802	796	17	0,01	2,7
10 et.	3802	796	17	0,01	2,7
9 et.	5139	1048	25	0,01	2,5
8 et.	5139	1048	25	0,01	2,5
7 et.	5139	1048	25	0,01	2,5
6 et.	5139	1048	25	0,01	2,5
5 et.	5139	1048	25	0,01	2,5
4 et.	5139	1048	25	0,01	2,5
3 et.	5139	1048	25	0,01	2,5
2 et.	5139	1048	25	0,01	2,5
1 et.	5139	1048	25	0,01	2,5

SKJEVSTILLINGSLAST KOMBINERT MED VINDLAST					
Dekke over	Egenlast [kN]	Nyttelast [kN]	B [m]		Faktorett linjelast [kN/m]
12 et.	3802	796	17	0,005	1,4
11 et.	3802	796	17	0,005	1,4
10 et.	3802	796	17	0,005	1,4
9 et.	5139	1048	25	0,005	1,2
8 et.	5139	1048	25	0,005	1,2
7 et.	5139	1048	25	0,005	1,2
6 et.	5139	1048	25	0,005	1,2
5 et.	5139	1048	25	0,005	1,2
4 et.	5139	1048	25	0,005	1,2
3 et.	5139	1048	25	0,005	1,2
2 et.	5139	1048	25	0,005	1,2
1 et.	5139	1048	25	0,005	1,2

### 5.3.6.4 Jordskjelv

#### Generelt

---

Tradisjonelt sett har ikke jordskjelv hatt stor betydning for dimensjonering av konstruksjoner i Norge. Grunnen til dette er at Norge befinner seg i et område langt fra jordplategrenser. Likevel er Norge et av områdene i Nord-Europa med størst seismisk aktivitet og etter innføringen av «Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning» er fokuset på jordskjelv i Norge blitt større[12].

#### Utelatelseskriterier

---

Jordskjelvstandardens kapittel 3.2.1, punkt (5)P i det nasjonale tillegget gir visse utelatelseskriterier med hensyn til jordskjelvlast. Er bygget innenfor et eller flere av kriteriene kan påvisning av tilstrekkelig sikkerhet etter standarden utelates.

Utelatelseskriteriene gjelder:

- a) hvis bygget er i seismisk klasse I
- b) for lette trekonstruksjoner
- c) dersom  $a_g S < 0,05g = 0,49 \text{ m/s}^2$
- d) dersom  $S_d < 0,05g = 0,49 \text{ m/s}^2$

hvor

$a_g$  er grunnens akselerasjon;

$S$  er en forsterkningsfaktor som er avhengig av grunnforholdene;

$S_d$  er dimensjoneringspektrum for elastiske beregninger;

Signalhus

---

Dimensjonerende spektrum:

$$S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{når } 0 \leq T \leq T_B \\ a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} & \text{når } T_B \leq T \leq T_C \\ \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} & \text{når } T_C \leq T \leq T_D \\ \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} & \text{når } T_D \leq T \end{cases}$$

hvor

$T$  er svingeperiode;

$\beta$  settes lik 0,2 iht. kapittel 3.2.2.5, punkt (4) i standarden;

$q$  settes lik 1,5 iht. kapittel NA.3.2.1, punkt (5)P i standarden;

$S$  settes lik 1,0 for grunntype A iht. Tabell NA.3.3 i standarden;

$T_B$  settes lik 0,10s for grunntype A iht. Tabell NA.3.3 i standarden;

$T_C$  settes lik 0,25s for grunntype A iht. Tabell NA.3.3 i standarden;

$T_D$  settes lik 1,50s for grunntype A iht. Tabell NA.3.3 i standarden;

Grunnens akselerasjon:

$$a_g = 0,8 \cdot a_{g40Hz} \cdot \gamma_1 = 0,8 \cdot 0,5 \frac{m}{s^2} \cdot 1,0 = 0,4 \frac{m}{s^2}$$

hvor

$a_{g40Hz}$  er berggrunnens akselerasjon for Tønsberg;

$\gamma_1$  er faktor for seismisk klasse II;



Svingeperiode:

$$T = C_t \cdot H^{0,75} = 0,05 \times 42^{0,75} = 0,825s$$

hvor

$C_t$  er en konstant avhengig av avstivningssystemet

$H$  er byggets høyde

Dette gir  $T_C \leq T \leq T_D$  som gir formel for dimensjoneringspektrum lik;

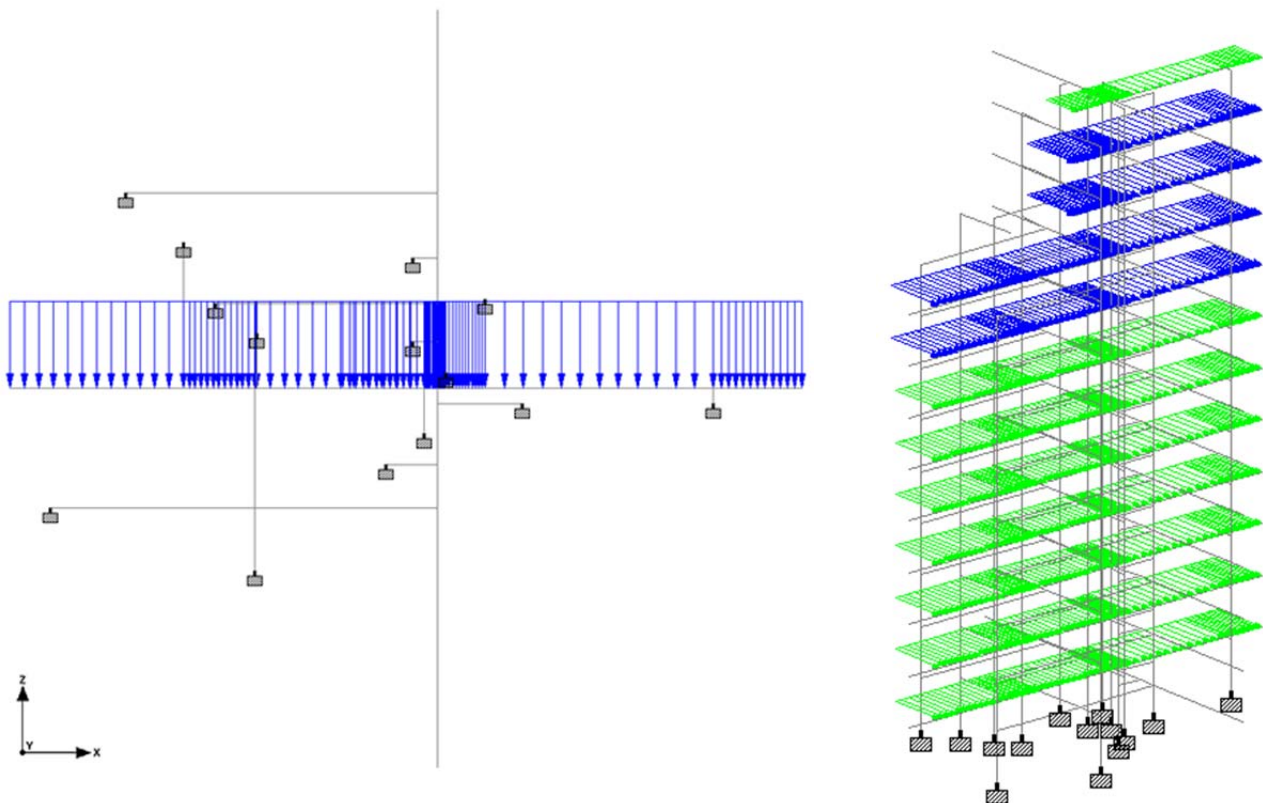
$$S_d(T) = a_g S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] = 0,4 \text{ m/s}^2 \cdot 1,0 \cdot \frac{2,5}{1,5} \cdot \left[ \frac{0,25s}{0,825s} \right] = 0,202 \text{ m/s}^2 < 0,5g = 0,49 \text{ m/s}^2$$

$$S_d(T) \geq \beta \cdot a_g = 0,2 \cdot 0,4 \text{ m/s}^2 = 0,08 \text{ m/s}^2$$

Vi trenger dermed ikke beregne lastvirkning for jordskjelvlaster for bygget.

### 5.3.6.5 Plassering av horisontale laster

Figur 64 viser plasseringen av horisontallaster i Z-retning. Lastene føres på hoveddekkene i X- og Z retning i hver etasje. Lastene fordeles videre til vertikale skiver via tilleggsdekker.



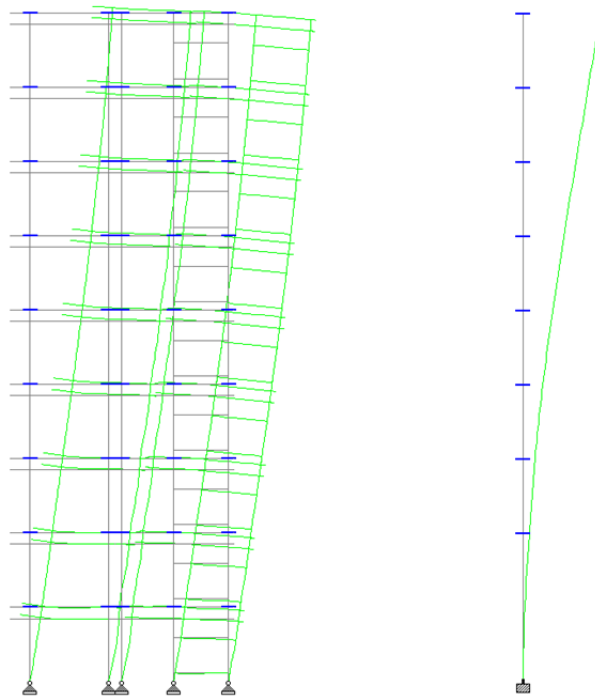
Figur 64. Plassering av horisontallaster i Z-retning.

### 5.3.7 Delmodell-metoden

#### 5.3.7.1 Undermodell-hovedmodell

For at hovedmodellen skal representere virkeligheten med minst mulig feilmargin justeres denne ved hjelp av undermodeller. Justeringen skjer kun for fasader og massive vegger med utsparinger siden øvrig skiver (massive vegger uten utsparinger) modelleres med reelle dimensjoner i Staad. Selve iterasjonsprosessen foregår på følgende måte:

- Undermodellen til en gitt skive og tilsvarende skive (monostav) fra hovedmodellen belastes med en gitt last i hver etasje.
- Maksimal utbøying for begge modeller betraktes.
- Skiven fra hovedmodellen justeres ved at man endrer bredden i alle etasjer (tykkelsen holdes uendret).
- b) og c) gjentas til utbøying i etasjene har en feilmargin på maks 10 %.
- Ny hovedmodell med reelle monostaver.

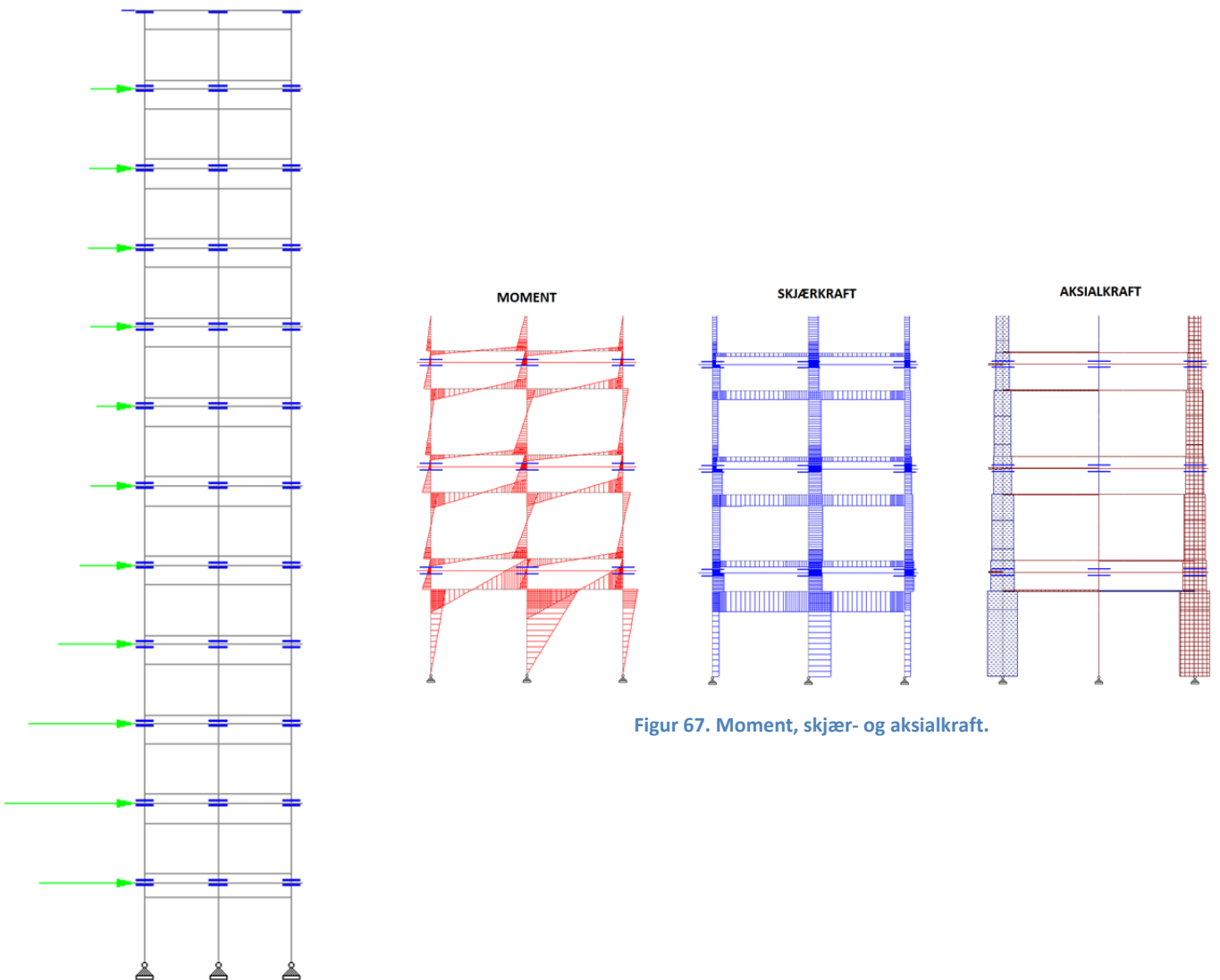


Figur 65. Viser utbøying for skive 1. Figuren til venstre viser undermodellen og figuren til høyre viser tilsvarende monostav.

### 5.3.7.2 Hovedmodell-undermodell

Etter kjøring av hovedmodell kan man hente ut laster på skiver med utsparinger i hver etasje. Disse føres tilbake til undermodellene og man får på den måten skjær-, moment- og aksialkrefter i søyle- og bjelkesoner (forårsaket av horisontallaster) direkte. Lastene brukes, sammen med laster fra lastnedregning (se kapittel 8.4), til global avstivningsanalyse og lokaldimensjonering av elementene. Figur 66 viser undermodell for skive 15 med tilbakeførte laster. Figur 67 viser skjær-, moment- og aksialkrefter i søyle- og bjelkesoner for de tre størst belastede etasjene.

Undermodeller med lastdiagrammer er presentert i vedlegg D.

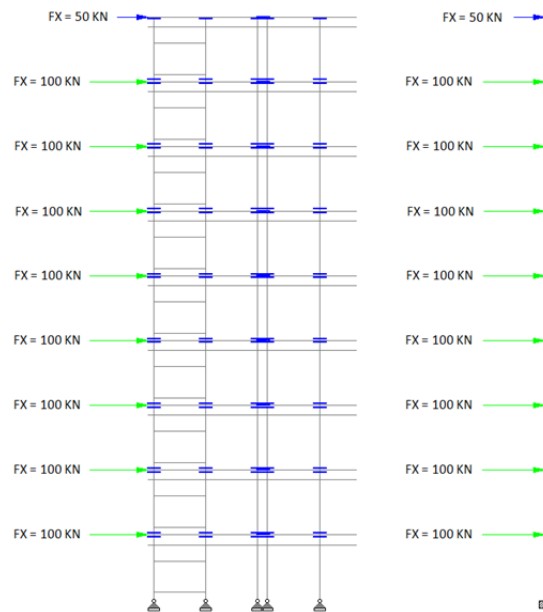


Figur 67. Moment, skjær- og aksialkraft.

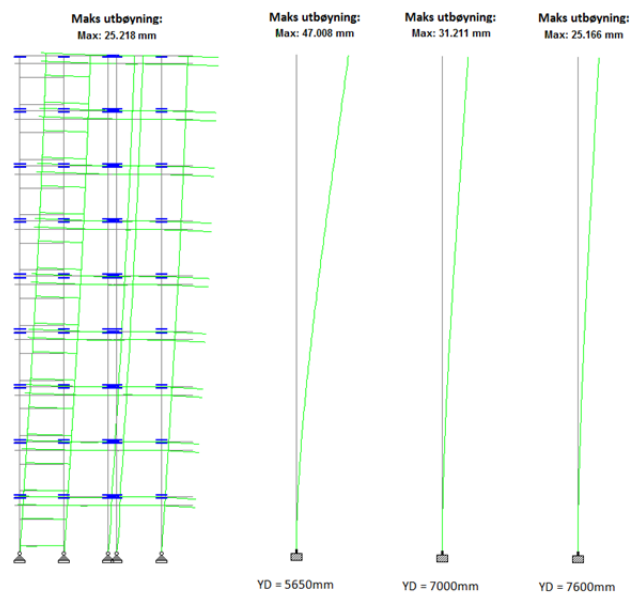
Figur 66. Skive 15 m/ tilbakeførte laster.

### 5.3.7.3 Eksempel på del-modellmetoden: Skive 1

- 1) Monostav fra hovedmodell og undermodell til skive 1 belastes med samme last i hver etasje:



- 2) Utbøyning for modellene betraktes og tverrsnittet for *monostaven* endres. Deretter gjentas prosessen til maksimal utbøyning har en feilmargin på under 10 %:



Delmodell-metoden er utført for skive alle avstivende fasader og skive 4/6.

#### 5.3.7.4 Sammenligning av resultater fra Steiner's teorem og delmodell-metoden

Resultatene med hensyn til fastsettelse av monostavers dimensjoner basert på *Steiner's teorem* og *Delmodell-metoden* er presentert i tabellen nedenfor. Her ser vi at bredden øker betraktelig for sistnevnte når man har usymmetriske elementer (skive 1 og 2). For symmetriske elementer (skive 15) blir bredden tilnærmet den samme. Noe av årsaken til dette kan være av bredden basert på Steiner's teorem ikke tar hensyn til bjelkesoner over og under utsparinger, men regner utsparinger som gjennomgående for hele elementet. Bestemmelse av bredden basert på denne metoden går raskere enn ved modellering av undermodeller i *Staad*, men vi ser at metoden ikke gir et godt nok resultat for usymmetriske elementer.

Resultatene fra Undermodell-metoden brukes videre i oppgaven.

BREDDE FOR SKIVER MED UTSPARINGER		
Skive	Steiner's teorem [m]	Undermodeller [m]
1	5,7	7,6
2	5,2	6,8
15	5,9	5,4

### 5.3.8 Sammenligning av Staad.Pro og skiveprogram

#### 5.3.8.1 Generelt

I dette kapittelet skal det gjøres en sammenligning av hvordan monostavene overfører krefter i forhold til analyseresultatene fra stabilitetsteamet hos Prefab Design. Til analyse av krefter hos Prefab Design er det brukt et skiveprogram. Det skal betraktes krefter i bunn av alle avstivende skiver og eventuelle forskjeller skal kommenteres/ vurderes. (Obs! Skiveprogrammet inneholder ikke skive 1 og 2, så disse er fjernet fra Staad-modellen i forbindelse med sammenligning av programmene. Lastene som er brukt avviker også noe fra lastene funnet i kapittel 8.3.6).

I tillegg skal det lages eksterne modeller for å teste hvordan horisontalskivene overfører krefter i programmene. Resultatet skal kommenteres/ vurderes.

#### 5.3.8.2 Test av vertikale skiver

Moment- og skjærkrefter i bunnen av avstivende skiver er presentert i tabellen under. Krefter for skiver langs X-aksen er markert med blått og for Z-aksen rødt. Vi ser at kreftene er omtrent de samme i begge retninger og konklusjonen blir dermed at programmene er relativt like med hensyn til vertikale skivers stivhet.

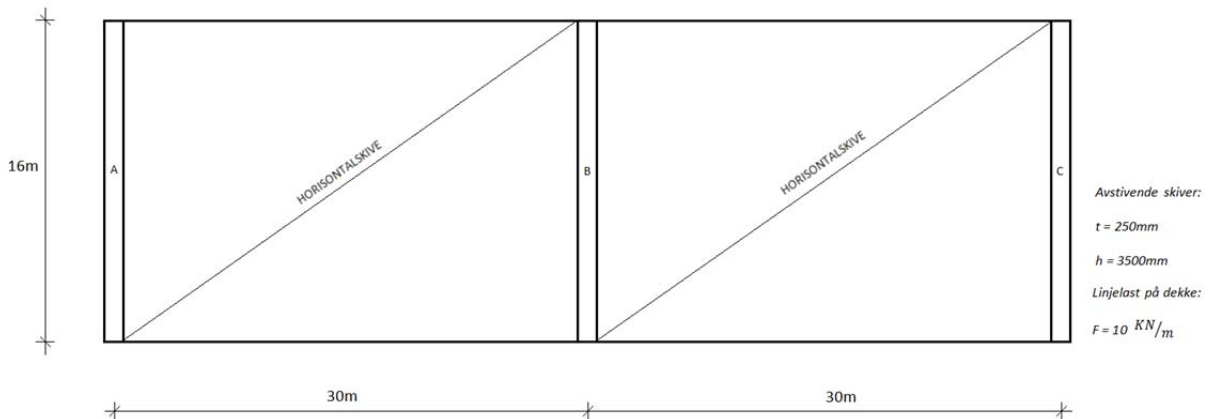
KREFTER I AVSTIVENDE SKIVER				
Skive	Moment [KNm]		Skjærkraft [KN]	
	Skiveprog.	StaadPro.	Skiveprog.	StaadPro.
3	445	581	92	93
4/6	21640	20644	931	901
5	403	405	61	44
7	1778	1999	173	168
8	3705	3438	286	243
9	3920	3704	309	267
10	613	599	95	83
11	1700	928	152	77
12	66	305	2	32
13	60	286	2	31
14	34086	33443	1238	1332
15	13548	12464	583	614
<b>Sum</b>	<b>81964</b>	<b>78796</b>	<b>3924</b>	<b>3885</b>

### 5.3.8.3 Test av horisontale skiver

#### Innledning

Det er av interesse å se hvordan programmene overfører horisontale krefter til avstivende skiver. I forbindelse med dette er det laget to eksterne modeller, en i hvert program, hvor hensikten er å belyse nettopp dette. Modellene er bygd opp som én-etasje bygg med dimensjoner og krefter som vist i figur 68. Linjelasten  $F$  er satt på langs dekket i lengderetning til de avstivende skivene (A, B og C). Skivene er modellert med stor senteravstand for tydelig å se om programmene behandler horisontalskivene som *uendelig stive*, eller i henhold til *bjelketeori*.

Det skal gjøres forsøk der en endrer størrelsen på de avstivende skivene for å se hva dette gjør med overføringen av horisontalkrefter. Hvis kreftene fordeles seg likt på skivene og resultatet er det samme for begge forsøk betyr dette at programmet regner dekke som uendelig stivt. Hvis programmet regner i henhold til bjelketeori vil kreftene fordeles seg deretter når en øker stivheten til vertikalskivene.



Figur 68



### Uendelig stive skiver

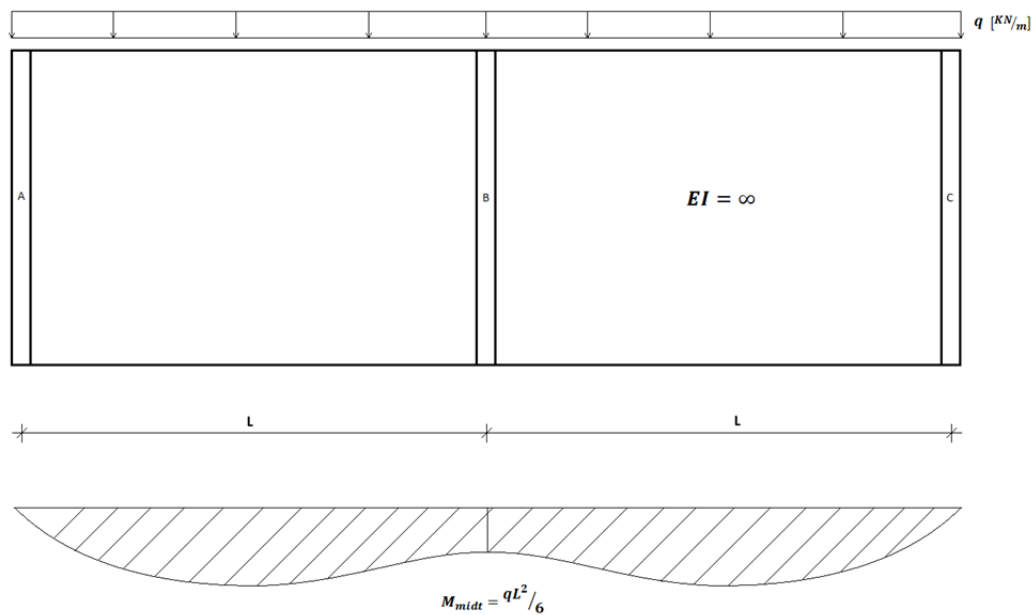
I henhold til «gammel skiveteori» blir horisontalskiver regnet som *uendelig stive* med hensyn til overføring av krefter. Denne forenklingen gir få variabler i beregningsprosessen og ble tidligere brukt på grunn av begrensninger ved håndberegning av avstivningssystemer.

For modellen i figur 68 vil man ved bruk av *uendelig stive skiver* få samme forskyvning for alle vertikalskivene og dermed likt moment og lik skjærkraft. Fordelingen av moment i dekke vil for dette tilfellet være som vist i figur 69, hvor

$$M_{midt} = qL^2/6$$

$$R_A = R_B = R_C = q \cdot 2L/3$$

$$M_{A.maks} = M_{B.maks} = M_{C.maks} = R_i \cdot h \quad (h = \text{høyden til avstivende skiver})$$



Figur 69

**Bjelketeori**

Når horisontale skiver får deformasjon i plan vil vi kunne regne dekke som bjelke/ høy bjelke (se kapittel 1.4.1). Hvis avstivende skiver er mye stivere enn dekke vil vi i ytterste konsekvens vil vi få en fordeling av moment i dekke som vist i figur 70, hvor

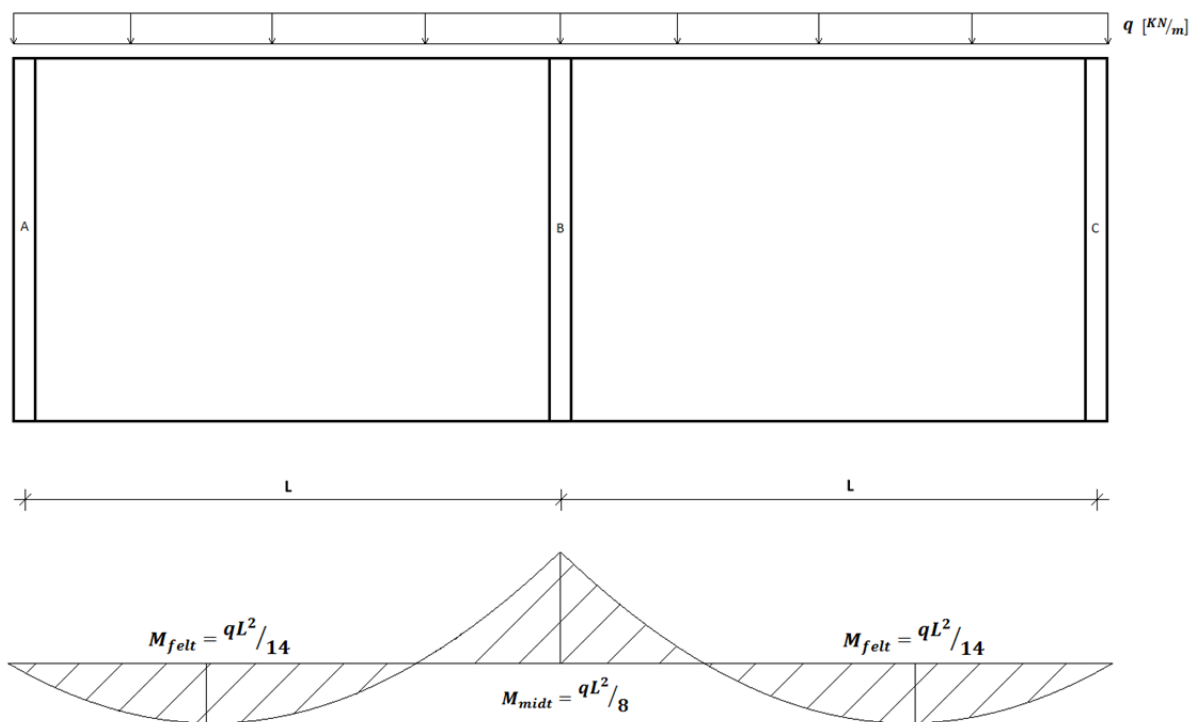
$$M_{midt} = qL^2/8$$

$$M_{felt} = qL^2/14$$

$$R_A = R_C = 0,375 \cdot qL$$

$$R_B = 1,25 \cdot qL$$

$$M_{A.maks} = M_{B.maks} = M_{C.maks} = R_i \cdot h \quad (h = \text{høyden til avstivende skiver})$$



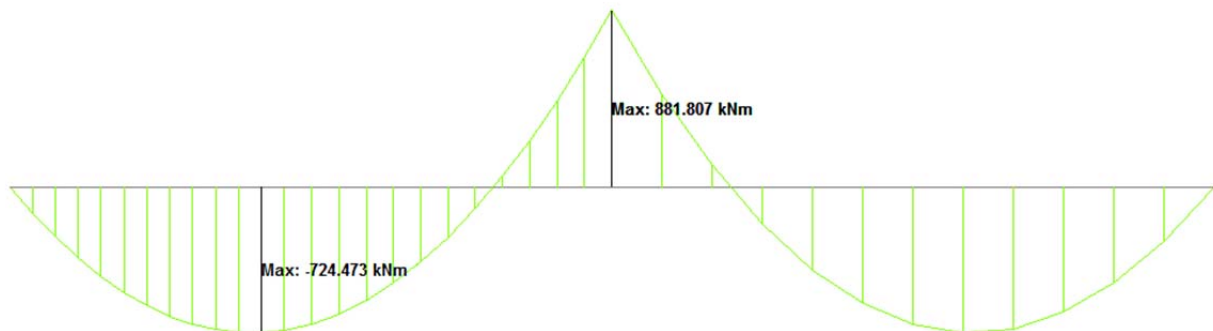
Figur 70

Tidligere ble det sagt at "bygget ramler ned om en regner på denne måten", mens i realiteten vil fordelingen av krefter være et sted mellom «uendelig stiv skive» og «bjelketeori».

1. Kjøring\_ B =16m

I forbindelse med 1 kjøring er bredden til avstivende skiver satt til B =16 meter. Resultatene fra kjøringen er presentert i tabellen nedenfor. Vi ser her at kreftene i vertikalskivene er like for skiveprogrammet. Dette er en klar indikasjon på at programmet regner dekker som uendelig stive. Staad fordeler kreftene ujevnt som tyder på at programmet regner i henhold til bjelketeori. Momentdiagrammet for dekke i Staad (se figur) har også en form som tilsier bjelketeori.

Krefter i avstivende skiver_1				
Skive	Moment [KNm]		Skjærkraft [KN]	
	Staad	Skiveprogram	Staad	Skiveprogram
1	422	700	121	200
2	1255	700	359	200
3	422	700	121	200



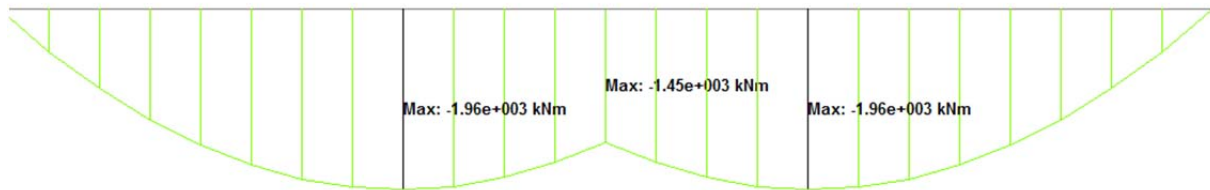
Figur 71. Momentdiagram for dekke i Staad.

I forbindelse med 2 kjøring er bredden for vertikalskiver satt til B =0,5 meter. Dette gjør skivene mye svakere enn dekke og hvis teorien ovenfor stemmer vil endringen føre til utjevning av resultatene for Staad og momentdiagrammet for dekke vil ta form i henhold til teorien om uendelig stive skiver. Resultatene fra skiveprogrammet forventes å holdes konstant.

## 2. Kjøring B =0,5m

Resultatene fra 2. kjøring er presentert i tabellen nedenfor. Vi ser at kreftene i Staad har jevnet seg ut, mens kreftene i skiveprogrammet har holdt seg konstant. Momentdiagrammet for dekke i Staad har en form som forventet.

Krefter i avstivende skiver_1				
Skive	Moment [KNm]		Skjærkraft [KN]	
	Staad	Skiveprogram	Staad	Skiveprogram
1	694	700	198	200
2	711	700	204	200
3	694	700	198	200



Figur 72. Momentdiagram for dekke i Staad.

### 5.3.8.4 Konklusjon

#### Vertikale skiver:

Programmene er relativt like med hensyn til vertikale skivers stivhet.

#### Horisontale skiver:

Fra 1. og 2. kjøring ser vi at Staad regner dekker i henhold til bjelketeori, mens skiveprogrammet regner dekker som uendelig stive. I virkeligheten vil et dekke oppføre seg i henhold bjelketeori hvor momentet midt på dekket vil være en plass mellom  $qL^2/6$  og  $qL^2/8$ . Dette gjør Staad til det mest pålitelige programmet når det gjelder overføring av horisontale krefter i dekker.

For Signalhus vil ikke valg av program gi spesielt stort utslag siden dekkene i bygget er relativt stive. For bygg der for holdet mellom byggets lengde og bredde er høyt (eks. lagerbygg) må man derimot være obs, da dette gir svakere horisontalskiver.

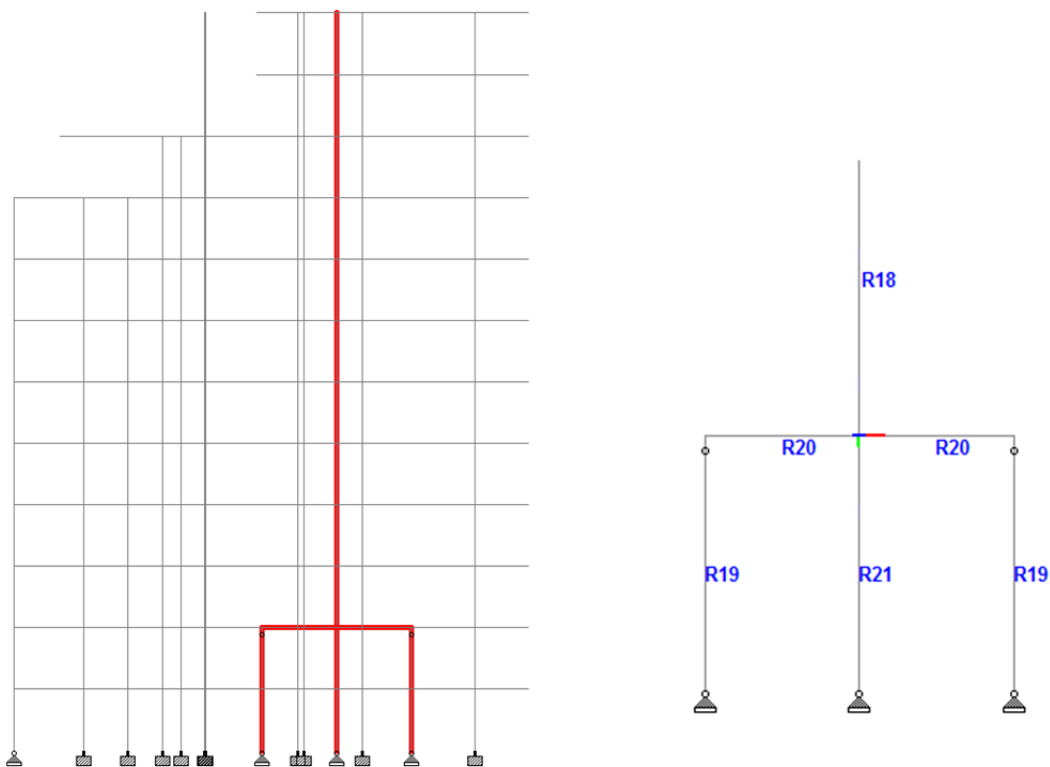
### 5.3.9 Ny hovedmodell m/ ekstra fasader

#### 5.3.9.1 Generelt

I forbindelse med uttesting av programvare (kapittel 8.3.8) ble det, i samarbeid med stabilitetsteamet, besluttet å ha med skive 16, 17 og 18 i Staad-modellen.

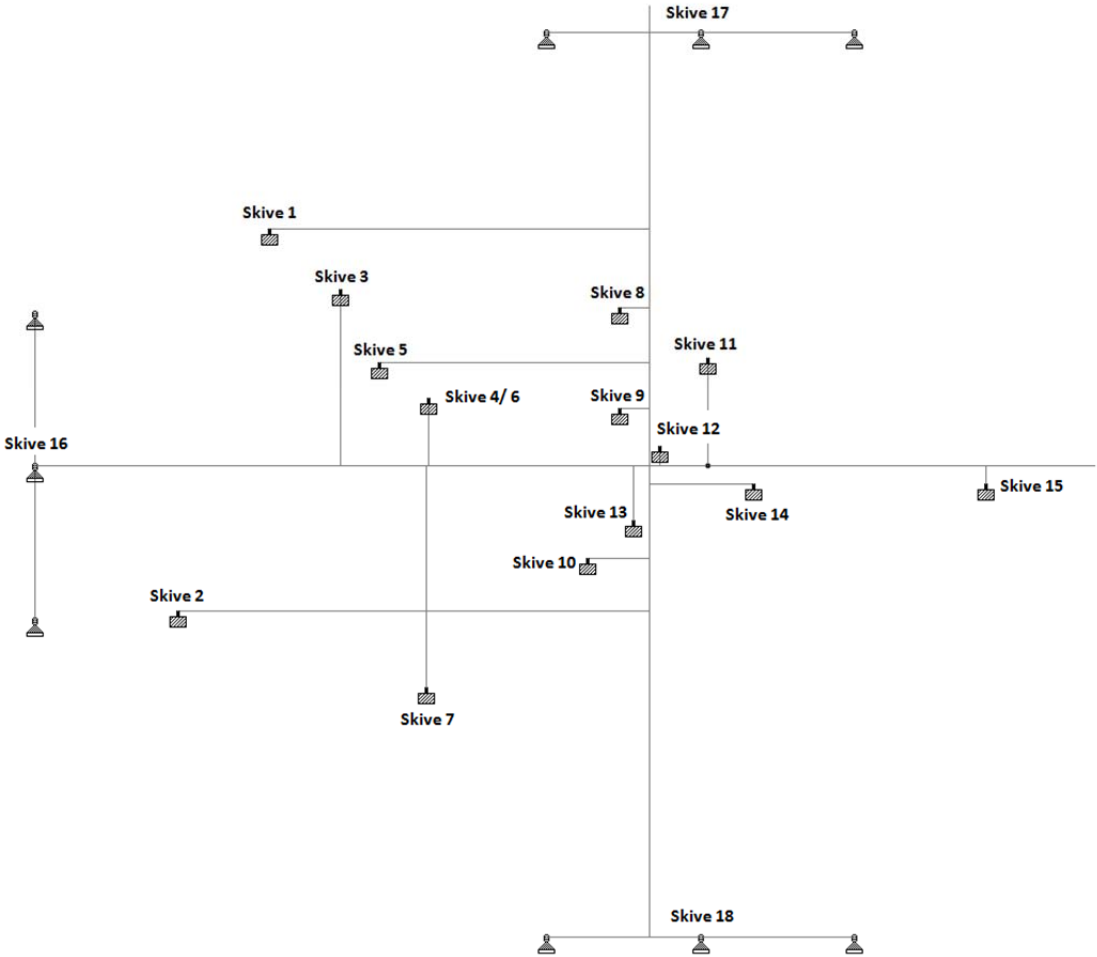
#### 5.3.9.2 Nye skiver

Undermodeller er lagd for de nye skivene. Disse er alle opplagt på søyler og figur 73 viser et eksempel på hvordan skive 19 er modellert i hovedmodellen. Her er R19 og R21 gitt reelle søyledimensjoner. R18 har dimensjoner funnet fra delmodellmetoden for skive 23 og R20 er gitt samme dimensjoner som R18 for å oppnå en momentstiv forbindelse mellom fasade og bjelke, samt hindre betydelige deformasjoner i bjelkesonen. Alle søyler har leddlagrede forbindelser i topp og bunn.



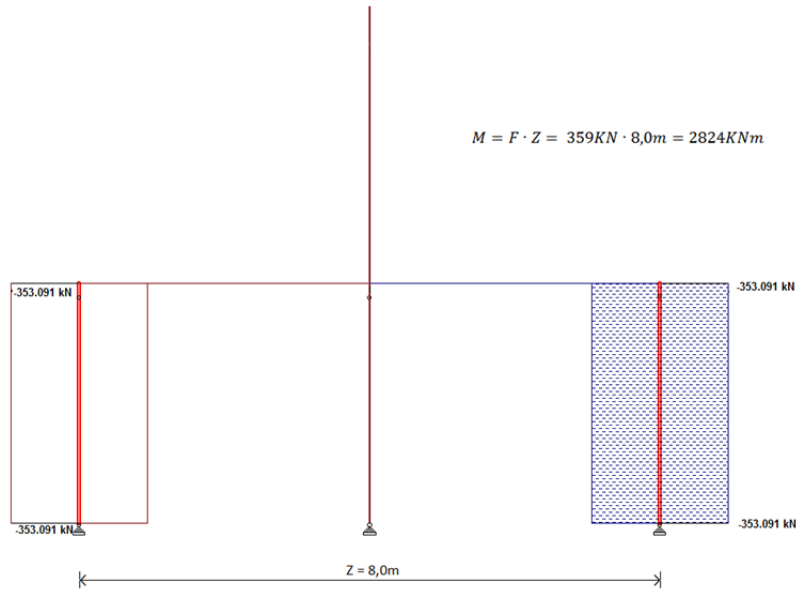
Figur 73

Staad.Pro – Modell med ekstra fasader



### 5.3.9.3 Sammenligning av opplagerreaksjoner for hovedmodell med- og uten ekstra skiver

Opplagerreaksjoner for hovedmodellen, med og uten ekstra skiver, er presentert i tabellen nedenfor. Momenter for nye skiver er beregnet ved å multiplisere middelveidien for aksialkraft i yttersøylene med avstanden Z, som vist i figur 74. Skivene tar ikke opp skjærkrefter siden søylene er leddlagret i topp og bunn.



Figur 74

Vi ser fra tabellen at de nye skivene tar opp et moment på ca. 10000 KNm. Reduksjonen av opplagerkrefter i de øvrige skivene gir mest utslag for skiver i z-retning, som er forventet med tanke på at to av de nye skivene har sterk akse på tvers av z-retningen.

KREFTER I AVSTIVENDE SKIVER				
Skive	Moment [KNm]		Skjærkraft [KN]	
	Med fasader	Uten fasader	Med fasader	Uten fasader
1	5185	4396	287	213
2	4994	6330	365	344
3	1572	1405	160	133
4/6	19574	20186	892	889
5	256	286	31	30
7	3062	3151	218	225
8	2172	2186	169	159
9	2308	2563	190	187
10	425	462	76	60
11	786	918	86	83
12	277	314	36	34
13	267	302	35	35
14	20478	24963	929	979
15	7978	10618	520	544
16	2824	-	0	-
17	3160	-	0	-
18	3944	-	0	-
<b>Sum</b>	<b>79262</b>	<b>78080</b>	<b>3994</b>	<b>3915</b>

### 5.3.9.4 Kontroll av krefter i bunn av konstruksjonen ved håndberegning

I dette del-kapittelet er det ved håndberegning kontrollert at summen av skjærkrefter ved opplager stemmer overens med påførte horisontallaster på modellen.

Summen av skjærkraft:

$$\Sigma F = 3994 \text{ KN (hentet fra tabellen i kapittel 8.3.9.3)}$$

Summen av horisontallaster (*vindlast + skjevstilling*) i hver etasje:

12. et.	$4,5 \text{ KN/m} \cdot (14,55 + 24,0) \text{ m}$	= 6871
11. et.	$7,7 \text{ KN/m} \cdot (14,55 + 24,0) \text{ m}$	= 10761
10. et.	$7,7 \text{ KN/m} \cdot (14,55 + 24,0) \text{ m}$	= 9796
9. et.	$7,6 \text{ KN/m} \cdot (25,1 + 24,0) \text{ m}$	= 11083
8. et.	$7,6 \text{ KN/m} \cdot (25,1 + 24,0) \text{ m}$	= 9851
7. et.	$7,1 \text{ KN/m} \cdot (25,1 + 24,0) \text{ m}$	= 8053
6. et.	$7,1 \text{ KN/m} \cdot (25,1 + 24,0) \text{ m}$	= 6902
5. et.	$7,1 \text{ KN/m} \cdot (25,1 + 24,0) \text{ m}$	= 5752
4. et.	$7,1 \text{ KN/m} \cdot (25,1 + 24,0) \text{ m}$	= 4602
3. et.	$7,1 \text{ KN/m} \cdot (25,1 + 24,0) \text{ m}$	= 3451
2. et.	$7,1 \text{ KN/m} \cdot (25,1 + 24,0) \text{ m}$	= 2301
1. et.	$7,1 \text{ KN/m} \cdot (25,1 + 24,0) \text{ m}$	= 1150
$\Sigma F$		= 3954

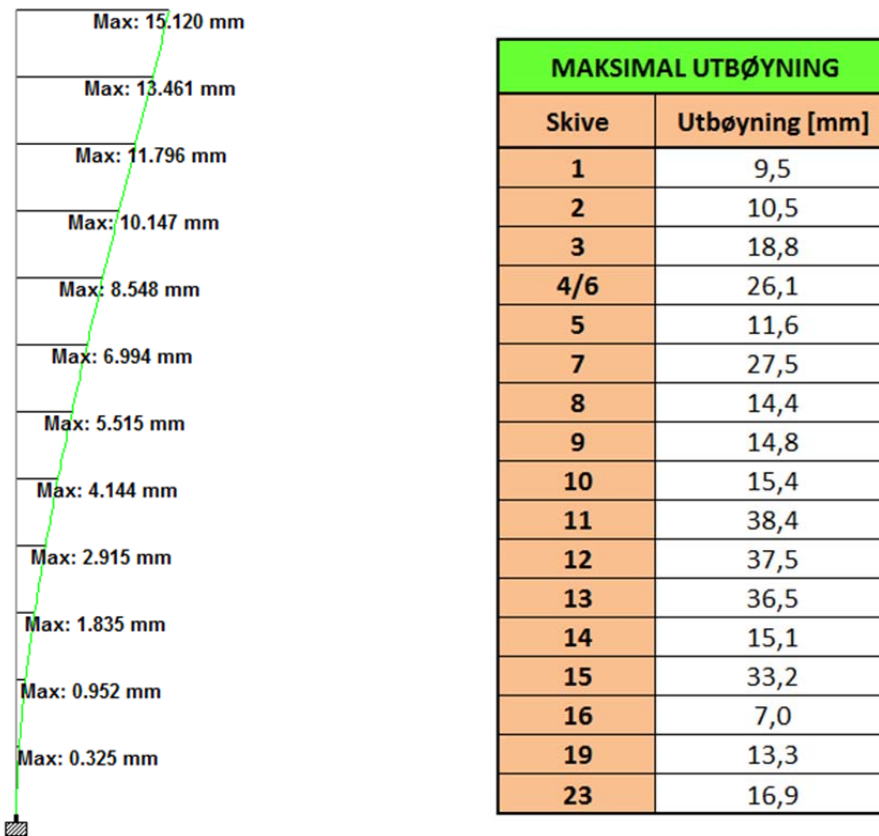
Summen av skjærkrefter stemmer godt overens med summen av horisontallaster. Litt forskjell er forventet på grunn av avrundinger av verdier i tabellen fra forrige del-kapittel.



### 5.3.9.5 Utbøying

I dette del-kapittelet er det presentert maksimal utbøying av vertikale skiver. Utbøying for skive 14 er vist i figur 75. Maksimale verdier for øvrige skiver er presentert i tabellen nedenfor. Maksimal utbøying for vertikale skiver skal være mindre enn  $H/1000$  i bruksgrensetilstand.

For Signalhus gir dette:  $U_{maks} = 12 \cdot 3,3m / 1000 = 39,6mm$



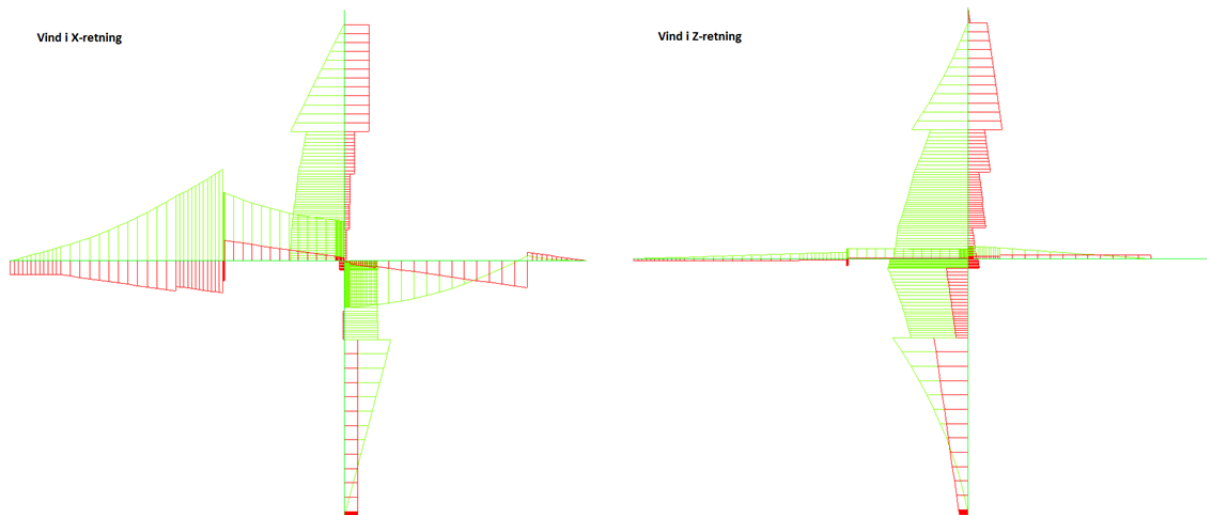
Figur 75. Utbøying for skive 14.

Vi ser at maksimal utbøying ligger innenfor kravene for alle avstivende skiver.

### 5.3.9.6 Moment- og skjæradiagram for utvalgte dekker

I dette del-kapittelet er maksimal moment- og skjærkraft for hoveddekker i X- og Z retning presentert i tabell nedenfor. Figur viser moment (grønn farge) og skjærkraftsfordeling (rød farge) i dekke over 3 etasje. Fra tabellen ser vi at momentene i dekkene er relativt små, noe som tyder på at vi har «rene» skiver. Med det menes skiver med jevn moment- og skjærfordeling der kreftene ikke «hengses opp» i horisontalskivene i enkelte etasjer og føres over til andre skiver. Rene skiver er positivt siden «urene» skiver kan gi store ekstra påkjenninger på horisontale skiver.

Dekke over	Maks moment		Maks skjær	
	Dekke langs X-aksen	Dekke langs Z-aksen	Dekke langs X-aksen	Dekke langs Z-aksen
12 et.	159	159	37	53
11 et.	308	149	57	46
10 et.	1110	829	257	96
9 et.	611	701	98	94
8 et.	439	534	69	59
7 et.	358	455	61	49
6 et.	311	398	61	58
5 et.	216	287	60	59
4 et.	202	268	56	54
3 et.	511	856	84	131
2 et.	1060	1990	167	292
1 et.	645	260	128	56



Figur 76. Moment og skjær i dekke over 3 etasje.

## 5.4 Lastnedregning

### 5.4.1 Generelt

Vertikale laster fra konstruksjonen føres fra dekker og tak til fundament via bærende vegger, fasader og søyler. En lastnedregning viser oss hvilke krefter som tas opp av forskjellige lastbærende elementer og er et viktig verktøy i forbindelse med dimensjonering av konstruksjoner.

Lastnedregning til Signalhus er gjort ved hjelp av Excel-beregningsark. Lastnedregning for avstivende skiver finnes i *vedlegg E*.

## 5.4.2 Vertikal laster

### 5.4.2.1 Generelt

Vertikale laster på konstruksjonen består av egenvekt fra dekker, vegger og tak, nyttelast på dekker og snølast på tak.

### 5.4.2.2 Laster

#### Nyttelast

Nyttelast er funnet på bakgrunn av NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008: *Laster på konstruksjoner: Del 1-1: Allmenne laster: Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger* [7]

#### Gulv:

I henhold til Tabell 6.2 i det nasjonale tillegget kan nyttelast på gulv i boligbygg (*brukskategori A*) settes til  $2,0 \text{ KN/m}^2$ .

#### Balkonger og trapperom:

For balkonger settes nyttelast til  $4,0 \text{ KN/m}^2$  og for trapper/ repos til  $3,0 \text{ KN/m}^2$ .

Tabell NA.6.2 – Nyttelaster på gulv, balkonger og trapper i bygninger

Kategorier for belastede områder	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
Kategori A		
- Gulv	2,0	2,0
- Trapper	3,0	2,0
- Balkonger og verandaer <sup>1)</sup>	4,0	2,0
- Loft med liten takhøyde eller begrenset adgang	1,0	1,5
Kategori B		
	3,0	2,0
Kategori C		
- C1	3,0	4,0
- C2	4,0	4,0
- C3	5,0	4,0
- C4	5,0	7,0
- C5	5,0	4,0
Kategori D		
- D1	5,0	4,0
- D2	5,0	7,0

<sup>1)</sup> Takterasse, se kategori I

Figur 77 [7]

## Egenvekt

Egenvekt er funnet på bakgrunn av NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008: *Laster på konstruksjoner: Del 1-1: Allmenne laster: Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger* [7]

Betongens egenvekt er satt til  $25 \text{ KN}/\text{m}^3$  i henhold til tabell A.1 i nasjonalt tillegg.

Tabell A.1 – Byggematerialer – betong og mørtel

Materialer	Tyngdetetthet $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]
<b>betong</b> (se NS-EN 206)	
lettvektsbetong	
tyngdetetthetsklasse LC 1,0	9,0 til 10,0 <sup>1(2)</sup>
tyngdetetthetsklasse LC 1,2	10,0 til 12,0 <sup>1(2)</sup>
tyngdetetthetsklasse LC 1,4	12,0 til 14,0 <sup>1(2)</sup>
tyngdetetthetsklasse LC 1,6	14,0 til 16,0 <sup>1(2)</sup>
tyngdetetthetsklasse LC 1,8	16,0 til 18,0 <sup>1(2)</sup>
tyngdetetthetsklasse LC 2,0	18,0 til 20,0 <sup>1(2)</sup>
normalbetong	24,0 <sup>1(2)</sup>
tungbetong	> <sup>1(2)</sup>
<b>mørtel</b>	
sementmørtel	19,0 til 23,0
gipsmørtel	12,0 til 18,0
kalksementmørtel	18,0 til 20,0
kalkmørtel	12,0 til 18,0
<sup>1)</sup> Økes med 1kN/m <sup>3</sup> for normal prosent av stål i armering og i spennbetong.	
<sup>2)</sup> Økes med 1kN/m <sup>3</sup> for uherdet betong.	
MERKNAD Se punkt 4.	

Figur 78 [7]

### Innervegger:

Innervegger har en høyde lik 3300mm i alle etasjer og en bredde lik 250mm. Dette gir

$$g = 25 \text{ KN}/\text{m}^3 \times 0,25\text{m} \times 3,3\text{m} = 20,6 \text{ KN}/\text{m}$$

### Fasader:

Fasader har en høyde lik 3300mm i alle etasjer. Samlet bredde for inner- og yttersjikt er 280mm. Det er ikke tatt med egenvekt for isolasjon, siden denne er betydelig liten i forhold til egenvekten for betong. Dette gir

$$g = 25 \text{ KN}/\text{m}^3 \times 0,28\text{m} \times 3,3\text{m} = 23,1 \text{ KN}/\text{m}$$

### Hulldekker:

Egenvekten av hulldekker med utstøpte fuger, påstøp, himling og ventilasjon, samt egenvekten av balkongdekker settes til  $6,0 \text{ KN}/\text{m}^2$ .

## Snølast

---

Snølast er funnet på bakgrunn av NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008: *Laster på konstruksjoner: Del 1-3: Allmenne laster: Snølast* [9].

I henhold til standardens kapittel 5.2 (3a) skal snølast på tak bestemmes på følgende måte for vedvarende/ forbigående dimensjonerende situasjoner:

$$s = \mu_i C_e C_t S_k$$

hvor

$\mu_i$  er snølastens formfaktor

$C_e$  er eksponeringsfaktoren

$C_t$  er den termiske faktoren

$S_k$  er karakteristisk snølast på mark

$\mu_i$  -  $\mu_i$  settes til 1,0 for flate tak

$C_e$  - Anbefalt verdi for  $C_e$  i henhold til tabell 5.1 i standarden er 0,8 for vindutsatt topografi.

$C_t$  -  $C_t$  settes til 1,0 i henhold til standardens kapittel 5.2 (8)

$S_k$  - I henhold til *Tabell NA.4.1 – Karakteristisk snølast på mark for kommuner og Svalbard* i det nasjonale tillegget er grunnverdien for karakteristisk snølast i Tønsberg kommune

$$S_{k0} = 4,0 \text{ KN/m}^2$$

Bygget ligger 3 meter over havnivå og vi får derfor ingen snølasttillegg over grunnverdi.

Karakteristisk snølast på mark,  $S_k$ , er derfor lik grunnverdien  $S_{k0}$ .

Snølast:

$$s = 1,0 \times 0,8 \times 1,0 \times 4,0 = 3,2 \text{ KN/m}^2$$

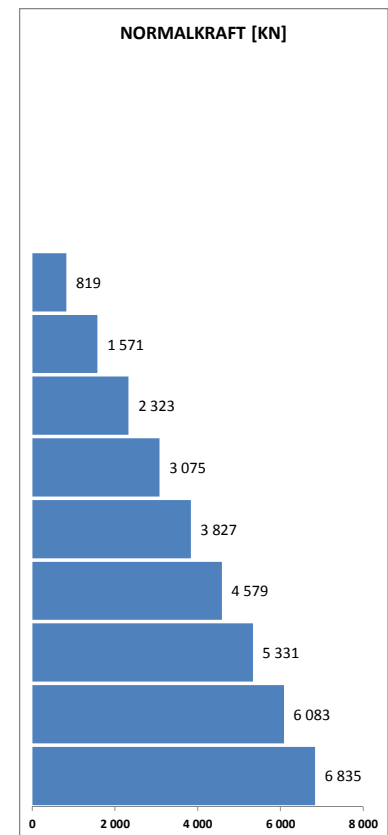
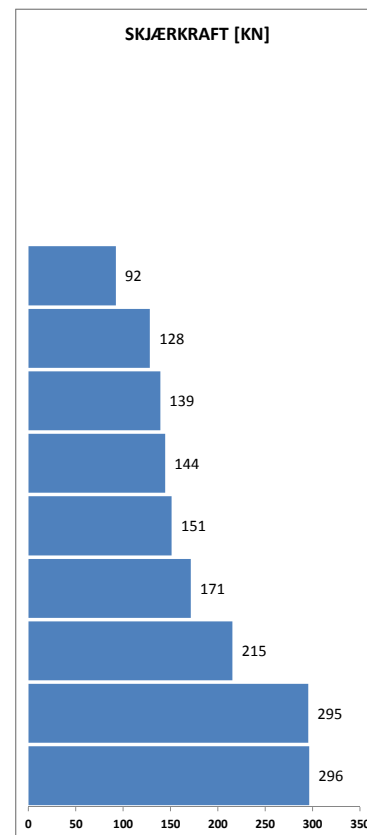
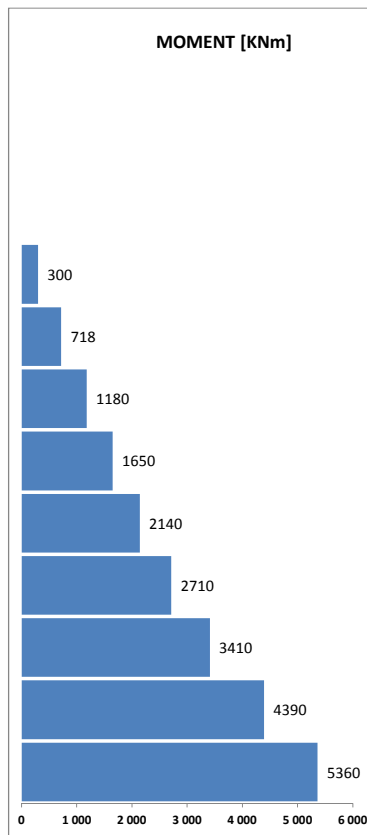
## **5.5 Superponering av krefter**

I forbindelse med global analyse og lastnedregning har jeg utviklet et Excel-ark hvor moment-, skjær- og normalkrefter vises med tilhørende grafer. Excel-ark for skive 1 er tatt med i dette kapitlet, mens Excel-ark for resterende skiver er lagt ved i vedlegg F.

# Superponering av krefter\_Skive

1

KREFTER				
Etasje	M	V	N	
12 et.	KNm	KN	0	KN
11 et.	KNm	KN	0	KN
10 et.	KNm	KN	0	KN
9 et.	300 KNm	92 KN	819	KN
8 et.	718 KNm	128 KN	1571	KN
7 et.	1180 KNm	139 KN	2323	KN
6 et.	1650 KNm	144 KN	3075	KN
5 et.	2140 KNm	151 KN	3827	KN
4 et.	2710 KNm	171 KN	4579	KN
3 et.	3410 KNm	215 KN	5331	KN
2 et.	4390 KNm	295 KN	6083	KN
1 et.	5360 KNm	296 KN	6835	KN





## 5.6 Lastkombinasjoner

Lastfaktorer er funnet i henhold til *tabell E.1.1 NS3490 Prosjektering av konstruksjoner: Krav til pålitelighet*. Dette gir følgende lastkombinasjoner:

$$L1: 1,2/ 1,0G + 1,05P + 1,05S + 1,5V$$

$$L2: 1,2/ 1,0G + 1,5P + 1,05S + 1,05V$$

$$L3: 1,2/ 1,0G + 1,05P + 1,5S + 1,05V$$

$$L4: 1,35/ 1,0G + 1,05P + 1,05S + 1,05V$$

hvor

G er egenlast

P er nyttelest

S er snølast

V er vindlast

For egenlast brukes den mest ugunstige verdien av 1,2/ 1,35 og 1,0 for forskjellige beregningssituasjoner.

## 5.7 Global avstivning

### 5.7.1 Generelt

Når horisontale laster virker på et skivesystem får vi momenter med på følgende trykk- og strekkresultanter i bunnen av vertikale skiver som vist i figur 79. Vertikale laster virker i denne sammenhengen gunstig og er med å utligne deler av/ hele rotasjonen av skivene. I forbindelse med global avstivning må strekk- og trykkresultantene beregnes og nødvendige strekkforbindelser mellom skiver og fundament må bestemmes. Resultantene fra trykkresultanten brukes ved beregning av horisontale knutepunkts lastkapasitet (se kapittel 5.9) og ved lastkapasitet av vegger (se kapittel 5.8).

I forbindelse med global avstivning er det forutsatt at vertikale skiver oppfører seg i henhold til vanlig «bjelketeori» når høyden på skivene er større enn  $2d$ . Alle vertikale skiver for Signalhus ligger godt innenfor dette kravet og det kan dermed anvendes momentlikevekt som vist i figur 79 for å finne trykk- og strekkresultanter.

### 5.7.2 Trykk- og strekksone i vertikale skiver

Når vertikale skiver er belastet med horisontale laster får vi normalkraft og moment som vist i figur 79.

$C_1$  er avstanden fra venstre sidekant til strekkresultanten  $S$  (= avstanden fra kant til senter for korrugerte rør).  $X/2$  er avstanden fra høyre sidekant til senter for trykkresultanten  $T_C$ . Fra figuren fremgår det at:

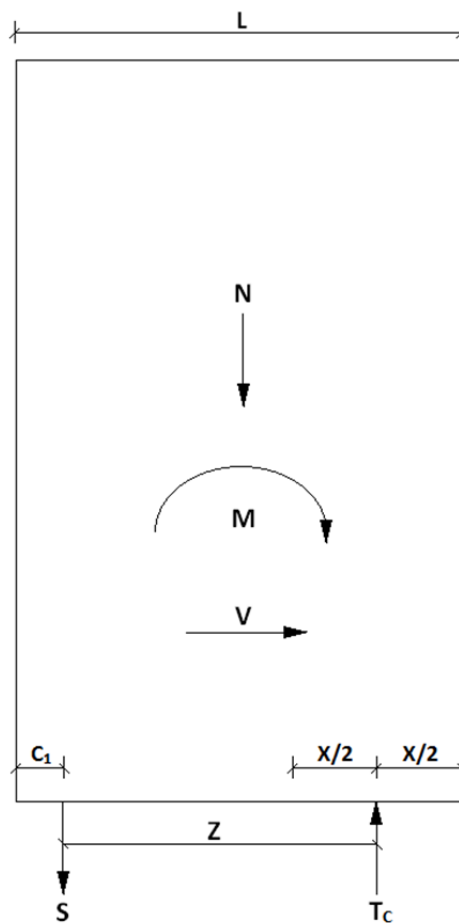
$$M - N \left( \frac{L}{2} - \frac{X}{2} \right) - S \cdot Z = 0 \quad \text{når} \quad \sum M_{T_C} = 0 \quad [8.1]$$

$$M + N \left( \frac{L}{2} - C_1 \right) - T_C \cdot Z = 0 \quad \text{når} \quad \sum M_S = 0 \quad [8.2]$$

Fra [8.1] og [8.2] kan vi utlede følgende formler for  $S$  og  $T_C$ :

$$S = \left[ M - N \left( \frac{L}{2} - \frac{X}{2} \right) \right] / Z \quad [8.3]$$

$$T_C = \left[ M + N \left( \frac{L}{2} - C_1 \right) \right] / Z \quad [8.4]$$



Figur 79

### 5.7.3 Prosedyre for å finne $T_C$ og $S$

For å finne  $T_C$  og  $S$  trenger vi størrelsen på  $Z$ . Denne finnes på følgende måte:

1. Det antas at en bruker 3 korrugerte rør til strekk-koblingen. Dette gir oss  $C_1 = 0,4m$ .
2. Verdien for momentarmen  $Z$  antas å være  $0,8$  multiplisert med avstanden fra ytterste trykkfiber til strekkresultanten:

$$Z_{ant.} = 0,8 \cdot d = 0,8 \cdot (L - C_1) \quad [8.5]$$

3.  $Z$  settes inn i formel [8.4] og vi får dermed en verdi for  $T_C$ .

4. Det regnes  $80\%$  av fullt unyttet kapasitet ( $\sigma_c = f_{cd}$ ). Dette gir:

$$T_C = \sigma_c \cdot t \cdot X = 0,8 \cdot f_{cd} \cdot t \cdot X \quad [8.6]$$

hvor

$\sigma_c$  er trykkspenningen i trykksonene

$f_{cd}$  er betongens trykkfasthet

dette gir oss:

$$X = T_C / f_{cd} \cdot t \quad [8.7]$$

5. Deretter kan vi utlede ny verdi for  $Z$ :

$$Z_{ber.} = L - (C_1 + X/2) \quad [8.8]$$

6. Deretter gjentas punkt 3-5 til antatt verdi for momentarmen,  $Z_{ant.}$ , er lik beregnet verdi  $Z_{ber.}$

7. Når endelig  $Z$ -verdi er funnet brukes denne i formel [8.3] og [8.4] for å finne  $T_C$  og  $S$ .

8. Den maksimale verdien for  $X/2$  er:

$$X/2 \leq L - C_1 - 0,8 \cdot \alpha \cdot d \quad [8.9]$$

hvor

$\alpha$  er en faktor lik  $0,424$  for armeringsjern  $m$ / fasthet lik  $500^N/mm^2$

9. Fra formel [8.9] får vi at  $Z$  må kontrolleres for:

$$Z \geq 0,8 \cdot \alpha \cdot d \quad [8.10]$$

### 5.7.4 Skjærforbindelse i vertikale fuger

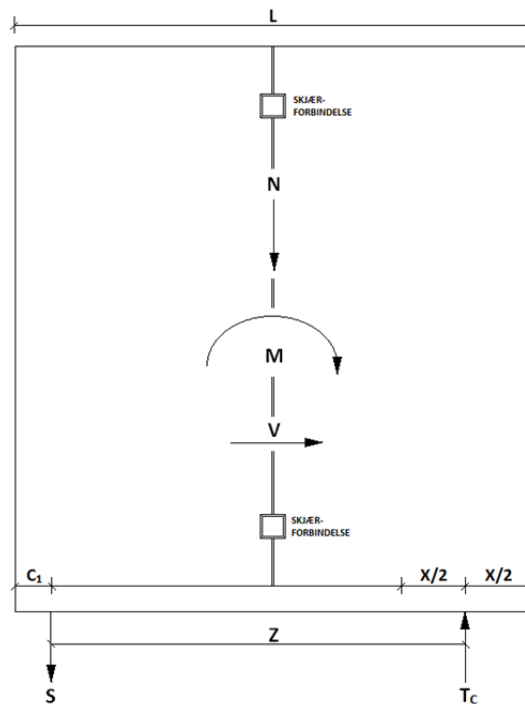
Når vertikale skiver er satt sammen av 2 eller flere elementer som vist i figur 80, må skjærstrømmen i vertikale fuger kontrolleres og skjærforbindelser mellom elementene bestemmes. Skjærstrømmen finner vi fra følgende formel:

$$\tau_s = V/L$$

hvor

$V$  er skjærkraften

$L$  er total lengde av elementene



Figur 80

Antall nødvendige skjærforbindelser/ sveisepalter finner vi fra formelen:

$$\text{Ant. sveiseplater} = \tau_s \cdot H / 80KN$$

hvor

$\tau_s$  er skjærstrømmen

$H$  er høyden

80KN er skjærkapasiteten til én sveiseplate

### 5.7.5 Excel-beregningsark for enkle avstivende skiver

I forbindelse med beregning av *global avstivning* har jeg utviklet Excel-beregningsark for utregning av *enkle avstivende skiver*. Beregningsarket regner strekkresultanten  $S$  og trykkresultanten  $T_c$  for fire lastkombinasjoner angitt i *kapittel 8.6*. Ved beregning av strekkresultanten virker vertikale laster gunstig, derfor regnes det ikke med nytte- og snølaste og faktor for egenlast settes lik 1,0. For trykkresultanten virker vertikale laster ugunstig og faktor for egenlast settes lik 1,2/ 1,35 avhengig av hvilke lasttilfelle som betraktes.  $f_{cd}$  settes lik 24,5 N/mm<sup>2</sup> (B45) i henhold til *kapittel 5.2.2.3*. Beregningsarket angir antall nødvendige strekkforbindelser mellom fundament og skiver.

Bakgrunnen for oppbygning av beregningsarket finnes i *kapittel 5.7.3*.

Beregning for skive 3, 5, 7, 8, 9, 10, 11, 12 og 13 er tatt med i dette kapittelet.

# ENKLE AVSTIVENDE SKIVER

## LASTKOMBINASJONER

L1: 1,2/ 1,0G + 1,05P + 1,05S + 1,5M  
 L2: 1,2/ 1,0G + 1,5P + 1,05S + 1,05M  
 L3: 1,2/ 1,0G + 1,05P + 1,5S + 1,05M  
 L4: 1,35/ 1,0G + 1,05P + 1,05S + 1,05M

## FORKLARING TIL BRUK AV BEREGNINGSARKET

- 1) Verdier for laster, dimensjoner, betongens trykkfasthet, ant. korrugerte rør for å motvirke løft av elementet og diameteren av disse fylles inn i blanke ruter.
- 2) I blanke ruter i Z-kolonnen fylles først verdien for Zant. inn. Deretter byttes denne ut med Zber. helt til Z = Zber.
- 3) Riktig lastkombinasjon vises i grønn rute.
- 4) Tc og S vises i blå ruter.
- 5) Kontroller at kolonnen helt til høyre viser "OK". Hvis ikke endres ant./ diameter til korr.rør og punkt 2 gjenntas.

### SKIVE 3\_ LASTKOMBINASJON 1

Komb.	M [KNm]	G [KN/m]	P [KN/m]	S [KN/m]	M [KNm]	N [KN]	L [mm]	t [mm]	fcd [N/mm2]	Ant.	φ [mm]	C1 [mm]	Zant. [mm]	Zber. [mm]	Z [mm]	Z ≥ 0.8ad	Tc [KN]	σc [N/mm2]	S [KN]	S ≤ 1 φ32
1	1560	333	19	4	2340	1194 / 1519	3585	250	24,5	1	32	150	2748	3285	3285	OK	1472	20	-115	OK
2	1560	333	19	4	1638	1194 / 1550	3585	250	24,5	1	32	150	2748	3306	3306	OK	1265	20	105	OK
3	1560	333	19	4	1638	1194 / 1526	3585	250	24,5	1	32	150	2748	3307	3307	OK	1253	20	106	OK
4	1560	333	19	4	1638	1194 / 1698	3585	250	24,5	1	32	150	2748	3298	3298	OK	1342	20	103	OK

### SKIVE 5\_ LASTKOMBINASJON 4

Komb.	M [KNm]	G [KN/m]	P [KN/m]	S [KN/m]	M [KNm]	N [KN]	L [mm]	t [mm]	fcd [N/mm2]	Ant.	φ [mm]	C1 [mm]	Zant. [mm]	Zber. [mm]	Z [mm]	Z ≥ 0.8ad	Tc [KN]	σc [N/mm2]	S [KN]	S ≤ 1 φ32
1	256	435	50	10	384	1000 / 1344	2298	250	24,5	1	32	150	1718	2063	2063	OK	837	20	329	OK
2	256	435	50	10	269	1000 / 1396	2298	250	24,5	1	32	150	1718	2066	2066	OK	805	20	386	OK
3	256	435	50	10	269	1000 / 1355	2298	250	24,5	1	32	150	1718	2068	2068	OK	784	20	387	OK
4	256	435	50	10	269	1000 / 1494	2298	250	24,5	1	32	150	1718	2061	2061	OK	855	20	385	OK

### SKIVE 7\_ LASTKOMBINASJON 1

Komb.	M [KNm]	G [KN/m]	P [KN/m]	S [KN/m]	M [KNm]	N [KN]	L [mm]	t [mm]	fcd [N/mm2]	Ant.	φ [mm]	C1 [mm]	Zant. [mm]	Zber. [mm]	Z [mm]	Z ≥ 0.8ad	Tc [KN]	σc [N/mm2]	S [KN]	S ≤ 1 φ32
1	3060	450	52	8	4590	2019 / 2706	4487	200	24,5	1	32	150	3470	4011	4011	OK	2557	20	-179	OK
2	3060	450	52	8	3213	2019 / 2811	4487	200	24,5	1	32	150	3470	4050	4050	OK	2246	20	182	OK
3	3060	450	52	8	3213	2019 / 2722	4487	200	24,5	1	32	150	3470	4057	4057	OK	2196	20	185	OK
4	3060	450	52	8	3213	2019 / 3009	4487	200	24,5	1	32	150	3470	4036	4036	OK	2357	20	176	OK

### SKIVE 8\_ LASTKOMBINASJON 1

Komb.	M [KNm]	G [KN/m]	P [KN/m]	S [KN/m]	M [KNm]	N [KN]	L [mm]	t [mm]	fcd [N/mm2]	Ant.	φ [mm]	C1 [mm]	Zant. [mm]	Zber. [mm]	Z [mm]	Z ≥ 0.8ad	Tc [KN]	σc [N/mm2]	S [KN]	S ≤ 1 φ32
1	2170	463	66	10	3255	1644 / 2256	3550	250	24,5	1	32	150	2720	3178	3178	OK	2178	20	-221	OK
2	2170	463	66	10	2279	1644 / 2361	3550	250	24,5	1	32	150	2720	3205	3205	OK	1908	20	99	OK
3	2170	463	66	10	2279	1644 / 2272	3550	250	24,5	1	32	150	2720	3210	3210	OK	1860	20	102	OK
4	2170	463	66	10	2279	1644 / 2502	3550	250	24,5	1	32	150	2720	3198	3198	OK	1984	20	96	OK

### SKIVE 9\_ LASTKOMBINASJON 1

Komb.	M [KNm]	G [KN/m]	P [KN/m]	S [KN/m]	M [KNm]	N [KN]	L [mm]	t [mm]	fcd [N/mm2]	Ant.	φ [mm]	C1 [mm]	Zant. [mm]	Zber. [mm]	Z [mm]	Z ≥ 0.8ad	Tc [KN]	σc [N/mm2]	S [KN]	S ≤ 2 φ32
1	2310	334	26	4	3465	1186 / 1535	3550	250	24,5	2	32	225	2660	3135	3135	OK	1864	20	-506	OK
2	2310	334	26	4	2426	1186 / 1576	3550	250	24,5	2	32	225	2660	3168	3168	OK	1537	20	-160	OK
3	2310	334	26	4	2426	1186 / 1541	3550	250	24,5	2	32	225	2660	3170	3168	OK	1520	19	-160	OK
4	2310	334	26	4	2426	1186 / 1713	3550	250	24,5	2	32	225	2660	3161	3161	OK	1607	20	-163	OK

# ENKLE AVSTIVENDE SKIVER

## LASTKOMBINASJONER

L1: 1,2/ 1,0G + 1,05P + 1,05S + 1,5M  
 L2: 1,2/ 1,0G + 1,5P + 1,05S + 1,05M  
 L3: 1,2/ 1,0G + 1,05P + 1,5S + 1,05M  
 L4: 1,35/ 1,0G + 1,05P + 1,05S + 1,05M

## FORKLARING TIL BRUK AV BEREGNINGSARKET

- 1) Verdier for laster, dimensjoner, betongens trykkfasthet, ant. korrugerte rør for å motvirke løft av elementet og diameteren av disse fylles inn i blanke ruter.
- 2) I blanke ruter i Z-kolonnen fylles først verdien for Zant. inn. Deretter byttes denne ut med Zber. helt til Z = Zber.
- 3) Riktig lastkombinasjon vises i grønn rute.
- 4) Tc og S vises i blå ruter.
- 5) Kontroller at kolonnen helt til høyre viser "OK". Hvis ikke endres ant./ diameter til korr.rør og punkt 2 gjenntas.

SKIVE 10_ LASTKOMBINASJON 4																				
Komb.	M [KNm]	G [KN/m]	P [KN/m]	S [KN/m]	M [KNm]	N [KN]	L [mm]	t [mm]	fcd [N/mm2]	Ant.	φ [mm]	C1 [mm]	Zant. [mm]	Zber. [mm]	Z [mm]	Z ≥0.8ad	Tc [KN]	σc [N/mm2]	S [KN]	S ≤ 1 φ32
1	425	449	62	9	638	1594 / 2177	3550	250	24,5	1	32	150	2720	3270	3270	OK	1277	20	607	OK
2	425	449	62	9	446	1594 / 2276	3550	250	24,5	1	32	150	2720	3271	3271	OK	1267	20	666	OK
3	425	449	62	9	446	1594 / 2192	3550	250	24,5	1	32	150	2720	3275	3275	OK	1224	20	667	OK
4	425	449	62	9	446	1594 / 2416	3550	250	24,5	1	32	150	2720	3263	3263	OK	1340	20	663	OK
SKIVE 11_ LASTKOMBINASJON 1																				
Komb.	M [KNm]	G [KN/m]	P [KN/m]	S [KN/m]	M [KNm]	N [KN]	L [mm]	t [mm]	fcd [N/mm2]	Ant.	φ [mm]	C1 [mm]	Zant. [mm]	Zber. [mm]	Z [mm]	Z ≥0.8ad	Tc [KN]	σc [N/mm2]	S [KN]	S ≤ 1 φ32
1	786	420	52	8	1179	996 / 1345	2372	250	24,5	1	32	150	1778	2097	2097	OK	1227	20	-58	OK
2	786	420	52	8	825	996 / 1400	2372	250	24,5	1	32	150	1778	2112	2112	OK	1078	20	117	OK
3	786	420	52	8	825	996 / 1353	2372	250	24,5	1	32	150	1778	2115	2115	OK	1053	20	118	OK
4	786	420	52	8	825	996 / 1494	2372	250	24,5	1	32	150	1778	2107	2107	OK	1126	20	115	OK
SKIVE 12_ LASTKOMBINASJON 4																				
Komb.	M [KNm]	G [KN/m]	P [KN/m]	S [KN/m]	M [KNm]	N [KN]	L [mm]	t [mm]	fcd [N/mm2]	Ant.	φ [mm]	C1 [mm]	Zant. [mm]	Zber. [mm]	Z [mm]	Z ≥0.8ad	Tc [KN]	σc [N/mm2]	S [KN]	S ≤ 1 φ32
1	277	334	28	4	416	1186 / 1542	3550	250	24,5	1	32	150	2720	3310	3310	OK	883	20	478	OK
2	277	334	28	4	291	1186 / 1587	3550	250	24,5	1	32	150	2720	3312	3312	OK	866	20	516	OK
3	277	334	28	4	291	1186 / 1549	3550	250	24,5	1	32	150	2720	3314	3314	OK	847	20	517	OK
4	277	334	28	4	291	1186 / 1720	3550	250	24,5	1	32	150	2720	3305	3305	OK	934	20	515	OK
SKIVE 13_ LASTKOMBINASJON 1																				
Komb.	M [KNm]	G [KN/m]	P [KN/m]	S [KN/m]	M [KNm]	N [KN]	L [mm]	t [mm]	fcd [N/mm2]	Ant.	φ [mm]	C1 [mm]	Zant. [mm]	Zber. [mm]	Z [mm]	Z ≥0.8ad	Tc [KN]	σc [N/mm2]	S [KN]	S ≤ 1 φ32
1	267	334	26	4	401	558 / 723	1672	250	24,5	1	32	150	1218	1455	1372	OK	653	9	-13	OK
2	267	334	26	4	280	558 / 742	1672	250	24,5	1	32	150	1218	1463	1372	OK	576	8	75	OK
3	267	334	26	4	280	558 / 726	1672	250	24,5	1	32	150	1218	1464	1372	OK	567	8	75	OK
4	267	334	26	4	280	558 / 807	1672	250	24,5	1	32	150	1218	1460	1372	OK	608	8	75	OK

σc < fcd

σc < fcd

σc < fcd

σc < fcd

σc < fcd

σc < fcd

σc < fcd

σc < fcd

σc < fcd

σc < fcd

σc < fcd

σc < fcd

σc < fcd

σc < fcd

σc < fcd

σc < fcd



### 5.7.6 Excel-beregningsark for sammensatte avstivende skiver

I forbindelse med beregning av *global avstivning* har jeg også lagt Excel-beregningsark for utregning av *sammensatte avstivende skiver*. Beregninger foregår her på samme måte som for *enkle avstivende skiver*, men i tillegg må skjærstrømmen mellom elementene kontrolleres og nødvendig antall skjærforbindelser bestemmes.

Bakgrunnen for oppbygning av beregningsarket finnes i kapittel 5.7.3 og 5.7.4.

Beregning for skive 14 er tatt med i dette kapitlet.



## 5.8 Lastkapasitet av vegger

### 5.8.1 Generelt

Lastkapasitet av avstivende vegger er gjort i *BTSNITT* av sivilingeniør Ove Sletten. Her legges dimensjoner, armering og laster for betraktede søylesoner inn. Programmet regner med minimumseksentrisitet.

For massive vegger hentes trykksoner og dimensjonerende laster fra *kapittel 8.7 Global avstivning*. For fasader leses trykkresultanter på grunn av horisontale laster direkte av i *undermodeller*, mens vertikal laster hentes fra *kapittel 8.4 Lastnedregning*. Lastene kontrolleres for 4 lastkombinasjoner i *kapittel 8.6*.

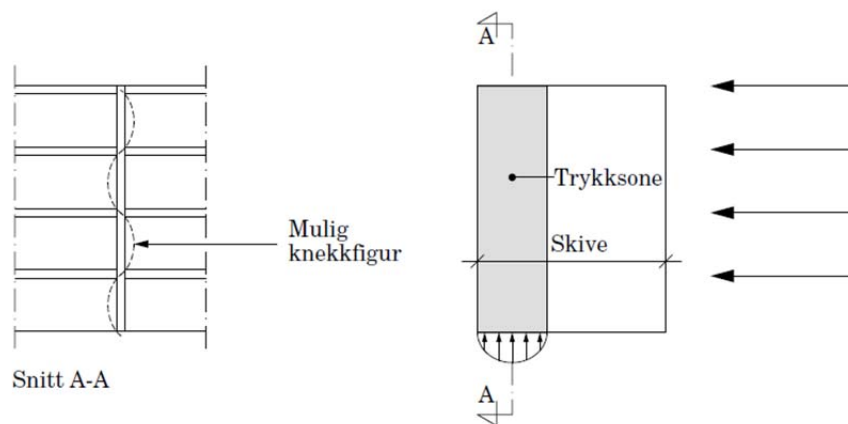
Lastene som legges inn i programmet er ferdig regnet for ulike lastkombinasjoner, så lastfaktorene i programmet settes lik 1,0 for permanente og variable laster.

### 5.8.2 Kapasitet av avstivende vegger

Lastkapasitet av avstivende vegger er utført for skive 3, 8, 11, 14 og 15. Beregninger for skive 14 er lagt ved på slutten av dette kapittelet, mens resterende beregninger er lagt ved i vedlegg G. Beregningene er gjort for størst belastede element, det vil si veggskiven i nederste etasje og *BTSNITT* gir utnyttet momentkapasitet for valgt armeringsmengde.

Betongens overdekning og fri avstand mellom armeringsjern er valgt i henhold til *kapittel 5.2.2.3*.

Elementenes knekk lengde settes lik 3300mm i henhold til *Betongelementhåndbokens kapittel 9.3*.



Figur 81. Knekkning av skivevegg om svak akse. [2]



Tittel Skive 14			Side 2
Prosjekt Signalhus	Ordre	Sign	Dato 12-06-2012

### Materialdata

Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1,00	Eksponeringsklasse	XC1
Materialfaktor betong	1,50	Lite korrosjonsømfintlig armering	
Materialfaktor stål	1,15	Dimensjonerende levetid 50 år	
Betongkvalitet	B45 (C 45/55)		
Densitet kg/m <sup>3</sup>	2400	<b>Minimum overdekning</b>	
Sement i fasthetsklasse	N	Min. krav	15
Armering flytegrense	500	Toleranse	10
Skjærarmoring flytegrense	500	Min. nominell overdekning	25
Relativ fuktighet	40%		
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28		
Effektiv høyde, h <sub>0</sub> (NS-EN 1992-1-1 (B.6))	216		

### NA.6.2.2(1)Følgende krav til tilslag er oppfylt

(1.Største tilslag etter NS-EN 12620 D>=16mm. 2.Det grove tilslaget>=50% av total tilslagsmengde. 3.Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet)

Korttids Emodul, E <sub>cm</sub>	36300	Kryptall, FI 0_28	1,36
Trykkfasthet, f <sub>cd</sub>	25,5	Kryptall, FI 28_5000	1,76
Middelverdi av strekkfasthet, f <sub>ctm</sub>	3,80	Svinntøyning, 0_28	-,00012
Strekkfasthet, f <sub>ctd</sub>	1,51	Svinntøyning, 28_25000	-,00032

### Knekningsdata

Knekk lengde i Z-retning	3300 mm	Knekk lengde i Y-retning	3300 mm
Geometrisk avvik i Z-retning	8 mm	Geometrisk avvik i Y-retning	8 mm
N-langtid/ N-total ( for beregning av MN-diagram )			0,500
Største tillatte utbøyning i brukstilstand:		Knekk lengde / 300	

### Pålitelighetsklasse: 3 (brukervalgte lastfaktorer)

Lastfaktorer	Bruksgrense	Risskontroll	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2	PSI-Faktor: Kategori A - Bolig Krav maks.nedbøyning: Nedbøyning fører til skader
Permanent last (G)	1,00	1,00	1,00	1,00	
Variabel last (P)	1,00	1,00	1,00	1,00	

### Snittkrefter. Lasttilfelle nr 1

#### Permanent last

Mg_Y	0,0 kNm
Mg_Z	0,0 kNm
Ng	-8109,0 kN

#### Variabel last

Mp_Y	0,0 kNm
Mp_Z	0,0 kNm
Np	0,0 kN

### Bruddgrensetilstand: totalt moment og utbøyning

#### Totalt moment

MY-total =195,1 kNm  
MZ-total =139,3 kNm

#### Utbøyning

Zretning: 0 mm  
Yretning: -6 mm

Positiv moment-og kraftvektorer i Y og Z-retning. Positiv Mg\_Y, Mp\_Y gir strekk i ok

### Dimensjonerende snittkrefter

Momentkontroll og risskontroll: Bidrag fra minste eksentrisitet medtas i MY og MZ.

Tittel Skive 14			Side 3
Prosjekt Signalhus	Ordre	Sign	Dato 12-06-2012

**Momentkontroll. Lasttilfelle nr 1**

N	-8109,0
MY inkl. geom.avvik	197,8
MZ inkl. geom.avvik	87,2
MY_tillegg (utbøyning)	-2,6
MZ_tillegg (utbøyning)	52,2
N,M/ Nd,Md	0,87
SigmaC min	-16,32
SigmaS maks	0,00

Utbøyning (bruksgrense) y-retning. 0 mm

**Risskontroll. Lasttilfelle nr 1**

N	-8109,0
MY inkl. geom.avvik	0,0
MZ inkl. geom.avvik	0,0
MY_tillegg (utbøyning)	0,0
MZ_tillegg (utbøyning)	0,0
senteravstand	78
SigmaS maks	0
SigmaS/ Sigma-tillatt	0,00

Utbøyning i z-retning. -1 mm

## 5.9 Kapasitet av horisontale knutepunkt

### 5.9.1 Generelt

For vertikale skiver er lastkapasitet av horisontale knutepunkt ofte dimensjonerende med hensyn til påkjenning av vertikale laster. Er lastene for store må nødvendige tiltak iverksettes. Eksempel på tiltak kan være å øke den aktuelle veggens bredde eller bruk av konsoll istedenfor innskutte dekker. Figur 82 viser eksempel på hvordan horisontale knutepunkt utføres for vegger med en- og tosidig opplegg. Her vil lastene fra øvrige vegger og dekker føres ned i fugestøp med bredde lik  $b_f$ , mens laster fra dekker i etasjen man betrakter vil føres ned i opplegg for hulldekker. Lastkapasiteten i snitt 1, 2 og 3 må kontrolleres for brudd.

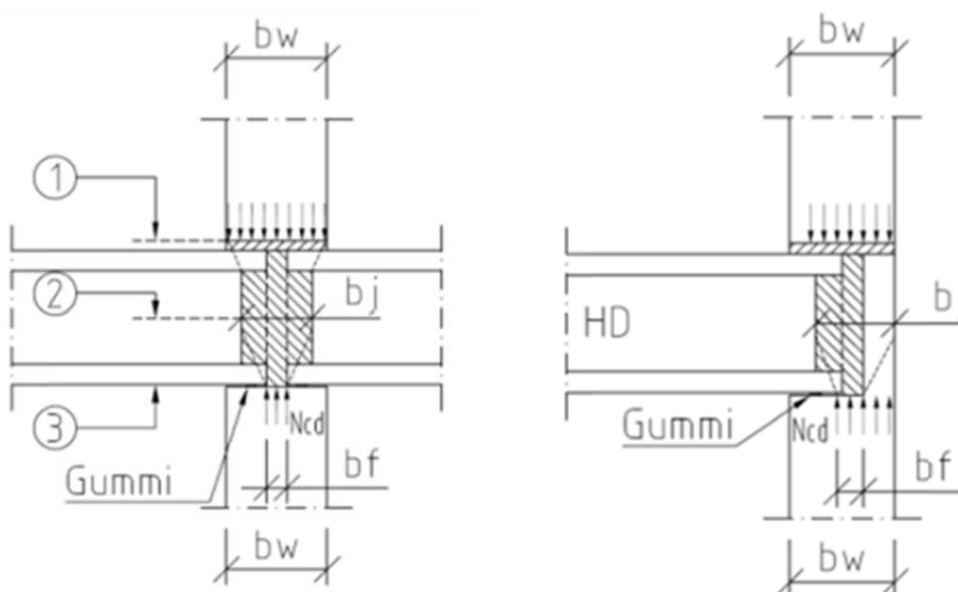
I forbindelse med kontroll av lastpåkjenning på horisontale knutepunkt har jeg lagd et Excel-beregningsark. Bakgrunnen for formlene i beregningsarket er vist i *kapittel 5.9.2* og er funnet med bakgrunn i «*Prefabrikkerte massive vegger. Anbefalinger om bruk av massive vegger i bolig og næringsbygg*» av Hovin P.E., Hvidsten F. og Andersen T.R. Beregningene i utgivelsen er basert på *NS-EN-1992-1-1* og *Betongelementhåndboken*.

#### Massive vegger:

Excel-beregningsarket brukt i forbindelse med global avstivning (se *kapittel 8.7*) er basert på 80 % utnyttet lastkapasitet for horisontale knutepunkt mellom dekker over 1 etasje. Dette innebærer at kontroll av horisontale knutepunkt for dekke over 1-5 etasje (dekker opplagt på konsoll) for massive vegger er ok siden kapasitet av snitt 1 er dimensjonerende for disse. Dekker over 6-12 etasje utføres som innskutte dekker (se figur 82). For innskutte dekker er snitt 3 dimensjonerende og kapasiteten må derfor kontrolleres for knutepunktet over 6 etasje.

#### Fasader:

For fasader må lastkapasitet av knutepunkt over 1 etasje kontrolleres og eventuelt bruk av lokale utspæringer i hulldekke må vurderes.



Figur 82. [10]

## 5.9.2 Beregning av lastkapasitet

### Understøp under vegg over knutepunkt (snitt 1):

---

$$N_{cd} = f_{cdvegg} \cdot b_w = f_{cck} \cdot \frac{a_{cc}}{\gamma_c} \cdot b_w$$

hvor

$f_{cdvegg}$  er understøpens trykkapasitet

$b_w$  er lastbredden som vist i figur 82

$f_{cck}$  er betongens karakteristiske sylindrefasthet

$a_{cc}$  er en faktor som settes til 0,85

$\gamma_c$  er materialfaktoren

### Fugestøp mellom hulldekker (snitt 2):

---

$$N_{cd} = f_{cdfuge} \cdot b_j = f_{cck} \cdot \frac{a_{cc} \cdot 0,8}{\gamma_c} \cdot b_j$$

hvor

$f_{cdfuge}$  er trykkapasitet for fugen

$b_j$  er lastbredden som vist i figur 82

0,8 er en montasjefaktor for arbeid utført på byggeplass

Her forutsettes det at en bruker propper som gir utfylling ca. 40 mm inn i hulldekkenes kanaler.

### Nederste fugestøp (snitt 3):

---

$$N_{cd} = f_{cdfuge} \cdot b_f \cdot \sqrt{\frac{b_j}{b_f}} = f_{cck} \cdot \frac{a_{cc} \cdot 0,8}{\gamma_c} \cdot b_f$$

hvor

$f_{cdfuge}$  er trykkapasitet for fugen

$b_f$  er lastbredden som vist i figur 82

\*Dette del-kapitlet er i stor grad hentet fra [10]



### **5.9.3 Lastkapasitet**

Kontroll av horisontale knutepunkt er gjort for skive 2, 5, 8, 10 og 14. Betongkvaliteten er satt som B45 for vegger og B35 for fugestøp. Beregninger for skive 14 er lagt ved i dette kapitlet, mens resterende beregninger er lagt ved i vedlegg H.

## Lastkapasitet\_Horisonal fuge

### FREMANGSMÅTE FOR BRUK AV ARKET

1. Setter inn verdier for dimensjoner, vertikal linjelast i hvite celler (tabell 1).  
Betongkvalitet (B30-B55) velges fra rullegardinliste.
2. Gule celler (tabell 2) viser kapasiteten til de forskjellige sjikt
3. Blå celler (tabell 2) viser utnyttelsesgraden av sjiktene

### 1. INNVERDIER

#### Vertikallast:

Linjelast = 2062 [kN/m]

#### Betongkvalitet:

Understøp = B45

Fugestøp = B35

#### Dimensjoner:

Lengde på søylesone = 1660 [mm]

$b_w$  = 250 [mm]

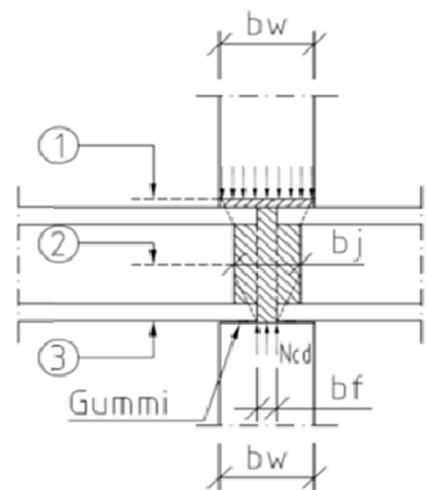
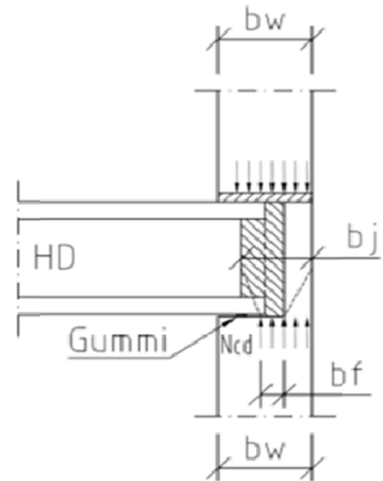
$b_j$  = 170 [mm]

$b_f$  = 90 [mm]

### 2. KAPASITET OG UTNYTTELSE AV SJKT

Sjikt:	Kapasitet:	Utnyttelsesgrad:
1. Understøp	= 10583 [kN]	0,32
2. Fugestøp	= 4478 [kN]	0,76
3. Fugestøp nederst	= 3258 [kN]	1,05

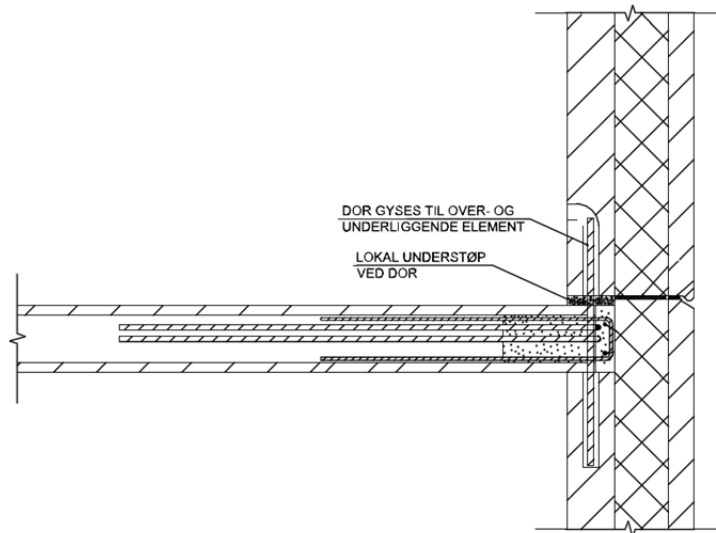
**Brudd ved utnyttelsesgrad > 1,0!**



### Skive 14

---

For skive 14 ser vi at lastkapasiteten for snitt 3 i knutepunkt over 6 etasje er overskredet med 5 % ved bruk av innskutte dekker. Vegg over og under knutepunktet er koblet sammen med armeringsjern som vist i figur 83. Excel-beregningsarket regner kapasitet kun basert på betongens trykkfasthet og tar ikke hensyn til armeringens langt større materialfasthet. Beregningene er derfor konservative og en overskridelse på 5 % vil være innenfor rimelighetens grenser.



Figur 83.

### Skive 5

---

For skive 5 er utnyttelsen av lastkapasiteten for snitt 3 i knutepunkt over 6 etasje lik 84 %.

### Skive 8

---

For skive 8 er utnyttelsen av lastkapasiteten for snitt 3 i knutepunkt over 6 etasje lik 73 %.

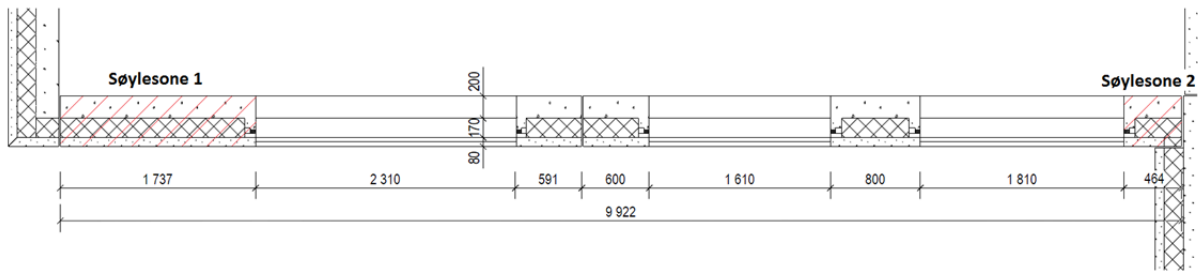
### Skive 10

---

For skive 10 er utnyttelsen av lastkapasiteten for snitt 3 i knutepunkt over 6 etasje lik 94 %.

Skive 2

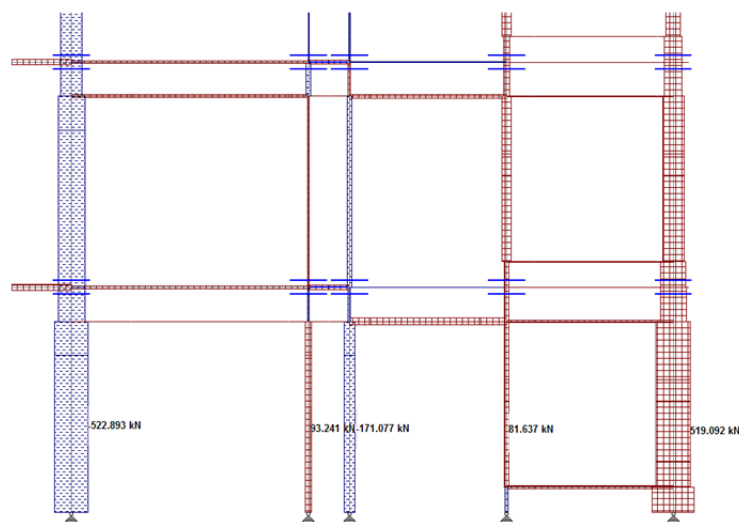
For skive 2 er horisontalt knutepunkt for størst belastede søylesone kontrollert (markert med rødt i figur 84). Her antas det at snitt 1 blir belastet med 1/2 – del av skivens totale vertikallaster når denne samtidig er belastet med horisontale laster. Snitt 2 regnes å belastes med 1/3 – del av skivens totale vertikallaster. Belastning på søylesoner forårsaket av horisontale laster leses direkte av fra undermodeller (se figur 85).



Figur 84. Skive 2 (hente fra Tekla-modellen)

Utnyttelsen av lastkapasiteten for snitt 3 i søylesone 1 er lik 90 %. Dette innebærer at søylesone 1 kan utformes uten lokale utsparinger for hele veggskiven.

For søylesone 2 er lastkapasiteten for snitt 1 er overskredet med 7 %. Dette er innenfor akseptable grenser siden Excel-beregningsarket regner konservativt uten å ta hensyn til armeringens trykkfasthet. Løsningen blir derfor å benytte lokale utsparinger i hulldekker rundt søylesone 2. Dette gir en lastkapasitet av knutepunktet lik som for snitt 1. Det antas at denne løsningen brukes for 5 nederste etasjer og en ekstra kapasitetskontroll av knutepunkt i 6 etasje viser at utnyttelsen av snitt 3 her er 79 %. Løsningen med lokale utsparinger i 5 etasjer er med andre ord ok.



Figur 85. Laster fra undermodell for skive 2.

## 6 Konklusjon

For høye konstruksjoner gir store vertikale laster ofte dimensjonerende situasjoner for horisontale knutepunkt i nederste etasjer. For Signalhus ser vi at dekker ført på konsoller for massive vegger i de 5 nederste etasjene, samt lokale utsparinger rundt enkelte søylesoner i fasader bidrar til god nok kapasitet for horisontale knutepunkt. Store vertikale laster har også en gunstig virkning med tanke på løft av avstivende vertikalskiver. Fra global avstivning (se kapittel 5.7) ser vi at løftresultanten for massive vegger er relativt liten for de aller fleste skiver og 1-2 stk. strekkforbindelser mellom fundament og skiver er nok til å forhindre skiverotasjon.

Overføringen av krefter i bygget gir stort sett «rene» vertikale skiver. Dette innebærer at horisontallastene fordeler seg jevnt over skivene uten å «henge seg opp» i dekker. Dette er positivt med tanke på at «urene» skiver vil kunne gi meget store krefter i horisontalskivene.

Fra global avstivning ser vi at vindlast stort sett er dominerende med hensyn til avstivning av bygget. Unntaket gjelder de skiver hvor løft av skivene er utlignet av vertikale laster. For disse tilfellene blir *lastkombinasjon L4* (se kapittel 5.6) dimensjonerende da denne gir størst belastning på trykksoner. Bygget er ikke påvirket av jordskjelvlaster siden byggets utforming og grunnen tilfredsstillende utelatelseskriterier gitt i Eurokode 8 (se kapittel 5.3.6.4).

En del av masteroppgaven gikk ut på å teste ut overføring av konstruksjoner, utført som prefabrikkerte betongelementer, mellom Tekla Structures og SAP2000. Et fullt integrert system vil være tidsbesparende siden en har mulighet til å overføre gjeldende konstruksjon direkte fra Tekla til SAP2000 og kjøre analyser her istedenfor å lage to uavhengige modeller. Uttesting av koblingen mellom programmene viste at skal man benytte fullt integrert system for bygninger med detaljer som f. eks. sandwichelementer må man "kle av" elementene ytter- og isolasjonssjikt for at koblingen skal fungere skikkelig. Dette var avgjørende for at valg av analyseprogram falt på Staad.Pro.

Uttestingen av forskjellene mellom overføring av krefter for Staad og skiveprogrammet brukt til analyse hos Prefab Design (se kapittel 5.3.8) viste at programmene overfører krefter i vertikalskiver nokså likt. For overføring av krefter i horisontale skiver ble det klart at skiveprogrammet regner dekker i henhold til «gammel skiveteori» hvor en regner skiver som uendelig stive, mens dekker i Staad regnes med reelle stivheter. Dette gjør Staad til det mest pålitelige programmet med hensyn til avstivningsanalyse. Bygget i oppgaven har meget stive dekker (lengde-bredde forhold tilnærmet lik 1,0) og forskjellen i programmene vil derfor ikke gi spesielt stort utslag. For bygg der forholdet mellom byggets lengde og bredde er stort (f. eks. lagerbygg) vil forskjellen derimot gi større utslag og valg av riktig programvare blir avgjørende for en god avstivningsanalyse.

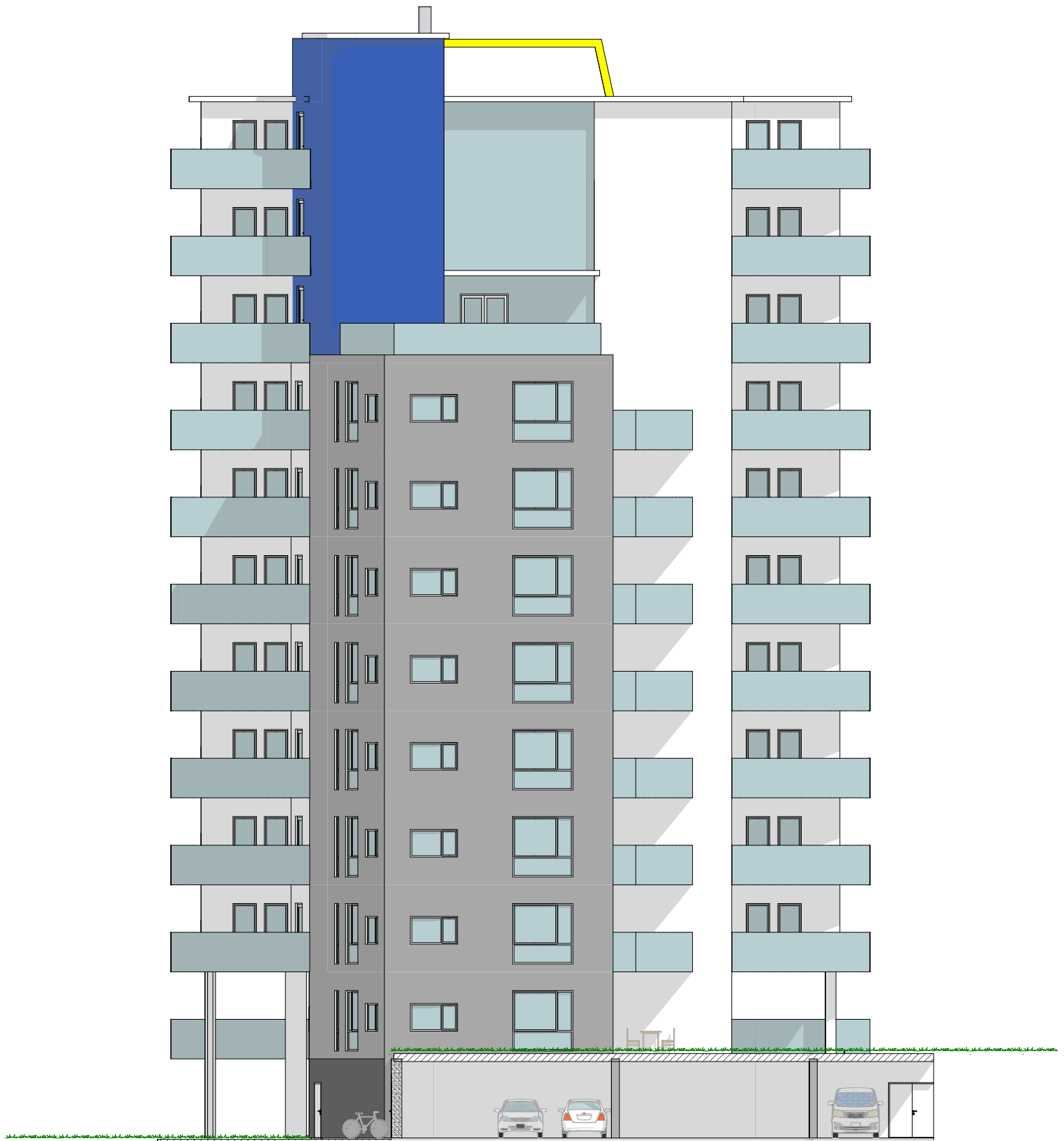
## Referanser

- [1] Alexander S., *Bygging med betongelementer*, bind A. Betongelementforeningen, 2005
- [2] Hopp, J. og Alexander S., *Avstiving og kraftoverføring*, bind B. Betongelementforeningen, 2008
- [3] Alexander S. og Brekke A., *Elementer og knutepunkter*, bind C. Betongelementforeningen, 2006
- [4] Elliot, K.S., *Precast Concrete Structures*. Butterworth-Heinemann, 2002
- [5] Speyer I.J., *Considerations for the Design of Precast Concrete Bearing Wall Buildings to Withstand Abnormal Loads*. Prestressed Concrete Institute, 1976
- [6] NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009: *Laster på konstruksjoner: Del 1-4: Allmenne laster: Vindlaster*
- [7] NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008: *Laster på konstruksjoner: Del 1-1: Allmenne laster: Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger*
- [8] NS 3490: *Prosjektering av konstruksjoner: Krav til pålitelighet*
- [9] NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008: *Laster på konstruksjoner: Del 1-3: Allmenne laster: Snølaster*
- [10] Hovin P.E., Hvidsten F. og Andersen T.R., *Prefabrikkerte massive vegger. Anbefalinger om bruk av massive vegger i bolig og næringsbygg*
- [11] <http://www.jarlsoe.no/>
- [12] <http://www.kriseinfo.no/Vaer-og-natur/Jordskjelv/Jordskjelv-i-Norge/>
- [13] NS-EN 1998-1:2004+NA:2008: *Eurokode 8 : Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning: Del 1: Allmenne regler , seismiske laster og regler for bygninger*
- [14] Fause S., *Hulldekker*. Tilgjengelig fra [www.Tekna.no](http://www.Tekna.no)
- [15] <http://www.contiga.no/produkter/betongprodukter/hulldekker.html>
- [16] <http://www.jaro.no/>
- [17] <http://www.loe.no/betong/produkter/hulldekk.asp>
- [18] Rørvik T. og Årskog V., *Konstruksjoner og belastning. Kompendium i lastberegning*. 2007
- [19] Aarhaug O.R., *Geoteknikk*. NKI Forlaget, 2006
- [20] Larsen P.K., *Konstruksjonsteknikk– Laster og bæresystemer*, Tapir Akademisk Forlag, 2008
- [21] <http://www.vindkraft.no>
- [22] <http://vg.no>

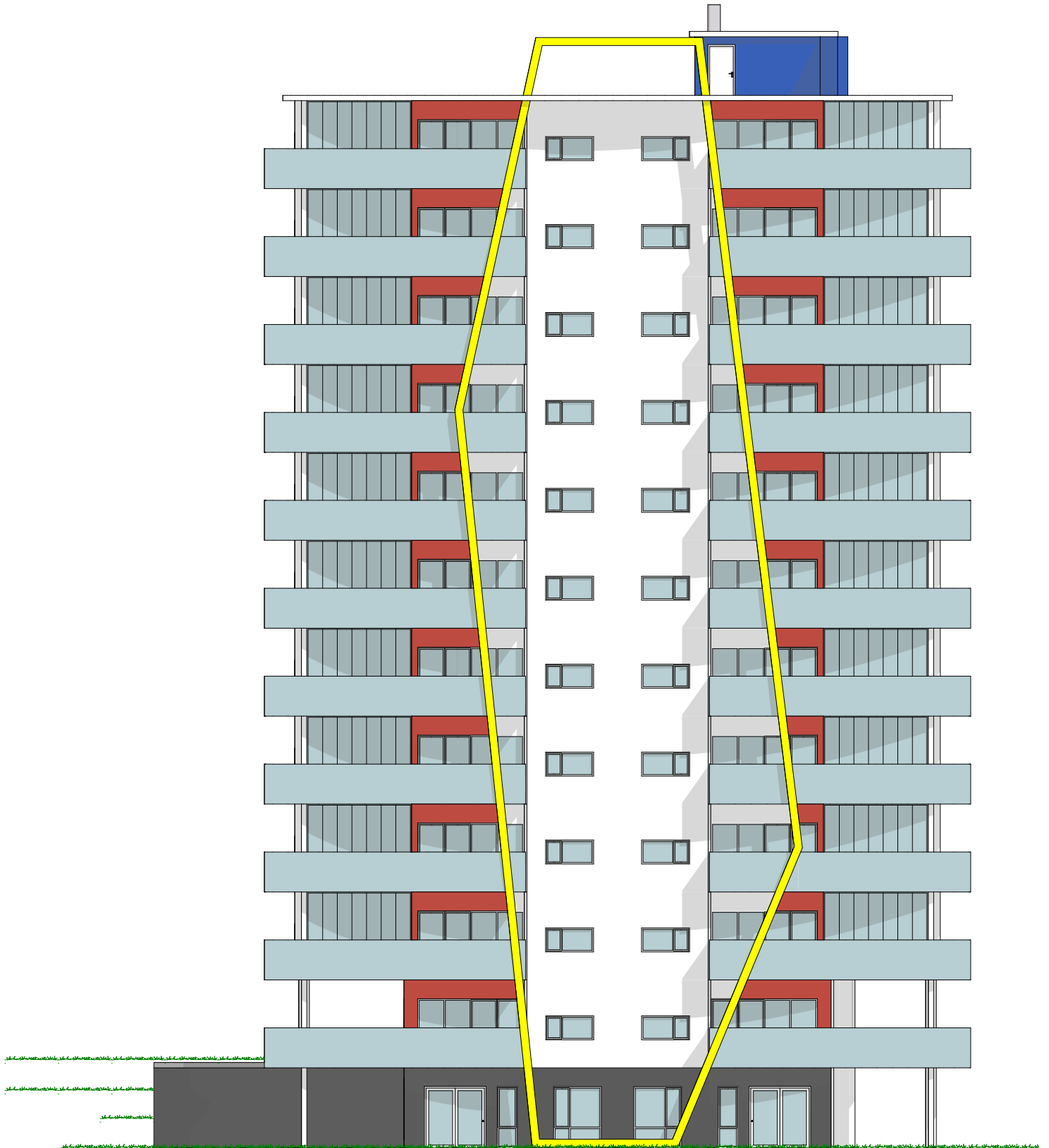
- [23] <http://www.radiokvinesdal.no>
- [24] <http://www.jordskjelv.no>
- [25] <http://no.wikipedia.org/wiki/Jordskjelv>
- [26] [http://saturniancosmology.org/files/geology/sect2\\_1a.html](http://saturniancosmology.org/files/geology/sect2_1a.html)
- [27] <http://www.exploredia.com>
- [28] [http://no.wikipedia.org/wiki/Newtons\\_bevegelseslover](http://no.wikipedia.org/wiki/Newtons_bevegelseslover)
- [29] Rao S. S., *Mechanical Vibrations*. Prentice Hall, Inc., 2005
- [30] Mariero E., *Betongkonstruksjoner*, 2006
- [31] E. Booth og D. Key, *Earthquake design practice for buildings*, Thomas Telford Publishing, 2008
- [32] <http://www.snl.no/resonans>
- [33] <http://kart.gulesider.no>
- [34] NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner: Del 1-1 Allmenne regler og regler for bygninger*
- [35] <http://www.edr.se/produkter/bim/tekla>

## **Vedlegg A - Arkitekttegninger av Signalhus**

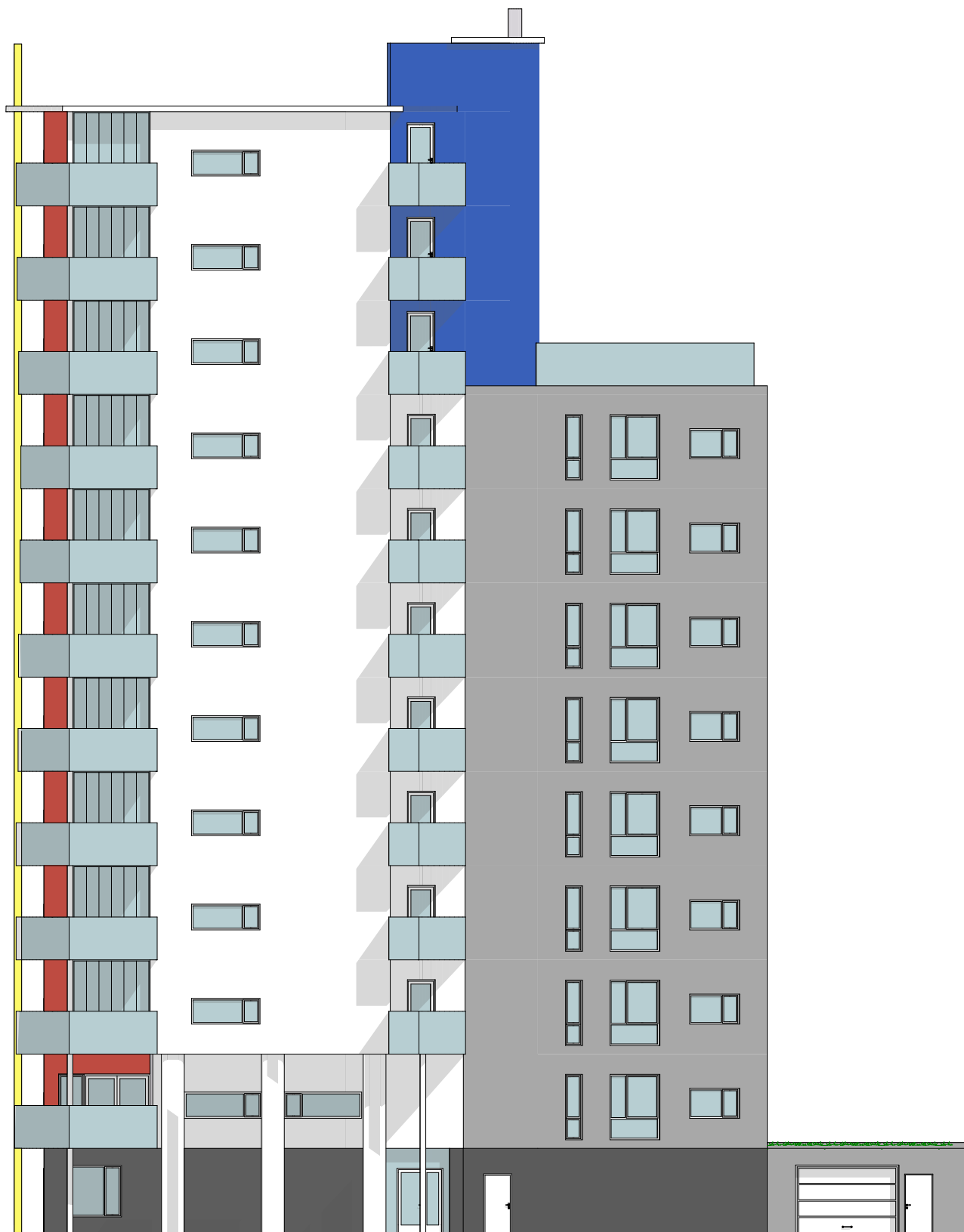




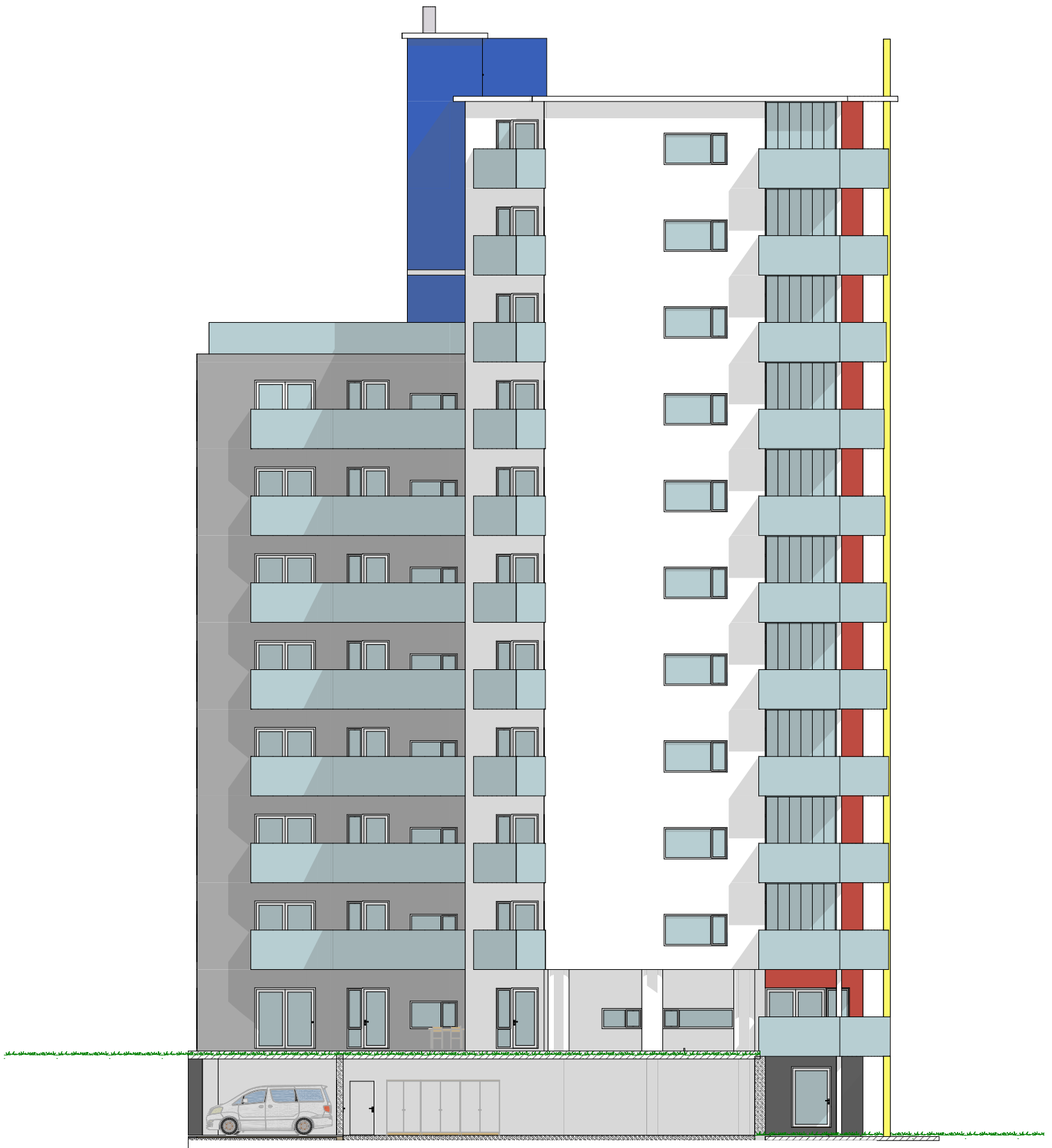
SIGNALBYGG JARLSØ skisseforslag oppriss mot nord-vest M.1:200 12.01.12.



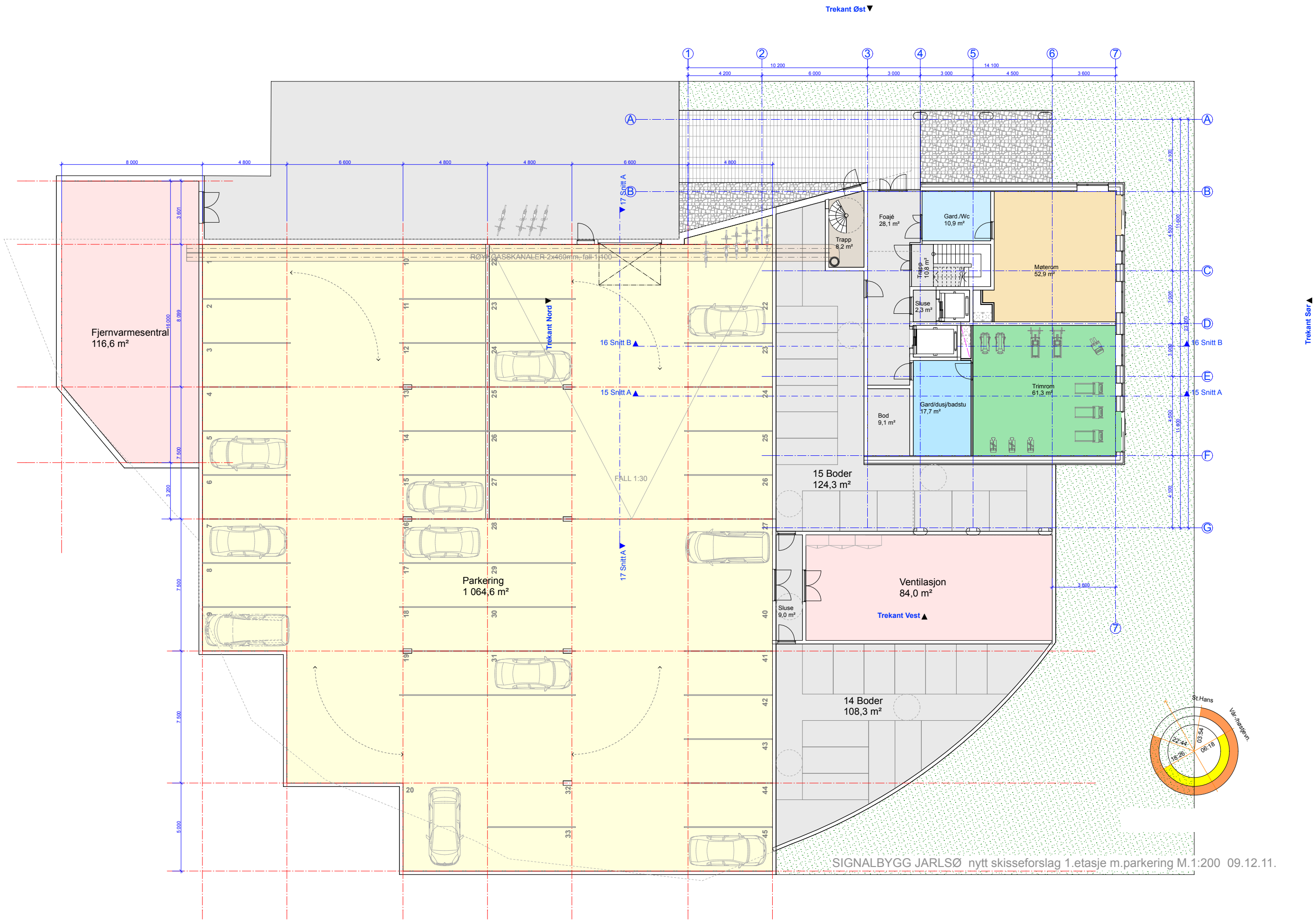
SIGNALBYGG JARLSØ skisseforslag oppriss mot syd-øst M.1:200 12.01.12.



SIGNALBYGG JARLSØ skisseforslag oppriss mot nord-øst M.1:200 12.01.12.



SIGNALBYGG JARLSØ skisseforslag oppriss mot syd-vest M.1:200 12.01.12.



Fjernvarmesentral  
116,6 m<sup>2</sup>

Parkering  
1 064,6 m<sup>2</sup>

Foajé  
28,1 m<sup>2</sup>

Gard/Wc  
10,9 m<sup>2</sup>

Meterom  
52,9 m<sup>2</sup>

Trimrom  
61,3 m<sup>2</sup>

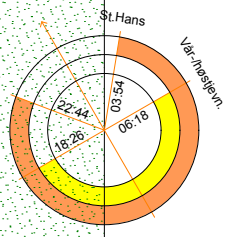
Bod  
9,1 m<sup>2</sup>

Gard/dusj/badstu  
17,7 m<sup>2</sup>

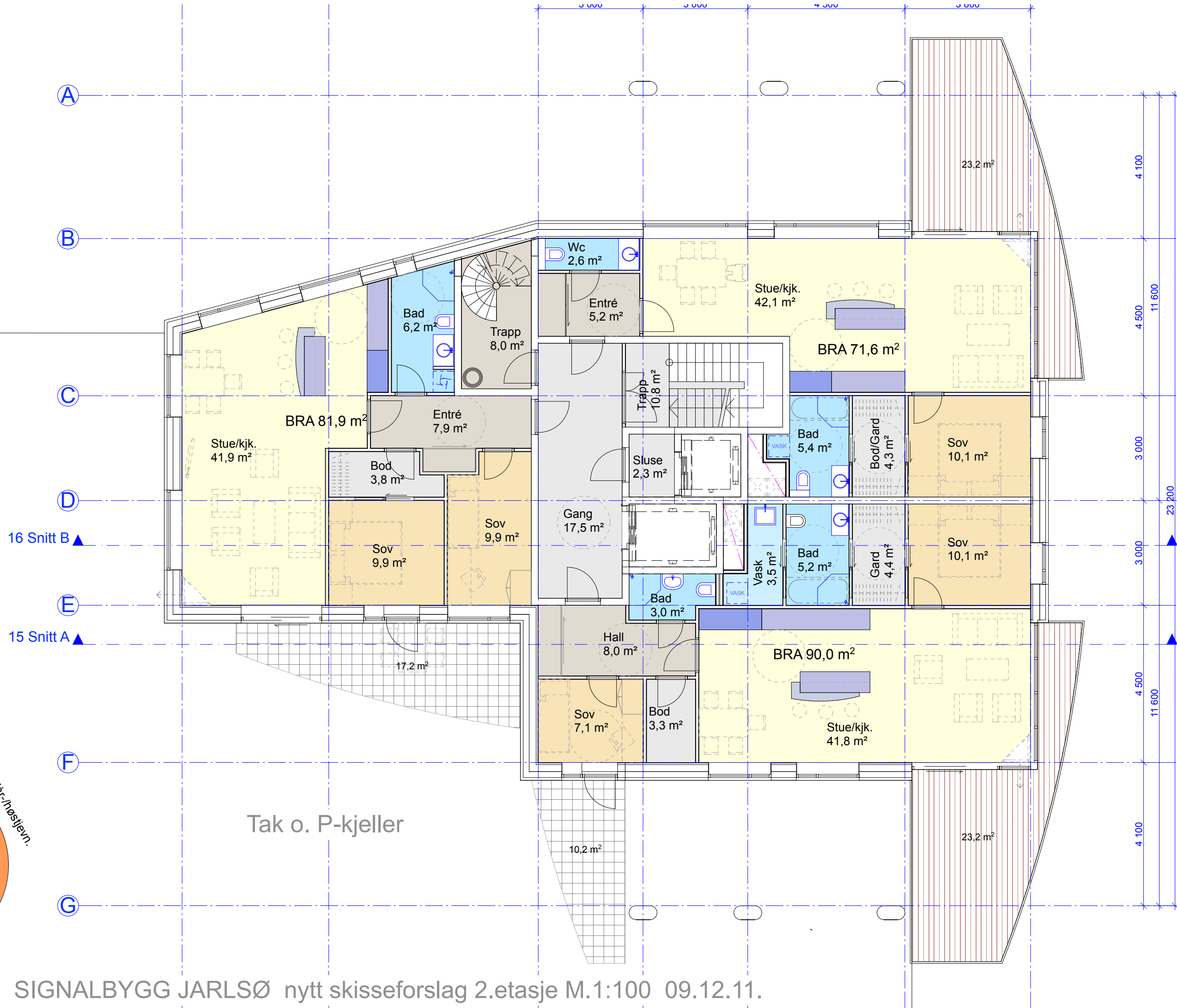
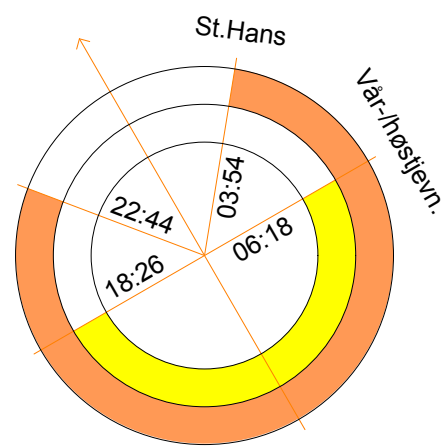
15 Boder  
124,3 m<sup>2</sup>

Ventilasjon  
84,0 m<sup>2</sup>

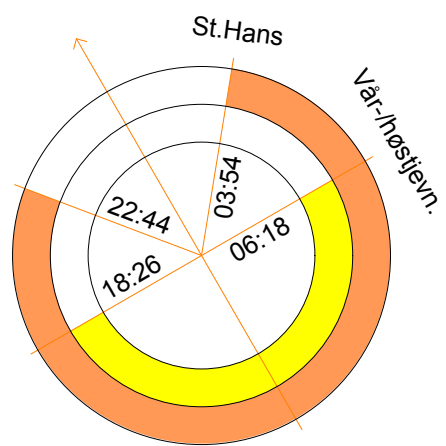
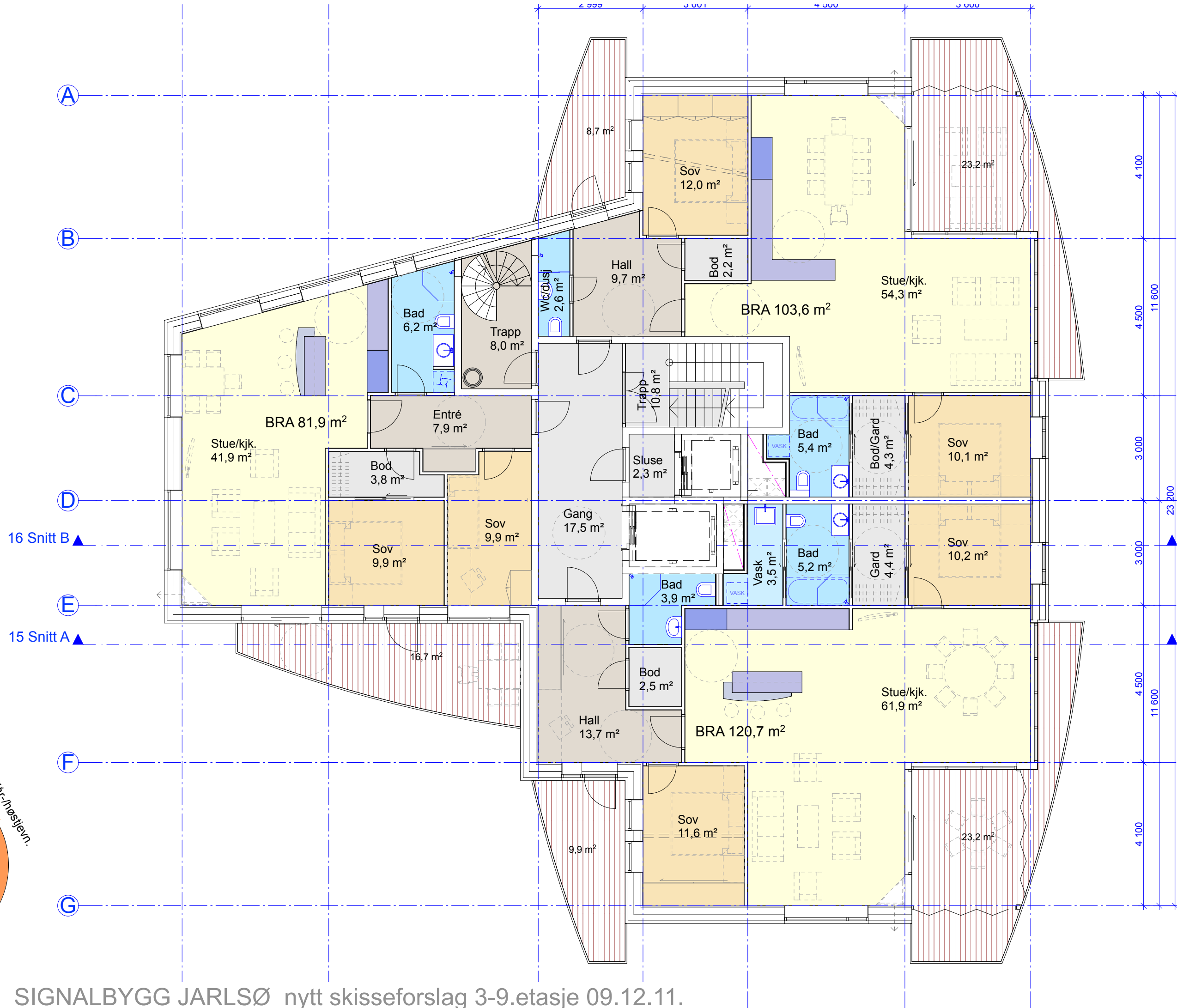
14 Boder  
108,3 m<sup>2</sup>

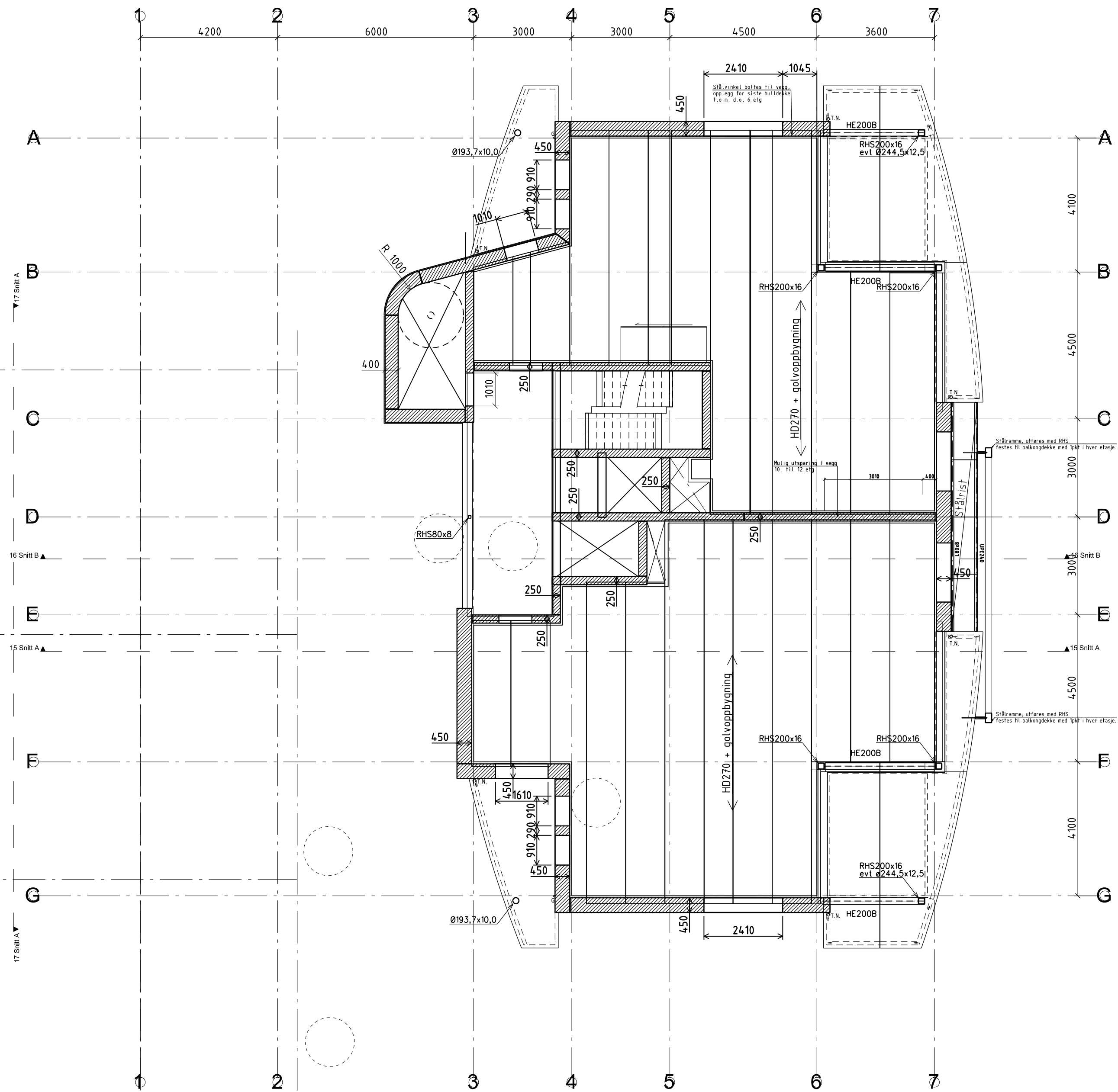


Trekant Nord ▼



Trekant Nord ▼





# SIGNALBYGG JARLSØ

SYSTEMTEGNINGER  
DEKKE OVER 10.-12. ETG.

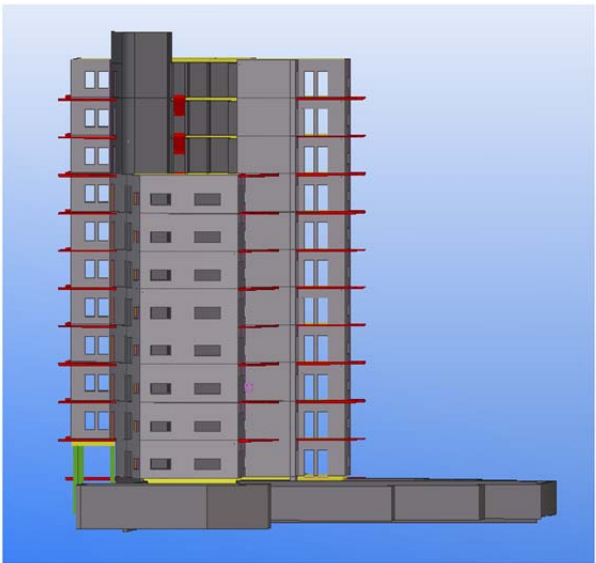
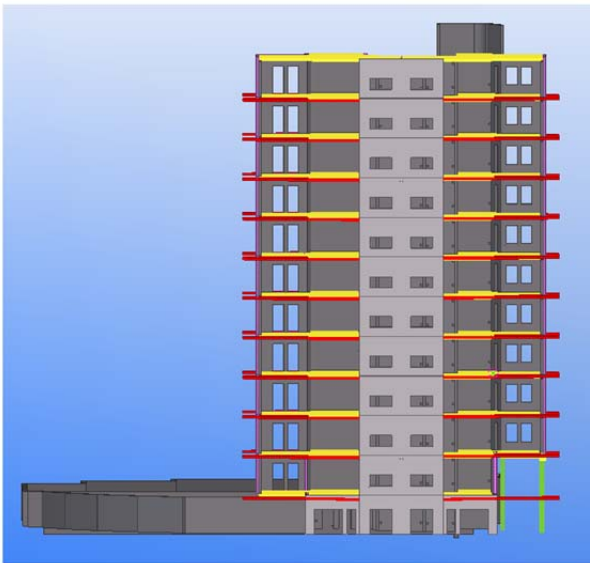
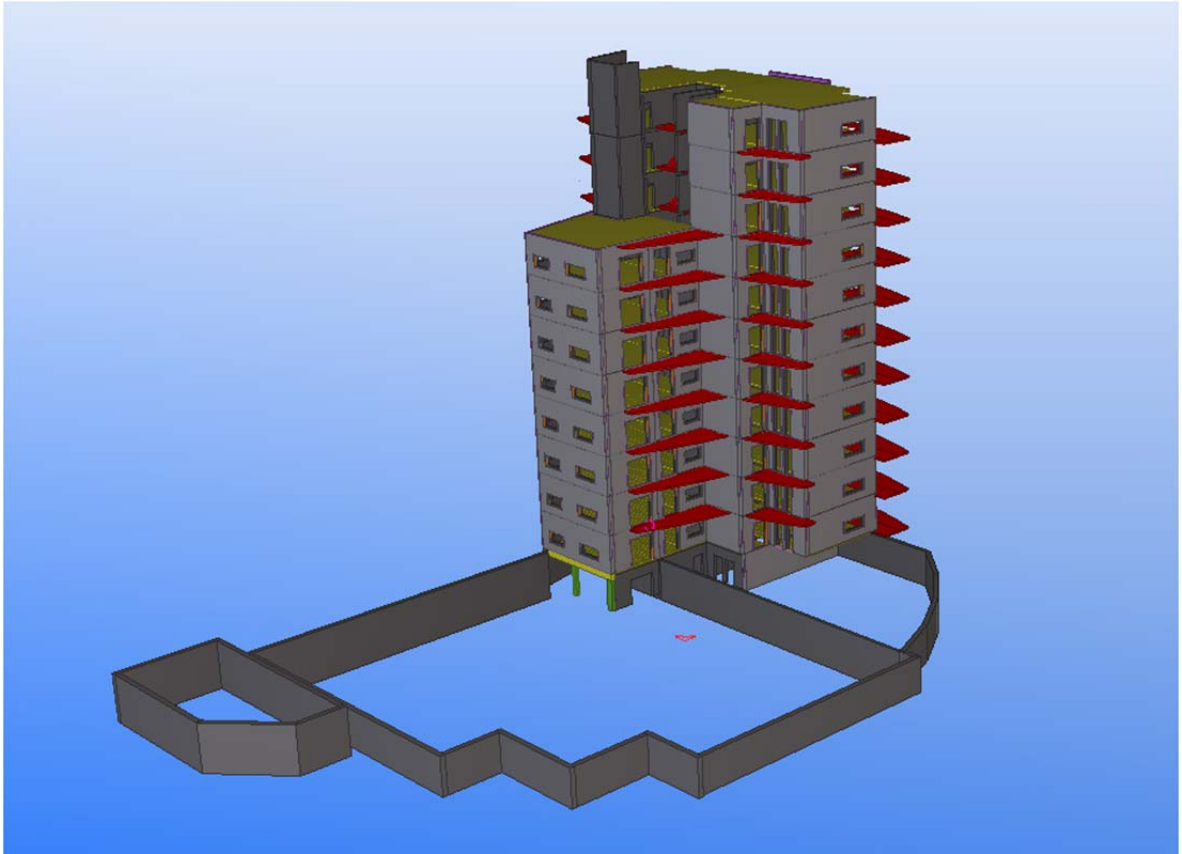
M - 1:100 [A2]  
dato: 07.02.12

byggherre: Jarlsø Eiendom  
betongelementer: Block Berge Bygg p.nr: 55650  
rib: PrefabDesign p.nr: 2031

Tegningsnummer: 1010



## **Vedlegg B – Bilder fra Tekla-modellen**



## **Vedlegg C – Skjærveggers dimensjoner i iht. Steiner's Teorem**

SKIVE NR. 1

1 .1		
B	=	200 [mm]
H1	=	580 [mm]
U1	=	1810 [mm]
H2	=	1080 [mm]
U2	=	1810 [mm]
H3	=	564 [mm]

1 .2		
B	=	200 [mm]
H1	=	422 [mm]
U1	=	610 [mm]
H2	=	3711 [mm]
U2	=	0 [mm]
H3	=	0 [mm]

h1	=	290 [mm]
h2	=	2930 [mm]
h3	=	5562 [mm]

h1	=	211 [mm]
h2	=	2888 [mm]
h3	=	0 [mm]

H <sub>na</sub>	=	2909 [mm]
-----------------	---	-----------

H <sub>na</sub>	=	2614 [mm]
-----------------	---	-----------

I	=	1,62E+12 [mm <sup>4</sup> ]
---	---	-----------------------------

I	=	1,40E+12 [mm <sup>4</sup> ]
---	---	-----------------------------

I <sub>tot</sub>	=	3,01E+12 [mm <sup>4</sup> ]
------------------	---	-----------------------------

H <sub>tot</sub>	=	5,65 [m]
------------------	---	----------

H <sub>tot.na</sub>	=	6,18 [m]
---------------------	---	----------

Beregninger:

1) Nøytralakse for delskiver:  $H_{na} = \frac{\sum A_i h_i}{A}$

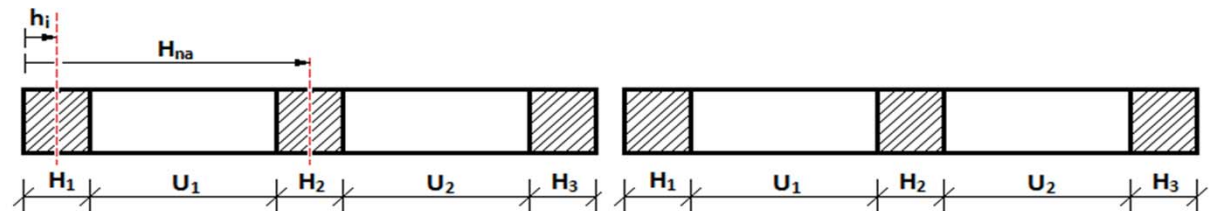
2) Treghetsmoment for delskiver basert på Steiner's teorem:

$$I = \sum \frac{BH_i^3}{12} + \sum [(H_i - h_i)^2 A_i]$$

3) Treghetsmoment for hel skive:  $I_{tot} = \sum I$

4) Samlet lengde for delskiver:  $H_{tot} = \sqrt[3]{\frac{12 I_{tot}}{B}}$

5) Samlet nøytralakse for delskiver:  $H_{tot.na} = \frac{\sum A_i h_i}{A_{tot}}$



## SKIVE NR. 2

2 .1		
B	=	200 [mm]
H <sub>1</sub>	=	1737 [mm]
U <sub>1</sub>	=	2310 [mm]
H <sub>2</sub>	=	591 [mm]
U <sub>2</sub>	=	0 [mm]
H <sub>3</sub>	=	0 [mm]

h <sub>1</sub>	=	869 [mm]
h <sub>2</sub>	=	4343 [mm]
h <sub>3</sub>	=	0 [mm]

H <sub>na</sub>	=	1750 [mm]
-----------------	---	-----------

I	=	1,16E+12 [mm <sup>4</sup> ]
---	---	-----------------------------

I <sub>tot</sub>	=	2,34E+12 [mm <sup>4</sup> ]
------------------	---	-----------------------------

H <sub>tot</sub>	=	5,20 [m]
------------------	---	----------

H <sub>tot.na</sub>	=	4,13 [m]
---------------------	---	----------

2 .2		
B	=	200 [mm]
H <sub>1</sub>	=	585 [mm]
U <sub>1</sub>	=	1610 [mm]
H <sub>2</sub>	=	800 [mm]
U <sub>2</sub>	=	1810 [mm]
H <sub>3</sub>	=	464 [mm]

h <sub>1</sub>	=	293 [mm]
h <sub>2</sub>	=	2595 [mm]
h <sub>3</sub>	=	5037 [mm]

H <sub>na</sub>	=	2479 [mm]
-----------------	---	-----------

I	=	1,18E+12 [mm <sup>4</sup> ]
---	---	-----------------------------

### Beregninger:

1) Nøytralakse for delskiver:  $H_{na} = \frac{\Sigma A_i h_i}{A}$

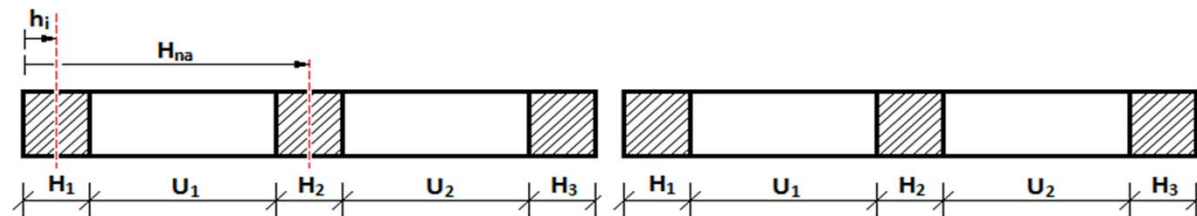
2) Treghetsmoment for delskiver basert på Steiner's teorem:

$$I = \Sigma \frac{BH_i^3}{12} + \Sigma [(H_{na} - h_i)^2 A_i]$$

3) Treghetsmoment for hel skive:  $I_{tot} = \Sigma I$

4) Samlet lengde for delskiver:  $H_{tot} = \sqrt[3]{\frac{12 I_{tot}}{B}}$

5) Samlet nøytralakse for delskiver:  $H_{tot.na} = \frac{\Sigma A_i h_i}{A_{tot}}$



SKIVE NR. 4/6

4/6 .1		
B	=	250 [mm]
H <sub>1</sub>	=	3106 [mm]
U <sub>1</sub>	=	1010 [mm]
H <sub>2</sub>	=	497 [mm]
U <sub>2</sub>	=	1010 [mm]
H <sub>3</sub>	=	600 [mm]

4/6 .2		
B	=	250 [mm]
H <sub>1</sub>	=	4321 [mm]
U <sub>1</sub>	=	0 [mm]
H <sub>2</sub>	=	0 [mm]
U <sub>2</sub>	=	0 [mm]
H <sub>3</sub>	=	0 [mm]

h <sub>1</sub>	=	1553 [mm]
h <sub>2</sub>	=	4365 [mm]
h <sub>3</sub>	=	5923 [mm]

h <sub>1</sub>	=	2161 [mm]
h <sub>2</sub>	=	4321 [mm]
h <sub>3</sub>	=	0 [mm]

H <sub>na</sub>	=	2509 [mm]
-----------------	---	-----------

H <sub>na</sub>	=	2161 [mm]
-----------------	---	-----------

I	=	3,52E+12 [mm <sup>4</sup> ]
---	---	-----------------------------

I	=	1,68E+12 [mm <sup>4</sup> ]
---	---	-----------------------------

I <sub>tot</sub>	=	5,20E+12 [mm <sup>4</sup> ]
------------------	---	-----------------------------

H <sub>tot</sub>	=	6,30 [m]
------------------	---	----------

H <sub>tot.na</sub>	=	5,49 [m]
---------------------	---	----------

Beregninger:

1) Nøytralakse for delskiver:  $H_{na} = \frac{\sum A_i h_i}{A}$

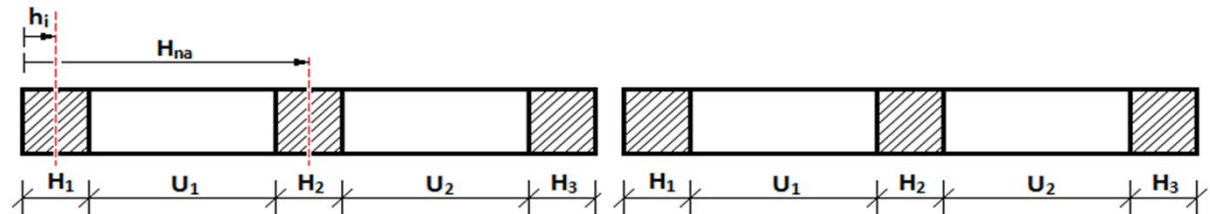
2) Treghetsmoment for delskiver basert på Steiner's teorem:

$$I = \sum \frac{BH_i^3}{12} + \sum [(H_i - h_i)^2 A_i]$$

3) Treghetsmoment for hel skive:  $I_{tot} = \sum I$

4) Samlet lengde for delskiver:  $H_{tot} = \sqrt[3]{\frac{12 I_{tot}}{B}}$

5) Samlet nøytralakse for delskiver:  $H_{tot.na} = \frac{\sum A_i h_i}{A_{tot}}$



SKIVE NR. 15

15 .1		
B	=	200 [mm]
H <sub>1</sub>	=	895 [mm]
U <sub>1</sub>	=	1810 [mm]
H <sub>2</sub>	=	1590 [mm]
U <sub>2</sub>	=	1810 [mm]
H <sub>3</sub>	=	895 [mm]

15 .2		
B	=	200 [mm]
H <sub>1</sub>	=	0 [mm]
U <sub>1</sub>	=	0 [mm]
H <sub>2</sub>	=	0 [mm]
U <sub>2</sub>	=	0 [mm]
H <sub>3</sub>	=	0 [mm]

h <sub>1</sub>	=	448 [mm]
h <sub>2</sub>	=	3500 [mm]
h <sub>3</sub>	=	6553 [mm]

h <sub>1</sub>	=	0 [mm]
h <sub>2</sub>	=	0 [mm]
h <sub>3</sub>	=	0 [mm]

H <sub>na</sub>	=	3500 [mm]
-----------------	---	-----------

H <sub>na</sub>	=	0 [mm]
-----------------	---	--------

I	=	3,43E+12 [mm <sup>4</sup> ]
---	---	-----------------------------

I	=	0,00E+00 [mm <sup>4</sup> ]
---	---	-----------------------------

I <sub>tot</sub>	=	3,43E+12 [mm <sup>4</sup> ]
------------------	---	-----------------------------

H <sub>tot</sub>	=	5,90 [m]
------------------	---	----------

H <sub>tot.na</sub>	=	3,50 [m]
---------------------	---	----------

Beregninger:

1) Nøytralakse for delskiver:  $H_{na} = \frac{\sum A_i h_i}{A}$

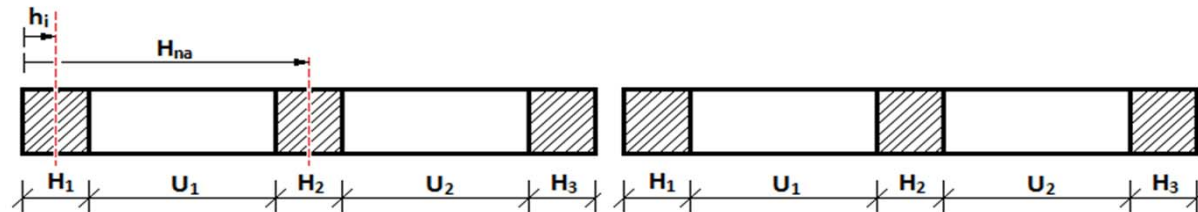
2) Treghetsmoment for delskiver basert på Steiner's teorem:

$$I = \sum \frac{BH_i^3}{12} + \sum [(H_i - h_i)^2 A_i]$$

3) Treghetsmoment for hel skive:  $I_{tot} = \sum I$

4) Samlet lengde for delskiver:  $H_{tot} = \sqrt[3]{\frac{12 I_{tot}}{B}}$

5) Samlet nøytralakse for delskiver:  $H_{tot.na} = \frac{\sum A_i h_i}{A_{tot}}$



SKIVE NR. 16

16 .1		
B	=	200 [mm]
H <sub>1</sub>	=	1518 [mm]
U <sub>1</sub>	=	2310 [mm]
H <sub>2</sub>	=	2067 [mm]
U <sub>2</sub>	=	1810 [mm]
H <sub>3</sub>	=	1022 [mm]

16 .2		
B	=	200 [mm]
H <sub>1</sub>	=	0 [mm]
U <sub>1</sub>	=	0 [mm]
H <sub>2</sub>	=	0 [mm]
U <sub>2</sub>	=	0 [mm]
H <sub>3</sub>	=	0 [mm]

h <sub>1</sub>	=	759 [mm]
h <sub>2</sub>	=	4862 [mm]
h <sub>3</sub>	=	8216 [mm]

h <sub>1</sub>	=	0 [mm]
h <sub>2</sub>	=	0 [mm]
h <sub>3</sub>	=	0 [mm]

H <sub>na</sub>	=	4254 [mm]
-----------------	---	-----------

H <sub>na</sub>	=	0 [mm]
-----------------	---	--------

I	=	7,29E+12 [mm <sup>4</sup> ]
---	---	-----------------------------

I	=	0,00E+00 [mm <sup>4</sup> ]
---	---	-----------------------------

I <sub>tot</sub>	=	7,29E+12 [mm <sup>4</sup> ]
------------------	---	-----------------------------

H <sub>tot</sub>	=	7,59 [m]
------------------	---	----------

H <sub>tot.na</sub>	=	4,25 [m]
---------------------	---	----------

Beregninger:

1) Nøytralakse for delskiver:  $H_{na} = \frac{\sum A_i h_i}{A}$

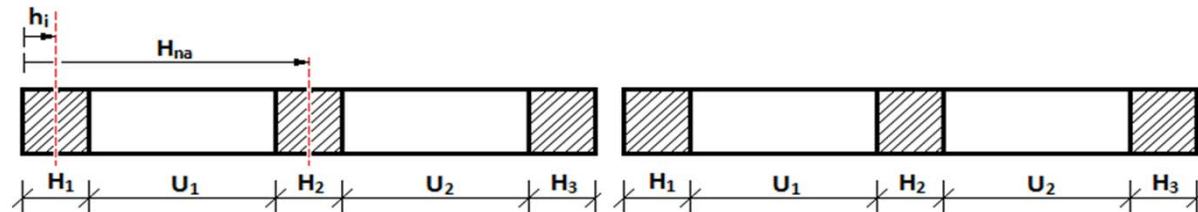
2) Treghetsmoment for delskiver basert på Steiner's teorem:

$$I = \sum \frac{BH_i^3}{12} + \sum [(H_i - h_i)^2 A_i]$$

3) Treghetsmoment for hel skive:  $I_{tot} = \sum I$

4) Samlet lengde for delskiver:  $H_{tot} = \sqrt[3]{\frac{12 I_{tot}}{B}}$

5) Samlet nøytralakse for delskiver:  $H_{tot.na} = \frac{\sum A_i h_i}{A_{tot}}$





SKIVE NR. 17

17 .1		
B	=	200 [mm]
H <sub>1</sub>	=	4092 [mm]
U <sub>1</sub>	=	2410 [mm]
H <sub>2</sub>	=	1445 [mm]
U <sub>2</sub>	=	0 [mm]
H <sub>3</sub>	=	0 [mm]

17 .2		
B	=	200 [mm]
H <sub>1</sub>	=	0 [mm]
U <sub>1</sub>	=	0 [mm]
H <sub>2</sub>	=	0 [mm]
U <sub>2</sub>	=	0 [mm]
H <sub>3</sub>	=	0 [mm]

h <sub>1</sub>	=	2046 [mm]
h <sub>2</sub>	=	7225 [mm]
h <sub>3</sub>	=	0 [mm]

h <sub>1</sub>	=	0 [mm]
h <sub>2</sub>	=	0 [mm]
h <sub>3</sub>	=	0 [mm]

H <sub>na</sub>	=	3397 [mm]
-----------------	---	-----------

H <sub>na</sub>	=	0 [mm]
-----------------	---	--------

I	=	6,92E+12 [mm <sup>4</sup> ]
---	---	-----------------------------

I	=	0,00E+00 [mm <sup>4</sup> ]
---	---	-----------------------------

I <sub>tot</sub>	=	6,92E+12 [mm <sup>4</sup> ]
------------------	---	-----------------------------

H <sub>tot</sub>	=	7,46 [m]
------------------	---	----------

H <sub>tot.na</sub>	=	3,40 [m]
---------------------	---	----------

Beregninger:

1) Nøytralakse for delskiver:  $H_{na} = \frac{\sum A_i h_i}{A}$

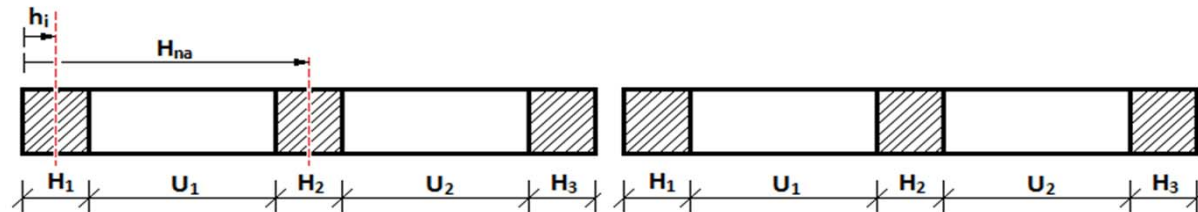
2) Treghetsmoment for delskiver basert på Steiner's teorem:

$$I = \sum \frac{BH_i^3}{12} + \sum [(H_i - h_i)^2 A_i]$$

3) Treghetsmoment for hel skive:  $I_{tot} = \sum I$

4) Samlet lengde for delskiver:  $H_{tot} = \sqrt[3]{\frac{12 I_{tot}}{B}}$

5) Samlet nøytralakse for delskiver:  $H_{tot.na} = \frac{\sum A_i h_i}{A_{tot}}$



SKIVE NR. 18

18 .1		
B	=	200 [mm]
H <sub>1</sub>	=	895 [mm]
U <sub>1</sub>	=	1810 [mm]
H <sub>2</sub>	=	1590 [mm]
U <sub>2</sub>	=	1810 [mm]
H <sub>3</sub>	=	895 [mm]

18 .2		
B	=	200 [mm]
H <sub>1</sub>	=	0 [mm]
U <sub>1</sub>	=	0 [mm]
H <sub>2</sub>	=	0 [mm]
U <sub>2</sub>	=	0 [mm]
H <sub>3</sub>	=	0 [mm]

h <sub>1</sub>	=	448 [mm]
h <sub>2</sub>	=	3500 [mm]
h <sub>3</sub>	=	6553 [mm]

h <sub>1</sub>	=	0 [mm]
h <sub>2</sub>	=	0 [mm]
h <sub>3</sub>	=	0 [mm]

H <sub>na</sub>	=	3500 [mm]
-----------------	---	-----------

H <sub>na</sub>	=	0 [mm]
-----------------	---	--------

I	=	3,43E+12 [mm <sup>4</sup> ]
---	---	-----------------------------

I	=	0,00E+00 [mm <sup>4</sup> ]
---	---	-----------------------------

I <sub>tot</sub>	=	3,43E+12 [mm <sup>4</sup> ]
------------------	---	-----------------------------

H <sub>tot</sub>	=	5,90 [m]
------------------	---	----------

H <sub>tot.na</sub>	=	3,50 [m]
---------------------	---	----------

Beregninger:

1) Nøytralakse for delskiver:  $H_{na} = \frac{\sum A_i h_i}{A}$

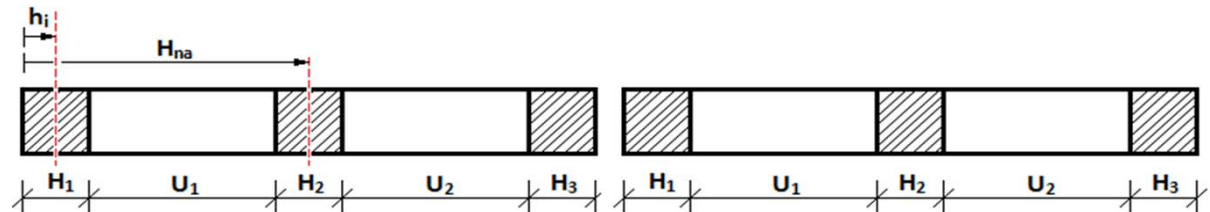
2) Treghetsmoment for delskiver basert på Steiner's teorem:

$$I = \sum \frac{BH_i^3}{12} + \sum [(H_i - h_i)^2 A_i]$$

3) Treghetsmoment for hel skive:  $I_{tot} = \sum I$

4) Samlet lengde for delskiver:  $H_{tot} = \sqrt[3]{\frac{12 I_{tot}}{B}}$

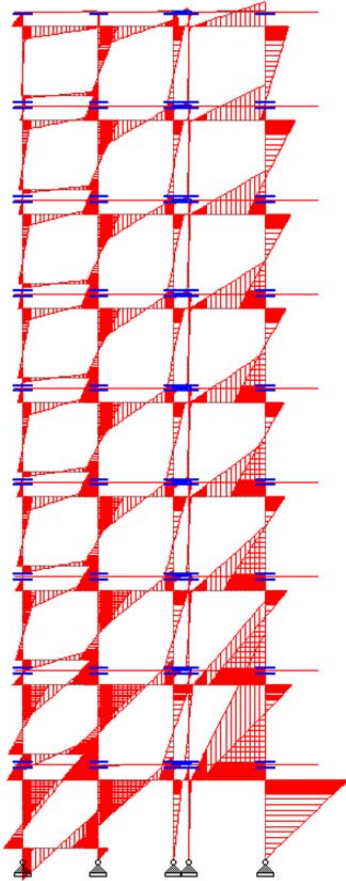
5) Samlet nøytralakse for delskiver:  $H_{tot.na} = \frac{\sum A_i h_i}{A_{tot}}$



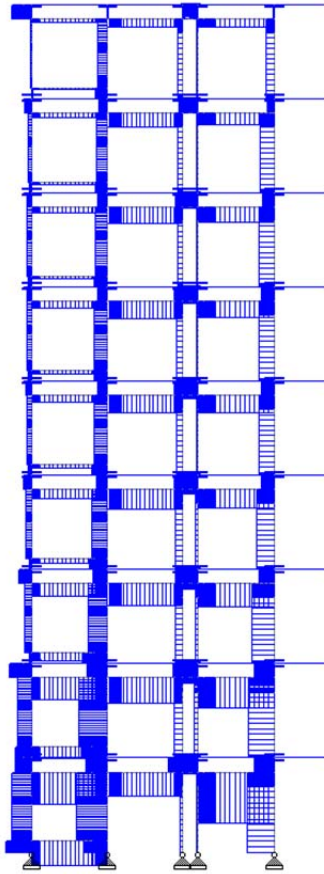
## **Vedlegg D – Undermodeller**

# SKIVE 1.

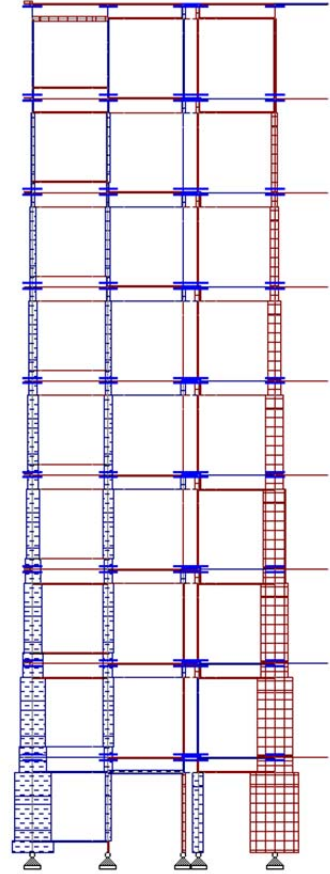
MOMENT



SKJÆRKRAFT

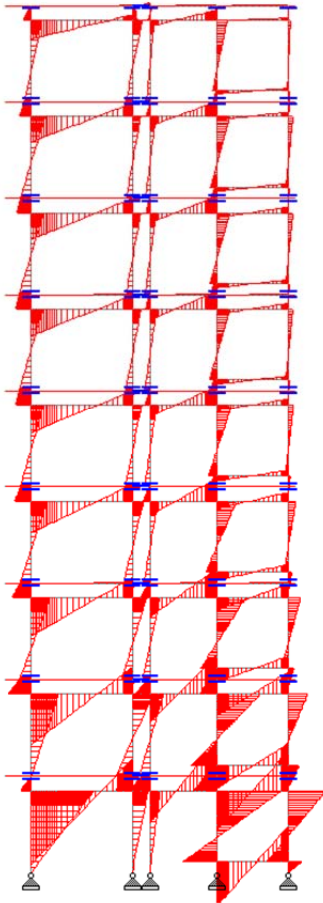


AKSIALKRAFT

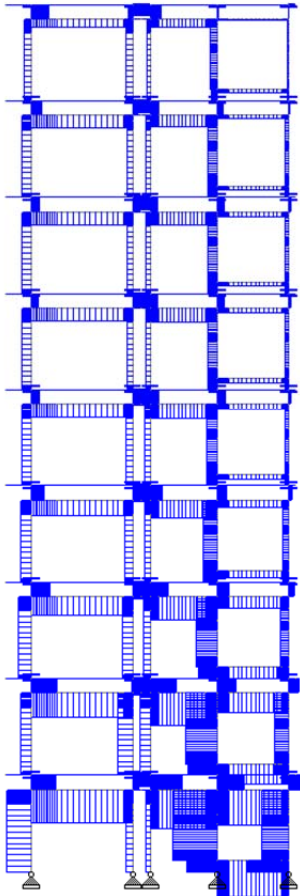


## SKIVE 2.

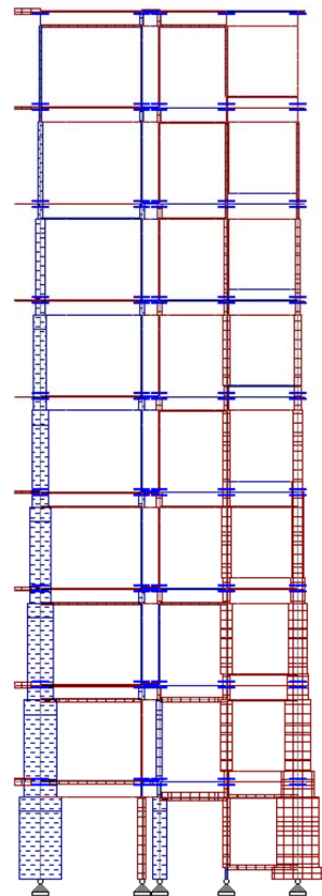
MOMENT



SKJÆRKRAFT

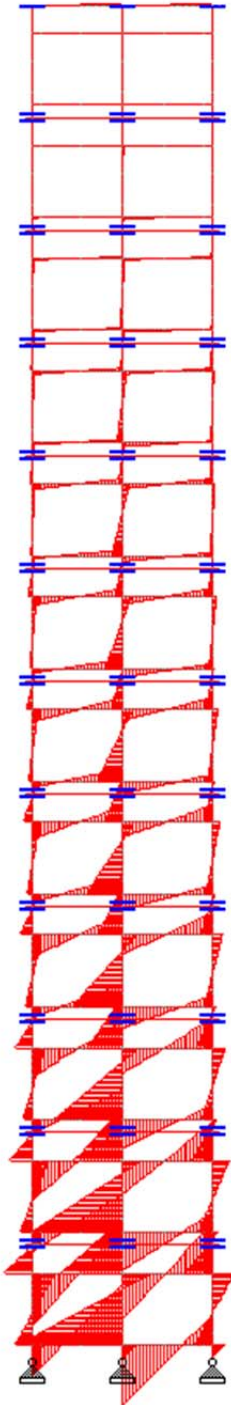


AKSIALKRAFT

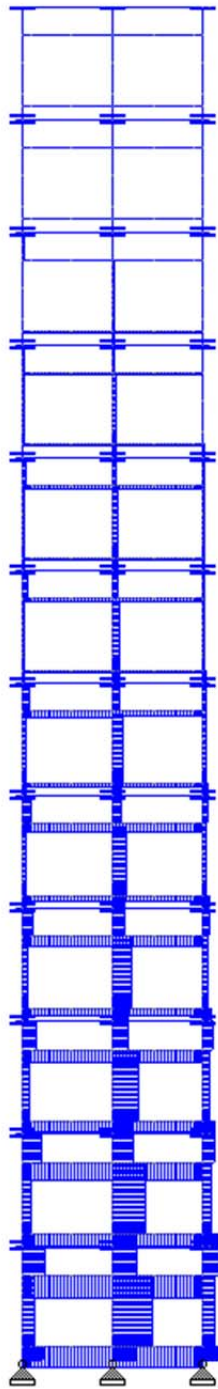


**SKIVE 15.**

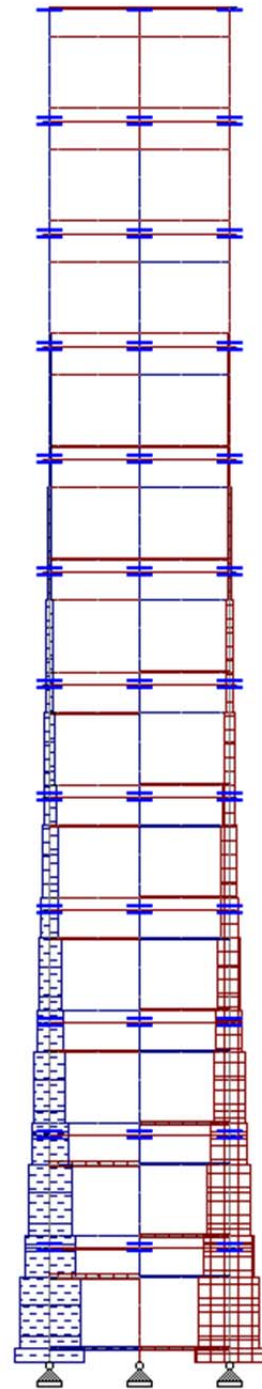
**MOMENT**



**SKJÆRKRAFT**

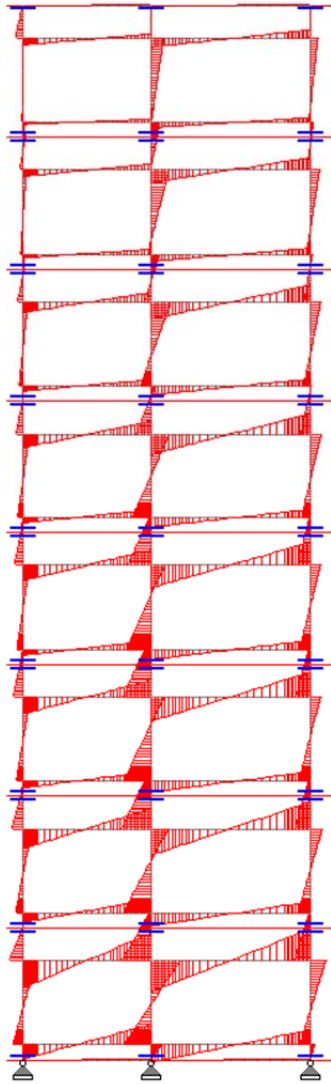


**AKSIALKRAFT**

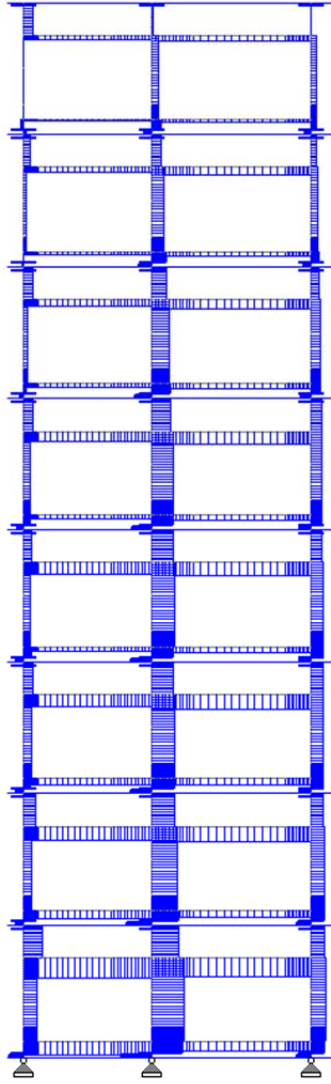


**SKIVE 16.**

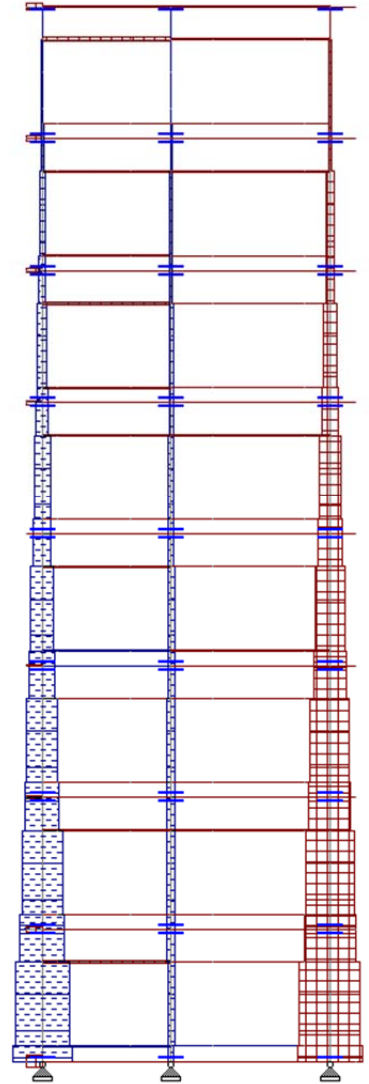
**MOMENT**



**SKJÆRKRAFT**



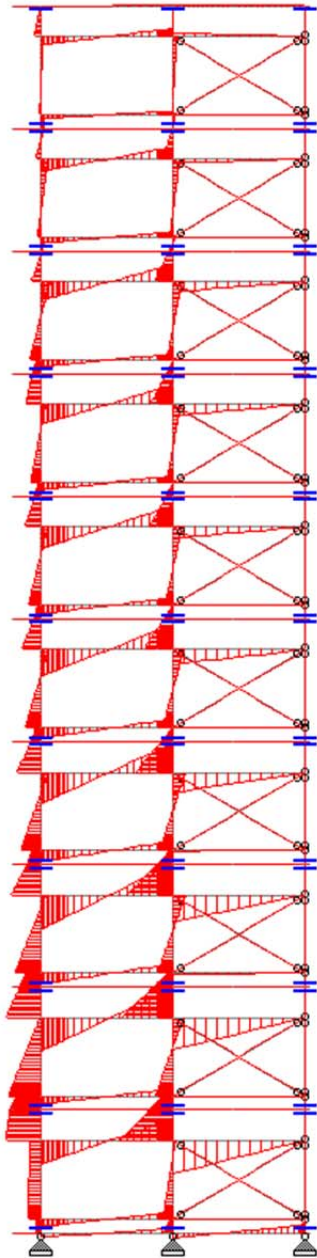
**AKSIALKRAFT**



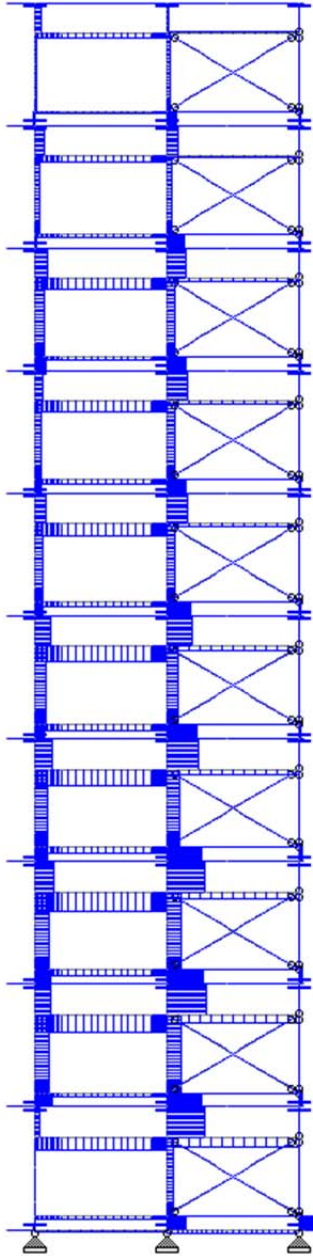


**SKIVE 17.**

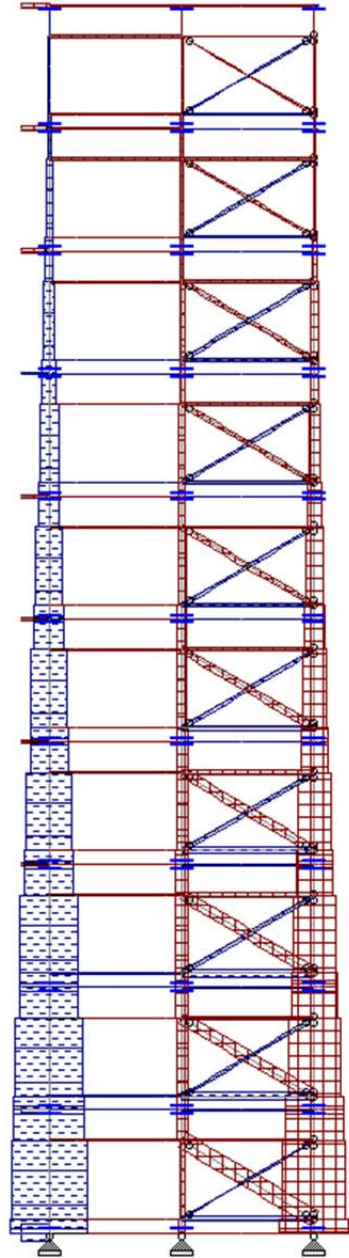
**MOMENT**



**SKJÆRKRAFT**



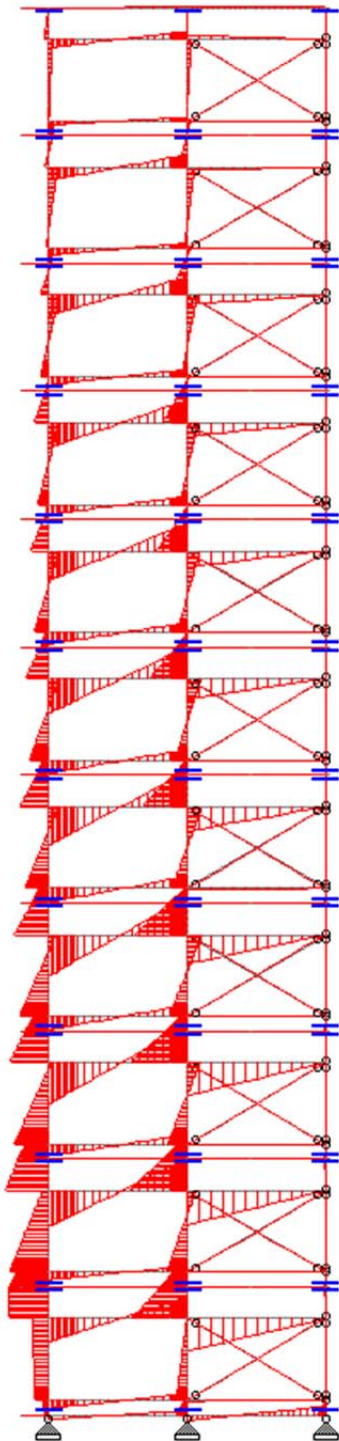
**AKSIALKRAFT**



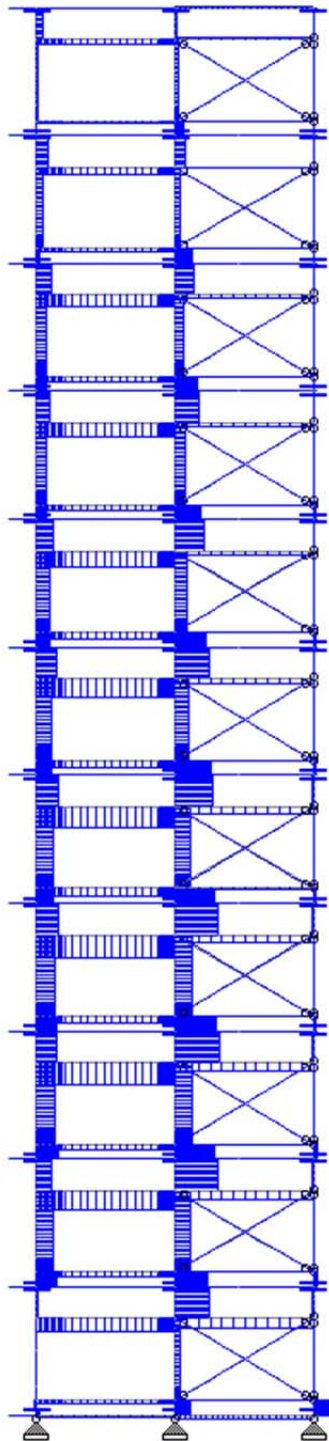


**SKIVE 18.**

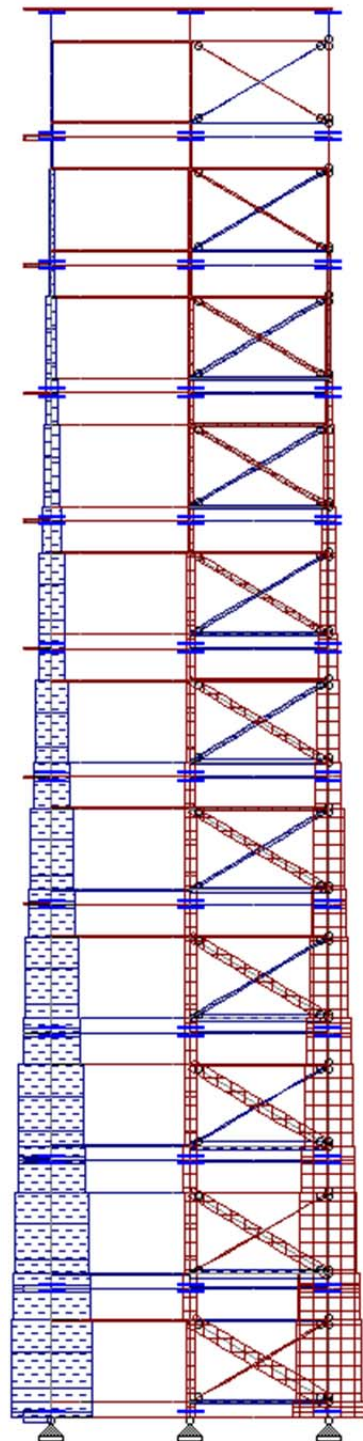
**MOMENT**



**SKJÆRKRAFT**



**AKSIALKRAFT**



## **Vedlegg E - Lastnedregning**

# Lastnedregning skive

1

1. Egenlast			2. Nyttelast	
Konstr del	Tilskudd	Akkumulert	Tilskudd	Akkumulert
Tak	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 15.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 14.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 13.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 12.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 11.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 10.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 9.	25,20	25,2	13,44	13,4
Vegg	23,10	48,3		
Dekke o 8.	25,20	73,5	8,40	21,8
Vegg	23,10	96,6		
Dekke o 7.	25,20	121,8	8,40	30,2
Vegg	23,10	144,9		
Dekke o 6.	25,20	170,1	8,40	38,6
Vegg	23,10	193,2		
Dekke o 5.	25,20	218,4	8,40	47,0
Vegg	23,10	241,5		
Dekke o 4.	25,20	266,7	8,40	55,4
Vegg	23,10	289,8		
Dekke o 3.	25,20	315,0	8,40	63,8
Vegg	23,10	338,1		
Dekke o 2.	25,20	363,3	8,40	72,2
Vegg	23,10	386,4		
Dekke o 1.	25,20	411,6	8,40	80,6
Vegg	23,10	434,7		
Sum	434,70	434,7	80,64	80,6

5. Generelle laster	
$g_t$	0
$p_t$	0
$g_{15}$	0
$p_{15}$	0
$g_{14}$	0
$p_{14}$	0
$g_{13}$	0
$p_{13}$	0
$g_{12}$	0
$p_{12}$	0
$g_{11}$	0
$p_{11}$	0
$g_{10}$	0
$p_{10}$	0
$g_9$	6
$p_9$	3,2
$g_8$	6
$p_8$	2
$g_7$	6
$p_7$	2
$g_6$	6
$p_6$	2
$g_5$	6
$p_5$	2
$g_4$	6
$p_4$	2
$g_3$	6
$p_3$	2
$g_2$	6
$p_2$	2
$g_1$	6
$p_1$	2

6. Lastbredder i m	
Tak	0
15. etg	0
14. etg	0
13. etg	0
12. etg	0
11. etg	0
10. etg	0
9. etg	4,2
8. etg	4,2
7. etg	4,2
6. etg	4,2
5. etg	4,2
4. etg	4,2
3. etg	4,2
2. etg	4,2
1. etg	4,2

## Fremgangsmåte for bruk av arket:

- 1) Egen- og nyttelaster for dekker og tak legges inn for hver etasje i høyre kolonne i tabell 4.
- 2) Lastbredde for dekker legges inn i hvite kolonner i tabell 5.
- 3) Akkumulerte egen- og nyttelaster ved dekke og vegg i hver etasje finnes i tabell 1 og 2.
- 4) Summen av akkumulerte egen- og nyttelaster finnes i blå ruter i tabell 1 og 2.

# Lastnedregning skive

2

1.Egenlast			2.Nyttelast	
Konstr del	Tilskudd	Akkumulert	Tilskudd	Akkumulert
Tak	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 15.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 14.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 13.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 12.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 11.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 10.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 9.	25,20	25,2	13,44	13,4
Vegg	23,10	48,3		
Dekke o 8.	25,20	73,5	8,40	21,8
Vegg	23,10	96,6		
Dekke o 7.	25,20	121,8	8,40	30,2
Vegg	23,10	144,9		
Dekke o 6.	25,20	170,1	8,40	38,6
Vegg	23,10	193,2		
Dekke o 5.	25,20	218,4	8,40	47,0
Vegg	23,10	241,5		
Dekke o 4.	25,20	266,7	8,40	55,4
Vegg	23,10	289,8		
Dekke o 3.	25,20	315,0	8,40	63,8
Vegg	23,10	338,1		
Dekke o 2.	25,20	363,3	8,40	72,2
Vegg	23,10	386,4		
Dekke o 1.	25,20	411,6	8,40	80,6
Vegg	23,10	434,7		
Sum	434,70	434,7	80,64	80,6

5.Generelle laster	
$g_t$	0
$p_t$	0
$g_{15}$	0
$p_{15}$	0
$g_{14}$	0
$p_{14}$	0
$g_{13}$	0
$p_{13}$	0
$g_{12}$	0
$p_{12}$	0
$g_{11}$	0
$p_{11}$	0
$g_{10}$	0
$p_{10}$	0
$g_9$	6
$p_9$	3,2
$g_8$	6
$p_8$	2
$g_7$	6
$p_7$	2
$g_6$	6
$p_6$	2
$g_5$	6
$p_5$	2
$g_4$	6
$p_4$	2
$g_3$	6
$p_3$	2
$g_2$	6
$p_2$	2
$g_1$	6
$p_1$	2

6.Lastbredder i m	
Tak	0
15. etg	0
14. etg	0
13. etg	0
12. etg	0
11. etg	0
10. etg	0
9. etg	4,2
8. etg	4,2
7. etg	4,2
6. etg	4,2
5. etg	4,2
4. etg	4,2
3. etg	4,2
2. etg	4,2
1. etg	4,2

## Fremgangsmåte for bruk av arket:

- 1) Egen- og nyttelaster for dekker og tak legges inn for hver etasje i høyre kolonne i tabell 4.
- 2) Lastbredde for dekker legges inn i hvite kolonner i tabell 5.
- 3) Akkumulerte egen- og nyttelaster ved dekke og vegg i hver etasje finnes i tabell 1 og 2.
- 4) Summen av akkumulerte egen- og nyttelaster finnes i blå ruter i tabell 1 og 2.

# Lastnedregning skive

3

1.Egenlast			2.Nyttelast	
Konstr del	Tilskudd	Akkumulert	Tilskudd	Akkumulert
Tak	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 15.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 14.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 13.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	20,60	20,6		
Dekke o 12.	0,00	20,6	0,00	0,0
Vegg	20,60	41,2		
Dekke o 11.	0,00	41,2	0,00	0,0
Vegg	20,60	61,8		
Dekke o 10.	0,00	61,8	0,00	0,0
Vegg	20,60	82,4		
Dekke o 9.	7,20	89,6	3,84	3,8
Vegg	20,60	110,2		
Dekke o 8.	7,20	117,4	2,40	6,2
Vegg	20,60	138,0		
Dekke o 7.	7,20	145,2	2,40	8,6
Vegg	20,60	165,8		
Dekke o 6.	7,20	173,0	2,40	11,0
Vegg	20,60	193,6		
Dekke o 5.	7,20	200,8	2,40	13,4
Vegg	20,60	221,4		
Dekke o 4.	7,20	228,6	2,40	15,8
Vegg	20,60	249,2		
Dekke o 3.	7,20	256,4	2,40	18,2
Vegg	20,60	277,0		
Dekke o 2.	7,20	284,2	2,40	20,6
Vegg	20,60	304,8		
Dekke o 1.	7,20	312,0	2,40	23,0
Vegg	20,60	332,6		
Sum	332,60	332,6	23,04	23,0

5.Generelle laster	
$g_t$	0
$p_t$	0
$g_{15}$	0
$p_{15}$	0
$g_{14}$	0
$p_{14}$	0
$g_{13}$	0
$p_{13}$	0
$g_{12}$	0
$p_{12}$	0
$g_{11}$	0
$p_{11}$	0
$g_{10}$	0
$p_{10}$	0
$g_9$	6
$p_9$	3,2
$g_8$	6
$p_8$	2
$g_7$	6
$p_7$	2
$g_6$	6
$p_6$	2
$g_5$	6
$p_5$	2
$g_4$	6
$p_4$	2
$g_3$	6
$p_3$	2
$g_2$	6
$p_2$	2
$g_1$	6
$p_1$	2

6.Lastbredder i m	
Tak	0
15. etg	0
14. etg	0
13. etg	0
12. etg	0
11. etg	0
10. etg	0
9. etg	1,2
8. etg	1,2
7. etg	1,2
6. etg	1,2
5. etg	1,2
4. etg	1,2
3. etg	1,2
2. etg	1,2
1. etg	1,2

## Fremgangsmåte for bruk av arket:

- 1) Egen- og nyttelaster for dekker og tak legges inn for hver etasje i høyre kolonne i tabell 4.
- 2) Lastbredde for dekker legges inn i hvite kolonner i tabell 5.
- 3) Akkumulerte egen- og nyttelaster ved dekke og vegg i hver etasje finnes i tabell 1 og 2.
- 4) Summen av akkumulerte egen- og nyttelaster finnes i blå ruter i tabell 1 og 2.

1.Egenlast			2.Nyttelast	
Konstr del	Tilskudd	Akkumulert	Tilskudd	Akkumulert
Tak	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 15.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 14.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 13.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 12.	7,20	7,2	3,84	3,8
Vegg	20,60	27,8		
Dekke o 11.	7,20	35,0	2,40	6,2
Vegg	20,60	55,6		
Dekke o 10.	7,20	62,8	2,40	8,6
Vegg	20,60	83,4		
Dekke o 9.	25,20	108,6	8,40	17,0
Vegg	20,60	129,2		
Dekke o 8.	25,20	154,4	8,40	25,4
Vegg	20,60	175,0		
Dekke o 7.	25,20	200,2	8,40	33,8
Vegg	20,60	220,8		
Dekke o 6.	25,20	246,0	8,40	42,2
Vegg	20,60	266,6		
Dekke o 5.	25,20	291,8	8,40	50,6
Vegg	20,60	312,4		
Dekke o 4.	25,20	337,6	8,40	59,0
Vegg	20,60	358,2		
Dekke o 3.	25,20	383,4	8,40	67,4
Vegg	20,60	404,0		
Dekke o 2.	25,20	429,2	8,40	75,8
Vegg	20,60	449,8		
Dekke o 1.	25,20	475,0	8,40	84,2
Vegg	20,60	495,6		
Sum	495,60	495,6	84,24	84,2

5.Generelle laster	
$g_t$	0
$p_t$	0
$g_{15}$	0
$p_{15}$	0
$g_{14}$	0
$p_{14}$	0
$g_{13}$	0
$p_{13}$	0
$g_{12}$	6
$p_{12}$	3,2
$g_{11}$	6
$p_{11}$	2
$g_{10}$	6
$p_{10}$	2
$g_9$	6
$p_9$	2
$g_8$	6
$p_8$	2
$g_7$	6
$p_7$	2
$g_6$	6
$p_6$	2
$g_5$	6
$p_5$	2
$g_4$	6
$p_4$	2
$g_3$	6
$p_3$	2
$g_2$	6
$p_2$	2
$g_1$	6
$p_1$	2

6.Lastbredder i m	
Tak	0
15. etg	0
14. etg	0
13. etg	0
12. etg	1,2
11. etg	1,2
10. etg	1,2
9. etg	4,2
8. etg	4,2
7. etg	4,2
6. etg	4,2
5. etg	4,2
4. etg	4,2
3. etg	4,2
2. etg	4,2
1. etg	4,2

### Fremgangsmåte for bruk av arket:

- 1) Egen- og nyttelaster for dekker og tak legges inn for hver etasje i høyre kolonne i tabell 4.
- 2) Lastbredde for dekker legges inn i hvite kolonner i tabell 5.
- 3) Akkumulerte egen- og nyttelaster ved dekke og vegg i hver etasje finnes i tabell 1 og 2.
- 4) Summen av akkumulerte egen- og nyttelaster finnes i blå ruter i tabell 1 og 2.

# Lastnedregning skive

5

1. Egenlast			2. Nyttelast	
Konstr del	Tilskudd	Akkumulert	Tilskudd	Akkumulert
Tak	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 15.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 14.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 13.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	20,60	20,6		
Dekke o 12.	0,00	20,6	0,00	0,0
Vegg	20,60	41,2		
Dekke o 11.	0,00	41,2	0,00	0,0
Vegg	20,60	61,8		
Dekke o 10.	0,00	61,8	0,00	0,0
Vegg	20,60	82,4		
Dekke o 9.	18,60	101,0	9,92	9,9
Vegg	20,60	121,6		
Dekke o 8.	18,60	140,2	6,20	16,1
Vegg	20,60	160,8		
Dekke o 7.	18,60	179,4	6,20	22,3
Vegg	20,60	200,0		
Dekke o 6.	18,60	218,6	6,20	28,5
Vegg	20,60	239,2		
Dekke o 5.	18,60	257,8	6,20	34,7
Vegg	20,60	278,4		
Dekke o 4.	18,60	297,0	6,20	40,9
Vegg	20,60	317,6		
Dekke o 3.	18,60	336,2	6,20	47,1
Vegg	20,60	356,8		
Dekke o 2.	18,60	375,4	6,20	53,3
Vegg	20,60	396,0		
Dekke o 1.	18,60	414,6	6,20	59,5
Vegg	20,60	435,2		
Sum	435,20	435,2	59,52	59,5

5. Generelle laster	
$g_t$	0
$p_t$	0
$g_{15}$	0
$p_{15}$	0
$g_{14}$	0
$p_{14}$	0
$g_{13}$	0
$p_{13}$	0
$g_{12}$	0
$p_{12}$	0
$g_{11}$	0
$p_{11}$	0
$g_{10}$	0
$p_{10}$	0
$g_9$	6
$p_9$	3,2
$g_8$	6
$p_8$	2
$g_7$	6
$p_7$	2
$g_6$	6
$p_6$	2
$g_5$	6
$p_5$	2
$g_4$	6
$p_4$	2
$g_3$	6
$p_3$	2
$g_2$	6
$p_2$	2
$g_1$	6
$p_1$	2

6. Lastbredder i m	
Tak	0
15. etg	0
14. etg	0
13. etg	0
12. etg	0
11. etg	0
10. etg	0
9. etg	3,1
8. etg	3,1
7. etg	3,1
6. etg	3,1
5. etg	3,1
4. etg	3,1
3. etg	3,1
2. etg	3,1
1. etg	3,1

## Fremgangsmåte for bruk av arket:

- 1) Egen- og nyttelaster for dekker og tak legges inn for hver etasje i høyre kolonne i tabell 4.
- 2) Lastbredde for dekker legges inn i hvite kolonner i tabell 5.
- 3) Akkumulerte egen- og nyttelaster ved dekke og vegg i hver etasje finnes i tabell 1 og 2.
- 4) Summen av akkumulerte egen- og nyttelaster finnes i blå ruter i tabell 1 og 2.

# Lastnedregning skive

7

Konstr del	1.Egenlast		2.Nyttelast	
	Tilskudd	Akkumulert	Tilskudd	Akkumulert
Tak	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 15.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 14.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 13.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 12.	14,40	14,4	7,68	7,7
Vegg	23,10	37,5		
Dekke o 11.	14,40	51,9	4,80	12,5
Vegg	23,10	75,0		
Dekke o 10.	14,40	89,4	4,80	17,3
Vegg	23,10	112,5		
Dekke o 9.	14,40	126,9	4,80	22,1
Vegg	23,10	150,0		
Dekke o 8.	14,40	164,4	4,80	26,9
Vegg	23,10	187,5		
Dekke o 7.	14,40	201,9	4,80	31,7
Vegg	23,10	225,0		
Dekke o 6.	14,40	239,4	4,80	36,5
Vegg	23,10	262,5		
Dekke o 5.	14,40	276,9	4,80	41,3
Vegg	23,10	300,0		
Dekke o 4.	14,40	314,4	4,80	46,1
Vegg	23,10	337,5		
Dekke o 3.	14,40	351,9	4,80	50,9
Vegg	23,10	375,0		
Dekke o 2.	14,40	389,4	4,80	55,7
Vegg	23,10	412,5		
Dekke o 1.	14,40	426,9	4,80	60,5
Vegg	23,10	450,0		
Sum	450,00	450,0	60,48	60,5

5.Generelle laster	
$g_t$	0
$p_t$	0
$g_{15}$	0
$p_{15}$	0
$g_{14}$	0
$p_{14}$	0
$g_{13}$	0
$p_{13}$	0
$g_{12}$	6
$p_{12}$	3,2
$g_{11}$	6
$p_{11}$	2
$g_{10}$	6
$p_{10}$	2
$g_9$	6
$p_9$	2
$g_8$	6
$p_8$	2
$g_7$	6
$p_7$	2
$g_6$	6
$p_6$	2
$g_5$	6
$p_5$	2
$g_4$	6
$p_4$	2
$g_3$	6
$p_3$	2
$g_2$	6
$p_2$	2
$g_1$	6
$p_1$	2

6.Lastbredder i m	
Tak	0
15. etg	0
14. etg	0
13. etg	0
12. etg	2,4
11. etg	2,4
10. etg	2,4
9. etg	2,4
8. etg	2,4
7. etg	2,4
6. etg	2,4
5. etg	2,4
4. etg	2,4
3. etg	2,4
2. etg	2,4
1. etg	2,4

## Fremgangsmåte for bruk av arket:

- 1) Egen- og nyttelaster for dekker og tak legges inn for hver etasje i høyre kolonne i tabell 4.
- 2) Lastbredde for dekker legges inn i hvite kolonner i tabell 5.
- 3) Akkumulerte egen- og nyttelaster ved dekke og vegg i hver etasje finnes i tabell 1 og 2.
- 4) Summen av akkumulerte egen- og nyttelaster finnes i blå ruter i tabell 1 og 2.



Konstr del	1.Egenlast		2.Nyttelast	
	Tilskudd	Akkumulert	Tilskudd	Akkumulert
Tak	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 15.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 14.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 13.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 12.	18,00	18,0	9,60	9,6
Vegg	20,60	38,6		
Dekke o 11.	18,00	56,6	6,00	15,6
Vegg	20,60	77,2		
Dekke o 10.	18,00	95,2	6,00	21,6
Vegg	20,60	115,8		
Dekke o 9.	18,00	133,8	6,00	27,6
Vegg	20,60	154,4		
Dekke o 8.	18,00	172,4	6,00	33,6
Vegg	20,60	193,0		
Dekke o 7.	18,00	211,0	6,00	39,6
Vegg	20,60	231,6		
Dekke o 6.	18,00	249,6	6,00	45,6
Vegg	20,60	270,2		
Dekke o 5.	18,00	288,2	6,00	51,6
Vegg	20,60	308,8		
Dekke o 4.	18,00	326,8	6,00	57,6
Vegg	20,60	347,4		
Dekke o 3.	18,00	365,4	6,00	63,6
Vegg	20,60	386,0		
Dekke o 2.	18,00	404,0	6,00	69,6
Vegg	20,60	424,6		
Dekke o 1.	18,00	442,6	6,00	75,6
Vegg	20,60	463,2		
Sum	463,20	463,2	75,60	75,6

5.Generelle laster	
$g_t$	0
$p_t$	0
$g_{15}$	0
$p_{15}$	0
$g_{14}$	0
$p_{14}$	0
$g_{13}$	0
$p_{13}$	0
$g_{12}$	6
$p_{12}$	3,2
$g_{11}$	6
$p_{11}$	2
$g_{10}$	6
$p_{10}$	2
$g_9$	6
$p_9$	2
$g_8$	6
$p_8$	2
$g_7$	6
$p_7$	2
$g_6$	6
$p_6$	2
$g_5$	6
$p_5$	2
$g_4$	6
$p_4$	2
$g_3$	6
$p_3$	2
$g_2$	6
$p_2$	2
$g_1$	6
$p_1$	2

6.Lastbredder i m	
Tak	0
15. etg	0
14. etg	0
13. etg	0
12. etg	3
11. etg	3
10. etg	3
9. etg	3
8. etg	3
7. etg	3
6. etg	3
5. etg	3
4. etg	3
3. etg	3
2. etg	3
1. etg	3

### Fremgangsmåte for bruk av arket:

- 1) Egen- og nyttelaster for dekker og tak legges inn for hver etasje i høyre kolonne i tabell 4.
- 2) Lastbredde for dekker legges inn i hvite kolonner i tabell 5.
- 3) Akkumulerte egen- og nyttelaster ved dekke og vegg i hver etasje finnes i tabell 1 og 2.
- 4) Summen av akkumulerte egen- og nyttelaster finnes i blå ruter i tabell 1 og 2.

1.Egenlast			2.Nyttelast	
Konstr del	Tilskudd	Akkumulert	Tilskudd	Akkumulert
Tak	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 15.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 14.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 13.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 12.	7,20	7,2	3,84	3,8
Vegg	20,60	27,8		
Dekke o 11.	7,20	35,0	2,40	6,2
Vegg	20,60	55,6		
Dekke o 10.	7,20	62,8	2,40	8,6
Vegg	20,60	83,4		
Dekke o 9.	7,20	90,6	2,40	11,0
Vegg	20,60	111,2		
Dekke o 8.	7,20	118,4	2,40	13,4
Vegg	20,60	139,0		
Dekke o 7.	7,20	146,2	2,40	15,8
Vegg	20,60	166,8		
Dekke o 6.	7,20	174,0	2,40	18,2
Vegg	20,60	194,6		
Dekke o 5.	7,20	201,8	2,40	20,6
Vegg	20,60	222,4		
Dekke o 4.	7,20	229,6	2,40	23,0
Vegg	20,60	250,2		
Dekke o 3.	7,20	257,4	2,40	25,4
Vegg	20,60	278,0		
Dekke o 2.	7,20	285,2	2,40	27,8
Vegg	20,60	305,8		
Dekke o 1.	7,20	313,0	2,40	30,2
Vegg	20,60	333,6		
Sum	333,60	333,6	30,24	30,2

5.Generelle laster	
$g_t$	0
$p_t$	0
$g_{15}$	0
$p_{15}$	0
$g_{14}$	0
$p_{14}$	0
$g_{13}$	0
$p_{13}$	0
$g_{12}$	6
$p_{12}$	3,2
$g_{11}$	6
$p_{11}$	2
$g_{10}$	6
$p_{10}$	2
$g_9$	6
$p_9$	2
$g_8$	6
$p_8$	2
$g_7$	6
$p_7$	2
$g_6$	6
$p_6$	2
$g_5$	6
$p_5$	2
$g_4$	6
$p_4$	2
$g_3$	6
$p_3$	2
$g_2$	6
$p_2$	2
$g_1$	6
$p_1$	2

6.Lastbredder i m	
Tak	0
15. etg	0
14. etg	0
13. etg	0
12. etg	1,2
11. etg	1,2
10. etg	1,2
9. etg	1,2
8. etg	1,2
7. etg	1,2
6. etg	1,2
5. etg	1,2
4. etg	1,2
3. etg	1,2
2. etg	1,2
1. etg	1,2

### Fremgangsmåte for bruk av arket:

- 1) Egen- og nyttelaster for dekker og tak legges inn for hver etasje i høyre kolonne i tabell 4.
- 2) Lastbredde for dekker legges inn i hvite kolonner i tabell 5.
- 3) Akkumulerte egen- og nyttelaster ved dekke og vegg i hver etasje finnes i tabell 1 og 2.
- 4) Summen av akkumulerte egen- og nyttelaster finnes i blå ruter i tabell 1 og 2.

1. Egenlast			2. Nyttelast	
Konstr del	Tilskudd	Akkumulert	Tilskudd	Akkumulert
Tak	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 15.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 14.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 13.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 12.	16,80	16,8	8,96	9,0
Vegg	20,60	37,4		
Dekke o 11.	16,80	54,2	5,60	14,6
Vegg	20,60	74,8		
Dekke o 10.	16,80	91,6	5,60	20,2
Vegg	20,60	112,2		
Dekke o 9.	16,80	129,0	5,60	25,8
Vegg	20,60	149,6		
Dekke o 8.	16,80	166,4	5,60	31,4
Vegg	20,60	187,0		
Dekke o 7.	16,80	203,8	5,60	37,0
Vegg	20,60	224,4		
Dekke o 6.	16,80	241,2	5,60	42,6
Vegg	20,60	261,8		
Dekke o 5.	16,80	278,6	5,60	48,2
Vegg	20,60	299,2		
Dekke o 4.	16,80	316,0	5,60	53,8
Vegg	20,60	336,6		
Dekke o 3.	16,80	353,4	5,60	59,4
Vegg	20,60	374,0		
Dekke o 2.	16,80	390,8	5,60	65,0
Vegg	20,60	411,4		
Dekke o 1.	16,80	428,2	5,60	70,6
Vegg	20,60	448,8		
Sum	448,80	448,8	70,56	70,6

5. Generelle laster	
$g_t$	0
$p_t$	0
$g_{15}$	0
$p_{15}$	0
$g_{14}$	0
$p_{14}$	0
$g_{13}$	0
$p_{13}$	0
$g_{12}$	6
$p_{12}$	3,2
$g_{11}$	6
$p_{11}$	2
$g_{10}$	6
$p_{10}$	2
$g_9$	6
$p_9$	2
$g_8$	6
$p_8$	2
$g_7$	6
$p_7$	2
$g_6$	6
$p_6$	2
$g_5$	6
$p_5$	2
$g_4$	6
$p_4$	2
$g_3$	6
$p_3$	2
$g_2$	6
$p_2$	2
$g_1$	6
$p_1$	2

6. Lastbredder i m	
Tak	0
15. etg	0
14. etg	0
13. etg	0
12. etg	2,8
11. etg	2,8
10. etg	2,8
9. etg	2,8
8. etg	2,8
7. etg	2,8
6. etg	2,8
5. etg	2,8
4. etg	2,8
3. etg	2,8
2. etg	2,8
1. etg	2,8

### Fremgangsmåte for bruk av arket:

- 1) Egen- og nyttelaster for dekker og tak legges inn for hver etasje i høyre kolonne i tabell 4.
- 2) Lastbredde for dekker legges inn i hvite kolonner i tabell 5.
- 3) Akkumulerte egen- og nyttelaster ved dekke og vegg i hver etasje finnes i tabell 1 og 2.
- 4) Summen av akkumulerte egen- og nyttelaster finnes i blå ruter i tabell 1 og 2.

Konstr del	1.Egenlast		2.Nyttelast	
	Tilskudd	Akkumulert	Tilskudd	Akkumulert
Tak	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 15.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 14.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 13.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 12.	14,40	14,4	7,68	7,7
Vegg	20,60	35,0		
Dekke o 11.	14,40	49,4	4,80	12,5
Vegg	20,60	70,0		
Dekke o 10.	14,40	84,4	4,80	17,3
Vegg	20,60	105,0		
Dekke o 9.	14,40	119,4	4,80	22,1
Vegg	20,60	140,0		
Dekke o 8.	14,40	154,4	4,80	26,9
Vegg	20,60	175,0		
Dekke o 7.	14,40	189,4	4,80	31,7
Vegg	20,60	210,0		
Dekke o 6.	14,40	224,4	4,80	36,5
Vegg	20,60	245,0		
Dekke o 5.	14,40	259,4	4,80	41,3
Vegg	20,60	280,0		
Dekke o 4.	14,40	294,4	4,80	46,1
Vegg	20,60	315,0		
Dekke o 3.	14,40	329,4	4,80	50,9
Vegg	20,60	350,0		
Dekke o 2.	14,40	364,4	4,80	55,7
Vegg	20,60	385,0		
Dekke o 1.	14,40	399,4	4,80	60,5
Vegg	20,60	420,0		
Sum	420,00	420,0	60,48	60,5

5.Generelle laster	
$g_t$	0
$p_t$	0
$g_{15}$	0
$p_{15}$	0
$g_{14}$	0
$p_{14}$	0
$g_{13}$	0
$p_{13}$	0
$g_{12}$	6
$p_{12}$	3,2
$g_{11}$	6
$p_{11}$	2
$g_{10}$	6
$p_{10}$	2
$g_9$	6
$p_9$	2
$g_8$	6
$p_8$	2
$g_7$	6
$p_7$	2
$g_6$	6
$p_6$	2
$g_5$	6
$p_5$	2
$g_4$	6
$p_4$	2
$g_3$	6
$p_3$	2
$g_2$	6
$p_2$	2
$g_1$	6
$p_1$	2

6.Lastbredder i m	
Tak	0
15. etg	0
14. etg	0
13. etg	0
12. etg	2,4
11. etg	2,4
10. etg	2,4
9. etg	2,4
8. etg	2,4
7. etg	2,4
6. etg	2,4
5. etg	2,4
4. etg	2,4
3. etg	2,4
2. etg	2,4
1. etg	2,4

### Fremgangsmåte for bruk av arket:

- 1) Egen- og nyttelaster for dekker og tak legges inn for hver etasje i høyre kolonne i tabell 4.
- 2) Lastbredde for dekker legges inn i hvite kolonner i tabell 5.
- 3) Akkumulerte egen- og nyttelaster ved dekke og vegg i hver etasje finnes i tabell 1 og 2.
- 4) Summen av akkumulerte egen- og nyttelaster finnes i blå ruter i tabell 1 og 2.

1. Egenlast			2. Nyttelast	
Konstr del	Tilskudd	Akkumulert	Tilskudd	Akkumulert
Tak	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 15.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 14.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 13.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 12.	7,20	7,2	3,84	3,8
Vegg	20,60	27,8		
Dekke o 11.	7,20	35,0	2,40	6,2
Vegg	20,60	55,6		
Dekke o 10.	7,20	62,8	2,40	8,6
Vegg	20,60	83,4		
Dekke o 9.	7,20	90,6	2,40	11,0
Vegg	20,60	111,2		
Dekke o 8.	7,20	118,4	2,40	13,4
Vegg	20,60	139,0		
Dekke o 7.	7,20	146,2	2,40	15,8
Vegg	20,60	166,8		
Dekke o 6.	7,20	174,0	2,40	18,2
Vegg	20,60	194,6		
Dekke o 5.	7,20	201,8	2,40	20,6
Vegg	20,60	222,4		
Dekke o 4.	7,20	229,6	2,40	23,0
Vegg	20,60	250,2		
Dekke o 3.	7,20	257,4	2,40	25,4
Vegg	20,60	278,0		
Dekke o 2.	7,20	285,2	2,40	27,8
Vegg	20,60	305,8		
Dekke o 1.	7,20	313,0	2,40	30,2
Vegg	20,60	333,6		
Sum	333,60	333,6	30,24	30,2

5. Generelle laster	
$g_t$	0
$p_t$	0
$g_{15}$	0
$p_{15}$	0
$g_{14}$	0
$p_{14}$	0
$g_{13}$	0
$p_{13}$	0
$g_{12}$	6
$p_{12}$	3,2
$g_{11}$	6
$p_{11}$	2
$g_{10}$	6
$p_{10}$	2
$g_9$	6
$p_9$	2
$g_8$	6
$p_8$	2
$g_7$	6
$p_7$	2
$g_6$	6
$p_6$	2
$g_5$	6
$p_5$	2
$g_4$	6
$p_4$	2
$g_3$	6
$p_3$	2
$g_2$	6
$p_2$	2
$g_1$	6
$p_1$	2

6. Lastbredder i m	
Tak	0
15. etg	0
14. etg	0
13. etg	0
12. etg	1,2
11. etg	1,2
10. etg	1,2
9. etg	1,2
8. etg	1,2
7. etg	1,2
6. etg	1,2
5. etg	1,2
4. etg	1,2
3. etg	1,2
2. etg	1,2
1. etg	1,2

### Fremgangsmåte for bruk av arket:

- 1) Egen- og nyttelaster for dekker og tak legges inn for hver etasje i høyre kolonne i tabell 4.
- 2) Lastbredde for dekker legges inn i hvite kolonner i tabell 5.
- 3) Akkumulerte egen- og nyttelaster ved dekke og vegg i hver etasje finnes i tabell 1 og 2.
- 4) Summen av akkumulerte egen- og nyttelaster finnes i blå ruter i tabell 1 og 2.

1.Egenlast			2.Nyttelast	
Konstr del	Tilskudd	Akkumulert	Tilskudd	Akkumulert
Tak	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 15.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 14.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 13.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 12.	7,20	7,2	3,84	3,8
Vegg	20,60	27,8		
Dekke o 11.	7,20	35,0	2,40	6,2
Vegg	20,60	55,6		
Dekke o 10.	7,20	62,8	2,40	8,6
Vegg	20,60	83,4		
Dekke o 9.	7,20	90,6	2,40	11,0
Vegg	20,60	111,2		
Dekke o 8.	7,20	118,4	2,40	13,4
Vegg	20,60	139,0		
Dekke o 7.	7,20	146,2	2,40	15,8
Vegg	20,60	166,8		
Dekke o 6.	7,20	174,0	2,40	18,2
Vegg	20,60	194,6		
Dekke o 5.	7,20	201,8	2,40	20,6
Vegg	20,60	222,4		
Dekke o 4.	7,20	229,6	2,40	23,0
Vegg	20,60	250,2		
Dekke o 3.	7,20	257,4	2,40	25,4
Vegg	20,60	278,0		
Dekke o 2.	7,20	285,2	2,40	27,8
Vegg	20,60	305,8		
Dekke o 1.	7,20	313,0	2,40	30,2
Vegg	20,60	333,6		
Sum	333,60	333,6	30,24	30,2

5.Generelle laster	
$g_t$	0
$p_t$	0
$g_{15}$	0
$p_{15}$	0
$g_{14}$	0
$p_{14}$	0
$g_{13}$	0
$p_{13}$	0
$g_{12}$	6
$p_{12}$	3,2
$g_{11}$	6
$p_{11}$	2
$g_{10}$	6
$p_{10}$	2
$g_9$	6
$p_9$	2
$g_8$	6
$p_8$	2
$g_7$	6
$p_7$	2
$g_6$	6
$p_6$	2
$g_5$	6
$p_5$	2
$g_4$	6
$p_4$	2
$g_3$	6
$p_3$	2
$g_2$	6
$p_2$	2
$g_1$	6
$p_1$	2

6.Lastbredder i m	
Tak	0
15. etg	0
14. etg	0
13. etg	0
12. etg	1,2
11. etg	1,2
10. etg	1,2
9. etg	1,2
8. etg	1,2
7. etg	1,2
6. etg	1,2
5. etg	1,2
4. etg	1,2
3. etg	1,2
2. etg	1,2
1. etg	1,2

### Fremgangsmåte for bruk av arket:

- 1) Egen- og nyttelaster for dekker og tak legges inn for hver etasje i høyre kolonne i tabell 4.
- 2) Lastbredde for dekker legges inn i hvite kolonner i tabell 5.
- 3) Akkumulerte egen- og nyttelaster ved dekke og vegg i hver etasje finnes i tabell 1 og 2.
- 4) Summen av akkumulerte egen- og nyttelaster finnes i blå ruter i tabell 1 og 2.

1.Egenlast			2.Nyttelast	
Konstr del	Tilskudd	Akkumulert	Tilskudd	Akkumulert
Tak	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 15.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 14.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 13.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 12.	45,60	45,6	24,32	24,3
Vegg	20,60	66,2		
Dekke o 11.	45,60	111,8	15,20	39,5
Vegg	20,60	132,4		
Dekke o 10.	45,60	178,0	15,20	54,7
Vegg	20,60	198,6		
Dekke o 9.	45,60	244,2	15,20	69,9
Vegg	20,60	264,8		
Dekke o 8.	45,60	310,4	15,20	85,1
Vegg	20,60	331,0		
Dekke o 7.	45,60	376,6	15,20	100,3
Vegg	20,60	397,2		
Dekke o 6.	45,60	442,8	15,20	115,5
Vegg	20,60	463,4		
Dekke o 5.	45,60	509,0	15,20	130,7
Vegg	20,60	529,6		
Dekke o 4.	45,60	575,2	15,20	145,9
Vegg	20,60	595,8		
Dekke o 3.	45,60	641,4	15,20	161,1
Vegg	20,60	662,0		
Dekke o 2.	45,60	707,6	15,20	176,3
Vegg	20,60	728,2		
Dekke o 1.	45,60	773,8	15,20	191,5
Vegg	20,60	794,4		
Sum	794,40	794,4	191,52	191,5

5.Generelle laster	
g <sub>t</sub>	0
p <sub>t</sub>	0
g <sub>15</sub>	0
p <sub>15</sub>	0
g <sub>14</sub>	0
p <sub>14</sub>	0
g <sub>13</sub>	0
p <sub>13</sub>	0
g <sub>12</sub>	6
p <sub>12</sub>	3,2
g <sub>11</sub>	6
p <sub>11</sub>	2
g <sub>10</sub>	6
p <sub>10</sub>	2
g <sub>9</sub>	6
p <sub>9</sub>	2
g <sub>8</sub>	6
p <sub>8</sub>	2
g <sub>7</sub>	6
p <sub>7</sub>	2
g <sub>6</sub>	6
p <sub>6</sub>	2
g <sub>5</sub>	6
p <sub>5</sub>	2
g <sub>4</sub>	6
p <sub>4</sub>	2
g <sub>3</sub>	6
p <sub>3</sub>	2
g <sub>2</sub>	6
p <sub>2</sub>	2
g <sub>1</sub>	6
p <sub>1</sub>	2

6.Lastbredder i m	
Tak	0
15. etg	0
14. etg	0
13. etg	0
12. etg	7,6
11. etg	7,6
10. etg	7,6
9. etg	7,6
8. etg	7,6
7. etg	7,6
6. etg	7,6
5. etg	7,6
4. etg	7,6
3. etg	7,6
2. etg	7,6
1. etg	7,6

**Fremgangsmåte for bruk av arket:**

- 1) Egen- og nyttelaster for dekker og tak legges inn for hver etasje i høyre kolonne i tabell 4.
- 2) Lastbredde for dekker legges inn i hvite kolonner i tabell 5.
- 3) Akkumulerte egen- og nyttelaster ved dekke og vegg i hver etasje finnes i tabell 1 og 2.
- 4) Summen av akkumulerte egen- og nyttelaster finnes i blå ruter i tabell 1 og 2.

1. Egenlast			2. Nyttelast	
Konstr del	Tilskudd	Akkumulert	Tilskudd	Akkumulert
Tak	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 15.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 14.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 13.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 12.	7,20	7,2	3,84	3,8
Vegg	23,10	30,3		
Dekke o 11.	7,20	37,5	2,40	6,2
Vegg	23,10	60,6		
Dekke o 10.	7,20	67,8	2,40	8,6
Vegg	23,10	90,9		
Dekke o 9.	7,20	98,1	2,40	11,0
Vegg	23,10	121,2		
Dekke o 8.	7,20	128,4	2,40	13,4
Vegg	23,10	151,5		
Dekke o 7.	7,20	158,7	2,40	15,8
Vegg	23,10	181,8		
Dekke o 6.	7,20	189,0	2,40	18,2
Vegg	23,10	212,1		
Dekke o 5.	7,20	219,3	2,40	20,6
Vegg	23,10	242,4		
Dekke o 4.	7,20	249,6	2,40	23,0
Vegg	23,10	272,7		
Dekke o 3.	7,20	279,9	2,40	25,4
Vegg	23,10	303,0		
Dekke o 2.	7,20	310,2	2,40	27,8
Vegg	23,10	333,3		
Dekke o 1.	7,20	340,5	2,40	30,2
Vegg	23,10	363,6		
Sum	363,60	363,6	30,24	30,2

5. Generelle laster	
$g_t$	0
$p_t$	0
$g_{15}$	0
$p_{15}$	0
$g_{14}$	0
$p_{14}$	0
$g_{13}$	0
$p_{13}$	0
$g_{12}$	6
$p_{12}$	3,2
$g_{11}$	6
$p_{11}$	2
$g_{10}$	6
$p_{10}$	2
$g_9$	6
$p_9$	2
$g_8$	6
$p_8$	2
$g_7$	6
$p_7$	2
$g_6$	6
$p_6$	2
$g_5$	6
$p_5$	2
$g_4$	6
$p_4$	2
$g_3$	6
$p_3$	2
$g_2$	6
$p_2$	2
$g_1$	6
$p_1$	2

6. Lastbredder i m	
Tak	0
15. etg	0
14. etg	0
13. etg	0
12. etg	1,2
11. etg	1,2
10. etg	1,2
9. etg	1,2
8. etg	1,2
7. etg	1,2
6. etg	1,2
5. etg	1,2
4. etg	1,2
3. etg	1,2
2. etg	1,2
1. etg	1,2

### Fremgangsmåte for bruk av arket:

- 1) Egen- og nyttelaster for dekker og tak legges inn for hver etasje i høyre kolonne i tabell 4.
- 2) Lastbredde for dekker legges inn i hvite kolonner i tabell 5.
- 3) Akkumulerte egen- og nyttelaster ved dekke og vegg i hver etasje finnes i tabell 1 og 2.
- 4) Summen av akkumulerte egen- og nyttelaster finnes i blå ruter i tabell 1 og 2.



1.Egenlast			2.Nyttelast	
Konstr del	Tilskudd	Akkumulert	Tilskudd	Akkumulert
Tak	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 15.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 14.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 13.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 12.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 11.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 10.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 9.	7,20	7,2	3,84	3,8
Vegg	23,10	30,3		
Dekke o 8.	7,20	37,5	2,40	6,2
Vegg	23,10	60,6		
Dekke o 7.	7,20	67,8	2,40	8,6
Vegg	23,10	90,9		
Dekke o 6.	7,20	98,1	2,40	11,0
Vegg	23,10	121,2		
Dekke o 5.	7,20	128,4	2,40	13,4
Vegg	23,10	151,5		
Dekke o 4.	7,20	158,7	2,40	15,8
Vegg	23,10	181,8		
Dekke o 3.	7,20	189,0	2,40	18,2
Vegg	23,10	212,1		
Dekke o 2.	7,20	219,3	2,40	20,6
Vegg	23,10	242,4		
Dekke o 1.	7,20	249,6	2,40	23,0
Vegg	0,00	249,6		
Sum	249,60	249,6	23,04	23,0

5.Generelle laster	
$g_t$	0
$p_t$	0
$g_{15}$	0
$p_{15}$	0
$g_{14}$	0
$p_{14}$	0
$g_{13}$	0
$p_{13}$	0
$g_{12}$	0
$p_{12}$	0
$g_{11}$	0
$p_{11}$	0
$g_{10}$	0
$p_{10}$	0
$g_9$	6
$p_9$	3,2
$g_8$	6
$p_8$	2
$g_7$	6
$p_7$	2
$g_6$	6
$p_6$	2
$g_5$	6
$p_5$	2
$g_4$	6
$p_4$	2
$g_3$	6
$p_3$	2
$g_2$	6
$p_2$	2
$g_1$	6
$p_1$	2

6.Lastbredder i m	
Tak	0
15. etg	0
14. etg	0
13. etg	0
12. etg	0
11. etg	0
10. etg	0
9. etg	1,2
8. etg	1,2
7. etg	1,2
6. etg	1,2
5. etg	1,2
4. etg	1,2
3. etg	1,2
2. etg	1,2
1. etg	1,2

### Fremgangsmåte for bruk av arket:

- 1) Egen- og nyttelaster for dekker og tak legges inn for hver etasje i høyre kolonne i tabell 4.
- 2) Lastbredde for dekker legges inn i hvite kolonner i tabell 5.
- 3) Akkumulerte egen- og nyttelaster ved dekke og vegg i hver etasje finnes i tabell 1 og 2.
- 4) Summen av akkumulerte egen- og nyttelaster finnes i blå ruter i tabell 1 og 2.

Konstr del	1.Egenlast		2.Nyttelast	
	Tilskudd	Akkumulert	Tilskudd	Akkumulert
Tak	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 15.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 14.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 13.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 12.	24,60	24,6	13,12	13,1
Vegg	23,10	47,7		
Dekke o 11.	24,60	72,3	8,20	21,3
Vegg	23,10	95,4		
Dekke o 10.	24,60	120,0	8,20	29,5
Vegg	23,10	143,1		
Dekke o 9.	24,60	167,7	8,20	37,7
Vegg	23,10	190,8		
Dekke o 8.	24,60	215,4	8,20	45,9
Vegg	23,10	238,5		
Dekke o 7.	24,60	263,1	8,20	54,1
Vegg	23,10	286,2		
Dekke o 6.	24,60	310,8	8,20	62,3
Vegg	23,10	333,9		
Dekke o 5.	24,60	358,5	8,20	70,5
Vegg	23,10	381,6		
Dekke o 4.	24,60	406,2	8,20	78,7
Vegg	23,10	429,3		
Dekke o 3.	24,60	453,9	8,20	86,9
Vegg	23,10	477,0		
Dekke o 2.	24,60	501,6	8,20	95,1
Vegg	0,00	501,6		
Dekke o 1.	0,00	501,6	0,00	95,1
Vegg	0,00	501,6		
Sum	501,60	501,6	95,12	95,1

5.Generelle laster	
$g_t$	0
$p_t$	0
$g_{15}$	0
$p_{15}$	0
$g_{14}$	0
$p_{14}$	0
$g_{13}$	0
$p_{13}$	0
$g_{12}$	6
$p_{12}$	3,2
$g_{11}$	6
$p_{11}$	2
$g_{10}$	6
$p_{10}$	2
$g_9$	6
$p_9$	2
$g_8$	6
$p_8$	2
$g_7$	6
$p_7$	2
$g_6$	6
$p_6$	2
$g_5$	6
$p_5$	2
$g_4$	6
$p_4$	2
$g_3$	6
$p_3$	2
$g_2$	6
$p_2$	2
$g_1$	0
$p_1$	0

6.Lastbredder i m	
Tak	0
15. etg	0
14. etg	0
13. etg	0
12. etg	4,1
11. etg	4,1
10. etg	4,1
9. etg	4,1
8. etg	4,1
7. etg	4,1
6. etg	4,1
5. etg	4,1
4. etg	4,1
3. etg	4,1
2. etg	4,1
1. etg	0

### Fremgangsmåte for bruk av arket:

- 1) Egen- og nyttelaster for dekker og tak legges inn for hver etasje i høyre kolonne i tabell 4.
- 2) Lastbredde for dekker legges inn i hvite kolonner i tabell 5.
- 3) Akkumulerte egen- og nyttelaster ved dekke og vegg i hver etasje finnes i tabell 1 og 2.
- 4) Summen av akkumulerte egen- og nyttelaster finnes i blå ruter i tabell 1 og 2.

1.Egenlast		2.Nyttelast		
Konstr del	Tilskudd	Akkumulert	Tilskudd	Akkumulert
Tak	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 15.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 14.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 13.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 12.	24,60	24,6	13,12	13,1
Vegg	23,10	47,7		
Dekke o 11.	24,60	72,3	8,20	21,3
Vegg	23,10	95,4		
Dekke o 10.	24,60	120,0	8,20	29,5
Vegg	23,10	143,1		
Dekke o 9.	24,60	167,7	8,20	37,7
Vegg	23,10	190,8		
Dekke o 8.	24,60	215,4	8,20	45,9
Vegg	23,10	238,5		
Dekke o 7.	24,60	263,1	8,20	54,1
Vegg	23,10	286,2		
Dekke o 6.	24,60	310,8	8,20	62,3
Vegg	23,10	333,9		
Dekke o 5.	24,60	358,5	8,20	70,5
Vegg	23,10	381,6		
Dekke o 4.	24,60	406,2	8,20	78,7
Vegg	23,10	429,3		
Dekke o 3.	24,60	453,9	8,20	86,9
Vegg	23,10	477,0		
Dekke o 2.	24,60	501,6	8,20	95,1
Vegg	23,10	524,7		
Dekke o 1.	24,60	549,3	8,20	103,3
Vegg	0,00	549,3		
Sum	549,30	549,3	103,32	103,3

5.Generelle laster	
$g_t$	0
$p_t$	0
$g_{15}$	0
$p_{15}$	0
$g_{14}$	0
$p_{14}$	0
$g_{13}$	0
$p_{13}$	0
$g_{12}$	6
$p_{12}$	3,2
$g_{11}$	6
$p_{11}$	2
$g_{10}$	6
$p_{10}$	2
$g_9$	6
$p_9$	2
$g_8$	6
$p_8$	2
$g_7$	6
$p_7$	2
$g_6$	6
$p_6$	2
$g_5$	6
$p_5$	2
$g_4$	6
$p_4$	2
$g_3$	6
$p_3$	2
$g_2$	6
$p_2$	2
$g_1$	6
$p_1$	2

6.Lastbredder i m	
Tak	0
15. etg	0
14. etg	0
13. etg	0
12. etg	4,1
11. etg	4,1
10. etg	4,1
9. etg	4,1
8. etg	4,1
7. etg	4,1
6. etg	4,1
5. etg	4,1
4. etg	4,1
3. etg	4,1
2. etg	4,1
1. etg	4,1

**Fremgangsmåte for bruk av arket:**

- 1) Egen- og nyttelaster for dekker og tak legges inn for hver etasje i høyre kolonne i tabell 4.
- 2) Lastbredde for dekker legges inn i hvite kolonner i tabell 5.
- 3) Akkumulerte egen- og nyttelaster ved dekke og vegg i hver etasje finnes i tabell 1 og 2.
- 4) Summen av akkumulerte egen- og nyttelaster finnes i blå ruter i tabell 1 og 2.

Konstr del	1.Egenlast		2.Nyttelast	
	Tilskudd	Akkumulert	Tilskudd	Akkumulert
Tak	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 15.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 14.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 13.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 12.	14,40	14,4	7,68	7,7
Vegg	23,10	37,5		
Dekke o 11.	14,40	51,9	4,80	12,5
Vegg	23,10	75,0		
Dekke o 10.	14,40	89,4	4,80	17,3
Vegg	23,10	112,5		
Dekke o 9.	14,40	126,9	4,80	22,1
Vegg	23,10	150,0		
Dekke o 8.	14,40	164,4	4,80	26,9
Vegg	23,10	187,5		
Dekke o 7.	14,40	201,9	4,80	31,7
Vegg	23,10	225,0		
Dekke o 6.	14,40	239,4	4,80	36,5
Vegg	23,10	262,5		
Dekke o 5.	14,40	276,9	4,80	41,3
Vegg	23,10	300,0		
Dekke o 4.	14,40	314,4	4,80	46,1
Vegg	23,10	337,5		
Dekke o 3.	14,40	351,9	4,80	50,9
Vegg	23,10	375,0		
Dekke o 2.	14,40	389,4	4,80	55,7
Vegg	0,00	389,4		
Dekke o 1.	0,00	389,4	0,00	55,7
Vegg	0,00	389,4		
Sum	389,40	389,4	55,68	55,7

5.Generelle laster	
$g_t$	0
$p_t$	0
$g_{15}$	0
$p_{15}$	0
$g_{14}$	0
$p_{14}$	0
$g_{13}$	0
$p_{13}$	0
$g_{12}$	6
$p_{12}$	3,2
$g_{11}$	6
$p_{11}$	2
$g_{10}$	6
$p_{10}$	2
$g_9$	6
$p_9$	2
$g_8$	6
$p_8$	2
$g_7$	6
$p_7$	2
$g_6$	6
$p_6$	2
$g_5$	6
$p_5$	2
$g_4$	6
$p_4$	2
$g_3$	6
$p_3$	2
$g_2$	6
$p_2$	2
$g_1$	0
$p_1$	0

6.Lastbredder i m	
Tak	0
15. etg	0
14. etg	0
13. etg	0
12. etg	2,4
11. etg	2,4
10. etg	2,4
9. etg	2,4
8. etg	2,4
7. etg	2,4
6. etg	2,4
5. etg	2,4
4. etg	2,4
3. etg	2,4
2. etg	2,4
1. etg	0

### Fremgangsmåte for bruk av arket:

- 1) Egen- og nyttelaster for dekker og tak legges inn for hver etasje i høyre kolonne i tabell 4.
- 2) Lastbredde for dekker legges inn i hvite kolonner i tabell 5.
- 3) Akkumulerte egen- og nyttelaster ved dekke og vegg i hver etasje finnes i tabell 1 og 2.
- 4) Summen av akkumulerte egen- og nyttelaster finnes i blå ruter i tabell 1 og 2.

Konstr del	1.Egenlast		2.Nyttelast	
	Tilskudd	Akkumulert	Tilskudd	Akkumulert
Tak	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 15.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 14.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 13.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 12.	14,40	14,4	7,68	7,7
Vegg	23,10	37,5		
Dekke o 11.	14,40	51,9	4,80	12,5
Vegg	23,10	75,0		
Dekke o 10.	14,40	89,4	4,80	17,3
Vegg	23,10	112,5		
Dekke o 9.	14,40	126,9	4,80	22,1
Vegg	23,10	150,0		
Dekke o 8.	14,40	164,4	4,80	26,9
Vegg	23,10	187,5		
Dekke o 7.	14,40	201,9	4,80	31,7
Vegg	23,10	225,0		
Dekke o 6.	14,40	239,4	4,80	36,5
Vegg	23,10	262,5		
Dekke o 5.	14,40	276,9	4,80	41,3
Vegg	23,10	300,0		
Dekke o 4.	14,40	314,4	4,80	46,1
Vegg	23,10	337,5		
Dekke o 3.	14,40	351,9	4,80	50,9
Vegg	23,10	375,0		
Dekke o 2.	14,40	389,4	4,80	55,7
Vegg	23,10	412,5		
Dekke o 1.	14,40	426,9	4,80	60,5
Vegg	0,00	426,9		
Sum	426,90	426,9	60,48	60,5

5.Generelle laster	
$g_t$	0
$p_t$	0
$g_{15}$	0
$p_{15}$	0
$g_{14}$	0
$p_{14}$	0
$g_{13}$	0
$p_{13}$	0
$g_{12}$	6
$p_{12}$	3,2
$g_{11}$	6
$p_{11}$	2
$g_{10}$	6
$p_{10}$	2
$g_9$	6
$p_9$	2
$g_8$	6
$p_8$	2
$g_7$	6
$p_7$	2
$g_6$	6
$p_6$	2
$g_5$	6
$p_5$	2
$g_4$	6
$p_4$	2
$g_3$	6
$p_3$	2
$g_2$	6
$p_2$	2
$g_1$	6
$p_1$	2

6.Lastbredder i m	
Tak	0
15. etg	0
14. etg	0
13. etg	0
12. etg	2,4
11. etg	2,4
10. etg	2,4
9. etg	2,4
8. etg	2,4
7. etg	2,4
6. etg	2,4
5. etg	2,4
4. etg	2,4
3. etg	2,4
2. etg	2,4
1. etg	2,4

### Fremgangsmåte for bruk av arket:

- 1) Egen- og nyttelaster for dekker og tak legges inn for hver etasje i høyre kolonne i tabell 4.
- 2) Lastbredde for dekker legges inn i hvite kolonner i tabell 5.
- 3) Akkumulerte egen- og nyttelaster ved dekke og vegg i hver etasje finnes i tabell 1 og 2.
- 4) Summen av akkumulerte egen- og nyttelaster finnes i blå ruter i tabell 1 og 2.

Konstr del	1.Egenlast		2.Nyttelast	
	Tilskudd	Akkumulert	Tilskudd	Akkumulert
Tak	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 15.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 14.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 13.	0,00	0,0	0,00	0,0
Vegg	0,00	0,0		
Dekke o 12.	13,20	13,2	7,04	7,0
Vegg	23,10	36,3		
Dekke o 11.	13,20	49,5	4,40	11,4
Vegg	23,10	72,6		
Dekke o 10.	13,20	85,8	4,40	15,8
Vegg	23,10	108,9		
Dekke o 9.	13,20	122,1	4,40	20,2
Vegg	23,10	145,2		
Dekke o 8.	13,20	158,4	4,40	24,6
Vegg	23,10	181,5		
Dekke o 7.	13,20	194,7	4,40	29,0
Vegg	23,10	217,8		
Dekke o 6.	13,20	231,0	4,40	33,4
Vegg	23,10	254,1		
Dekke o 5.	13,20	267,3	4,40	37,8
Vegg	23,10	290,4		
Dekke o 4.	13,20	303,6	4,40	42,2
Vegg	23,10	326,7		
Dekke o 3.	13,20	339,9	4,40	46,6
Vegg	23,10	363,0		
Dekke o 2.	13,20	376,2	4,40	51,0
Vegg	23,10	399,3		
Dekke o 1.	13,20	412,5	4,40	55,4
Vegg	0,00	412,5		
Sum	412,50	412,5	55,44	55,4

5.Generelle laster	
$g_t$	0
$p_t$	0
$g_{15}$	0
$p_{15}$	0
$g_{14}$	0
$p_{14}$	0
$g_{13}$	0
$p_{13}$	0
$g_{12}$	6
$p_{12}$	3,2
$g_{11}$	6
$p_{11}$	2
$g_{10}$	6
$p_{10}$	2
$g_9$	6
$p_9$	2
$g_8$	6
$p_8$	2
$g_7$	6
$p_7$	2
$g_6$	6
$p_6$	2
$g_5$	6
$p_5$	2
$g_4$	6
$p_4$	2
$g_3$	6
$p_3$	2
$g_2$	6
$p_2$	2
$g_1$	6
$p_1$	2

6.Lastbredder i m	
Tak	0
15. etg	0
14. etg	0
13. etg	0
12. etg	2,2
11. etg	2,2
10. etg	2,2
9. etg	2,2
8. etg	2,2
7. etg	2,2
6. etg	2,2
5. etg	2,2
4. etg	2,2
3. etg	2,2
2. etg	2,2
1. etg	2,2

### Fremgangsmåte for bruk av arket:

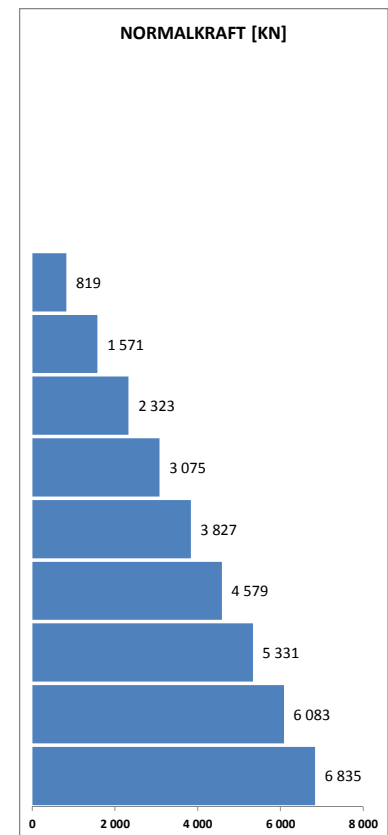
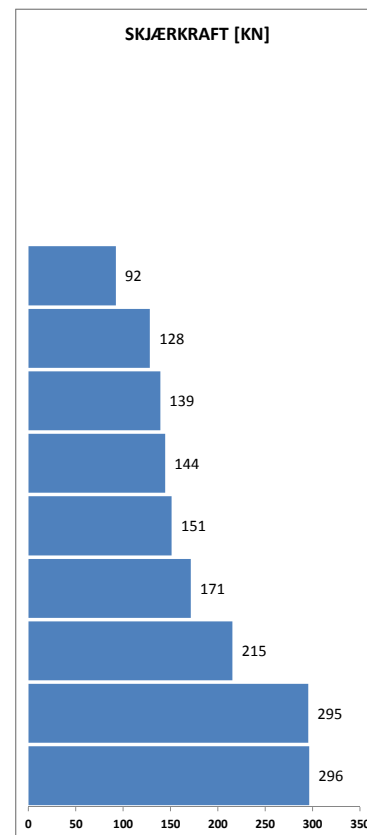
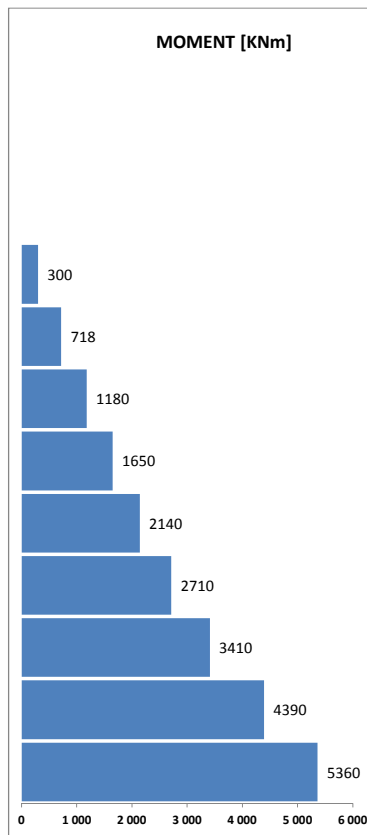
- 1) Egen- og nyttelaster for dekker og tak legges inn for hver etasje i høyre kolonne i tabell 4.
- 2) Lastbredde for dekker legges inn i hvite kolonner i tabell 5.
- 3) Akkumulerte egen- og nyttelaster ved dekke og vegg i hver etasje finnes i tabell 1 og 2.
- 4) Summen av akkumulerte egen- og nyttelaster finnes i blå ruter i tabell 1 og 2.

## Vedlegg F – Superponering av krefter

# Superponering av krefter\_Skive

1

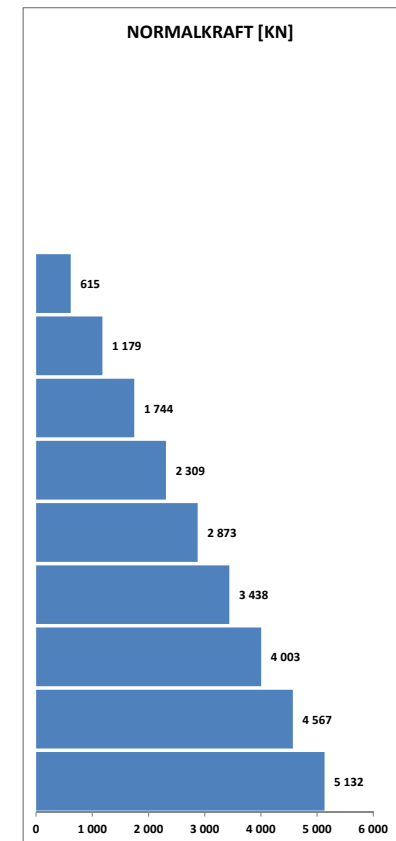
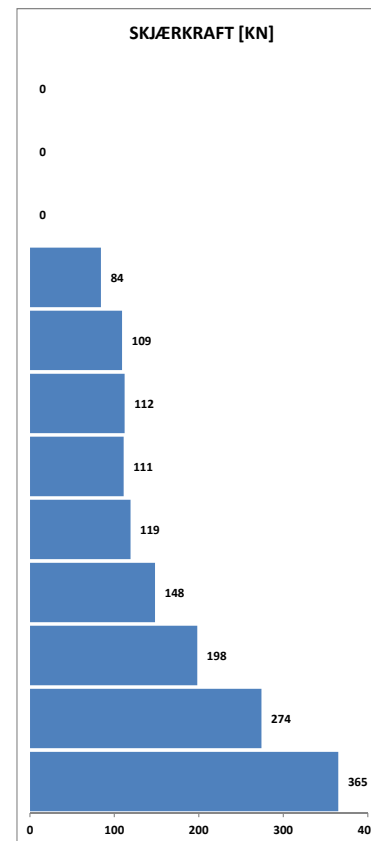
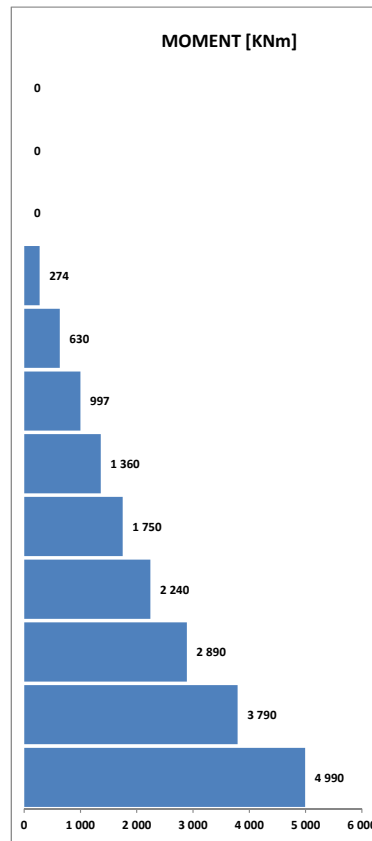
KREFTER				
Etasje	M	V	N	
12 et.	KNm	KN	0	KN
11 et.	KNm	KN	0	KN
10 et.	KNm	KN	0	KN
9 et.	300 KNm	92 KN	819	KN
8 et.	718 KNm	128 KN	1571	KN
7 et.	1180 KNm	139 KN	2323	KN
6 et.	1650 KNm	144 KN	3075	KN
5 et.	2140 KNm	151 KN	3827	KN
4 et.	2710 KNm	171 KN	4579	KN
3 et.	3410 KNm	215 KN	5331	KN
2 et.	4390 KNm	295 KN	6083	KN
1 et.	5360 KNm	296 KN	6835	KN





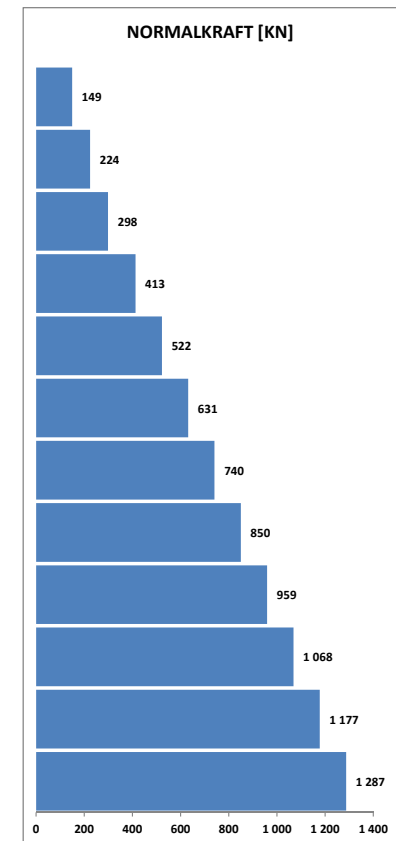
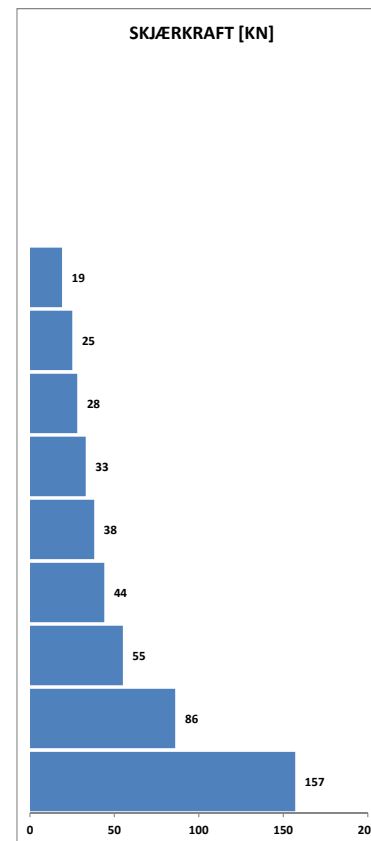
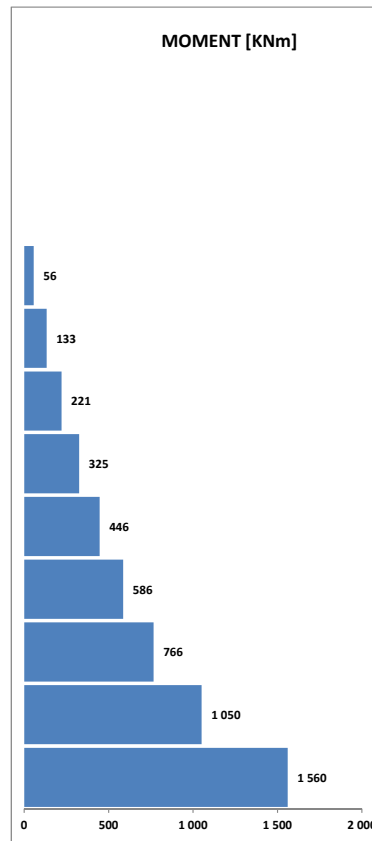
# Superponering av krefter\_Skive

KREFTER				
Etasje	M	V		N
12 et.	KNm	KN	0	KN
11 et.	KNm	KN	0	KN
10 et.	KNm	KN	0	KN
9 et.	274 KNm	84 KN	615	KN
8 et.	630 KNm	109 KN	1179	KN
7 et.	997 KNm	112 KN	1744	KN
6 et.	1360 KNm	111 KN	2309	KN
5 et.	1750 KNm	119 KN	2873	KN
4 et.	2240 KNm	148 KN	3438	KN
3 et.	2890 KNm	198 KN	4003	KN
2 et.	3790 KNm	274 KN	4567	KN
1 et.	4990 KNm	365 KN	5132	KN



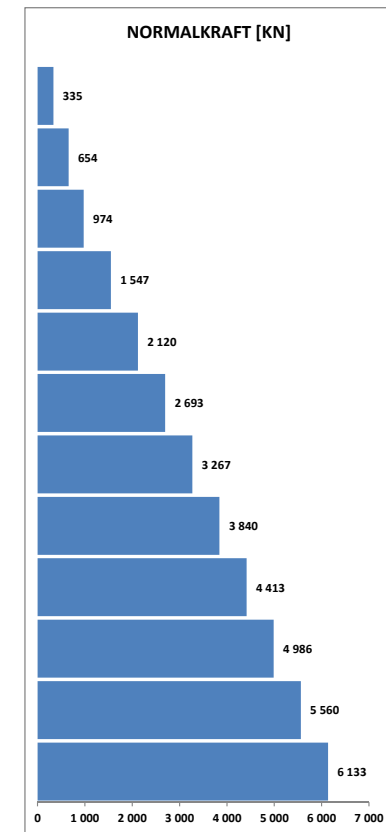
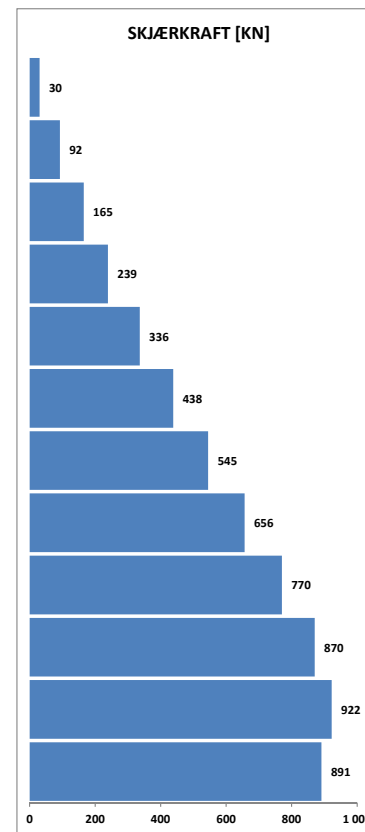
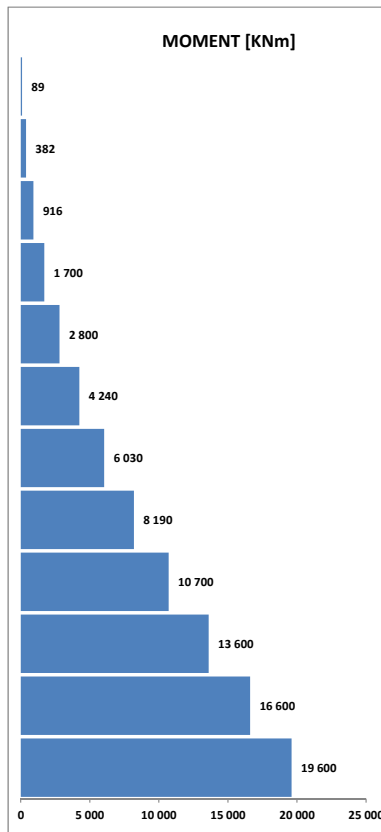
# Superponering av krefter\_Skive

KREFTER				
Etasje	M	V	N	
12 et.	KNm	KN	149	KN
11 et.	KNm	KN	224	KN
10 et.	KNm	KN	298	KN
9 et.	56 KNm	19 KN	413	KN
8 et.	133 KNm	25 KN	522	KN
7 et.	221 KNm	28 KN	631	KN
6 et.	325 KNm	33 KN	740	KN
5 et.	446 KNm	38 KN	850	KN
4 et.	586 KNm	44 KN	959	KN
3 et.	766 KNm	55 KN	1068	KN
2 et.	1050 KNm	86 KN	1177	KN
1 et.	1560 KNm	157 KN	1287	KN



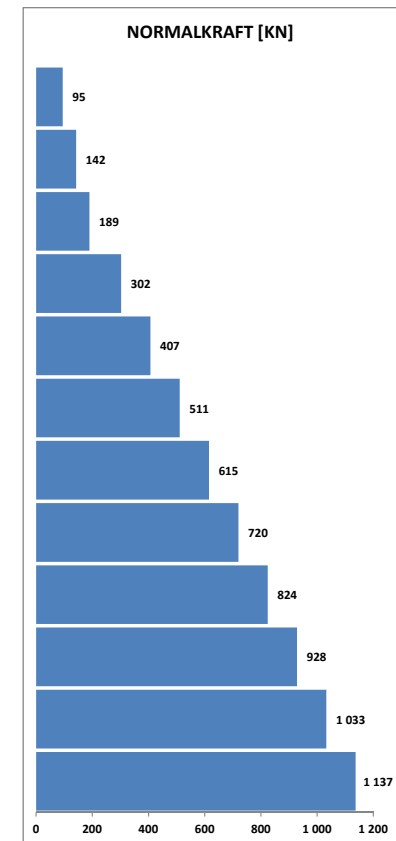
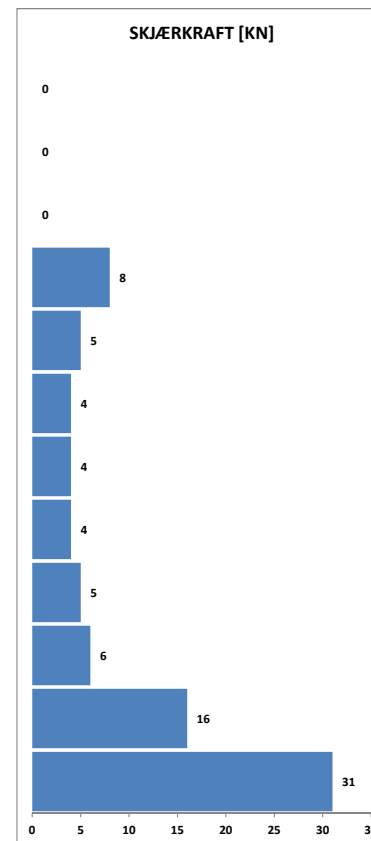
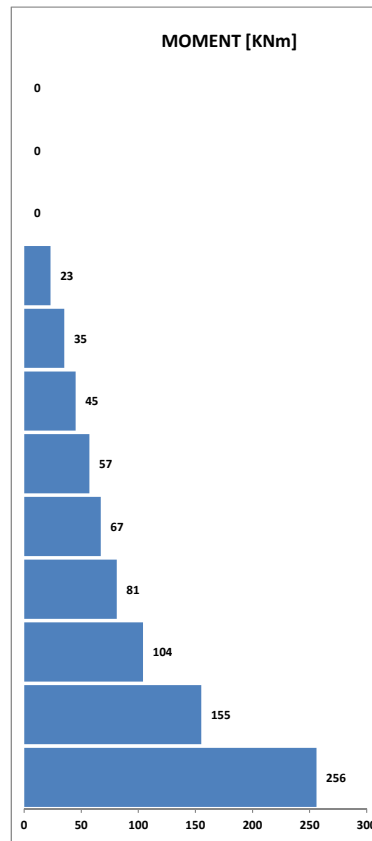
# Superponering av krefter\_Skive

KREFTER						
Etasje	M		V		N	
12 et.	89	KNm	30	KN	335	KN
11 et.	382	KNm	92	KN	654	KN
10 et.	916	KNm	165	KN	974	KN
9 et.	1700	KNm	239	KN	1547	KN
8 et.	2800	KNm	336	KN	2120	KN
7 et.	4240	KNm	438	KN	2693	KN
6 et.	6030	KNm	545	KN	3267	KN
5 et.	8190	KNm	656	KN	3840	KN
4 et.	10700	KNm	770	KN	4413	KN
3 et.	13600	KNm	870	KN	4986	KN
2 et.	16600	KNm	922	KN	5560	KN
1 et.	19600	KNm	891	KN	6133	KN



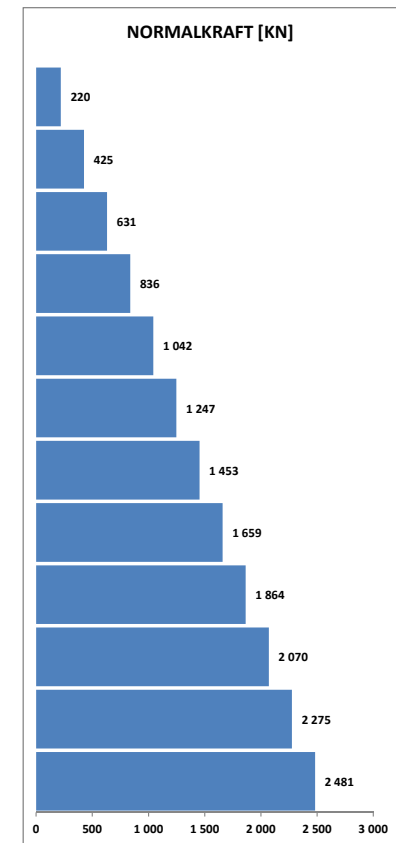
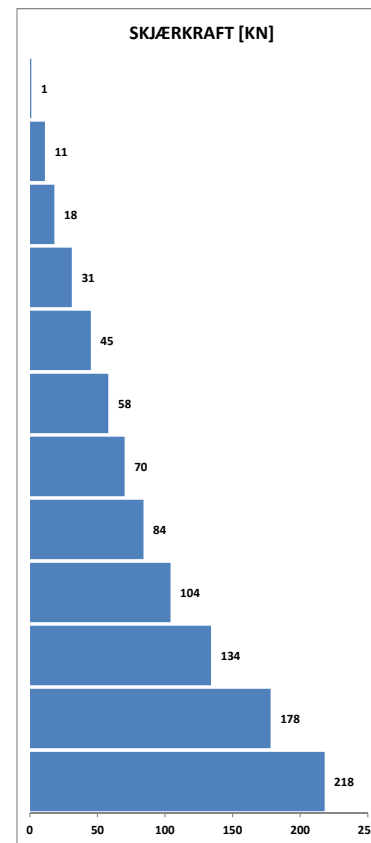
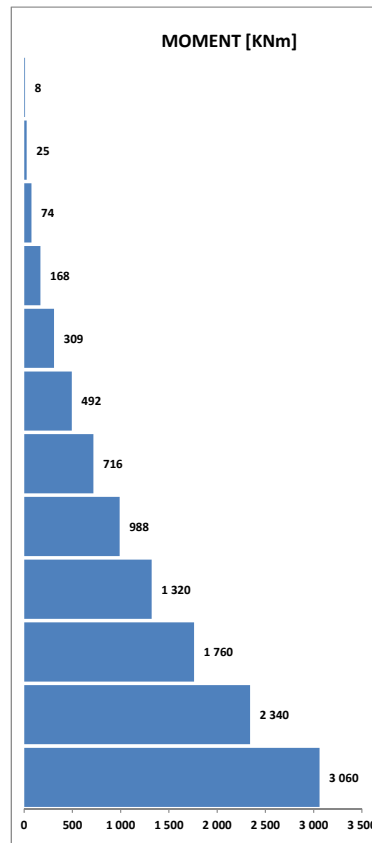
# Superponering av krefter\_Skive

KREFTER				
Etasje	M	V	N	
12 et.	0 KNm	KN	95 KN	
11 et.	0 KNm	KN	142 KN	
10 et.	0 KNm	KN	189 KN	
9 et.	23 KNm	8 KN	302 KN	
8 et.	35 KNm	5 KN	407 KN	
7 et.	45 KNm	4 KN	511 KN	
6 et.	57 KNm	4 KN	615 KN	
5 et.	67 KNm	4 KN	720 KN	
4 et.	81 KNm	5 KN	824 KN	
3 et.	104 KNm	6 KN	928 KN	
2 et.	155 KNm	16 KN	1033 KN	
1 et.	256 KNm	31 KN	1137 KN	



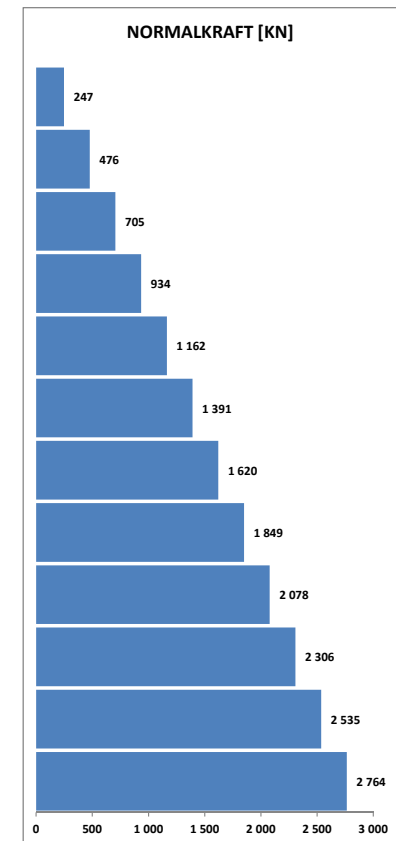
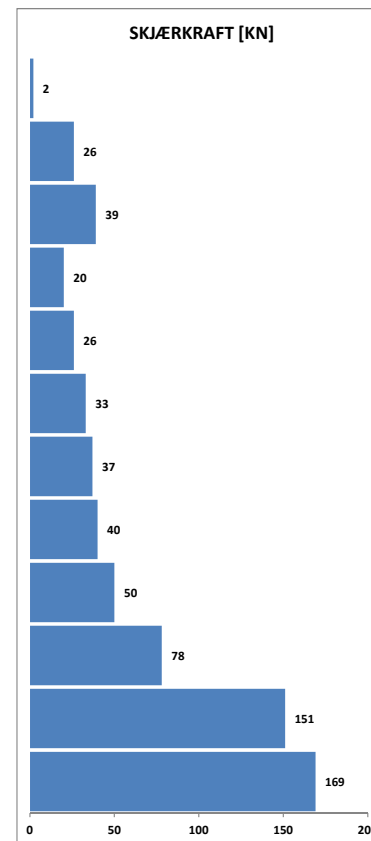
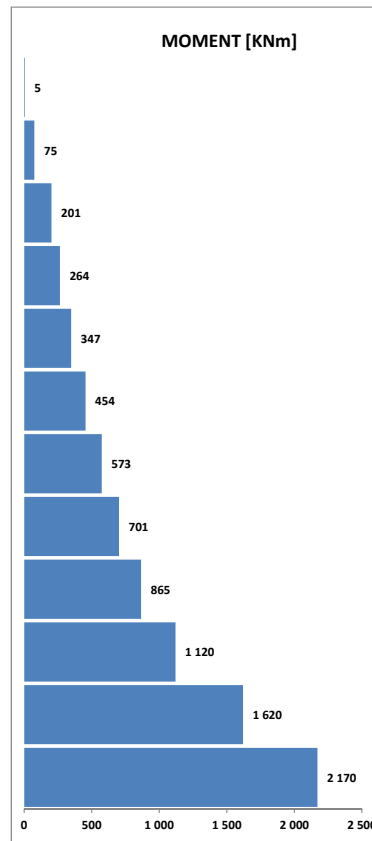
# Superponering av krefter\_Skive

KREFTER					
Etasje	M		V		N
12 et.	8	KNm	1	KN	220
11 et.	25	KNm	11	KN	425
10 et.	74	KNm	18	KN	631
9 et.	168	KNm	31	KN	836
8 et.	309	KNm	45	KN	1042
7 et.	492	KNm	58	KN	1247
6 et.	716	KNm	70	KN	1453
5 et.	988	KNm	84	KN	1659
4 et.	1320	KNm	104	KN	1864
3 et.	1760	KNm	134	KN	2070
2 et.	2340	KNm	178	KN	2275
1 et.	3060	KNm	218	KN	2481



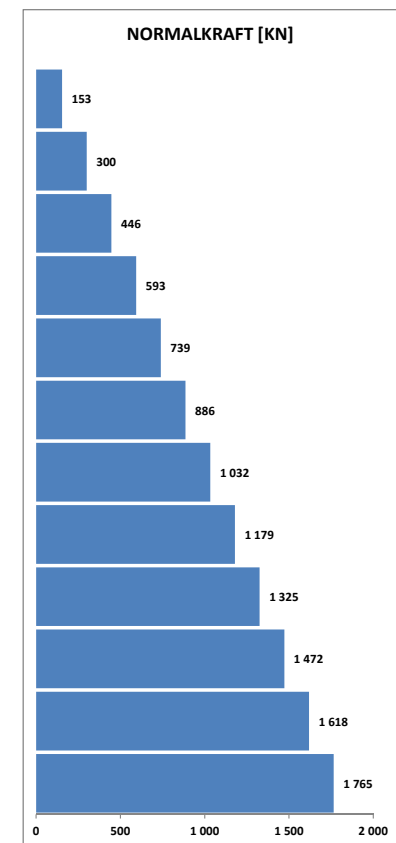
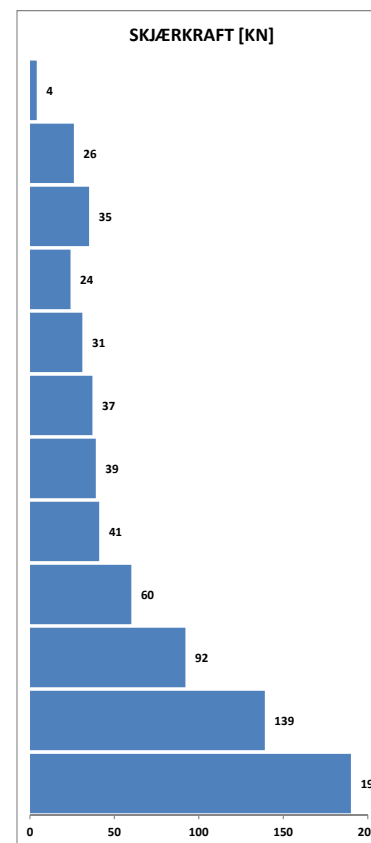
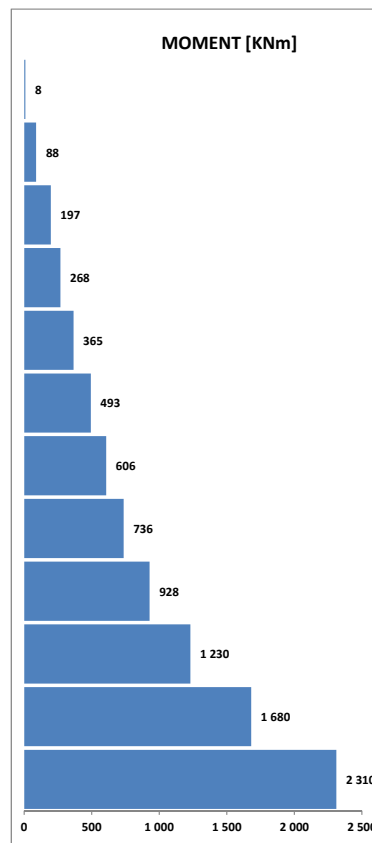
# Superponering av krefter\_Skive

KREFTER					
Etasje	M		V		N
12 et.	5	KNm	2	KN	247
11 et.	75	KNm	26	KN	476
10 et.	201	KNm	39	KN	705
9 et.	264	KNm	20	KN	934
8 et.	347	KNm	26	KN	1162
7 et.	454	KNm	33	KN	1391
6 et.	573	KNm	37	KN	1620
5 et.	701	KNm	40	KN	1849
4 et.	865	KNm	50	KN	2078
3 et.	1120	KNm	78	KN	2306
2 et.	1620	KNm	151	KN	2535
1 et.	2170	KNm	169	KN	2764



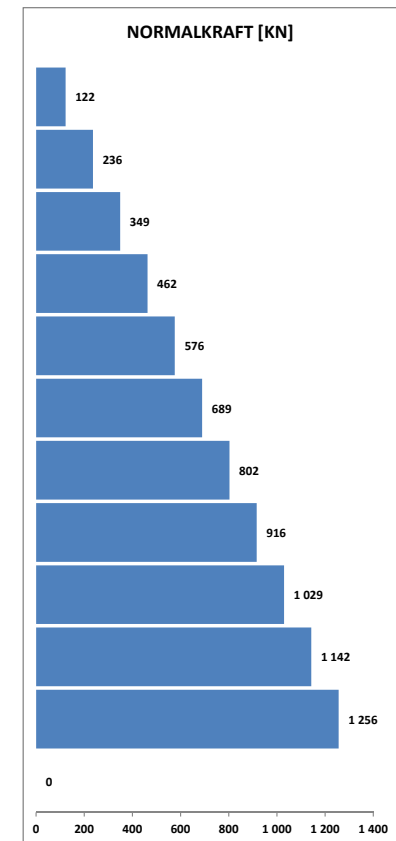
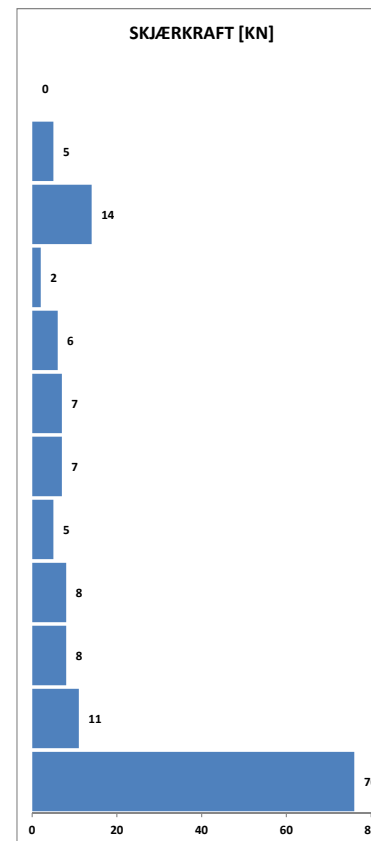
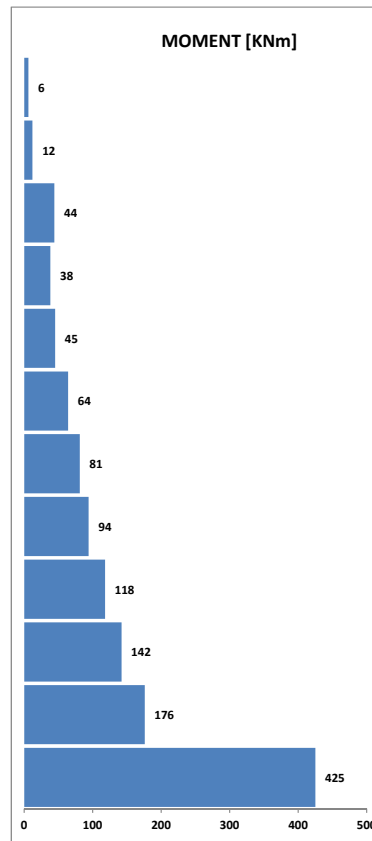
# Superponering av krefter\_Skive

KREFTER						
Etasje	M		V		N	
12 et.	8	KNm	4	KN	153	KN
11 et.	88	KNm	26	KN	300	KN
10 et.	197	KNm	35	KN	446	KN
9 et.	268	KNm	24	KN	593	KN
8 et.	365	KNm	31	KN	739	KN
7 et.	493	KNm	37	KN	886	KN
6 et.	606	KNm	39	KN	1032	KN
5 et.	736	KNm	41	KN	1179	KN
4 et.	928	KNm	60	KN	1325	KN
3 et.	1230	KNm	92	KN	1472	KN
2 et.	1680	KNm	139	KN	1618	KN
1 et.	2310	KNm	190	KN	1765	KN



# Superponering av krefter\_Skive

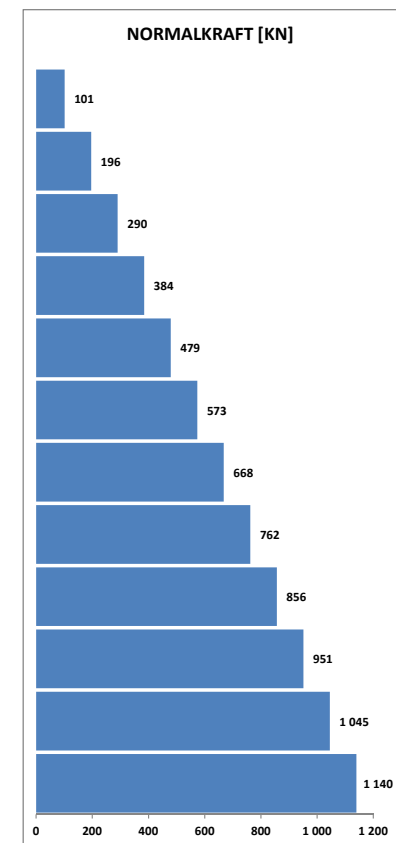
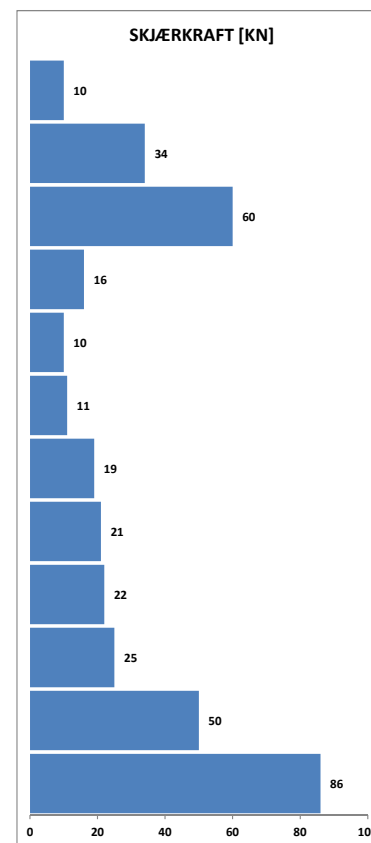
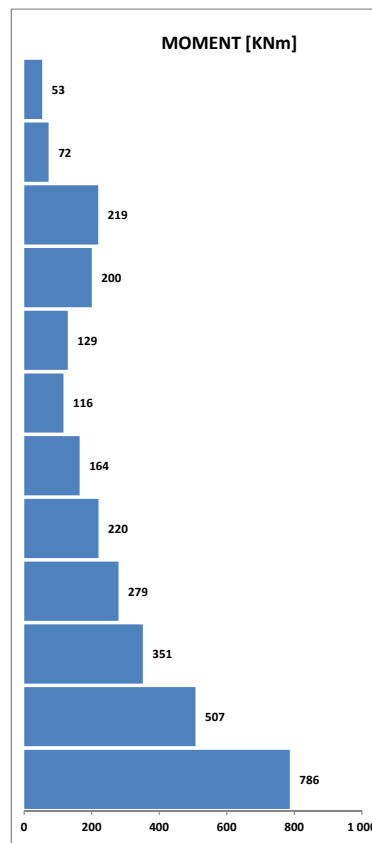
KREFTER					
Etasje	M		V		N
12 et.	6	KNm	0	KN	122
11 et.	12	KNm	5	KN	236
10 et.	44	KNm	14	KN	349
9 et.	38	KNm	2	KN	462
8 et.	45	KNm	6	KN	576
7 et.	64	KNm	7	KN	689
6 et.	81	KNm	7	KN	802
5 et.	94	KNm	5	KN	916
4 et.	118	KNm	8	KN	1029
3 et.	142	KNm	8	KN	1142
2 et.	176	KNm	11	KN	1256
1 et.	425	KNm	76	KN	0





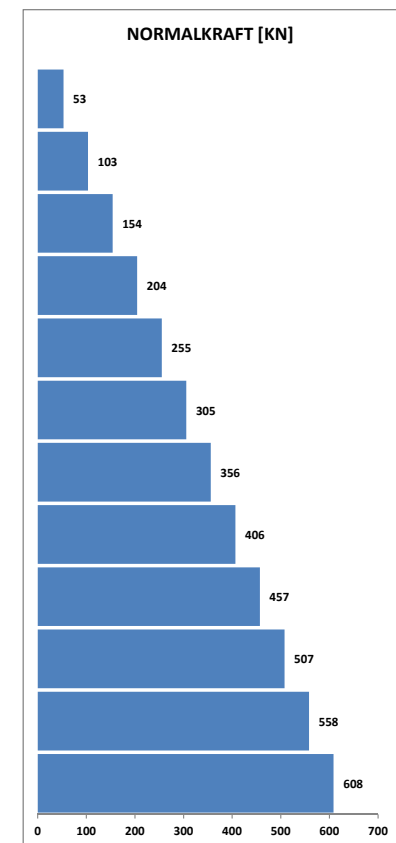
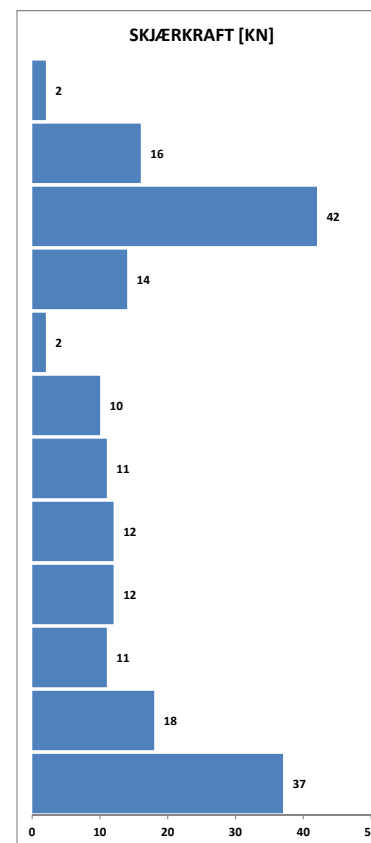
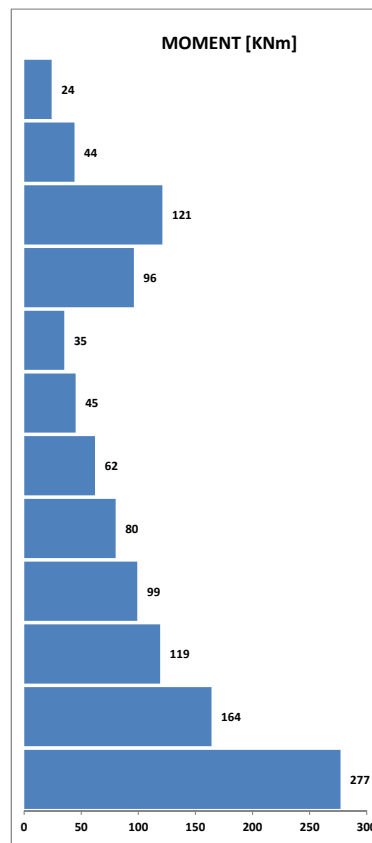
# Superponering av krefter\_Skive

KREFTER					
Etasje	M		V		N
12 et.	53	KNm	10	KN	101
11 et.	72	KNm	34	KN	196
10 et.	219	KNm	60	KN	290
9 et.	200	KNm	16	KN	384
8 et.	129	KNm	10	KN	479
7 et.	116	KNm	11	KN	573
6 et.	164	KNm	19	KN	668
5 et.	220	KNm	21	KN	762
4 et.	279	KNm	22	KN	856
3 et.	351	KNm	25	KN	951
2 et.	507	KNm	50	KN	1045
1 et.	786	KNm	86	KN	1140



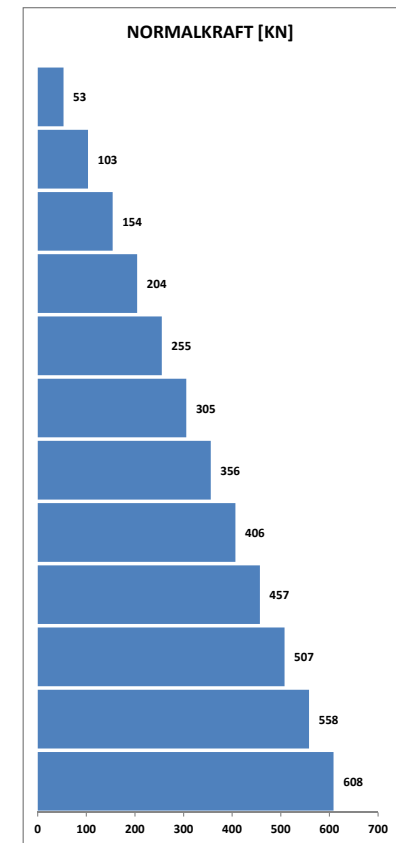
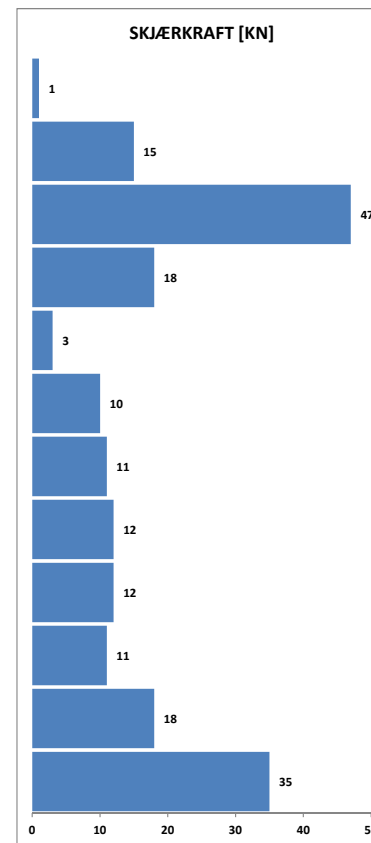
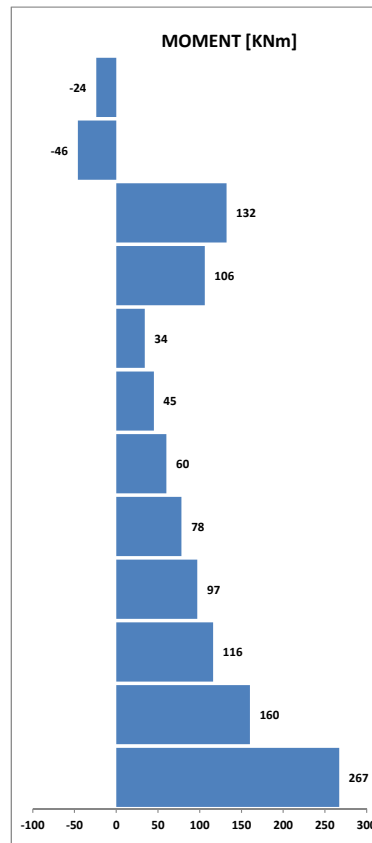
# Superponering av krefter\_Skive

KREFTER						
Etasje	M		V		N	
12 et.	24	KNm	2	KN	53	KN
11 et.	44	KNm	16	KN	103	KN
10 et.	121	KNm	42	KN	154	KN
9 et.	96	KNm	14	KN	204	KN
8 et.	35	KNm	2	KN	255	KN
7 et.	45	KNm	10	KN	305	KN
6 et.	62	KNm	11	KN	356	KN
5 et.	80	KNm	12	KN	406	KN
4 et.	99	KNm	12	KN	457	KN
3 et.	119	KNm	11	KN	507	KN
2 et.	164	KNm	18	KN	558	KN
1 et.	277	KNm	37	KN	608	KN



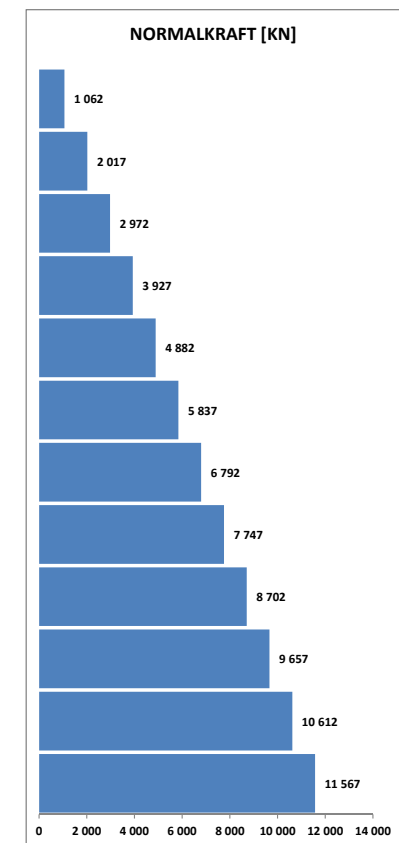
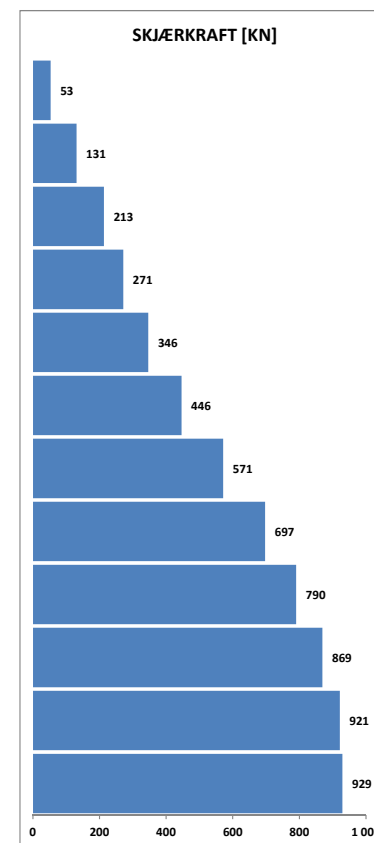
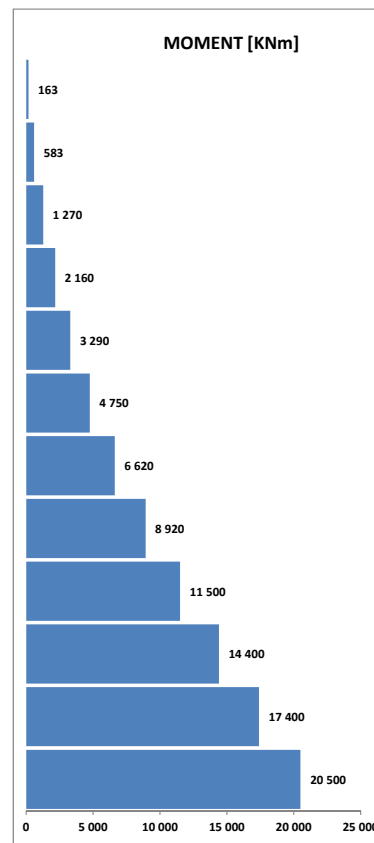
# Superponering av krefter\_Skive

KREFTER				
Etasje	M	V	N	
12 et.	-24 KNm	1 KN	53 KN	
11 et.	-46 KNm	15 KN	103 KN	
10 et.	132 KNm	47 KN	154 KN	
9 et.	106 KNm	18 KN	204 KN	
8 et.	34 KNm	3 KN	255 KN	
7 et.	45 KNm	10 KN	305 KN	
6 et.	60 KNm	11 KN	356 KN	
5 et.	78 KNm	12 KN	406 KN	
4 et.	97 KNm	12 KN	457 KN	
3 et.	116 KNm	11 KN	507 KN	
2 et.	160 KNm	18 KN	558 KN	
1 et.	267 KNm	35 KN	608 KN	



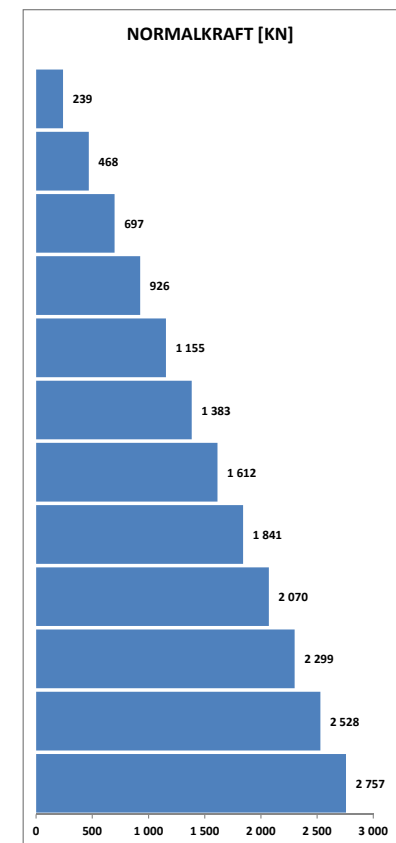
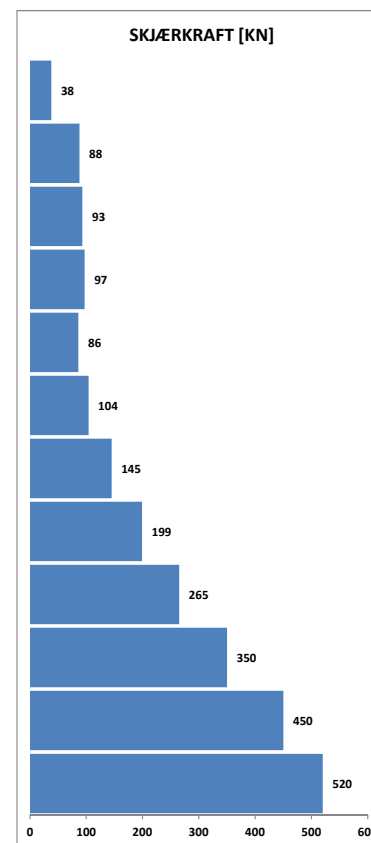
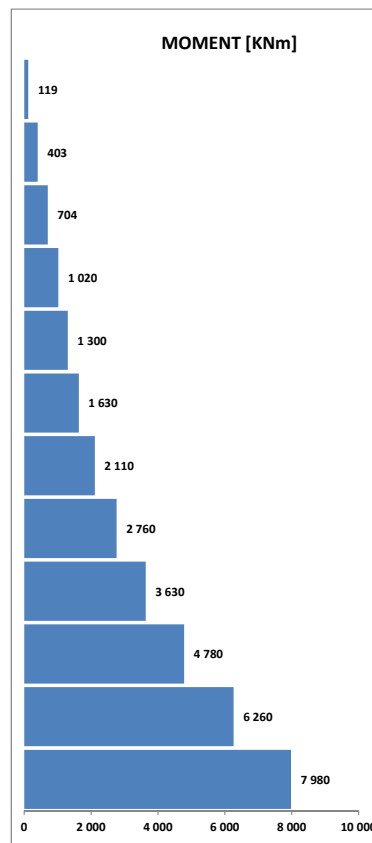
# Superponering av krefter\_Skive

KREFTER					
Etasje	M		V		N
12 et.	163	KNm	53	KN	1061,98 KN
11 et.	583	KNm	131	KN	2016,97 KN
10 et.	1270	KNm	213	KN	2971,95 KN
9 et.	2160	KNm	271	KN	3926,94 KN
8 et.	3290	KNm	346	KN	4881,92 KN
7 et.	4750	KNm	446	KN	5836,9 KN
6 et.	6620	KNm	571	KN	6791,89 KN
5 et.	8920	KNm	697	KN	7746,87 KN
4 et.	11500	KNm	790	KN	8701,86 KN
3 et.	14400	KNm	869	KN	9656,84 KN
2 et.	17400	KNm	921	KN	10611,8 KN
1 et.	20500	KNm	929	KN	11566,8 KN



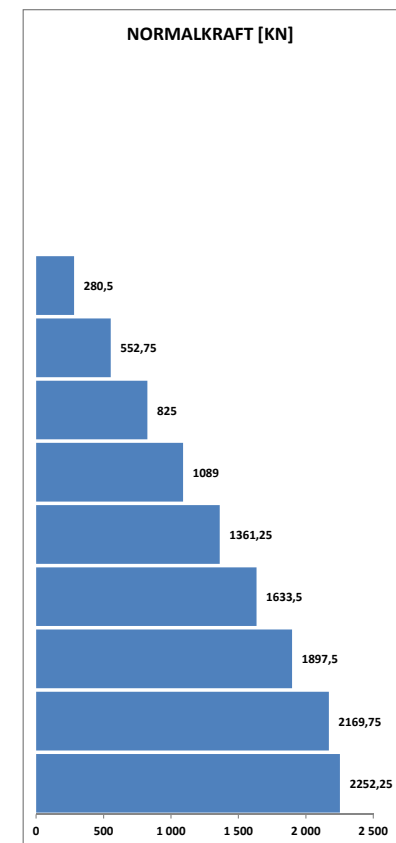
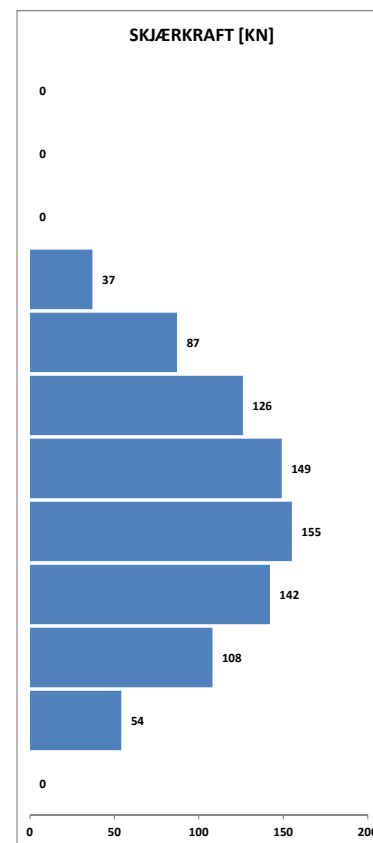
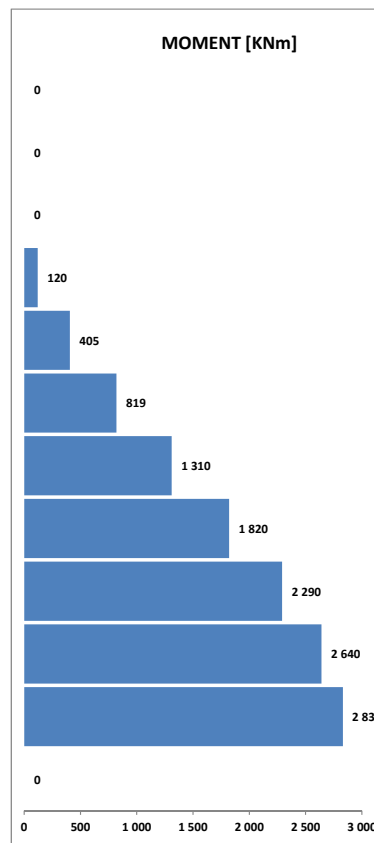
# Superponering av krefter\_Skive

KREFTER						
Etasje	M		V		N	
12 et.	119	KNm	38	KN	239	KN
11 et.	403	KNm	88	KN	468	KN
10 et.	704	KNm	93	KN	697	KN
9 et.	1020	KNm	97	KN	926	KN
8 et.	1300	KNm	86	KN	1155	KN
7 et.	1630	KNm	104	KN	1383	KN
6 et.	2110	KNm	145	KN	1612	KN
5 et.	2760	KNm	199	KN	1841	KN
4 et.	3630	KNm	265	KN	2070	KN
3 et.	4780	KNm	350	KN	2299	KN
2 et.	6260	KNm	450	KN	2528	KN
1 et.	7980	KNm	520	KN	2757	KN



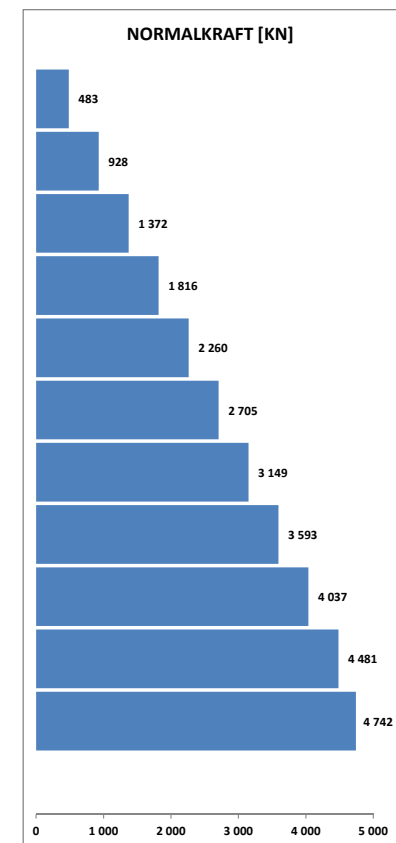
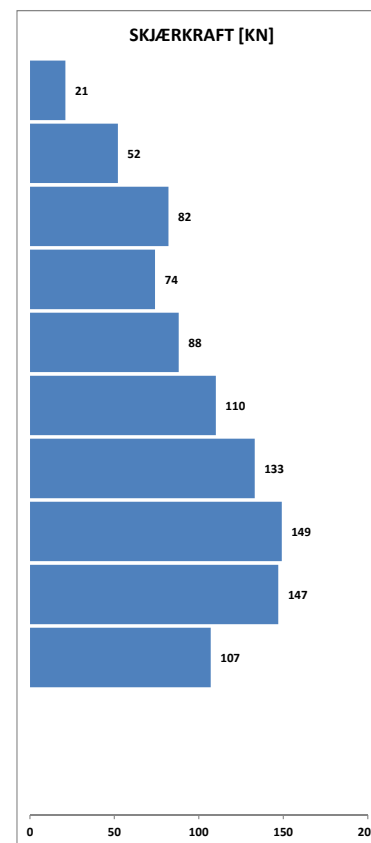
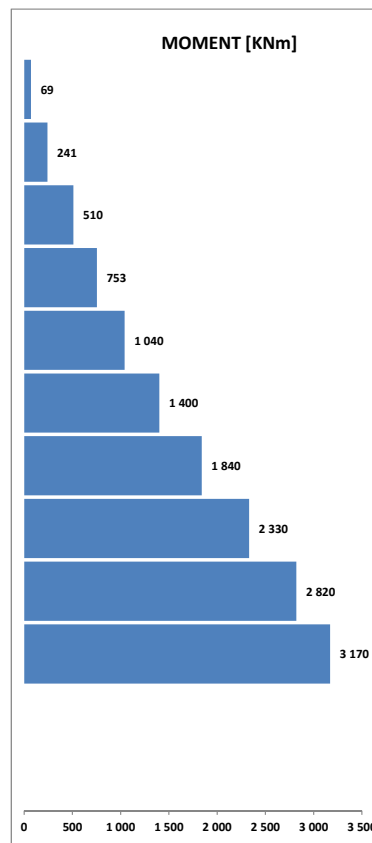
# Superponering av krefter\_Skive

KREFTER						
Etasje	M		V		N	
12 et.	0	KNm		KN	0	KN
11 et.	0	KNm		KN	0	KN
10 et.	0	KNm		KN	0	KN
9 et.	120	KNm	37	KN	281	KN
8 et.	405	KNm	87	KN	553	KN
7 et.	819	KNm	126	KN	825	KN
6 et.	1310	KNm	149	KN	1089	KN
5 et.	1820	KNm	155	KN	1361	KN
4 et.	2290	KNm	142	KN	1634	KN
3 et.	2640	KNm	108	KN	1898	KN
2 et.	2830	KNm	54	KN	2170	KN
1 et.	0	KNm	0	KN	2252	KN

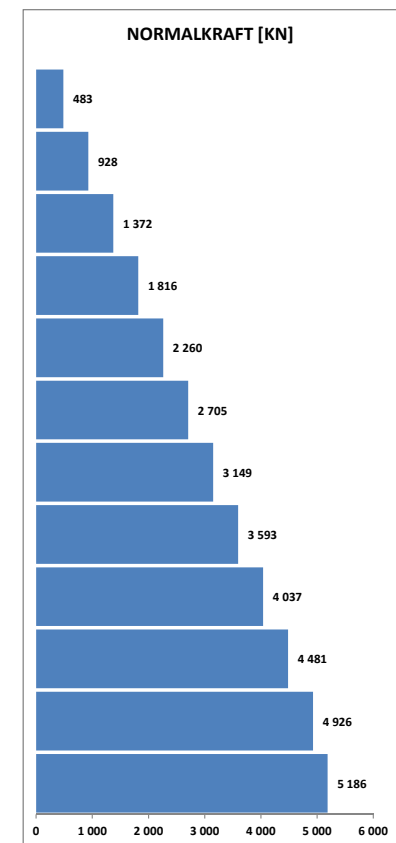
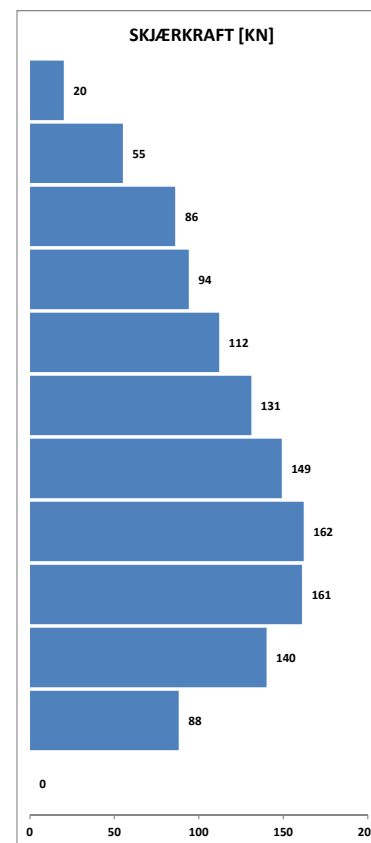
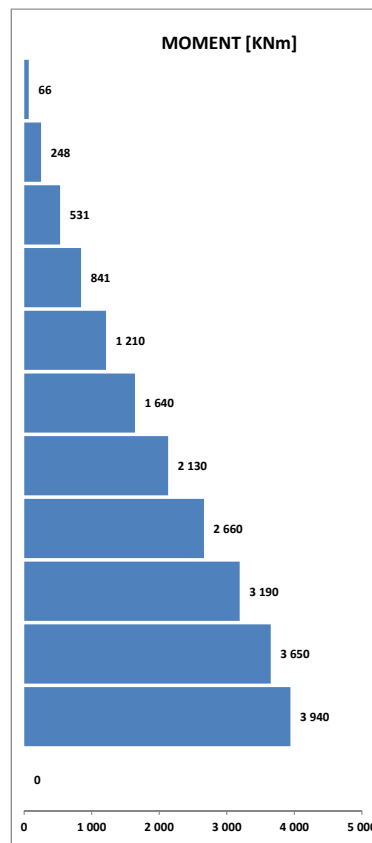


# Superponering av krefter\_Skive

KREFTER					
Etasje	M		V		N
12 et.	69	KNm	21	KN	483
11 et.	241	KNm	52	KN	928
10 et.	510	KNm	82	KN	1372
9 et.	753	KNm	74	KN	1816
8 et.	1040	KNm	88	KN	2260
7 et.	1400	KNm	110	KN	2705
6 et.	1840	KNm	133	KN	3149
5 et.	2330	KNm	149	KN	3593
4 et.	2820	KNm	147	KN	4037
3 et.	3170	KNm	107	KN	4481
2 et.		KNm		KN	4742
1 et.		KNm		KN	0



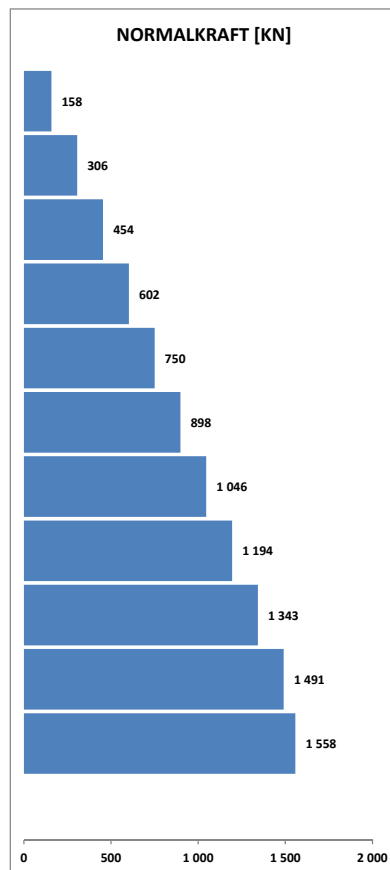
KREFTER						
Etasje	M		V		N	
12 et.	66	KNm	20	KN	483	KN
11 et.	248	KNm	55	KN	928	KN
10 et.	531	KNm	86	KN	1372	KN
9 et.	841	KNm	94	KN	1816	KN
8 et.	1210	KNm	112	KN	2260	KN
7 et.	1640	KNm	131	KN	2705	KN
6 et.	2130	KNm	149	KN	3149	KN
5 et.	2660	KNm	162	KN	3593	KN
4 et.	3190	KNm	161	KN	4037	KN
3 et.	3650	KNm	140	KN	4481	KN
2 et.	3940	KNm	88	KN	4926	KN
1 et.	0	KNm	0	KN	5186	KN





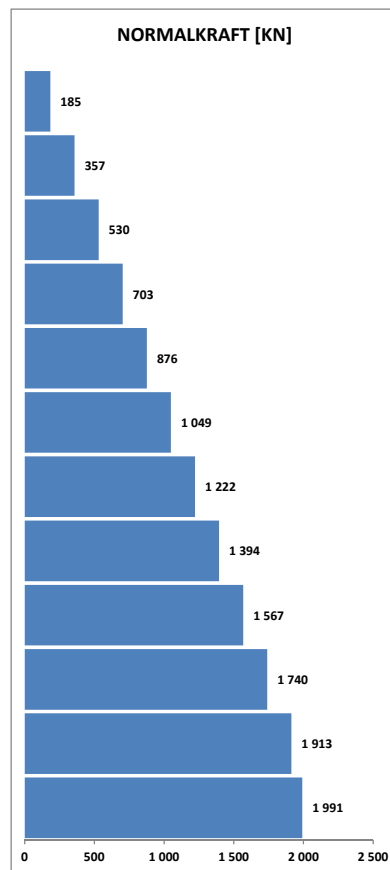
# Superponering av krefter\_Skive 19

KREFTER			
Etasje	M	V	N
12 et.	KNm	KN	158 KN
11 et.	KNm	KN	306 KN
10 et.	KNm	KN	454 KN
9 et.	KNm	KN	602 KN
8 et.	KNm	KN	750 KN
7 et.	KNm	KN	898 KN
6 et.	KNm	KN	1 046 KN
5 et.	KNm	KN	1 194 KN
4 et.	KNm	KN	1 343 KN
3 et.	KNm	KN	1 491 KN
2 et.	KNm	KN	1 558 KN
1 et.	KNm	KN	0 KN



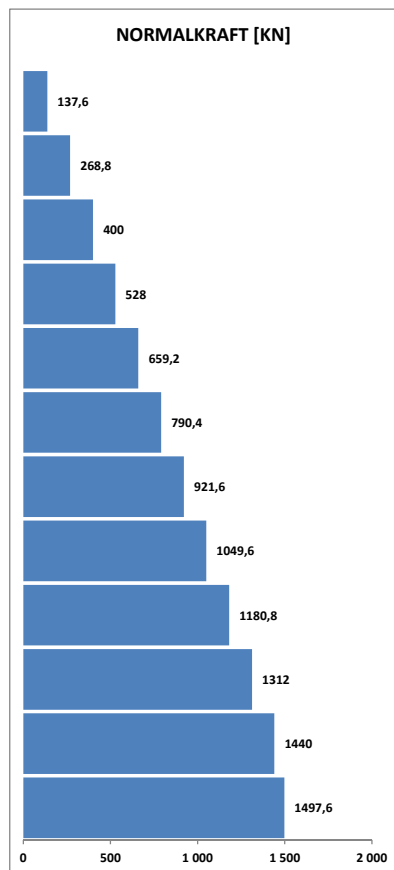
# Superponering av krefter\_Skive 20

KREFTER			
Etasje	M	V	N
12 et.	KN	KN	185 KN
11 et.	KN	KN	357 KN
10 et.	KN	KN	530 KN
9 et.	KN	KN	703 KN
8 et.	KN	KN	876 KN
7 et.	KN	KN	1049 KN
6 et.	KN	KN	1222 KN
5 et.	KN	KN	1394 KN
4 et.	KN	KN	1567 KN
3 et.	KN	KN	1740 KN
2 et.	KN	KN	1913 KN
1 et.	KN	KN	1991 KN



# Superponering av krefter\_Skive 21

KREFTER			
Etasje	M	V	N
12 et.	KNm	KN	138 KN
11 et.	KNm	KN	269 KN
10 et.	KNm	KN	400 KN
9 et.	KNm	KN	528 KN
8 et.	KNm	KN	659 KN
7 et.	KNm	KN	790 KN
6 et.	KNm	KN	922 KN
5 et.	KNm	KN	1050 KN
4 et.	KNm	KN	1181 KN
3 et.	KNm	KN	1312 KN
2 et.	KNm	KN	1440 KN
1 et.	KNm	KN	1498 KN



## **Vedlegg F – Lastkapasitet av vegger**

Tittel	Skive 3	Side	1
Prosjekt	Signalhus	Ordre	
		Sign	
		Dato	12-06-2012

Dataprogram: BTSNITT versjon 6.2.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten  
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008

Tversnitt				
	<b>b</b>	250	mm	
	<b>h</b>	300	mm	
	<b>Zt</b>	0	mm	
	<b>Yt</b>	0	mm	
	<b>Areal</b>	7,50E+04	mm <sup>2</sup>	
	<b>Iy</b>	5,63E+08	mm <sup>4</sup>	
	<b>Iz</b>	3,91E+08	mm <sup>4</sup>	
				Maks. bøyleavstand: 250 mm Spesielle krav: endesoner og seismisk Se NS-EN 1992-1-1 9.5.3 og NA.9.5.3(3) bøylearmering d10

Armeringsdata, slakkarmering						
<b>D (mm)</b>	20	20	20	20	20	20
<b>Y (mm)</b>	50	50	-50	-50	50	-50
<b>Z (mm)</b>	100	-100	100	-100	0	0

Materialdata			
Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1,00	Eksponeringsklasse	XC3
Materialfaktor betong	1,50	Lite korrosjonsømfintlig armering	
Materialfaktor stål	1,15	Dimensjonerende levetid 50 år	
Betongkvalitet	B45 (C 45/55)	<b>Minimum overdekning</b>	
Densitet kg/m <sup>3</sup>	2400	Min. krav	25
Sement i fasthetsklasse	N	Toleranse	10
Armering flytegrense	500	Min. nominell overdekning	35
Skjærarmering flytegrense	500		
Relativ fuktighet	40%		
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28		
Effektiv høyde, h <sub>0</sub> (NS-EN 1992-1-1 (B.6))	136		

NA.6.2.2(1)Følgende krav til tilslag er oppfylt  
(1.Største tilslag etter NS-EN 12620 D>=16mm. 2.Det grove tilslaget>=50% av total tilslagsmengde.  
3.Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet)

Korttids Emodul, E <sub>cm</sub>	36300	Kryptall, FI 0_28	1,57
Trykkfasthet, f <sub>cd</sub>	25,5	Kryptall, FI 28_5000	1,90
Middelverdi av strekkfasthet, f <sub>ctm</sub>	3,80	Svinntøyning, 0_28	-,00018
Strekkfasthet, f <sub>ctd</sub>	1,51	Svinntøyning, 28_25000	-,00031

Tittel Skive 3		Side 2	
Prosjekt Signalhus	Ordre	Sign	Dato 12-06-2012

#### Knekningsdata

Knekk lengde i Z-retning	3300 mm	Knekk lengde i Y-retning	3300 mm
Geometrisk avvik i Z-retning	8 mm	Geometrisk avvik i Y-retning	8 mm
N-langtid/ N-total ( for beregning av MN-diagram )			0,500
Største tillatte utbøyning i brukstilstand:		Knekk lengde / 300	

#### Pålitelighetsklasse: 3

Lastfaktorer	Bruksgrense	Risskontroll	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2	PSI-Faktor:
Permanent last (G)	1,00	1,00	1,00	1,00	Kategori A - Bolig
Variabel last (P)	1,00	1,00	1,00	1,00	Krav maks.nedbøyning: Nedbøyning fører til skader

#### Snittkrefter. Lasttilfelle nr 1

##### Permanent last

Mg_Y	0,0 kNm
Mg_Z	0,0 kNm
Ng	-1472,0 kN

##### Variabel last

Mp_Y	0,0 kNm
Mp_Z	0,0 kNm
Np	0,0 kN

#### Bruddgrensetilstand: totalt moment og utbøyning

##### Totalt moment

MY-total =	24,4 kNm
MZ-total =	32,8 kNm

##### Utbøyning

Zretning:	5 mm
Yretning:	-11 mm

Positiv moment-og kraftvektorer i Y og Z-retning. Positiv Mg\_Y, Mp\_Y gir strekk i ok

#### Dimensjonerende snittkrefter

Momentkontroll og risskontroll: Bidrag fra minste eksentrisitet medtas i MY og MZ.

#### Momentkontroll. Lasttilfelle nr 1

N	-1472,0
MY inkl. geom.avvik	16,6
MZ inkl. geom.avvik	15,8
MY_tillegg (utbøyning)	7,8
MZ_tillegg (utbøyning)	16,9
N,M/ Nd,Md	0,96
SigmaC min	-21,32
SigmaS maks	0,00

#### Risskontroll. Lasttilfelle nr 1

N	-1472,0
MY inkl. geom.avvik	0,0
MZ inkl. geom.avvik	0,0
MY_tillegg (utbøyning)	0,0
MZ_tillegg (utbøyning)	0,0
senteravstand	100
SigmaS maks	0
SigmaS/ Sigma-tillatt	0,00

Utbøyning (bruksgrense) y-retning. 0 mm

Utbøyning i z-retning.

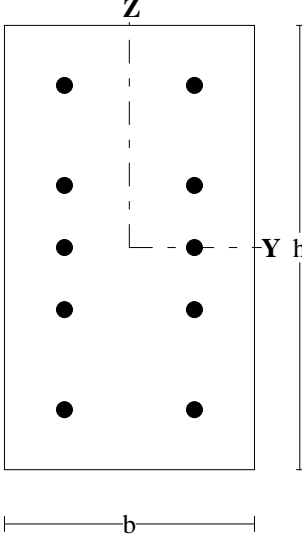
0 mm

Overdekning for bøylearmering er mindre enn minimum overdekning + toleranse

Tittel Skive 8			Side 1
Prosjekt Signalhus	Ordre	Sign	Dato 14-06-2012

Data er lagret på fil: C:\Users\ot\Documents\Masteroppgave\Oppgaven\5. Analyse\EXCEL\Knekking\8.bts  
 Dataprogram: BТСNITT versjon 6.2.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten  
 Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008

**Tverrsnitt**



<b>b</b>	250	mm
<b>h</b>	444	mm
<b>Zt</b>	0	mm
<b>Yt</b>	0	mm
<b>Areal</b>	1,11E+05	mm <sup>2</sup>
<b>Iy</b>	1,82E+09	mm <sup>4</sup>
<b>Iz</b>	5,78E+08	mm <sup>4</sup>

Maks. bøyleavstand: 240 mm  
 Spesielle krav: endesoner og seismisk  
 Se NS-EN 1992-1-1 9.5.3 og NA.9.5.3(3)  
 bøylearmering d10

Armeringsdata, slakkarmering									
<b>D (mm)</b>	16	16	16	16	16	16	16	16	16
<b>Y (mm)</b>	65	65	-65	-65	65	65	-65	-65	65
<b>Z (mm)</b>	162	-162	162	-162	62	-62	62	-62	0

Materialdata			
Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1,00	Eksponeeringsklasse	XC1
Materialfaktor betong	1,50	Lite korrosjonsømfintlig armering	
Materialfaktor stål	1,15	Dimensjonerende levetid 50 år	
Betongkvalitet	B45 (C 45/55)	<b>Minimum overdekning</b>	
Densitet kg/m <sup>3</sup>	2400	Min. krav	15
Sement i fasthetsklasse	N	Toleranse	10
Armering flytegrense	500	Min. nominell overdekning	25
Skjærarmering flytegrense	500		
Relativ fuktighet	40%		
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28		
Effektiv høyde, h <sub>0</sub> (NS-EN 1992-1-1 (B.6))	160		
NA.6.2.2(1)Følgende krav til tilslag er oppfylt			
(1.Største tilslag etter NS-EN 12620 D>=16mm. 2.Det grove tilslaget>=50% av total tilslagsmengde.			
3.Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet)			
Korttids Emodul, E <sub>cm</sub>	36300	Kryptall, FI 0_28	1,50
Trykkfasthet, f <sub>cd</sub>	25,5	Kryptall, FI 28_5000	1,85
Middelverdi av strekkfasthet, f <sub>ctm</sub>	3,80	Svinntøyning, 0_28	-,00016
Strekkfasthet, f <sub>ctd</sub>	1,51	Svinntøyning, 28_25000	-,00031

Tittel Skive 8			Side 2
Prosjekt Signalhus	Ordre	Sign	Dato 14-06-2012

<b>Knekningsdata</b>			
Knekk lengde i Z-retning	3300 mm	Knekk lengde i Y-retning	3300 mm
Geometrisk avvik i Z-retning	8 mm	Geometrisk avvik i Y-retning	8 mm
N-langtid/ N-total ( for beregning av MN-diagram )			0,500
Største tillatte utbøyning i brukstilstand:		Knekk lengde / 300	

<b>Pålitelighetsklasse: 3</b>					
<b>Lastfaktorer</b>	Bruksgrense	Risskontroll	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2	<b>PSI-Faktor:</b> Kategori A - Bolig
Permanent last (G)	1,00	1,00	1,00	1,00	<b>Krav maks.nedbøyning:</b> Nedbøyning fører til skader
Variabel last (P)	1,00	1,00	1,00	1,00	

<b>Snittkrefter. Lasttilfelle nr 1</b>				<b>Bruddgrensetilstand: totalt moment og utbøyning</b>	
<b>Permanent last</b>		<b>Variabel last</b>		<b>Totalt moment</b>	<b>Utbøyning</b>
Mg_Y	0,0 kNm	Mp_Y	0,0 kNm	MY-total =34,5 kNm	Zretning: 3 mm
Mg_Z	0,0 kNm	Mp_Z	0,0 kNm	MZ-total =58,7 kNm	Yretning: -16 mm
Ng	-2178,0 kN	Np	0,0 kN		

Positiv moment-og kraftvektorer i Y og Z-retning. Positiv Mg\_Y, Mp\_Y gir strekk i ok

<b>Dimensjonerende snittkrefter</b>
Momentkontroll og risskontroll: Bidrag fra minste eksentrisitet medtas i MY og MZ.

<b>Momentkontroll. Lasttilfelle nr 1</b>	
N	-2178,0
MY inkl. geom.avvik	27,6
MZ inkl. geom.avvik	23,4
MY_tillegg (utbøyning)	6,8
MZ_tillegg (utbøyning)	35,3
MY,MZ/ MYd,MZd	0,87
SigmaC min	-23,33
SigmaS maks	0,00

<b>Risskontroll. Lasttilfelle nr 1</b>	
N	-2178,0
MY inkl. geom.avvik	0,0
MZ inkl. geom.avvik	0,0
MY_tillegg (utbøyning)	0,0
MZ_tillegg (utbøyning)	0,0
senteravstand	81
SigmaS maks	0
SigmaS/ Sigma-tillatt	0,00

Utbøyning (bruksgrense) y-retning. 0 mm

Utbøyning i z-retning. 0 mm



Tittel Skive 11			Side 1
Prosjekt Signalhus	Ordre	Sign	Dato 12-06-2012

Data er lagret på fil: C:\Users\ot\Documents\Masteroppgave\Oppgaven\5. Analyse\EXCEL\Knekking\11.bts  
 Dataprogram: BTSNITT versjon 6.2.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten  
 Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008

**Tverrsnitt**

<b>b</b>	250	mm
<b>h</b>	250	mm
<b>Zt</b>	0	mm
<b>Yt</b>	0	mm
<b>Areal</b>	6,25E+04	mm <sup>2</sup>
<b>Iy</b>	3,26E+08	mm <sup>4</sup>
<b>Iz</b>	3,26E+08	mm <sup>4</sup>

Maks. bøyleavstand: 250 mm  
 Spesielle krav: endesoner og seismisk  
 Se NS-EN 1992-1-1 9.5.3 og NA.9.5.3(3)  
 bøylearmering d12

Armeringsdata, slakkarmering				
<b>D (mm)</b>	25	25	25	25
<b>Y (mm)</b>	65	65	-65	-65
<b>Z (mm)</b>	65	-65	65	-65

Materialdata			
Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1,00	Eksponeeringsklasse	XC1
Materialfaktor betong	1,50	Lite korrosjonsømfintlig armering	
Materialfaktor stål	1,15	Dimensjonerende levetid 50 år	
Betongkvalitet	B45 (C 45/55)	<b>Minimum overdekning</b>	
Densitet kg/m <sup>3</sup>	2400	Min. krav	15
Sement i fasthetsklasse	N	Toleranse	10
Armering flytegrense	500	Min. nominell overdekning	25
Skjærarmering flytegrense	500		
Relativ fuktighet	40%		
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28		
Effektiv høyde, h <sub>0</sub> (NS-EN 1992-1-1 (B.6))	125		
NA.6.2.2(1)Følgende krav til tilslag er oppfylt			
(1.Største tilslag etter NS-EN 12620 D>=16mm. 2.Det grove tilslaget>=50% av total tilslagsmengde.			
3.Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet)			
Korttids Emodul, E <sub>cm</sub>	36300	Kryptall, FI 0_28	1,61
Trykkfasthet, f <sub>cd</sub>	25,5	Kryptall, FI 28_5000	1,93
Middelverdi av strekkfasthet, f <sub>ctm</sub>	3,80	Svinntøyning, 0_28	-,00019
Strekkfasthet, f <sub>ctd</sub>	1,51	Svinntøyning, 28_25000	-,00031

Tittel Skive 11			Side 2
Prosjekt Signalhus	Ordre	Sign	Dato 12-06-2012

<b>Knekningsdata</b>			
Knekk lengde i Z-retning	3300 mm	Knekk lengde i Y-retning	3300 mm
Geometrisk avvik i Z-retning	8 mm	Geometrisk avvik i Y-retning	8 mm
N-langtid/ N-total ( for beregning av MN-diagram )			0,500
Største tillatte utbøyning i brukstilstand:		Knekk lengde / 300	

<b>Pålitelighetsklasse: 3</b>					
<b>Lastfaktorer</b>	Bruksgrense	Risskontroll	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2	<b>PSI-Faktor:</b> Kategori A - Bolig
Permanent last (G)	1,00	1,00	1,00	1,00	<b>Krav maks.nedbøyning:</b> Nedbøyning fører til skader
Variabel last (P)	1,00	1,00	1,00	1,00	

<b>Snittkrefter. Lasttilfelle nr 1</b>				<b>Bruddgrensetilstand: totalt moment og utbøyning</b>	
<b>Permanent last</b>		<b>Variabel last</b>		<b>Totalt moment</b>	<b>Utbøyning</b>
Mg_Y	0,0 kNm	Mp_Y	0,0 kNm	MY-total =21,1 kNm	Zretning: 6 mm
Mg_Z	0,0 kNm	Mp_Z	0,0 kNm	MZ-total =21,1 kNm	Yretning: -6 mm
Ng	-1227,0 kN	Np	0,0 kN		

Positiv moment-og kraftvektorer i Y og Z-retning. Positiv Mg\_Y, Mp\_Y gir strekk i ok

<b>Dimensjonerende snittkrefter</b>
Momentkontroll og risskontroll: Bidrag fra minste eksentrisitet medtas i MY og MZ.

<b>Momentkontroll. Lasttilfelle nr 1</b>	
N	-1227,0
MY inkl. geom.avvik	13,2
MZ inkl. geom.avvik	13,2
MY_tillegg (utbøyning)	7,9
MZ_tillegg (utbøyning)	7,9
N,M/ Nd,Md	0,89
SigmaC min	-19,28
SigmaS maks	0,00

<b>Risskontroll. Lasttilfelle nr 1</b>	
N	-1227,0
MY inkl. geom.avvik	0,0
MZ inkl. geom.avvik	0,0
MY_tillegg (utbøyning)	0,0
MZ_tillegg (utbøyning)	0,0
senteravstand	130
SigmaS maks	0
SigmaS/ Sigma-tillatt	0,00

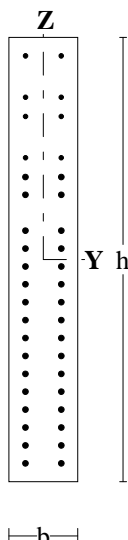
Utbøyning (bruksgrense) y-retning. 0 mm

Utbøyning i z-retning. 0 mm

Tittel Skive 14			Side 1
Prosjekt Signalhus	Ordre	Sign	Dato 12-06-2012

Data er lagret på fil: C:\Users\ot\Documents\Masteroppgave\Oppgaven\5. Analyse\EXCEL\Knekking\14.bts  
 Dataprogram: BTSNITT versjon 6.2.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten  
 Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008

**Tverrsnitt**



<b>b</b>	250	mm
<b>h</b>	1614	mm
<b>Zt</b>	0	mm
<b>Yt</b>	0	mm
<b>Areal</b>	4,04E+05	mm <sup>2</sup>
<b>Iy</b>	8,76E+10	mm <sup>4</sup>
<b>Iz</b>	2,10E+09	mm <sup>4</sup>

Maks. bøyleavstand: 240 mm  
 Spesielle krav: endesoner og seismisk  
 Se NS-EN 1992-1-1 9.5.3 og NA.9.5.3(3)  
 bøylearmering d10

Armeringsdata, slakkarmering											
<b>D (mm)</b>	16	16	16	16	16	16	16	20	20	20	20
<b>Y (mm)</b>	65	-65	65	-65	65	-65	65	-65	65	-65	65
<b>Z (mm)</b>	740	740	590	590	520	520	370	370	300	300	235
<b>D (mm)</b>	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
<b>Y (mm)</b>	65	-65	65	-65	65	-65	65	-65	65	-65	65
<b>Z (mm)</b>	105	105	40	40	-25	-25	-90	-90	-155	-155	-220
<b>D (mm)</b>	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
<b>Y (mm)</b>	65	-65	65	-65	65	-65	65	-65	65	-65	65
<b>Z (mm)</b>	-285	-285	-350	-350	-415	-415	-480	-480	-545	-545	-610
<b>D (mm)</b>	20	20	20	20							
<b>Y (mm)</b>	65	-65	65	-65							
<b>Z (mm)</b>	-675	-675	-740	-740							

Tittel Skive 14			Side 2
Prosjekt Signalhus	Ordre	Sign	Dato 12-06-2012

### Materialdata

Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1,00	Eksponeringsklasse	XC1
Materialfaktor betong	1,50	Lite korrosjonsømfintlig armering	
Materialfaktor stål	1,15	Dimensjonerende levetid 50 år	
Betongkvalitet	B45 (C 45/55)		
Densitet kg/m <sup>3</sup>	2400	<b>Minimum overdekning</b>	
Sement i fasthetsklasse	N	Min. krav	15
Armering flytegrense	500	Toleranse	10
Skjærarmoring flytegrense	500	Min. nominell overdekning	25
Relativ fuktighet	40%		
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28		
Effektiv høyde, h <sub>0</sub> (NS-EN 1992-1-1 (B.6))	216		

### NA.6.2.2(1)Følgende krav til tilslag er oppfylt

(1.Største tilslag etter NS-EN 12620 D>=16mm. 2.Det grove tilslaget>=50% av total tilslagsmengde. 3.Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet)

Korttids Emodul, E <sub>cm</sub>	36300	Kryptall, FI 0_28	1,36
Trykkfasthet, f <sub>cd</sub>	25,5	Kryptall, FI 28_5000	1,76
Middelverdi av strekkfasthet, f <sub>ctm</sub>	3,80	Svinntøyning, 0_28	-,00012
Strekkfasthet, f <sub>ctd</sub>	1,51	Svinntøyning, 28_25000	-,00032

### Knekningsdata

Knekk lengde i Z-retning	3300 mm	Knekk lengde i Y-retning	3300 mm
Geometrisk avvik i Z-retning	8 mm	Geometrisk avvik i Y-retning	8 mm
N-langtid/ N-total ( for beregning av MN-diagram )			0,500
Største tillatte utbøyning i brukstilstand:		Knekk lengde / 300	

### Pålitelighetsklasse: 3 (brukervalgte lastfaktorer)

Lastfaktorer	Bruksgrense	Risskontroll	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2	PSI-Faktor: Kategori A - Bolig Krav maks.nedbøyning: Nedbøyning fører til skader
Permanent last (G)	1,00	1,00	1,00	1,00	
Variabel last (P)	1,00	1,00	1,00	1,00	

### Snittkrefter. Lasttilfelle nr 1

#### Permanent last

Mg_Y	0,0 kNm
Mg_Z	0,0 kNm
Ng	-8109,0 kN

#### Variabel last

Mp_Y	0,0 kNm
Mp_Z	0,0 kNm
Np	0,0 kN

### Bruddgrensetilstand: totalt moment og utbøyning

#### Totalt moment

MY-total =195,1 kNm  
MZ-total =139,3 kNm

#### Utbøyning

Zretning: 0 mm  
Yretning: -6 mm

Positiv moment-og kraftvektorer i Y og Z-retning. Positiv Mg\_Y,Mp\_Y gir strekk i ok

### Dimensjonerende snittkrefter

Momentkontroll og risskontroll: Bidrag fra minste eksentrisitet medtas i MY og MZ.

Tittel Skive 14			Side 3
Prosjekt Signalhus	Ordre	Sign	Dato 12-06-2012

**Momentkontroll. Lasttilfelle nr 1**

N	-8109,0
MY inkl. geom.avvik	197,8
MZ inkl. geom.avvik	87,2
MY_tillegg (utbøyning)	-2,6
MZ_tillegg (utbøyning)	52,2
N,M/ Nd,Md	0,87
SigmaC min	-16,32
SigmaS maks	0,00

Utbøyning (bruksgrense) y-retning. 0 mm

**Risskontroll. Lasttilfelle nr 1**

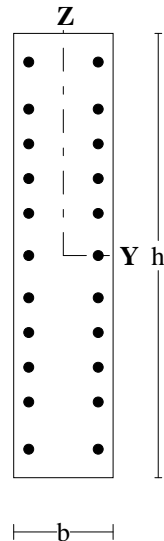
N	-8109,0
MY inkl. geom.avvik	0,0
MZ inkl. geom.avvik	0,0
MY_tillegg (utbøyning)	0,0
MZ_tillegg (utbøyning)	0,0
senteravstand	78
SigmaS maks	0
SigmaS/ Sigma-tillatt	0,00

Utbøyning i z-retning. -1 mm

Tittel Skive 15			Side 1
Prosjekt Signalhus	Ordre	Sign	Dato 12-06-2012

Dataprogram: BTSNITT versjon 6.2.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten  
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008

### Tverrsnitt



<b>b</b>	200	mm
<b>h</b>	895	mm
<b>Zt</b>	0	mm
<b>Yt</b>	0	mm
<b>Areal</b>	1,79E+05	mm <sup>2</sup>
<b>Iy</b>	1,19E+10	mm <sup>4</sup>
<b>Iz</b>	5,97E+08	mm <sup>4</sup>

Maks. bøyleavstand: 200 mm  
Spesielle krav: endesoner og seismisk  
Se NS-EN 1992-1-1 9.5.3 og NA.9.5.3(3)  
bøylearmering d10

### Armeringsdata, slakkarmering

<b>D (mm)</b>	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	
<b>Y (mm)</b>	70	70	-70	-70	70	70	-70	-70	70	70	-70	-70
<b>Z (mm)</b>	390	-390	390	-390	295	-295	295	-295	225	-225	225	-225
<b>D (mm)</b>	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	
<b>Y (mm)</b>	70	70	-70	-70	70	70	-70	-70	70	-70	70	-70
<b>Z (mm)</b>	155	-155	155	-155	85	-85	85	-85	0	0	0	0

### Materialdata

Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1,00	Eksponeeringsklasse	XC1
Materialfaktor betong	1,50	Lite korrosjonsømfintlig armering	
Materialfaktor stål	1,15	Dimensjonerende levetid 50 år	
Betongkvalitet	B45 (C 45/55)	<b>Minimum overdekning</b>	
Densitet kg/m <sup>3</sup>	2400	Min. krav	15
Sement i fasthetsklasse	N	Toleranse	10
Armering flytegrense	500	Min. nominell overdekning	25
Skjærarmering flytegrense	500		
Relativ fuktighet	40%		
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28		
Effektiv høyde, h <sub>0</sub> (NS-EN 1992-1-1 (B.6))	163		

### NA.6.2.2(1)Følgende krav til tilslag er oppfylt

(1.Største tilslag etter NS-EN 12620 D>=16mm. 2.Det grove tilslaget>=50% av total tilslagsmengde.  
3.Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet)

Korttids Emodul, E <sub>cm</sub>	36300	Kryptall, FI 0_28	1,49
Trykkfasthet, f <sub>cd</sub>	25,5	Kryptall, FI 28_5000	1,84
Middelverdi av strekkfasthet, f <sub>ctm</sub>	3,80	Svinntøyning, 0_28	-,00015
Strekkfasthet, f <sub>ctd</sub>	1,51	Svinntøyning, 28_25000	-,00032

Tittel Skive 15			Side 2
Prosjekt Signalhus	Ordre	Sign	Dato 12-06-2012

<b>Knekningsdata</b>			
Knekk lengde i Z-retning	3300 mm	Knekk lengde i Y-retning	3300 mm
Geometrisk avvik i Z-retning	8 mm	Geometrisk avvik i Y-retning	8 mm
N-langtid/ N-total ( for beregning av MN-diagram )			0,500
Største tillatte utbøyning i brukstilstand:		Knekk lengde / 300	

<b>Pålitelighetsklasse: 3</b>					
<b>Lastfaktorer</b>	Bruksgrense	Risskontroll	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2	<b>PSI-Faktor:</b> Kategori A - Bolig
Permanent last (G)	1,00	1,00	1,00	1,00	<b>Krav maks.nedbøyning:</b> Nedbøyning fører til skader
Variabel last (P)	1,00	1,00	1,00	1,00	

<b>Snittkrefter. Lasttilfelle nr 1</b>				<b>Bruddgrensetilstand: totalt moment og utbøyning</b>	
<b>Permanent last</b>		<b>Variabel last</b>		<b>Totalt moment</b>	<b>Utbøyning</b>
Mg_Y	0,0 kNm	Mp_Y	0,0 kNm	MY-total =39,8 kNm	Zretning: 0 mm
Mg_Z	0,0 kNm	Mp_Z	0,0 kNm	MZ-total =29,8 kNm	Yretning: -3 mm
Ng	-2282,0 kN	Np	0,0 kN		

Positiv moment-og kraftvektorer i Y og Z-retning. Positiv Mg\_Y, Mp\_Y gir strekk i ok

<b>Dimensjonerende snittkrefter</b>
Momentkontroll og risskontroll: Bidrag fra minste eksentrisitet medtas i MY og MZ.

<b>Momentkontroll. Lasttilfelle nr 1</b>		<b>Risskontroll. Lasttilfelle nr 1</b>	
N	-2282,0	N	-2282,0
MY inkl. geom.avvik	39,3	MY inkl. geom.avvik	0,0
MZ inkl. geom.avvik	23,4	MZ inkl. geom.avvik	0,0
MY_tillegg (utbøyning)	0,6	MY_tillegg (utbøyning)	0,0
MZ_tillegg (utbøyning)	6,5	MZ_tillegg (utbøyning)	0,0
N,M/ Nd,Md	0,50	senteravstand	78
SigmaC min	-10,11	SigmaS maks	0
SigmaS maks	0,00	SigmaS/ Sigma-tillatt	0,00

Utbøyning (bruksgrense) y-retning. 0 mm

Utbøyning i z-retning. 0 mm

**Overdekning for bølgearmring er mindre enn minimum overdekning + toleranse**

## **Vedlegg H – Kapasitet av horisontale knutepunkt**



Skive	2
Etasje	2
Snitt	1

## Lastkapasitet\_Horizontal fuge

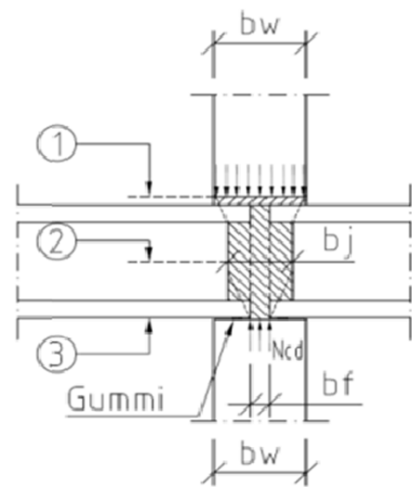
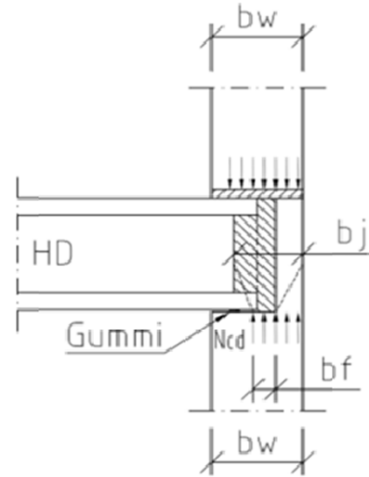
### FREMANGSMÅTE FOR BRUK AV ARKET

1. Setter inn verdier for dimensjoner, vertikal linjelast i hvite celler (tabell 1).  
Betongkvalitet (B30-B55) velges fra rullegardinliste.
2. Gule celler (tabell 2) viser kapasiteten til de forskjellige sjikt
3. Blå celler (tabell 2) viser utnyttelsesgraden av sjiktene

1. INNVERDIER	
<b>Vertikallast:</b>	
Linjelast	= 1982 [KN/m]
<b>Betongkvalitet:</b>	
Understøp	= B45
Fugestøp	= B35
<b>Dimensjoner:</b>	
Lengde på søylesone	= 1737 [mm]
$b_w$	= 200 [mm]
$b_j$	= 160 [mm]
$b_f$	= 120 [mm]

2. KAPASITET OG UTNYTTELSE AV SJIKT		
Sjikt:	Kapasitet:	Utnyttelsesgrad:
1. Understøp	= 8859 [KN]	0,39
2. Fugestøp	= 4410 [KN]	0,78
3. Fugestøp nederst	= 3819 [KN]	0,90

**Brudd ved utnyttelsesgrad > 1,0!**



Skive	2
Etasje	2
Snitt	2

## Lastkapasitet\_Horizontal fuge

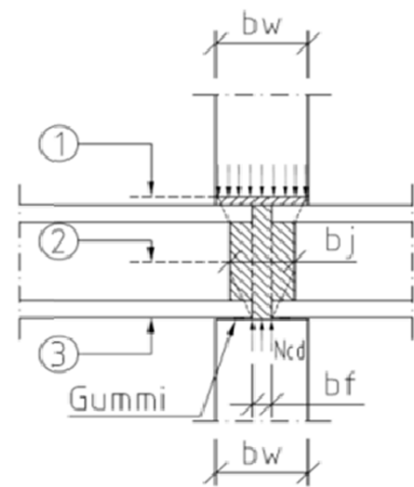
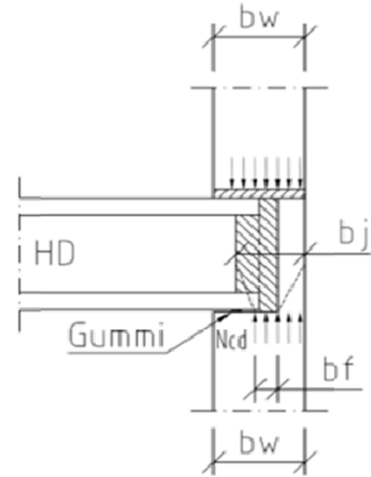
### FREMANGSMÅTE FOR BRUK AV ARKET

1. Setter inn verdier for dimensjoner, vertikal linjelast i hvite celler (tabell 1).  
Betongkvalitet (B30-B55) velges fra rullegardinliste.
2. Gule celler (tabell 2) viser kapasiteten til de forskjellige sjikt
3. Blå celler (tabell 2) viser utnyttelsesgraden av sjiktene

1. INNVERDIER	
<b>Vertikallast:</b>	
Linjelast	= 5433 [kN/m]
<b>Betongkvalitet:</b>	
Understøp	= B45
Fugestøp	= B35
<b>Dimensjoner:</b>	
Lengde på søylesone	= 464 [mm]
$b_w$	= 200 [mm]
$b_j$	= 160 [mm]
$b_f$	= 120 [mm]

2. KAPASITET OG UTNYTTELSE AV SJIKT		
Sjikt:	Kapasitet:	Utnyttelsesgrad:
1. Understøp	= 2366 [kN]	1,07
2. Fugestøp	= 1178 [kN]	2,14
3. Fugestøp nederst	= 1020 [kN]	2,47

**Brudd ved utnyttelsesgrad > 1,0!**



Skive	2
Etasje	6
Snitt	2

## Lastkapasitet\_Horizontal fuge

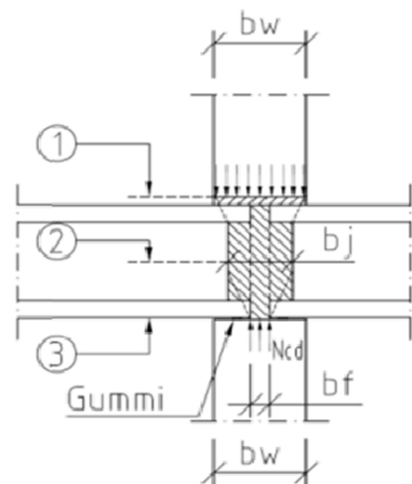
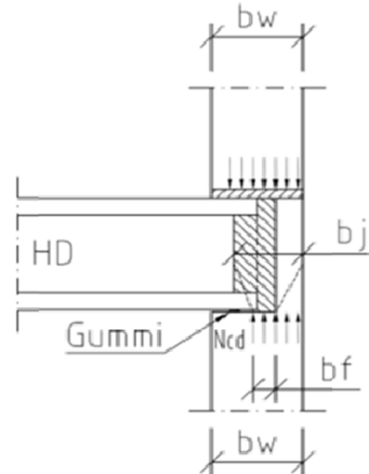
### FREMANGSMÅTE FOR BRUK AV ARKET

1. Setter inn verdier for dimensjoner, vertikal linjelast i hvite celler (tabell 1).  
Betongkvalitet (B30-B55) velges fra rullegardinliste.
2. Gule celler (tabell 2) viser kapasiteten til de forskjellige sjikt
3. Blå celler (tabell 2) viser utnyttelsesgraden av sjiktene

1. INNVERDIER	
<b>Vertikallast:</b>	
Linjelast	= 1741 [KN/m]
<b>Betongkvalitet:</b>	
Understøp	= B45
Fugestøp	= B35
<b>Dimensjoner:</b>	
Lengde på søylesone	= 464 [mm]
$b_w$	= 200 [mm]
$b_j$	= 160 [mm]
$b_f$	= 120 [mm]

2. KAPASITET OG UTNYTTELSE AV SJIKT		
Sjikt:	Kapasitet:	Utnyttelsesgrad:
1. Understøp	= 2366 [KN]	0,34
2. Fugestøp	= 1178 [KN]	0,69
3. Fugestøp nederst	= 1020 [KN]	0,79

**Brudd ved utnyttelsesgrad > 1,0!**



## Lastkapasitet\_Horisonal fuge

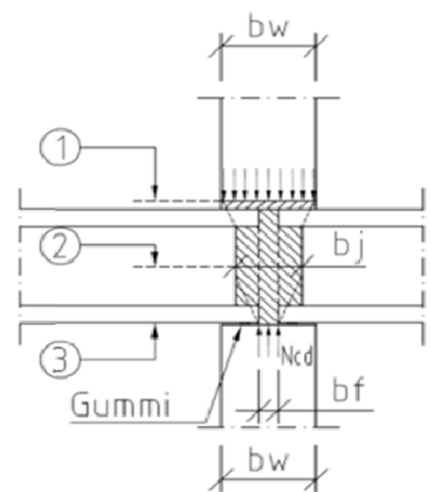
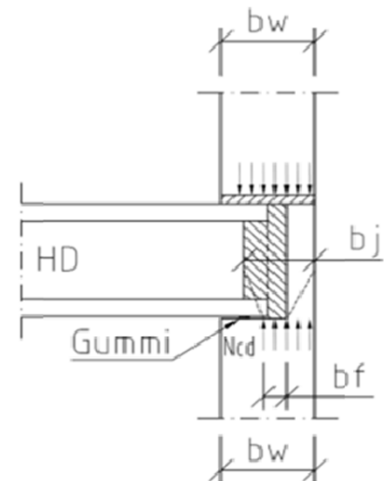
### FREMGANGSMÅTE FOR BRUK AV ARKET

1. Setter inn verdier for dimensjoner, vertikal linjelast i hvite celler (tabell 1).  
Betongkvalitet (B30-B55) velges fra rullegardinliste.
2. Gule celler (tabell 2) viser kapasiteten til de forskjellige sjikt
3. Blå celler (tabell 2) viser utnyttelsesgraden av sjiktene

1. INNVERDIER	
<b>Vertikallast:</b>	
Linjelast	= 1936 [KN/m]
<b>Betongkvalitet:</b>	
Understøp	= B45
Fugestøp	= B35
<b>Dimensjoner:</b>	
Lengde på søylesone	= 174 [mm]
$b_w$	= 250 [mm]
$b_j$	= 210 [mm]
$b_f$	= 100 [mm]

2. KAPASITET OG UTNYTTELSE AV SJIKT		
Sjikt:	Kapasitet:	Utnyttelsesgrad:
1. Understøp	= 1109 [KN]	0,30
2. Fugestøp	= 580 [KN]	0,58
3. Fugestøp nederst	= 400 [KN]	0,84

**Brudd ved utnyttelsesgrad > 1,0!**



## Lastkapasitet\_Horisonal fuge

### FREMANGSMÅTE FOR BRUK AV ARKET

1. Setter inn verdier for dimensjoner, vertikal linjelast i hvite celler (tabell 1).  
Betongkvalitet (B30-B55) velges fra rullegardinliste.
2. Gule celler (tabell 2) viser kapasiteten til de forskjellige sjikt
3. Blå celler (tabell 2) viser utnyttelsesgraden av sjiktene

### 1. INNVERDIER

#### Vertikallast:

Linjelast = 1684 [KN/m]

#### Betongkvalitet:

Understøp = B45

Fugestøp = B35

#### Dimensjoner:

Lengde på søylesone = 444 [mm]

$b_w$  = 250 [mm]

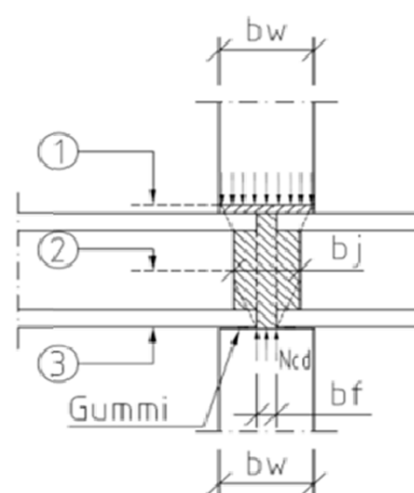
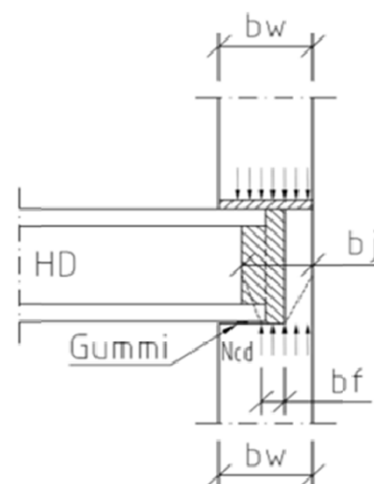
$b_j$  = 210 [mm]

$b_f$  = 100 [mm]

### 2. KAPASITET OG UTNYTTELSE AV SJIKT

Sjikt:	Kapasitet:	Utnyttelsesgrad:
1. Understøp	= 2831 [KN]	0,26
2. Fugestøp	= 1479 [KN]	0,51
3. Fugestøp nederst	= 1021 [KN]	0,73

**Brudd ved utnyttelsesgrad > 1,0!**



## Lastkapasitet\_Horisonal fuge

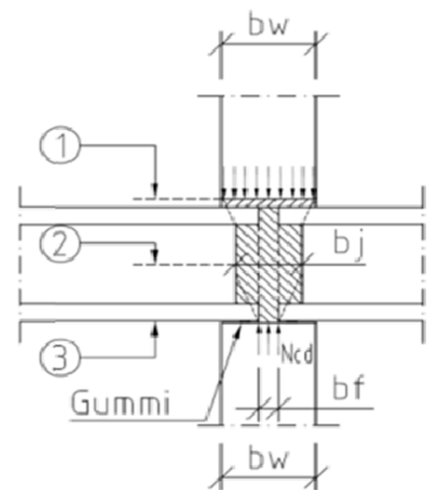
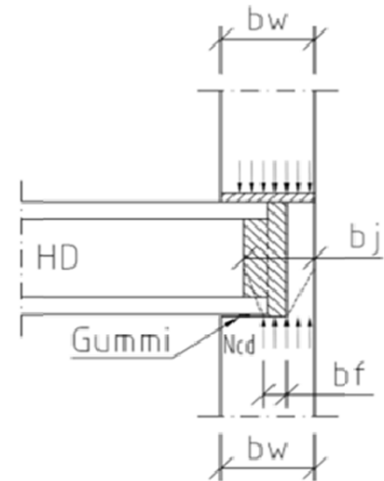
### FREMGANGSMÅTE FOR BRUK AV ARKET

1. Setter inn verdier for dimensjoner, vertikal linjelast i hvite celler (tabell 1).  
Betongkvalitet (B30-B55) velges fra rullegardinliste.
2. Gule celler (tabell 2) viser kapasiteten til de forskjellige sjikt
3. Blå celler (tabell 2) viser utnyttelsesgraden av sjiktene

1. INNVERDIER	
<b>Vertikallast:</b>	
Linjelast	= 2157 [KN/m]
<b>Betongkvalitet:</b>	
Understøp	= B45
Fugestøp	= B35
<b>Dimensjoner:</b>	
Lengde på søylesone	= 260 [mm]
$b_w$	= 250 [mm]
$b_j$	= 210 [mm]
$b_f$	= 100 [mm]

2. KAPASITET OG UTNYTTELSE AV SJIKT		
Sjikt:	Kapasitet:	Utnyttelsesgrad:
1. Understøp	= 1658 [KN]	0,34
2. Fugestøp	= 866 [KN]	0,65
3. Fugestøp nederst	= 598 [KN]	0,94

**Brudd ved utnyttelsesgrad > 1,0!**



## Lastkapasitet\_Horisonal fuge

### FREMANGSMÅTE FOR BRUK AV ARKET

1. Setter inn verdier for dimensjoner, vertikal linjelast i hvite celler (tabell 1).  
Betongkvalitet (B30-B55) velges fra rullegardinliste.
2. Gule celler (tabell 2) viser kapasiteten til de forskjellige sjikt
3. Blå celler (tabell 2) viser utnyttelsesgraden av sjiktene

### 1. INNVERDIER

#### Vertikallast:

Linjelast = 2062 [kN/m]

#### Betongkvalitet:

Understøp = B45

Fugestøp = B35

#### Dimensjoner:

Lengde på søylesone = 1660 [mm]

$b_w$  = 250 [mm]

$b_j$  = 170 [mm]

$b_f$  = 90 [mm]

### 2. KAPASITET OG UTNYTTELSE AV SJKT

Sjikt:	Kapasitet:	Utnyttelsesgrad:
1. Understøp	= 10583 [kN]	0,32
2. Fugestøp	= 4478 [kN]	0,76
3. Fugestøp nederst	= 3258 [kN]	1,05

**Brudd ved utnyttelsesgrad > 1,0!**

