



Universitetet
i Stavanger

DET TEKNISK-NATURVITENSKAPELIGE FAKULTET

MASTEROPPGAVE

| | |
|--|---|
| Studieprogram/spesialisering: Konstruksjoner og materialer, bygg. | Vårsemesteret, 2011 Åpen |
| Forfatter: Tov Ramberg | (signatur forfatter) |
| Fagansvarlig: Jonas Thor Snæbjørnsson Veileder(e): Bjørn Uppstad | |
| Tittel på masteroppgaven: Analyse og design av skjærvegger i betong utsatt for jordskjelv. En sammenligning av Stedstøpt vegger og prefabrikkerte veggelementer. | |
| Studiepoeng: 30 | |
| Emneord: Jordskjelv Skjærvegger i betong Elementbygg i betong Duktilitet | Sidetall: 66 + vedlegg/annet: 78 Stavanger, 27. juni 2011 |

FORORD

Denne rapporten er resultat av en masteroppgave ved Universitet i Stavanger på linjen for konstruksjoner og materialer. Oppgaven er utført våsemesteret 2011 for Procon AS avdeling Stavanger og består i å sammenligne et prefabrikkert betongelement bygg med en tilsvarende stedstøpt bygning utsatt for jordskjelv.



En stor takt til ekstern veileder Bjørn Uppstad i Procon for hans gode råd og oppfølging under prosessen. Veiledning har blitt gitt under ukentlige møter. Takk til Víctor Hugo Zamora i AS Betong som har hjulpet til med opplysninger og detaljer rundt det prefabrikkerte referanse bygget og omvisning i produksjonshallen. Takk til veileder på skolen Jonas Thor Snæbjørnsson for oppfølging under veis, råd og ikke minst hjelp med element dimensjonerings programmet SAP2000.

Stavanger 27. juni 2011

Tov Ramberg

SAMMENDRAG

Problemstillingen er å se på et reelt prefabrikkert betongelementbygg der det er ønskelig å jordskjelvdimensjonere bygget i duktilitesklassen middels duktilitet. Hovedfokuset er Skjærvegger laget av prefabrikkerte betong elementer. Det sammenlignes med en stedstøpt løsning av det samme bygget for å kunne se forskjellene. Dette gjøres etter gjeldene norske standarder.

Hovedresultater er kommet fram på bakgrunn av modelleringsprogrammet SAP 2000, håndberegninger, standarder og støttelitteratur.

Vurderingen er at, med en rekke forutsetninger for byggets geometri og oppbygning, kan det oppnås middels duktilitet med en relativt høy konstruksjonsfaktor.

NOTASJONER

SYMBOLREGISTER

| | |
|------------------|---|
| A | areal |
| A_e | ekvivalent skjærareal |
| C_t | avstivningsfaktor |
| D | skiveutstrekning |
| E | elastisitetsmodul |
| F | kraft |
| F_b | skjærkraft ved fundamentnivå eller ved toppen av stiv kjeller |
| G | skjærmodul |
| $G_{k,j}$ | karakteristisk verdi for permanent påvirkning |
| H | høyde |
| I | treghetsmoment |
| K_n | fordelt stivhet |
| M^{eff} | effektiv medsvingende masse |
| M_n | fordelt masse |
| $P_n(t)$ | fordelte krefter |
| $Q_{k,i}$ | karakteristisk verdi for variabel påvirkning |
| T | svingeperiode |
| a | akselerasjon |
| a_{g40HZ} | berggrunnens akselerasjon |
| c | dempning |
| c_{kr} | kritisk dempning |
| d | elastisk forskyvning |
| f_n | naturlig frekvens |
| h | høyde |

| | |
|------------------|---|
| h^{eff} | effektiv høyde |
| k | stivhet |
| k_p | konstruksjonsfaktor avhengig av den prefabrikerte konstruksjonens energiabsorpsjonsevne |
| k_w | faktor som reflekterer den vanligste bruddformen i bæresystemer med vegger |
| m | masse |
| q | konstruksjonsfaktoren |
| r | respons |
| $\bar{\Gamma}_n$ | modal bidragsfaktor |
| $S_d(T)$ | dimensjonerende spektrum |
| s | den romlige fordelingen av krefter uavhengig av tid |
| t | tid |
| u | forskyvning |
| Γ_n | medvirkende modal faktor |
| γ_1 | seismisk faktor |
| Δ_t | total deformasjon |
| Δ_b | bøyedeformasjon |
| Δ_s | skjærdeformasjon |
| ζ | dempningsforhold |
| θ | sensitivitetsfaktoren |
| κ | tverrsnittskonstant |
| ρ | densitet |
| ρ_{in} | korrelasjonskoeffisienten |
| Φ | modal matrise |
| ϕ | vektor for svingeform |

| | |
|--------------|--|
| $\Psi_{2,i}$ | faktor for en tilnærmet permanent verdi for en variabel påvirkning |
| Ω^2 | spektral matrise |
| ω | vinkelfrekvens |

FORKORTELSER

| | |
|-----------|--|
| ABSSUM | absolutt sum |
| CQC | komplett kvadratisk kombinasjon |
| DCH | duktilitetsklasse for høy duktilitet |
| DCL | duktilitetsklasse for lav duktilitet |
| DCM | duktilitetsklasse for middels duktilitet |
| EN | europaisk norm |
| HD | hulldekke |
| NS | norsk standard |
| NA | nasjonalt tillegg |
| RHA | responshistorieanalyse |
| RSA | responsspektrumanalyse |
| RIF | rådgivende ingeniørers forening |
| SRSS | kvadratroten av summen av kvadratene |
| EC0 | NS-EN 1990:2002+NA:2008 |
| EC1-1 | NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008 |
| EC1-3 | NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2009 |
| EC1-4 | NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 |
| EC2 | NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 |
| EC8 | NS-EN 1998-1:2004+NA:2008 |
| D.O.1-etg | dekke over 1. etasje |
| D.O.2-etg | dekke over 2. etasje |
| D.O.3-etg | dekke over 3. etasje |
| D.O.4-etg | dekke over 4. etasje |

sek
rad
pkt

sekunder
radianer
punkt

INNHOOLD

| | |
|---|-----|
| Forord..... | II |
| Sammendrag | III |
| Notasjoner..... | IV |
| Symbolregister | IV |
| Forkortelser | VI |
| 1 Innledning..... | 11 |
| 1.1 Avgrensning | 11 |
| 1.2 Jordskjelv design..... | 11 |
| 2 Referansebygget | 13 |
| 2.1 Geometri..... | 13 |
| 3 Sammenligning av prefabrikkerte og stedstøpte løsninger..... | 17 |
| 3.1 Innervegger i betong..... | 17 |
| 3.1.1 Elementvegger | 17 |
| 3.1.2 Stedstøpte vegger | 21 |
| 3.2 Yttervegger..... | 21 |
| 3.2.1 Sandwichelementer | 21 |
| 3.2.2 Stedstøpte vegger | 24 |
| 3.3 Knutepunkter, trapp og reposer | 24 |
| 3.3.1 Elementer | 24 |
| 3.3.2 Stedstøpt..... | 26 |
| 4 Statisk og dynamisk analyse..... | 27 |
| 4.1 Høydeformelen..... | 27 |
| 4.2 Dunkley`s metode | 27 |
| 4.3 System med en frihetsgrad | 30 |
| 4.3.1 Udempet system med en frihetsgrad..... | 30 |
| 4.3.2 Dempet system med en frihetsgrad..... | 31 |
| 4.3.2.1 Underdempet system | 32 |
| 4.3.2.2 Underdempet system med ytre påvirkning..... | 33 |
| 4.4 Modalanalyse | 35 |
| 4.4.1 Frekvenser og svingeformer | 35 |
| 4.4.2 Modalligninger for udempede systemer med ytre dynamisk påvirkning | 37 |

| | | |
|-------|--|----|
| 4.4.3 | Det modale bidraget til responsen av bygningen | 38 |
| 4.4.4 | Responsspektrumanalyse | 39 |
| 4.5 | Responsspektra..... | 40 |
| 5 | Dimensjonering etter EC8 | 41 |
| 5.1 | Utelatelseskriterier | 41 |
| 5.2 | Regularitet | 42 |
| 5.3 | Seismisk masse..... | 44 |
| 5.4 | Egenperiode..... | 44 |
| 5.5 | Betong bygg i DCL og DCM | 44 |
| 5.5.1 | Konstruksjonsfaktor (q)..... | 45 |
| 5.5.2 | Stedstøpt sammenlignet med prefabrickert | 45 |
| 6 | Plan modell og tverrkraft metoden | 47 |
| 6.1 | Metode..... | 47 |
| 6.2 | Egenperioder | 47 |
| 6.3 | Laster..... | 47 |
| 7 | Romlig modell og modal responspektrumanalyse | 49 |
| 7.1 | Metode..... | 50 |
| 7.2 | Egenskaper | 50 |
| 7.3 | Forskjeller mellom elementbygget og stedstøpt løsning..... | 51 |
| 7.4 | Egenperioder og frekvenser | 51 |
| 7.5 | Laster..... | 54 |
| 8 | Duktile skjærvegger i betong..... | 56 |
| 8.1 | stedstøpte vegger | 56 |
| 8.2 | prefabrickerte vegger | 58 |
| 9 | Diskusjon og Konklusjon | 61 |
| 9.1 | Kommentarer og videre undersøkelser | 62 |
| | Referanser | 63 |
| | Appendix..... | 65 |

1 INNLEDNING

Dimensjonering for jordskjelv har framtil de siste årene ikke vært påkrevd i Norge. I 2004 kom NS 3491-12, standarden omhandler de seismiske lastene og var gjeldene fram til mars 2010. I 2008 kom NS-EN 1998-1:2004+NA:2008 (EC8), denne tar for seg de seismiske klassene i Norge og hvordan man dimensjonerer ulike typer bygg for disse lastene. I dag er det EC8 som er den gjeldene Norske standarden på området (Standard, 2008a).

Oppgaven er skrevet på oppdrag fra Procon Stavanger AS. I dag bygges mye med betongelementer i Norge. Det var et ønske at det skulle sees på duktiliteten til betongelementer, deres tilhørende knutepunkter og spesielt duktiliteten til skjærvegger. Dette med tanke på at EC8 gir mulighet, eller eventuelt kan gi krav om at det skal dimensjoneres i DCM. Hva gjøres og kan gjøres for å oppnå den ønskede duktiliteten var et av de viktigste spørsmålene. Det er valgt å ta utgangspunkt i et reelt bygg som er bygd i Norge.

Et bygg satt opp i Bergen er brukt som referansebygg i oppgaven. Dette er et område på fastlandet i Norge hvor en av de antatt største grunnakselerasjonene oppstår, henviser til figur NA.(901) (Standard, 2008a). Oppgaven omhandler forskjellen mellom vertikale avstivningsvegger i stedstøpt betong og prefabrikkerte veggelementer i betong. Det har blitt sett på hvordan disse dimensjoneres i forskjellige duktilitetsklasser, dvs. DCL og DCM, og hvilke løsninger som er vanlig å bruke i dag. Fokuset har vært å finne de riktige jordskjelvlasterne og sammenligne duktiliteten til slike veggssystemer. Stedstøpte konstruksjoner kan lettere dimensjoneres for DCM. Når det gjelder bygg oppført i betongelementer kan det oppstå problemer med å oppnå høy duktilitet. Den prefabrikkerte løsningen er dermed gitt mest fokus.

1.1 AVGRENSNING

Det var ønskelig å finne et bygg som hadde en relativ enkel geometri og en passe størrelse slik at beregninger ikke skulle bli for kompliserte. Likevel har det vært noen forenklinger og temaer det ikke har blitt sett på. De viktigste er:

- Fundamenteringen er sett bort i fra.
- Arealreduksjonsfaktor er ikke tatt med.
- Mulig effekt på referansebygget fra omkringliggende bygninger er ikke tatt med i beregninger.

Andre antagelse og begrensninger er nevnt underveis i rapporten.

1.2 JORDSKJELV DESIGN

Ett bygg med god jordskjelvdesign er

- Regulært i oppriss og plan.
- Har redundans.
- Har soner som tar opp plastiske deformasjoner.

- Har en forutsigbar oppførsel under jordskjelv belastningen.

2 REFERANSEBYGGET

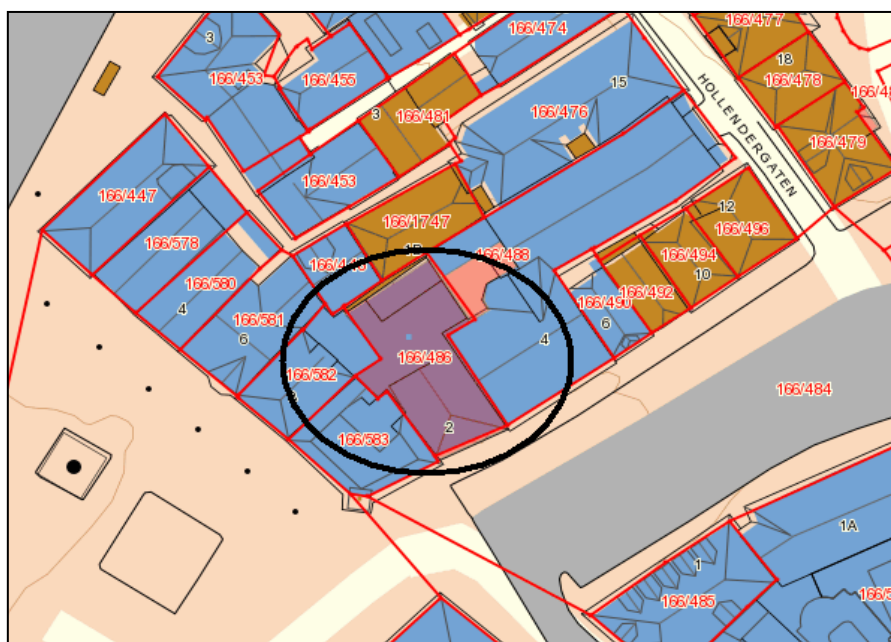
Bygget er et kombinert nærings- og boligbygg satt opp i Bergen. Det er oppført i prefabrikkerte betongelementer der veggelementene er produsert og montert av AS Betong mens hulldekkene er produsert av Block Berge Bygg AS og montert av AS betong. AS Betong er leverandør av betongelementer lokalisert rett utenfor Ålgård i Rogaland. De leverer betongelementer til de fleste bygningstyper fra tradisjonelle bygg til bygg med særpreg og spesialtilpassninger. Tak og lettvegger er i tre.

Tabell 1. Tekniske data.

| | |
|--------------------------------|---|
| Type bygg | leilighet/foretningsbygg (butikk i 1 etasje, kontor i 2 og 3 etasje og boliger i 4 og 5 etasje) |
| Bygge materiale | Betong og noe tre |
| Etasjer | 5 |
| Grunnflate | 194 m ² |
| Høyde | 16,45 m |
| Egenvekt | 880 tonn |
| Seismisk masse | 922 tonn |
| Pålitelighetsklasse | 2 |
| Seismisk klasse | II |
| Seismisk faktor (γ_1) | 1,0 |
| Grunnforhold | D |
| a_{g40HZ} | 0,9 m/s ² (dette er en vurdering av beliggenhet) |

2.1 GEOMETRI

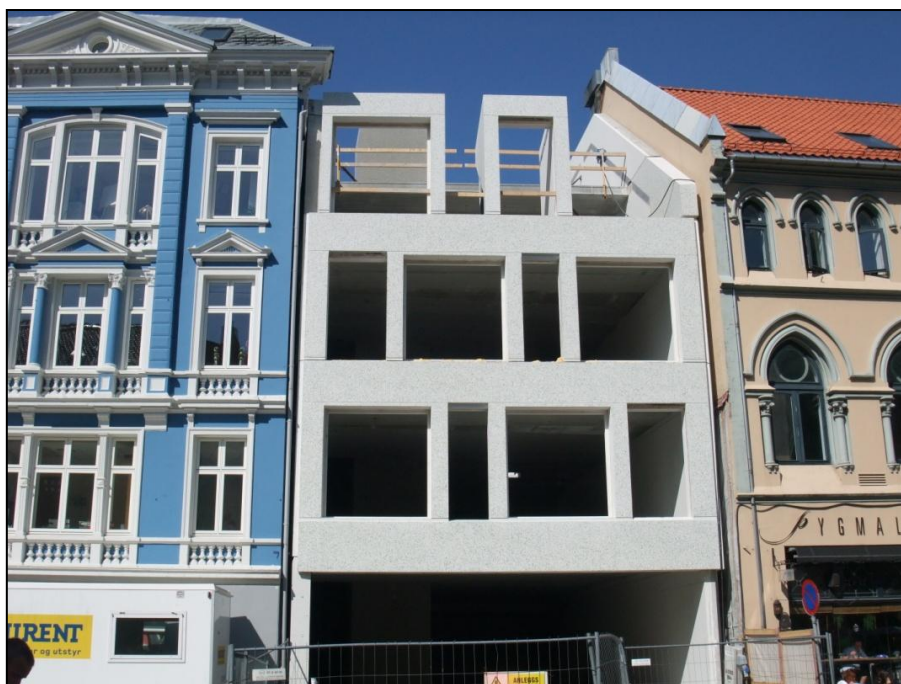
Det nye bygget skal stå helt inntil eksisterende bebyggelse med en klaring på ca. 2 cm på det nærmeste slik man kan se på bilde 1 til bilde 3. Bilde 1 gir også et godt inntrykk av bygget slik det er i planet og hvordan det ligger i forhold til eksisterende bebyggelse.



Bilde 1. Byggets beliggenhet i forhold til eksisterende bygninger og form i planet.



Bilde 2. Viser området der bygget skal stå.



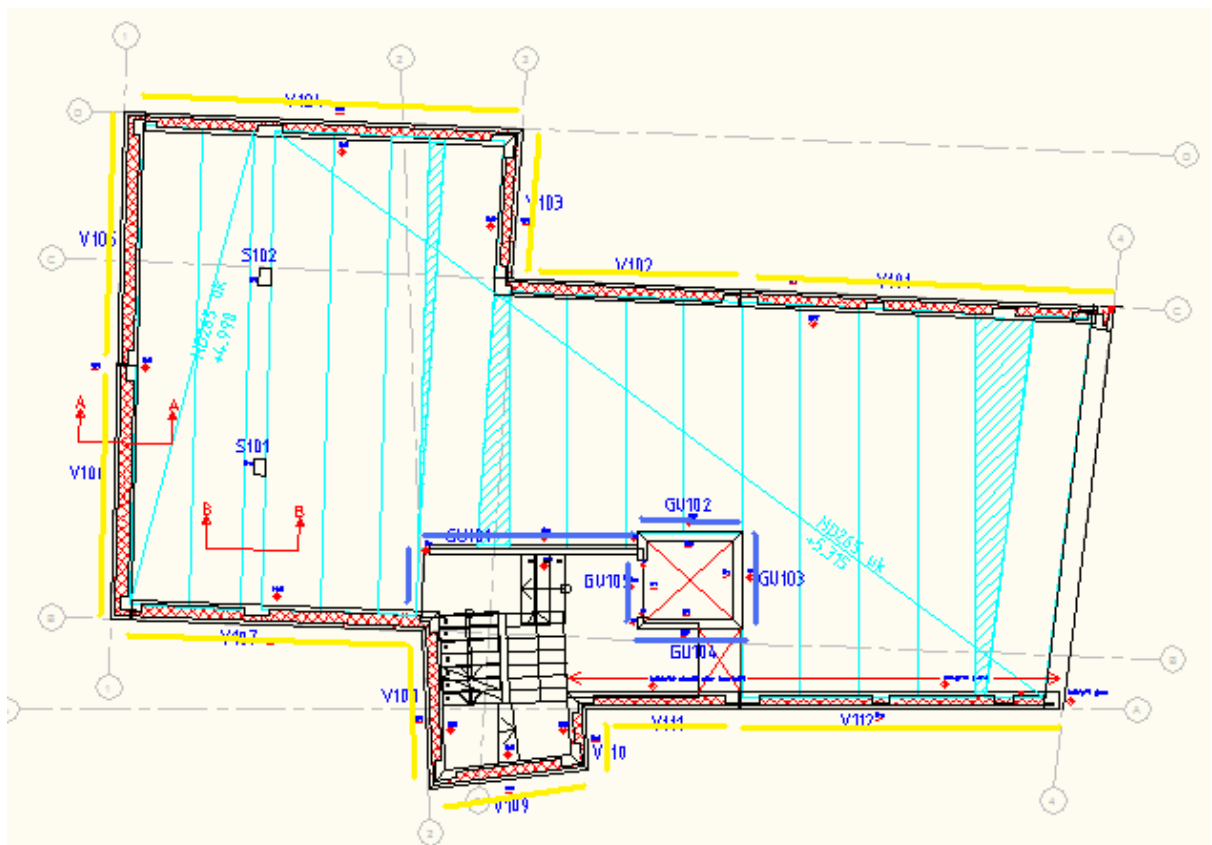
Bilde 3. Slik bygget fremstod mai 2011.

På Bilde 2 ser man hvor bygget skal stå, det har tidligere stått et bygg der med butikk i første etasje. Dette bygget ble skadet i 2008 etter en brann i nabobygget. Bilde 3 viser bygget slik det framstod i mai 2011, montasje av betongelementer er ferdig. I første etasje er det en stor åpning der det skal settes inn vindu, denne åpningen kommer til å påvirke stivheten til veggen. I bakgrunnen kan man se konturene av heissjakten, der mye av de seismiske kreftene i x-retning ville blitt tatt opp. På bilde 4 ser man bygget som stod der i tidligere tider. Som man kan se av bilde 3 og bilde 4 har nabobyggene stått der siden før

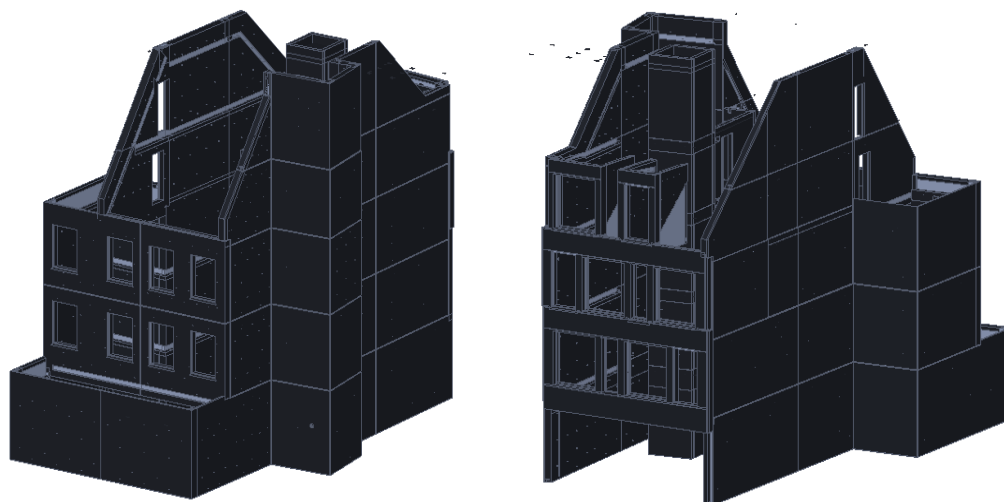
1925, de er da ikke dimensjonert for jordskjelv, uten at det betyr med sikkerhet at de har dårlige egenskaper med tanke på jordskjelv.



Bilde 4. Bildet er fra ca 1925 og viser bygget som stod der før.



Figur 1. D.O.1-etg. Der sandwichelementer er merket med gult og massive betongvegger blått.



Figur 2. Figur til venstre viser bygget bakfra, figur til høyre viser bygget forfra.

Geometrien til bygget endrer seg fra første til andre etasje og fra tredje til fjerde, slik man får ett inntrykk av i figur 2. For mer detaljert oversikt av byggets og elementenes geometri henvises det til appendix A.

I Figur 2 er ikke etasjeskillene vist, i tillegg er det en balkong på dekke over 4. etasje som ikke er vist på figuren, denne kan man se på figur A7 i appendix A. Ytterveggene er sandwichelementer med en tykkelse på 360-410mm, mens avstivende innervegger er massive betongelementer med tykkelse 200mm. På figur 1 er sandwichelementer merket med gult og avstivende innervegger merket med blått. På dekke over 3. etasje er 14 m² av arealet terrasse, denne er utført med HD, men får en høyere egenlast pga. påstøp osv., dette blir mer omtalt i kapittel 3, det samme gjelder taket over 1. etasje. Balkongen på dekke over 4. etasje er et betongelement som vil ha en annen vekt pr. m² og stivhet enn hulldekkene. Alle hulldekkene har samme tykkelse på 265 mm, detaljert informasjon om disse finnes i appendix G. Taket bæres av limtredragere og I-bjelker av tre.

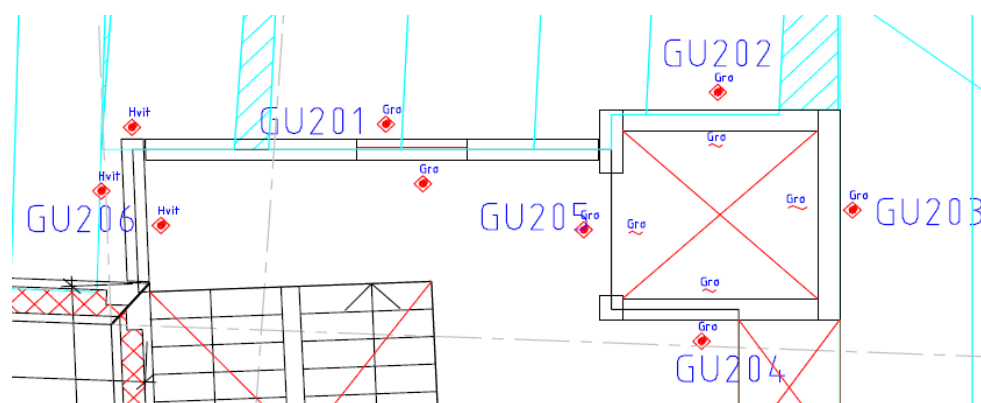
Elementene er kodet etter hvilken etasje de står i og om det er et sandwichelement, massivt betongelement eller hulldekke. Massive betongelementer har koding GU101 der det første tallet står for hvilken etasje den står i og 01 er nummerering av elementene i den samme etasjen. Kodingen GUX01 betyr alle etasjer der det er et element med denne nummerering. Sandwichelementer har kodingen V101 der det første tallet står for hvilken etasje elementet står i og 01 er nummereringen av elementene. Da er VX01 på samme måte som for GUX01. Hulldekkene har merking H101 der tallene har samme koding som massive elementer og sandwichelementer.

3 SAMMENLIGNING AV PREFABRIKKERTE OG STEDSTØPTE LØSNINGER

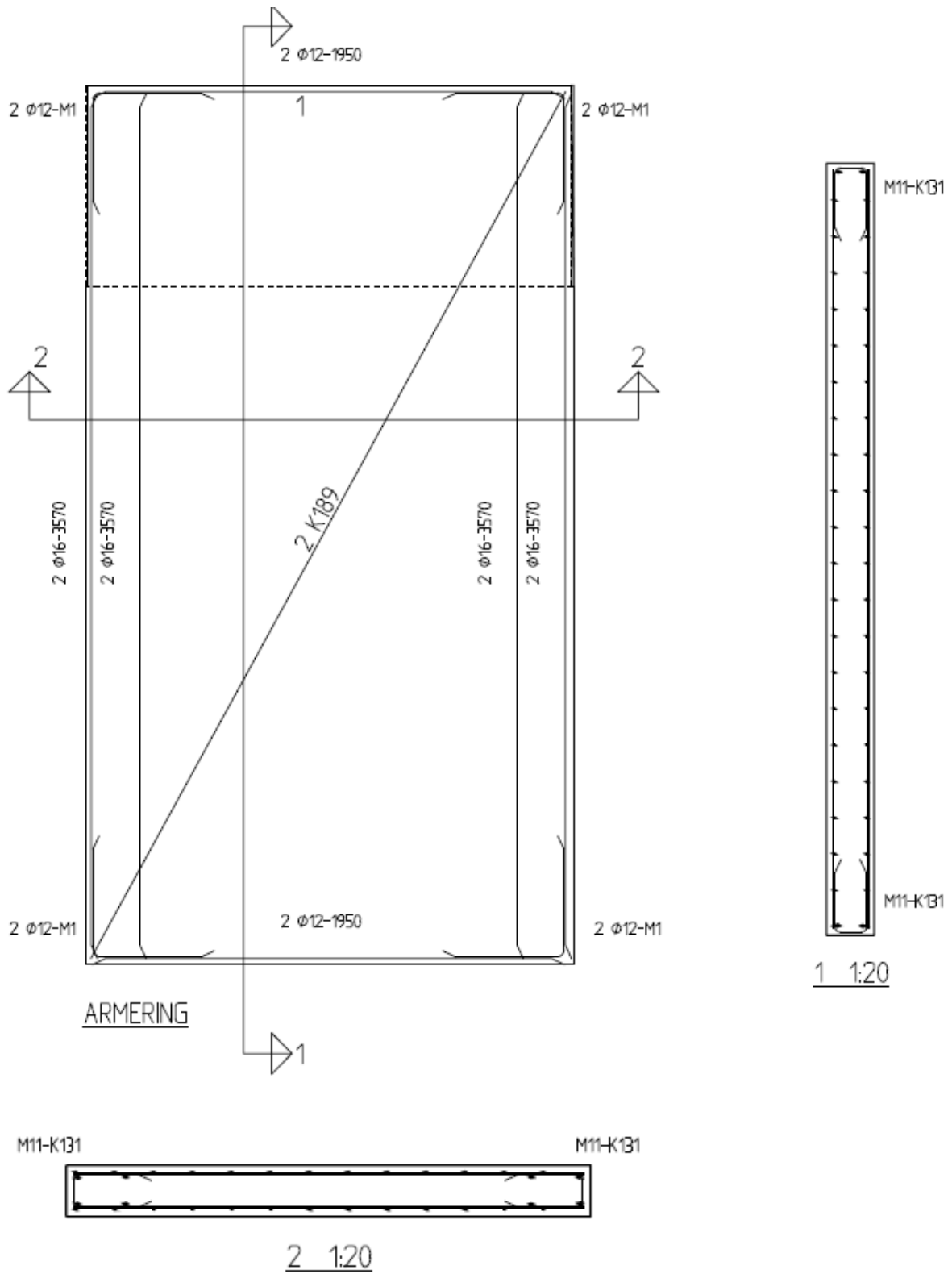
3.1 INNERVEGGER I BETONG

3.1.1 ELEMENTVEGGER

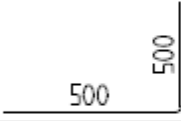
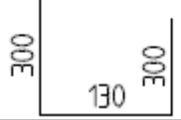
Innervegger av betong er massive. Elementene er delt inn som vist i figur 3 under. Veggene GUX06 og GUX01 begynner i første og går uavbrutt opp til og med 4. etasje. I 5. etasje er veggene av tre, disse veggene påvirker i liten grad byggets stivhet. I 1. etasje har GU106 en døråpning som reduserer veggens stivhet i denne etasjen betraktelig. GUX01 har døråpninger og en liten utsparing i samtlige etasjer, noe som vil redusere stivheten. Veggene i heissjaktene GUX02, GUX03, GUX03 og GUX05 er gjennomgående fra 1. til 5. etasje. Heissjaktvegg GUX05 har åpning for heis dør i hver etasje, denne åpningen reduserer stivheten til veggskiven betydelig. Stivheten til veggen kan økes ved å legge inn ekstra armering og øke armeringens forankringslengde mellom vegg og fundament.



Figur 3. Elementinndelingen av innervegger i 2. etasje.



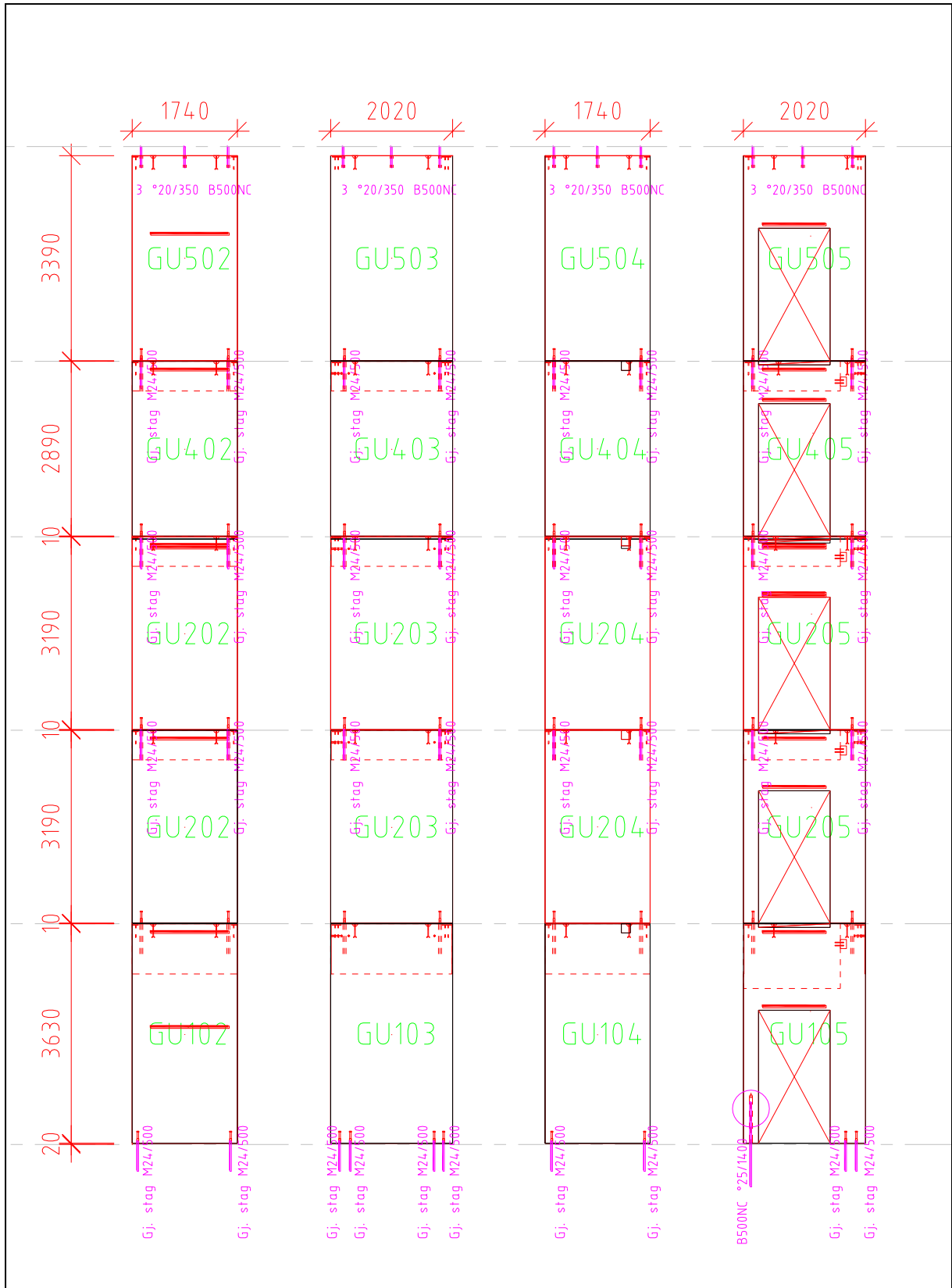
Figur 4. Armeringstegning av GU103.

| BØYELISTE | | | | | | |
|-----------|-----|----------------|-----|---|----------|-----|
| Pos | Dim | Kapp lengde | Ant | Skisse - mål i mm | Kvalitet | Dør |
| M1 | 12 | 980 | 8 |  | B500NC | 32 |
| M11-K131 | 5 | 705 | 1 |  | B500NA | 32 |

Figur 5. Bøyeliste GU103.

Armeringstegninger og bøyeliste i figur 4 og figur 5 gir et inntrykk av armeringen til de massive elementene, K189 er et armeringsnett med Ø6 mm. Veggene er ikke bundet sammen i de vertikale fugene, dette betyr at veggene virker som separate skiver. I overgang mellom vegg - fundament og vegg - vegg er det benyttet innstøpte gjengehylser i bunnen av elementene og korrugerte stålrør i toppen av veggene, vist i figur 10 kapittel 3.3. Når det benyttes innstøpt gjengehylse trenger man ikke korrugerte rør som på fyllingsrør, dermed unngås sår i overflaten på veggelementene. På element GU105 er det benyttet oppstikkende armering fra fundamentet, økt forankringslengde og korrugert påfyllingsrør for påfylling av nonset¹, slik det er vist i figur 6. Dette er gjort for å få bedre forankring til fundamentet. I tillegg er det lagt inn ekstra gjengestang i dette elementet og GU103, veggene vil da kunne ta opp større sideveise krefter i y-retning, retningen er definert i appendix C. Ser man på geometrien til bygget (se appendix A) så har det minst skivestivhet mot horisontale krefter i y-retning. Gjengestangene er M24 med forankringslengde 500mm og armeringsjern i GU105 er Ø25mm med forankringslengde 700mm, vist på figur 6.

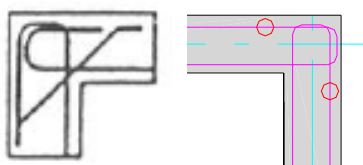
¹ . Nonset er en sementbasert tørrmørtel som ekspanderer 1 – 3 % før avbinding, denne fylles i de korrugerte rørene for å sikre vedheft mellom vegg og gjengestang/armering.



Figur 6. Heissjaktvegger med innfestingsdetaljer.

3.1.2 STEDSTØPTE VEGGER

Hadde heissjakten vært stedstøpt ville veggene blitt laget som en monolittisk konstruksjon. Skjærkrefter og momenter hadde blitt overført i hjørner, og der det i referansebygget er elementinndeling ville veggene vært koblet sammen til en vegg. Overgangen mellom etasjene blir monolittisk. I Figur 7 vises armering slikt den kunne vært utført i hjørne av en heissjakt, vertikal armering og lukkearmering er ikke vist. Løsning av armering for jordskjelv er beskrevet senere i rapporten.



Figur 7. Armering av stedstøpt løsning i et hjørne.

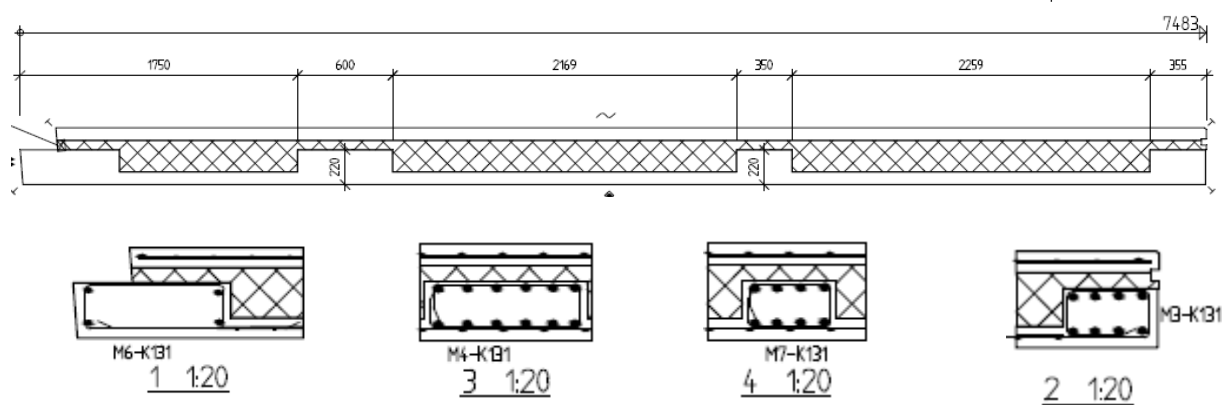
3.2 YTTERVEGGER

3.2.1 SANDWICHELEMENTER

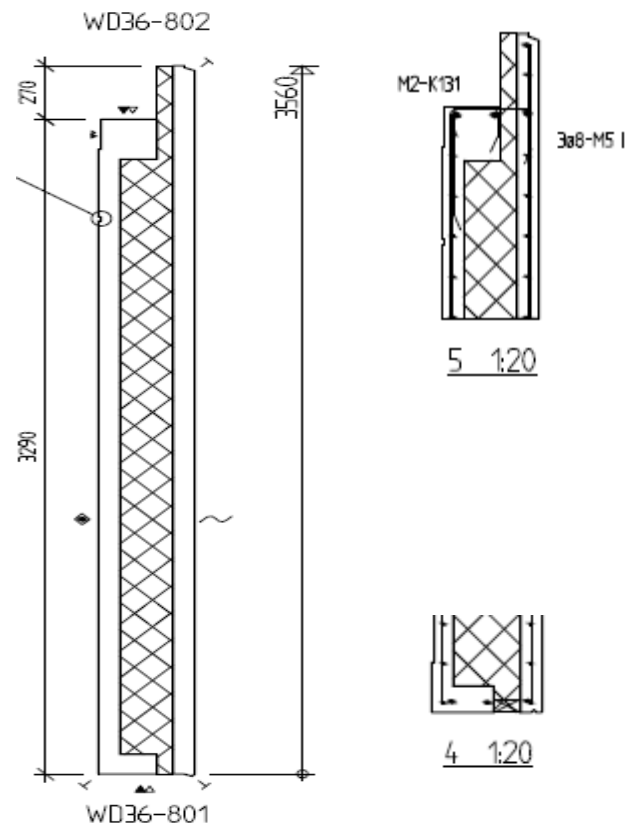
Alle yttervegger er sandwichelementer. Sandwichelementene er bygd opp av to betongsjikt med isolasjonsmateriale i mellom. Det innerste betongsjiktet er den bærende delen mens det ytre sjiktet henger i bøylere som er forankret i det indre betongsjiktet. Det ytre sjiktet bidrar i liten grad til konstruksjonens stivhet og tar ikke opp laster fra andre elementer. Vanligvis er det 80mm tykt og armert med nett. Det indre betongsjiktet består også av en flate på 80mm, men for å øke bærekapasiteten og stivheten lages det en ramme rundt og søyler i mellom. I figur 8 er sandwichelement V101 vist der søylene og rammen rundt har tykkelse 220mm. Å velge den riktige stivheten til slike elementer er vanskelig. I samråd med betongelementleverandøren har stivheten blitt valgt lik en tilsvarende en massiv betongvegg med tykkelse på 180mm. I bilde 5 ser man et sandwichelement under produksjon. Betongen som ligger nedi formen er det som skal bli fasaden. Opp av betongen stikker bøylene som er forankringen mellom ytre og indre sjikt. Sandwichelementene i referansebygget veier $5,2\text{kN/m}^2$. Disse er, på samme måte som for de massive elementene, koblet sammen i de horisontale fugene og har ingen sammenkobling i de vertikale fugene. Elementene virker da som separate skiver. Skiveinndelingen er vist i appendix A.



Bilde 5. Sandwichelement under produksjon hos AS Betong.



Figur 8. Snitt av sandwichelement V101 sett nedenfra og opp.



Figur 9. Snitt av sandwichelementet V101 sett inn fra siden.



Bilde 6. Armering i hjørnet på et sandwichelement.

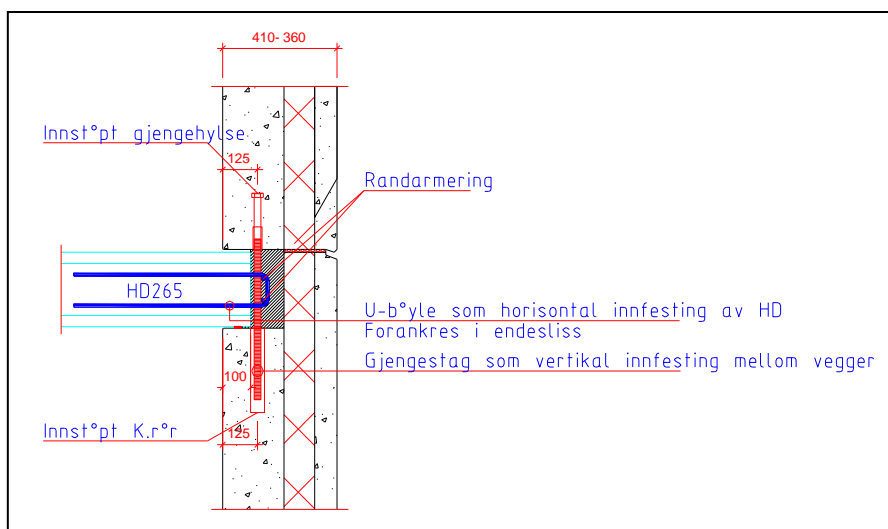
3.2.2 STEDSTØPTE VEGGER

Med en stedstøpt løsning ville veggene ikke vært delt inn i elementer slik referansebygget er. Bygget hadde blitt monolittisk og fått en høyere stivhet. Vertikal armering hadde vært gjennomgående i etasjene. Horisontal armering ville også vært gjennomgående og hjørnene bundet samme med bøyer, slik det er vist i figur 7.

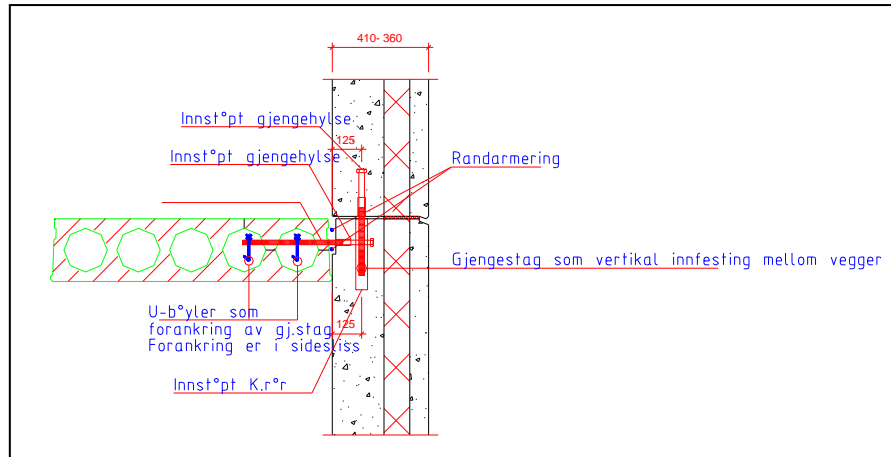
3.3 KNOTEPUNKTER, TRAPP OG REPOSER

3.3.1 ELEMENTER

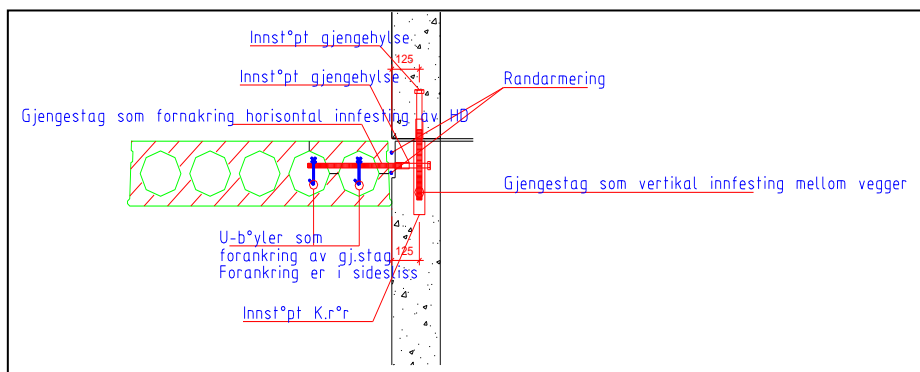
Knutepunkter er viktig i elementkonstruksjon for at kreftene skal overføres mellom elementene. Kreftene som overføres er i hovedsak skjærkrefter, strekk og trykk. Slik knutepunktene i referansebygget er utformet er det begrenset overføring av moment mellom elementene. Det finnes løsninger av knutepunktene med momentoverføring, det er vist noen eksempler på dette i (International Federation for Structural Concrete, 2003). Spesielt med tanke på seismiske krefter, er det viktig at kreftene fra dekkene overføres til de vertikale avstivende veggene, heretter kalt skjærvegger. Dekket må ha høy stivhet i forhold til skjærveggene for at dette skal skje på en stabil måte (Standard, 2008a). I figur 10 til 12 er det vist knutepunkter som er brukt i referansebygget. Knutepunktene mellom de massive betongelementene og sandwichelementene er utført på samme måte. Det er brukt innstøpt gjengehylse og gjengestang som sammenbinding i de horisontale fugene, og u-bøyer og randarmering for endeopplegget på hulldekke. I overgangen sidekant hulldekke mot vegg er det brukt gjengehylse, gjengestang og u-bøyer. Det er lagt inn ekstra forsterkninger i hulldekket rundt heissjakt på dekke over 1. etasje, vist i appendix A figur A2. Ved å gjøre dette sikrer man at kreftene overføres mellom dekket og skjærveggene (Alexander, Vinje, Brekke, & Hopp, 2006). Reposer er lagt ann som vist i figur 13, ved bruk av bajonetter, trappeelementene som er fritt opplagt på reposene. Bajonettene overfører horisontal og vertikale krefter, men ikke moment. Reposene og tappene bidrar lite til stivheten av bygget.



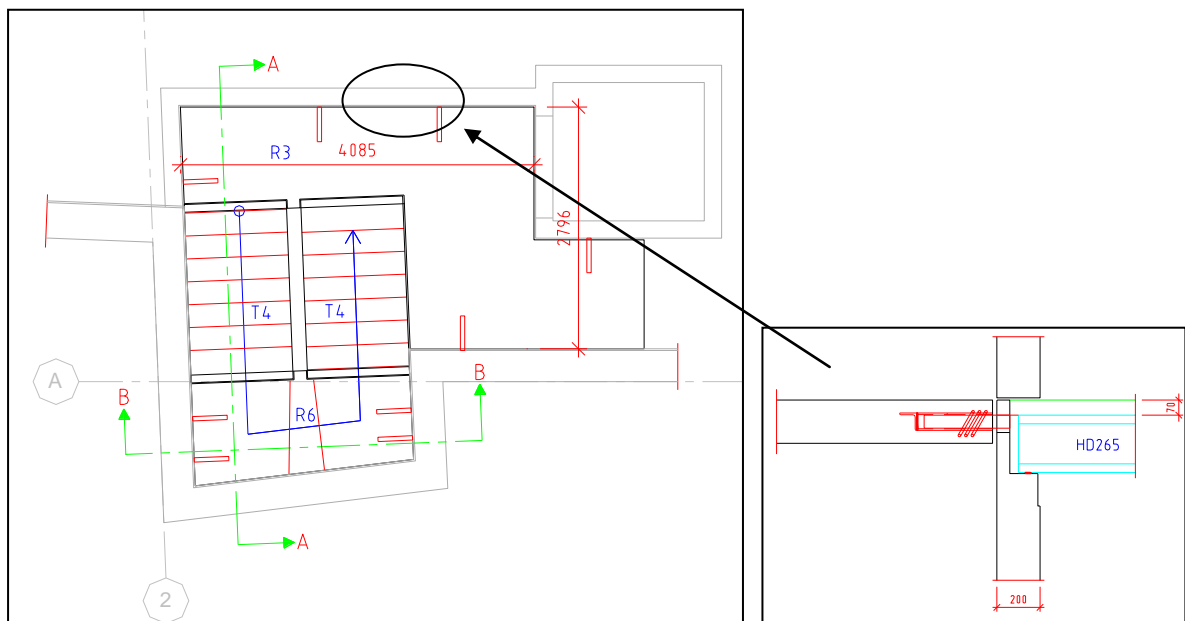
Figur 10. Overgang vegg-hulldekke-vegg, hulldekke endeopplegg, sandwichelementer.



Figur 11. Overgang vegg-hulldekke-vegg, hulldekke sidekant, sandwichelementer.



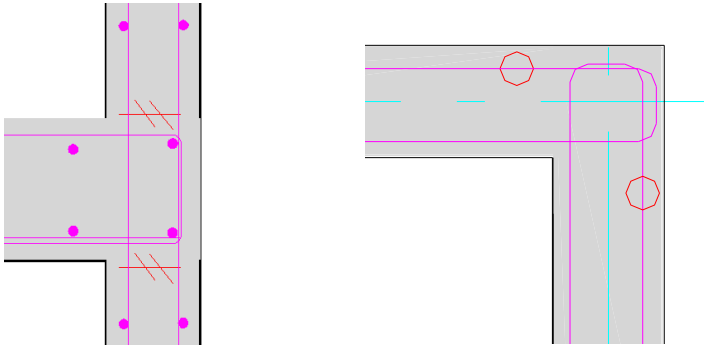
Figur 12. Overgang vegg-hulldekke-vegg, hulldekke sidekant, massive betongelementer.



Figur 13. Til venstre plantegning av repos og trapp i fjerde etasje, til høyre overgang mellom repo-vegg-hulldekke.

3.3.2 STEDSTØPT

Den stedstøpte løsningen skiller seg fra elementenes knutepunkt ved at her overføres moment i knutepunktene. Trapper og repos blir armert sammen og kan festes til vegger slik at de bidrar til stivheten av bygget.



Figur 14. Stedstøpte knutepunkter, vertikal armering er ikke vist i figuren til høyre.

4 STATISK OG DYNAMISK ANALYSE

I konstruksjonsstandarder, som for eksempel EC8 (Standard, 2008a), er det vist metoder for å finne seismiske krefter. Disse er basert på den første svingeformen til en struktur, med enkle korreksjoner for effekten av høyere svingeformer. Slike metoder passer best for regulære og enkle bygg. Bygninger som har en jevn massefordeling og er symmetriske, oppfører seg på en forutsigbar måte. De beregnede dimensjonerende kreftene blir tilnærmet korrekte for slike bygg. Mens for bygg som er usymmetrisk, har en ujevn massefordeling og er irregulære passer en dynamisk analyse bedre. Dette fordi en dynamisk analyse beregner laster som oppstår pga. torsjon, effekten av høyere svingeformer og fordelingen av horisontale etasjevise krefter bedre (Taranath, 2005). EC8 gir et krav for når dynamiske metoder skal brukes og antall svingeformer som skal tas med. Videre i dette kapitlet vil det bli gitt en enkel innføring av de statiske metoder som er brukt i denne oppgaven, og til slutt en kort gjennomgang av de dynamiske metodene. Det blir ikke gjort en gjennomgang av systemer med to eller flere frihetsgrader. Beregningsmetoder for disse skiller seg ikke mye fra systemer med en frihetsgrad, største forskjellen ligger i mengde arbeid med utregningen.

4.1 HØYDEFORMELEN

Høydeformelen er vist som et alternativ i pkt.4.3.3.2.2 i EC8 for å finne byggets egenperiode for den første svingeform (T_1). Formelen er utledet av empiriske data fra målinger av perioden til bygg av varierende form og type. Ligning 1 viser høydeformelen for utregning egenperioden (T_1), henviser til pkt. 4.3.2.2(3) i EC8

$$T_1 = C_t \cdot H^{\frac{3}{4}} \quad (1)$$

der

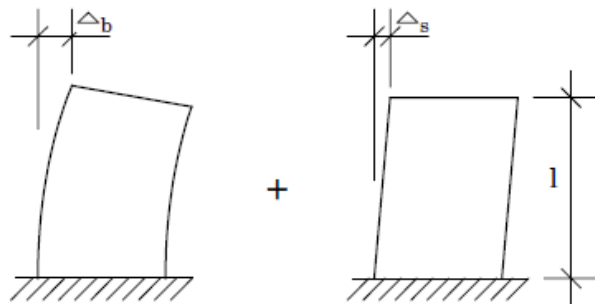
C_t er 0,0085 for momentstive romlige stålrammer, 0,0075 for momentstive romlige betongrammer og eksentriske avstivede stålrammer og 0,050 for alle andre konstruksjoner.

H er høyden av bygningen fra fundamentet eller fra overkanten av stiv kjeller, i meter, m.

Alternativ utregning av C_t for veggskiver er vist i pkt. 4.3.2.2(4) i EC8. Verdiene av C_t er forskjellige i de ulike lands standarder. T_1 er ment å gi en periode litt lavere en den som er virkelig for bygget, ca. 10-20%. Ref. (*Betongelementboken*, 2007; Geol, 1998).

4.2 DUNKLEY`S METODE

Dunkley`s metode er en teoretisk metode som passer godt for skjærvegger i betong. Høydeformelen har vist seg å være unøyaktig for betongbygninger med avstivende system av skjærvegger i betong (Geol, 1998). Dunkley`s metode er basert på en kombinasjon av perioden man får fra skjær-og bøyedeformasjon i en bjelke.



Figur 15. bøye(Δ_b) og skjærdeformasjon(Δ_s)

$$T = \sqrt{T_b^2 + T_s^2} \quad (2)$$

Ligning 2. Perioden ved kombinasjon av bøye (T_b) og skjærperioden (T_s).

$$T_b = \frac{2\pi}{3,516} \sqrt{\frac{m}{EI}} H^2 \quad (3)$$

Ligning 3. Bøyeperioden (T_b).

$$T_s = 4 \sqrt{\frac{m}{\kappa G}} \frac{1}{\sqrt{A}} H \quad (4)$$

Ligning 4. Skjærperioden (T_s).

$$T = 4 \sqrt{\frac{m}{\kappa G}} \frac{1}{\sqrt{A_e}} H \quad (5)$$

Ligning 5. Den kombinerte perioden (Dunkley`s metode).

$$A_e = \frac{A}{\left[1 + 0,83 \left(\frac{H}{D} \right)^2 \right]} \quad (6)$$

Ligning 6. Ekvivalent skjærareal (A_e).

Ved å kombinere 3 med 4 får man 5, dette er omtalt i artikkel ”Period formulas for concrete shear wall bulidings” utgitt i ”Jurnal of engineering” (Geol, 1998). For at formelen skal passe for et bygg må den gjøres om slik at man kan legge inn den totale masse av bygget og alle avstivende skjærvegger. Noen antagelser må gjøres, bl.a. at etasjeskillene er uendelig stive og koblet til skjærveggene, bygget er symmetrisk i plan og oppriss og at stivhet av skjærveggene er jevnt fordelt på hele høyden. Da blir Ligningen.

$$T = 40 \sqrt{\frac{\rho}{\kappa G}} \frac{1}{\sqrt{\bar{A}_e}} H \quad (7)$$

Ligning 7. Dunkley`s tilpasset bygninger.

$$\bar{A}_e = 100 \frac{A_e}{A_b} \quad (8)$$

Ligning 8. Ekvivalent skjærareal i prosent av grunnflatearealet.

$$A_e = \sum_{i=1}^{NW} \left(\frac{H}{H_i} \right)^2 \frac{A_i}{\left[1 + 0,83 \left(\frac{H_i}{D_i} \right)^2 \right]} \quad (9)$$

Ligning 9. Ekvivalent skjærareal tilpasset bygninger.

der

ρ vekt pr volum (kg/m^3)

κ tverrsnittskonstant

G skjærmodul

A_e ekvivalent skjærareal

\bar{A}_e ekvivalent skjærareal i prosent av grunnflatearealet

H total høyden av bygget

H_i Skivens høyde fra grunnivå for skive i

D_i Skiveutstrekning i den betraktede retning for skive i

A_i Skivearealet for skive i

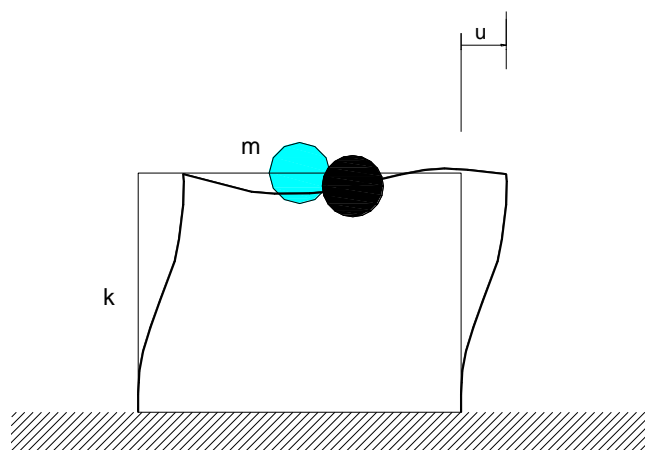
Metoden er brukt i RIF regneark for utregning av jordskjelvlaster vist i appendix D.

4.3 SYSTEM MED EN FRIHETSGRAD

Dette er en dynamisk metode som beskriver bevegelsen til et system av en masse (m), festet til en bjelke, vegg, fjær eller lignende med stivhet (k). Et slikt system har en svingform som vist i figur 16, bevegelsesligningen som beskriver system er utledet fra Newtons andre lov $F = m \cdot a$. Dette systemet kan også ha en dempning (c) innebygd. Det skilles mellom tre typer dempning: 1) overdempet, 2) kritisk dempet og 3) underdempet system, vist i figur 17. Sist nevnte er den de fleste bygninger kategoriseres under. Det er kun enkle konstruksjoner som kan beskrives med slike ligninger. Som oftest må det flere frihetsgrader til for å beskrive konstruksjonens oppførsel. Konstruksjonen kan bli utsatt for mange forskjellige ytre påvirkninger som kan sette i gang konstruksjonens egensvingning. Type ytre påvirkning har mye å si for hvordan responsen er. Det kan være en impulslast, harmonisk bevegelse, jordskjelv osv. I dette kapitlet er det omtalt systemer der bevegelsene er i det elastiske området. For mer informasjon om oppførsel medregnet den plastiske sonen av et system henvises det til spesiallitteratur som (Chopra, 2001).

4.3.1 UDEMPET SYSTEM MED EN FRIHETSGRAD

Ser man bort i fra ytre påvirkning og dempning blir det som vist i ligning 10. Man får fri bevegelse ved å plassere massen i figur 16 ut av likevektsposisjonen med forskyvning $u(0)$ og gi den en starthastighet $\dot{u}(0)$ ved tiden $t = 0$. Med disse startverdibetingelsene, blir løsningen til den homogene ligningen 11. Utledning er vist i "Dynamic of structures" kapittel 2, (Chopra, 2001). I ligning 12 er, ω_n , den naturlige vinkelfrekvensen uttrykt i (rad/sek) fra, ω_n , kan man finne den naturlige perioden, T_n , vist i ligning 13 og den naturlige frekvensen, f_n , vist i ligning 14. Som man kan se av ligning 11 styres vinkelfrekvensen kun av massen og stivheten. T_n beskriver hvor lang tid i sekunder det tar for systemet å gjennomføre en syklus, denne er også kun avhengig av massen og stivheten. For mer detaljert beskrivelse henvises det til (Chopra, 2001; Rao, 2005).



Figur 16. Udempet system med en frihetsgrad der, u , er forskyvning.

$$m\ddot{u} + ku = 0 \quad (10)$$

$$u(t) = u(0) \cos \omega_n t + \frac{\dot{u}(0)}{\omega_n} \sin \omega_n t \quad (11)$$

hvor

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (12)$$

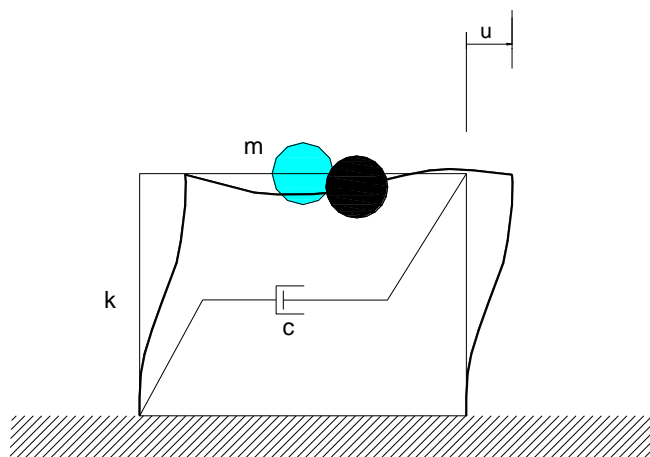
$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} \quad (13)$$

$$f_n = \frac{1}{T_n} \quad (14)$$

4.3.2 DEMPET SYSTEM MED EN FRIHETSGRAD

Ved å sette ytre påvirkninger lik null kan man, som tidligere nevnt, uttrykke ligningen som vist i ligning 15. Når systemet vist i figur 17 beveger seg en syklus blir noe av energien tatt opp av systemet, energien blir uttrykt som, c , dempning. Denne dempningen påvirker systemets, T_n , naturlige periode, dermed får vi en ny periode, T_d , dempet naturlig periode vist i ligning 20. Som nevnt tidligere har vi forskjellige dempningstyper, se figur 17.

Bygninger av interesse i denne oppgaven, er vanligvis et underdempet system. I EC8 er det foreslått et, ζ , dempningsforhold på 5 % av bygninger dersom ikke nærmere undersøkelser er gjort. Ser man på ligning 17 består dempningsforholdet av, c , systemets dempning delt på, c_{kr} , kritisk dempning. Kritisk dempning er den minste motstandskraften i systemet som trengs for å stoppe systemet fra å passere likevektspunktet. Det vil si at når $c = c_{kr}$ blir $\zeta = 1$ som vist i figur 17.



Figur 17. Dempet system med en frihetsgrad.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0 \quad (15)$$

Ved å dele på, m , får vi uttrykket

$$\ddot{u} + 2\zeta\omega_n\dot{u} + \omega_n^2u = 0 \quad (16)$$

Der, $\omega_n = \sqrt{k/m}$, er som vist tidligere

$$\zeta = \frac{c}{2m\omega_n} = \frac{c}{c_{kr}} \quad (17)$$

$$c_{kr} = 2m\omega_n = 2\sqrt{km} = \frac{2k}{\omega_n} \quad (18)$$

4.3.2.1 UNDERDEMPET SYSTEM

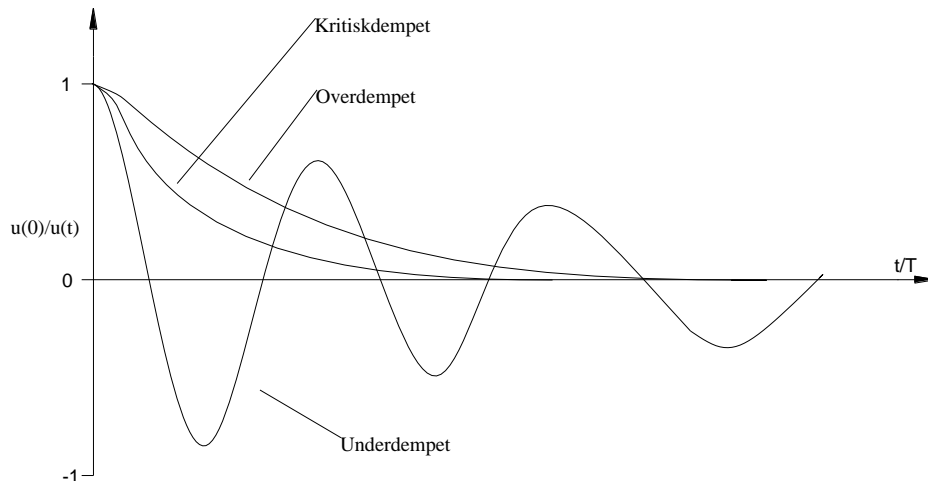
Ved å bruke de samme startverdibetingelser som nevnt i starten av kapittel 4.3.1 kan differensialligningen løses ved vanlig metode. For et underdempet system der $c < c_{kr}$ og $\zeta < 1$ blir løsningen som vist i ligning 19, $u(t)$ beskriver systemets posisjon ved en gitt tid (t). Med et dempningsforhold på rundt 0,05, reduseres amplituden betraktelig mindre pr. syklus over tid enn ved et dempningsforhold på rett under 1. Som man kan se av ligning 20 så reduseres vinkelfrekvensen, ω_n , som følge av dempningsforholdet og vi får den naturlige dempede vinkelfrekvensen, ω_d . Perioden i ligning 21, blir dermed lengre. Det er verd og merke seg at for et dempningsforhold på 0,05 er endringen små. For utledning av ligningen henvises det til kapittel 2 i (Chopra, 2001).

$$u(t) = e^{-\zeta\omega_n t} \left[u(0) \cos \omega_n t + \frac{\dot{u}(0) + \zeta\omega_n u(0)}{\omega_d} \sin \omega_d t \right] \quad (19)$$

Hvor

$$\omega_d = \omega_n \sqrt{1 - \zeta^2} \quad (20)$$

$$T_d = \frac{T_n}{\sqrt{1 - \zeta^2}} \quad (21)$$

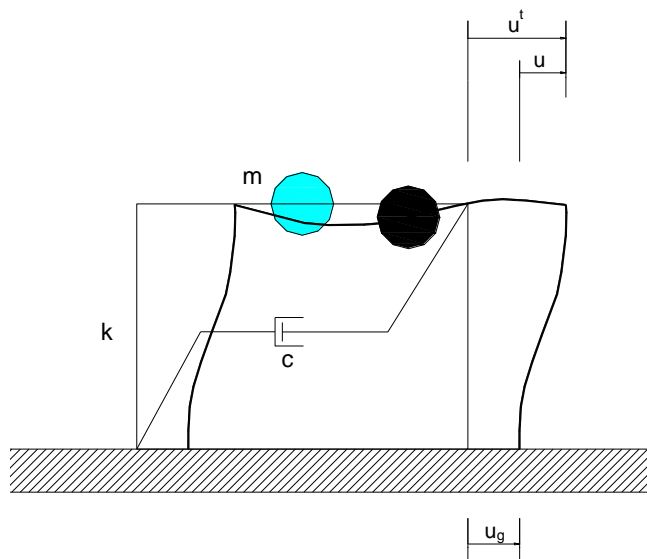


Figur 17. Fribevegelse av et kritiskdempet $\zeta = 1$, overdempet $\zeta = 2$ og underdempet system $\zeta = 0.1$.

4.3.2.2 UNDERDEMPET SYSTEM MED YTRE PÅVIRKNING

Den ytre påvirkningen kan være representert på mange måter som nevnt i starten av kapitlet. I denne oppgaven er den ytre påvirkningen i form av jordskjelv av interesse. I ligning 22 beskrives grunnakselerasjonen $\ddot{u}_g(t)$ som en ytrekraft, $-m\ddot{u}_g(t)$, på systemet.

De indre kreftene i systemet er da f_m , f_d og f_s . Ved å dividere på massen kan man se av ligning 24 at deformasjonen av systemet, ved en gitt akselerasjon avhenger, kun av, T_n , ω_n og ζ . Dette betyr at systemet kan ha forskjellig stivhet og masse så lenge T_n og ζ er lik (Chopra, 2001). Egenperioden og dempningen av en bygning er av stor betydning når man bruker responspektrum i forbindelse med dimensjonering for jordskjelv.



Figur 18. Dempet system med en frihetsgrad, u_g er forskyvning av grunnen, u^t er den totaleforskyvningen.

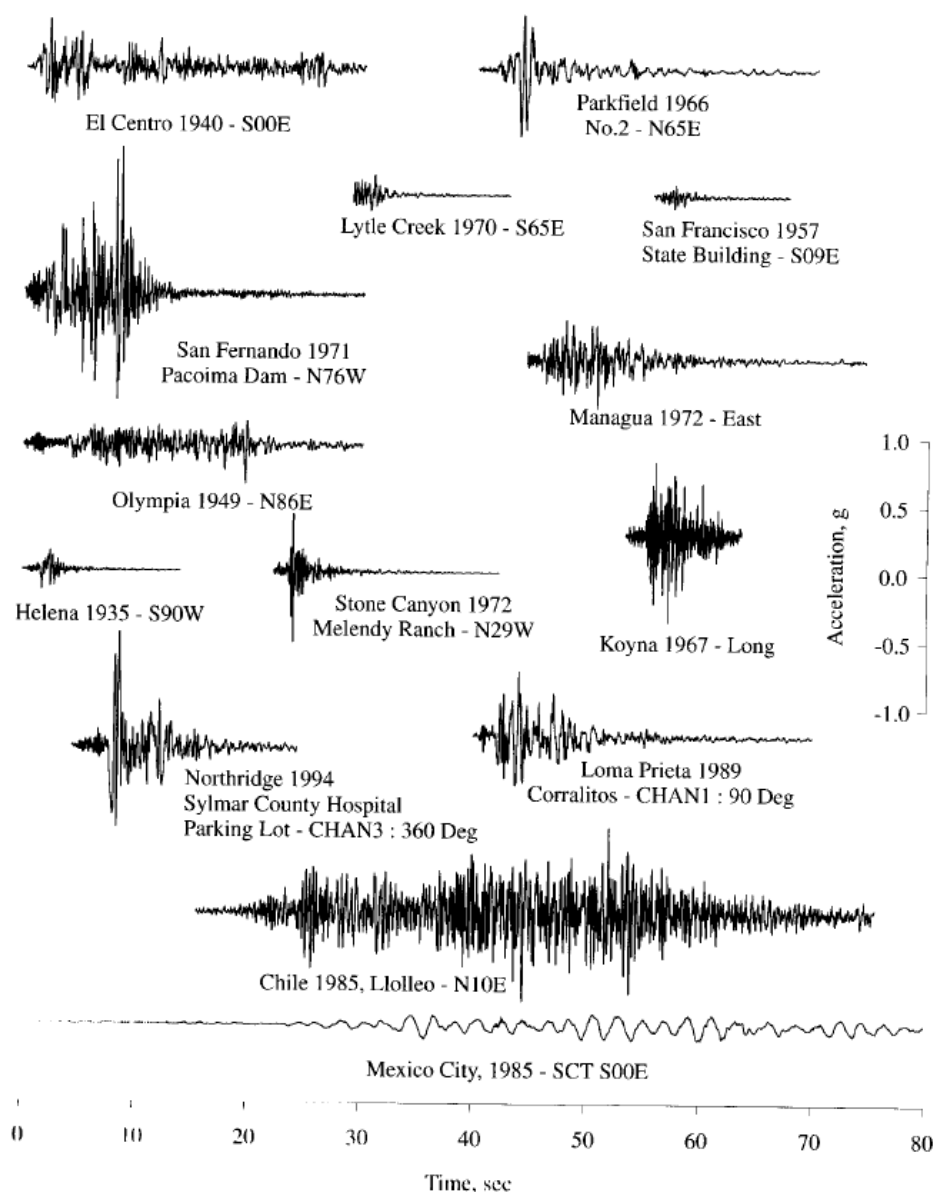
$$f_m + f_d + f_s = -m\ddot{u}_g(t) \quad (22)$$

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t) \quad (23)$$

Ved å dele på, m , får vi uttrykket

$$\ddot{u} + 2\zeta\omega_n\dot{u} + \omega_n^2u = -\ddot{u}_g(t) \quad (24)$$

Fordi grunnakselerasjonen under ett jordskjelv er svært uregelmessige og varierende, se figur 19, kan ikke analytisk metoder beskrive bevegelsene på en god måte, det må brukes numeriske metoder. Hvilken numeriske metode varierer ut ifra type ytre påkjenning. De numeriske metodene er beskrevet i (Chopra, 2001; Rao, 2005).



Figur 19. Viser variasjonen av grunnakselerasjonen over tid, for flere tidligere jordskjelv, hentet fra (Chopra, 2001).

4.4 MODALANALYSE

Høye bygninger eller usymmetriske bygninger kan ofte få mange svingeformer. Da er modalanalyse en godt egnet metode å bruke. Modalanalyse er benyttet for å finne jordskjelvlaster på referansebygget og den stedstøpte løsningen. Modalanalysen er kombinert med responsspektrumet, gitt i EC8, for å finne jordskjelvlastene. Dette er en responsspektrumanalyse (RSA). Modalanalysen kan også kombineres med tidshistorie fra et tidligere jordskjelv, eller en grunnakselerasjon $\ddot{u}_g(t)$ for å finne bygningens respons.

Sist nevnte er en responshistorieanalyse (RHA), dette er omtrent det samme som omtalt i punkt 4.3 bare med flere svingeformer og frihetsgrader. RSA er vanlig å bruke ved design av bygninger fordi denne analysen gir designforskyvningen og kreftene ved bruk av det nasjonale designresponsspekteret. Metoden gir ikke et like nøyaktig svar som ved bruk av RHA, men er vanligvis godt nok for dimensjonering av bygninger.

4.4.1 FREKVENSER OG SVINGEFORMER

Modal i denne sammenhengen betyr å beskrive for eksempel en bygnings egensvingninger ved hjelp av koordinater. En bygning med flere etasjer har gjerne flere svingeformer. Disse svingeformene har hver sin periode, frekvens og forskyvning, se figur 20. Bygninger har et sett av naturlige svingeformer som kommer ved å gi bygningen en startforskyvning. Antall svingeformer kommer ann på kompleksitet av strukturen, antall etasje, om det er utsatt for torsjons osv. Hvilke steder bygninger blir utsatt for forskyvningene og hvilke retninger avgjør hvilken svingeform bevegelsen får. For eksempel kan man gi motsatt rettet startforskyvninger på to forskjellige steder og man kan få svingeform som en bue, se tegning to i figur 20. Blir bevegelsen initiert av et jordskjelv kan bygget ha varierende respons avhengig av jordskjelvet styrke, varighet eller grunnbevegelser. Det kritiske er om jordskjelvet har en grunnbevegelse som stemmer med et at bygningens egensvingeformer. Med modalanalyse kan man ta med de forskjellige svingingene et bygg har og sammenkoble dem med RSA og RHA. I modalanalyse introduseres *egenverdiproblemer* der løsningene gir naturlige vinkelfrekvenser, ω_n , og svingeformer ϕ_n . ϕ_n er vektorer som beskriver formen på bevegelsen i svingeform, n , (der n går fra $1, 2, \dots, N$) dette gjelder også for vinkelfrekvensen der n ikke lenger står for naturlig selv om det er byggets naturlige egenfrekvens. Bygget kan gjøres om til et system der bevegelsesligningen kan beskrives på samme grunnlag som tidligere.

$$u(t) = q_n(t)\phi_n \quad (25)$$

Ligning 25 er for et system med to frihetsgrader uten ytre påvirkning, der A_n og B_n er konstanter

$$q_n(t) = A_n \cos \omega_n t + B_n \sin \omega_n t \quad (26)$$

Ved å sette inn differensialligningen får vi da

$$\left[-\omega^2 m \phi_n + k \phi_n \right] q_n(t) = 0 \quad (27)$$

$$k\phi_n = \omega_n^2 m\phi_n \quad (28)$$

$$[k - \omega_n^2 m]\phi_n = 0 \quad (29)$$

$$\det[k - \omega_n^2 m] = 0 \quad (30)$$

Man kan finne vinkelfrekvensen fra andregradsligningen 30, når man da har vinkelfrekvensen kan man gå tilbake å finne vektoren i ligning 29, som er koordinater til svingeformene. Har man flere frihetsgrader kan man sette det opp på matriseform som vist i ligning 31 og 32

$$\Phi = [\phi_{jn}] = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \phi_{1N} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \phi_{2N} \\ \phi_{N1} & \phi_{N2} & \phi_{NN} \end{bmatrix} \quad (31)$$

$$\Omega^2 = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & & \\ & \omega_2^2 & \\ & & \omega_N^2 \end{bmatrix} \quad (32)$$

Matrisen, Φ , kalles en *modal matrise* og egenverdien kan samles i en *spektral matrise*, Ω^2 .

$$k\Phi = m\Phi\Omega^2 \quad (33)$$

eller

$$[k - \Omega^2 m]\Phi = 0 \quad (34)$$

I ligning 33 er k og m stivhetsmatriser og massematriser for de forskjellige elementene. Dempningen, c , av strukturen kan også tas med i beregningene, det skilles mellom *klassisk dempning* og *ikke klassisk dempning*. Det som skiller dem er hvordan dempningen er fordelt i strukturen. Den *klassiske dempningen* gir en diagonal matrise med N antall differensialligninger, som kan løses med klassisk modalanalyse. Den *ikke klassiske dempningen* får ikke en diagonal matrise og kan ikke løses på klassisk metode. Svingeformene er ikke ekvivalente med svingeformen for det udempede systemet.

Metoden for modalanalyse brukt i denne oppgaven er uten dempning. Demping er medregnet i responspekteret som en fast verdi, der man har forskjellige kurver ut i fra grad av dempning.

På grunn av ortogonaliteten mellom matrisene kan man utrykke ligningen slik som vist i ligningene 35 og 36, dette er diagonale matriser, beviset på dette finnes i spesiallitteratur som, (Chopra, 2001).

$$K = \Phi^T k \Phi \quad \text{og} \quad M = \Phi^T m \Phi \quad (35)$$

$$K_n = \phi_n^T k \phi_n \text{ og } M_n = \phi_n^T m \phi_n \quad (36)$$

Ligningene 36 har relasjonen.

$$K_n = \omega_n^2 M_n \quad (37)$$

4.4.2 MODALLIGNINGER FOR UDEMPETE SYSTEMER MED YTRE DYNAMISK PÅVIRKNING

Bevegelsesligninger er som tidligere, men med tilpassning til flere frihetsgrader.

Løsningen gjelder for strukturer utsatt for dynamiske bevegelser i det lineære området.

Når man har flere frihetsgrader er det effektivt og skrive om ligningen til modale

koordinater. Forskyvningsvektoren, u , kan deles opp i modale bidrag (Chopra, 2001).

Hvert bidrag har sin påvirkning på strukturen, forenklet kan man si at summen av disse bidragene er den totale forskyvningen.

$$u(t) = \sum_{r=1}^N q_r(t) \phi_r = \Phi q(t) \quad (38)$$

Ved å sette dette inn i den kjente bevegelsesligningen og deretter bruke den ortogonale relasjonen som er vist tidligere kan man skrive ligningen på formen.

$$M_n \ddot{q}_n(t) + K_n \dot{q}_n(t) = P_n(t) \quad (39)$$

M_n og K_n er som tidligere vist den *fordelte massen* og *fordelte stivheten*. $P_n(t)$ er de *fordelt kreftene* på strukturen. Ligning 39 beskriver da en av svingeformene i et system med flere frihetsgrad. Vet man ligningen for en av svingeformene kan vi uten å vite noe om de andre løse denne. Det er en slik ligning pr. svingeform. På matrisiform blir da ligningen.

$$M\ddot{q} + K\dot{q} = P(t) \quad (40)$$

M og K , som er de diagonale matrisene, har blitt introdusert tidligere mens $P(t)$ er en kolonnevektor av de *fordelte kreftene*. De ikke koblede differensialligningen man får kan gjøres om til et sett av ikke koblede ligninger med modal koordinater, $q_n(t)$ der $n = 1, 2, \dots, N$. og forskyvningen finner man da fra ligning 38.

For dempede systemer blir det da på samme måte, forutsatt at matrisen for dempning, C , er en ikke koblet matrise.

Den totale forskyvningen kan finnes ved å bruke superposisjonsmetoden. Metoden går ut på og summer alle forskyvningene fra ligningen. Det kan gjøres fordi hver modale ligning er på samme form som for et system med en frihetsgrad. Forutsetninger for å bruke denne metoden er at analysen er lineær og dersom det er dempning må den være en *klassisk dempning*, den totale forskyvning blir da.

$$u(t) = \sum_{n=1}^N u_n(t) = \sum_{n=1}^N q_n(t) \phi_n \quad (41)$$

4.4.3 DET MODALE BIDRAGET TIL RESPONSEN AV BYGNINGEN

Hvor stort bidrag man har fra den totale massen i bygget varierer fra en svingeform til neste. Dette bidraget blir viktig i analysen av strukturen, siden den da påvirker responsen av bygningen.

$$\Gamma_n = \frac{\phi_n^T S}{M_n} \quad (41)$$

Γ_n er en faktor som sier noen om hvor stort bidrag en enkelt svingeform har på responsen av strukturen, senere omtalt som *medvirkende modal faktor*. s , gir den romlige fordelingen av krefter uavhengig av tid. Den totale responsen der alle responsbidragene er med blir da.

$$r(t) = \sum_{n=1}^N r_n(t) = \sum_{n=1}^N r_n^{st} [\omega_n^2 D_n(t)] \quad (42)$$

$$D_n(t) = \frac{q_n(t)}{\Gamma_n} \quad (43)$$

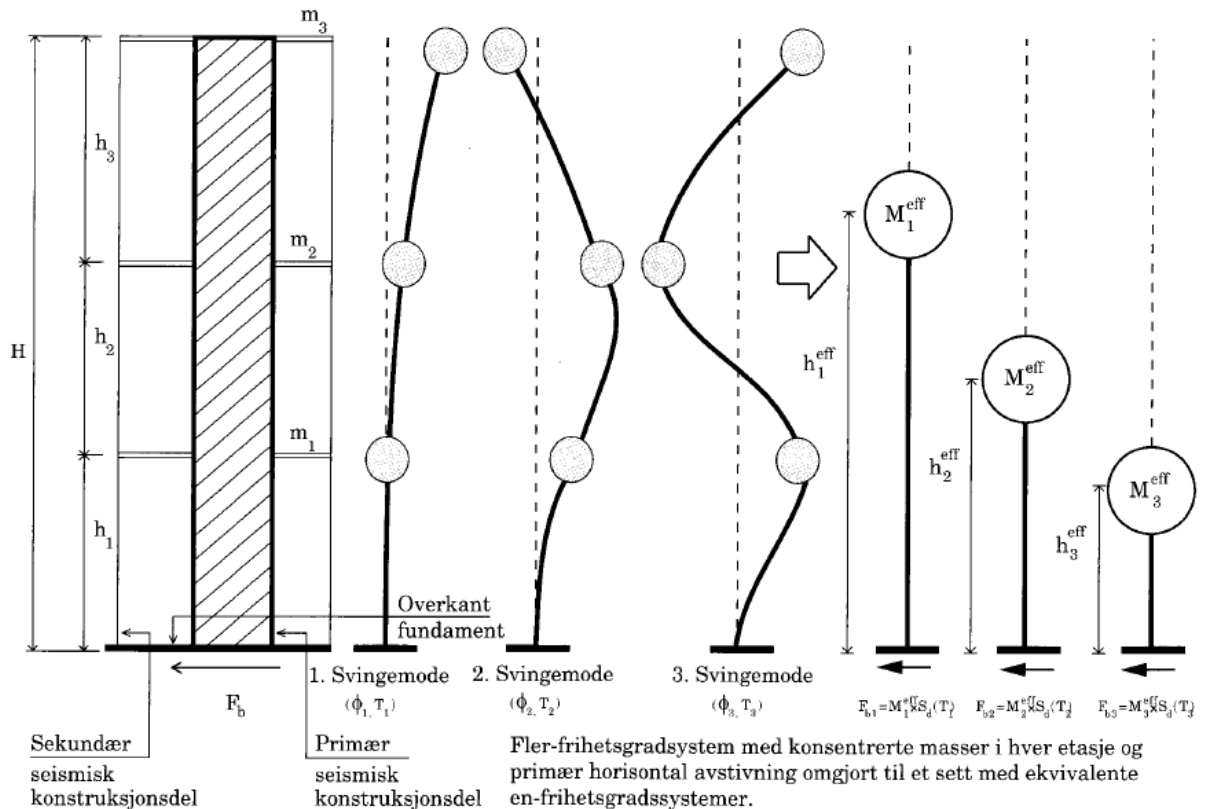
I Ligning 42 er det ikke tatt med utregninger, det henvises til litteratur, som (Chopra, 2001), for å se framgangsmetoden. r_n^{st} er den modale statiske responsen, det skiller mellom en statisk del og en dynamisk del, disse summeres sammen til den totale responsen. Metoden er for dynamisk ytre påvirkning, for å implementere tidshistorie fra et jordskjelv må det gjøres på en litt annen måte. Den grunnleggende framgangsmetoden er lik. Metoden er ikke tatt med i denne oppgaven.

Man kan også uttrykke hvor stort bidrag en svingeform har på responsen av strukturen, her kalt den *modale bidragsfaktoren*, $\bar{\Gamma}_n$, denne kommer fra uttrykket.

$$r_n(t) = r_n^{st} \bar{\Gamma}_n [\omega_n^2 D_n(t)] \quad (44)$$

$$\bar{\Gamma}_n = \frac{r_n^{st}}{r^{st}} \quad (45)$$

De nevnte faktorene kan brukes videre i modalanalyser både under påvirkning av dynamisk ytre kraft, tidshistorie og responsspektrum. Man kan finne skjærkrefter ved bunnen av strukturen for de forskjellige svingeformene, der faktorene beskriver størrelsen av bidraget fra de forskjellige svingeformene. Summen av disse er da det totale bidraget. Faktorene benyttes for å finne for eksempel effektiv medsvingende masse, M^{eff} , og effektiv høyde, h^{eff} , når man ser på hver svingeform som ekvivalente systemer med en frihetsgrads, se figur 20. M^{eff} og h^{eff} kan da brukes til å finne skjærkrefter ved bunnen. Ved spesielle analysemetoder som for eksempel bruk av statisk korleksjon kan, $\bar{\Gamma}_n$, brukes. For bygninger der de høye frekvensene er mye større enn freskvensene fra et jordskjelv kan man se på disse som statiske, dette gjør beregningen enklere.



Figur 20. Eksempel på svingeformer, M^{eff} og h^{eff} , figuren er hentet fra (Løset, Lurén, Vinje, & Skau, 2011).

4.4.4 RESPONSSPEKTRUMANALYSE

For en slik analyse bruker man responsspektrumet tilhørende det enkelte land eller området. Responsspektrumet gir maks verdier av grunnakslerasjonen i forskjellige retninger for et antatt jordskjelv. Nettopp fordi man bare bruker maksimum verdier kan man ikke summere opp responsen og få den totale responsen av strukturen, som beskrevet tidligere. Resultatet blir da altfor konservativt. Det finnes ingen eksakt løsning med denne metoden, det er kun tilnærminger, men det finnes kombinasjoner av responsene som gir gode nok svar for bruk ved dimensjonering av bygninger. Vi har noen kjente kombinasjoner som, ABSSUM, SRSS og CQC. r_{n0} er modale maks verdier av responsen for de enkelte svingeformene.

$$r_0 \leq \sum_{n=1}^N |r_{n0}| \quad (46)$$

ABSSUM, er *absolutt sum* av de modale kombinasjonen, dvs. at alle responsene er summer sammen med positivt fortegn. Dette gir et meget konservativt resultat og er sjelden å foretrekke til bruk ved bygningsdesign.

$$r_0 \cong \sqrt{\sum_{n=1}^N r_{n0}^2} \quad (47)$$

SRSS, er kvadratrotten av summen av kvadratene, denne metoden fungerer godt for modeller der frekvensene til de enkelte svingformen ikke ligger nærme hverandre i størrelse.

$$r_0 \cong \sqrt{\sum_{i=1}^N \sum_{n=1}^N \rho_{in} r_{i0} r_{n0}} \quad (48)$$

CQC, er komplett kvadratisk kombinasjon, kombinasjonen fungerer for et større spekter av konstruksjoner. Dette fordi kombinasjonen tar med seg relasjonen mellom responsene. Desto mindre forskjellen mellom konstruksjonens naturlige frekvenser er, desto større blir relasjonen mellom dem. Denne relasjonen uttrykkes ved korrelasjonskoeffisienten, ρ_{in} , som varierer mellom 0 og 1.

4.5 RESPONSSPEKTRA

Det finnes forskjellig typer responspektrum, her blir bare designspektrumet brukt i EC8 omtalt. Responspektret har forskjellige kurver bestemt fra grunnens sammensetning. Det benyttes et dempningsforhold på 5 %.

5 DIMENSJONERING ETTER EC8

Den norske jordskjelvstandarden, EC8, gir bestemmelse for dimensjonering av konstruksjoner utsatt for jordskjelv. I standarden klassifiseres konstruksjoner etter type bygning (formål ved bruk), geometri og bæresystemets bygningsmateriale. Standarden bruker elastisk responsspekt til finne de seismiske lastene konstruksjonen skal designes for. Hvilken type grunn konstruksjonen står på er viktig å vite siden hver grunntype har sine respektive responsspektra. Fastlands-Norge er delt inn i seismiske soner, der hver sone har en referanseverdi for berggrunnens akselerasjon, a_{g40HZ} . Derfor er beliggenheten av bygningen viktig ved dimensjoneringen. Standarden gir grunnlag for å se bort fra dimensjoneringen for jordskjelv for enkelte bygningstyper, ved lav seismisitet og i kombinasjon med andre aktuelle laster. Disse kan summeres opp som utelatelseskriterier og er kommentert nærmere senere. EC8 omhandler også metoder man kan eller skal brukes for å finne de seismiske lastene og beskrivelse av metoder ved designkonstruksjoner. I denne oppgaven er det design av betongkonstruksjoner som er av interesse. Regularitet i plan og oppriss er viktige faktorer som er med å bestemme hvilke analysemetoder som skal brukes. Disse faktorene er også med på å definere konstruksjonens evner til å ta opp energien fra jordskjelv.

5.1 UTELATELSESKRITERIER

Som nevnt gir EC8 muligheter til å utelate dimensjonering for jordskjelv, disse kravene er kontrollert for referansebygget. Det er konkludert med at bygningen må dimensjoneres for jordskjelv.

De forskjellige kriteriene er

1. Ved svært lav seismisitet er det normalt ikke påkrevd å vise tilstrekkelig sikkerhet av bygget, kravet er gitt i nasjonalt tillegg i EC8.
2. For konstruksjoner i seismisk klasse I, se nasjonalt tillegg.
3. For lette trekonstruksjoner, se nasjonalt tillegg.
4. Når dimensjonerende spektrum, $S_d(T) < 0,05 = 0,49m/s^2$ forutsatt at $q \leq 1,5$, nasjonalt tillegg.
5. I kombinasjon med andre relevante laster skal jordskjelvlasten være mindre eller lik se punkt 4.4.1. i EC8.

I Punkt 5 kan lastkombinasjonen se ut som vist i ligning 49, (Løset, 2010).

$$F_b \leq (1,5 \cdot \text{vind} + 1,05 \cdot \text{skjev}) \cdot (\gamma_{c\text{bruddgrense}} / \gamma_{c\text{DCL}}) \quad (49)$$

Jordskjelvlasten, F_b , er skjærkraften i overkant av grunn eller stiv kjeller.

Konstruksjonsfaktoren, q , skal være lik den for lite energiabsorberende konstruksjoner, dvs. $q \leq 1,5$. Kraften må samtidig være basert på lineær elastisk analyse. Modellen som er brukt for å finne laster må være basert på lineær elastisk analyse. Bygningen bør være enkel i oppriss og plan, se punkt 2.2.4(1) og (4) i EC8.

Kontroll av lastkombinasjonen er vist i appendix F. Jordskjelvlaste er større enn fra andre aktuelle laster

$$963\text{kN} > (1,5 \cdot 386\text{kN} + 32\text{kN}) \cdot 1,5 / 1,2 = 764\text{kN}$$

5.2 REGULARITET

I EC8 skilles det mellom regulære og ikke regulære bygningskonstruksjoner. Det har blitt gjort kontroll av referansebygget med hensyn til regularitet i plan og oppriss, dette er vist i appendix C. Kontrollen viser at referansebygget ikke er regulært i plan eller oppriss. Bygget klassifiseres også som et torsjonsmykt system grunnet ligning 4.1b) i EC8, som ikke er oppfylt, noe som får stor innvirkning på konstruksjonsfaktoren, q . I EC8 er temaet omtalt i punkt 4.2.3. Tabell 2 er en gjengivelse av tabell 4.1 i EC8, denne tar for seg hvilken type metode man skal bruke i den videre analysen for å finne de riktige jordskjelvlastene. Tabellen går ut i fra bygningskonstruksjonens regularitet i plan og oppriss.

Tabell 2. Konsekvenser av konstruksjonens regularitet for seismisk analyse og dimensjonering, henviser til: EC8 pkt. 4.2.3.1(3) tabell 4.1(Standard, 2008a).

| Regularitet | | Tillatt forenkling | | Konstruksjonsfaktor |
|-------------|---------|--------------------|-------------------------|----------------------|
| Plan | Oppriss | Modell | Lineær-elastisk analyse | (for lineær analyse) |
| Ja | Ja | Plan | Tverrkraft' | Referanseverdi |
| Ja | Nei | Plan | Modal | Redusert verdi |
| Nei | Ja | Romlig* | Tverrkraft' | Referanseverdi |
| Nei | Nei | Romlig | Modal | Redusert verdi |

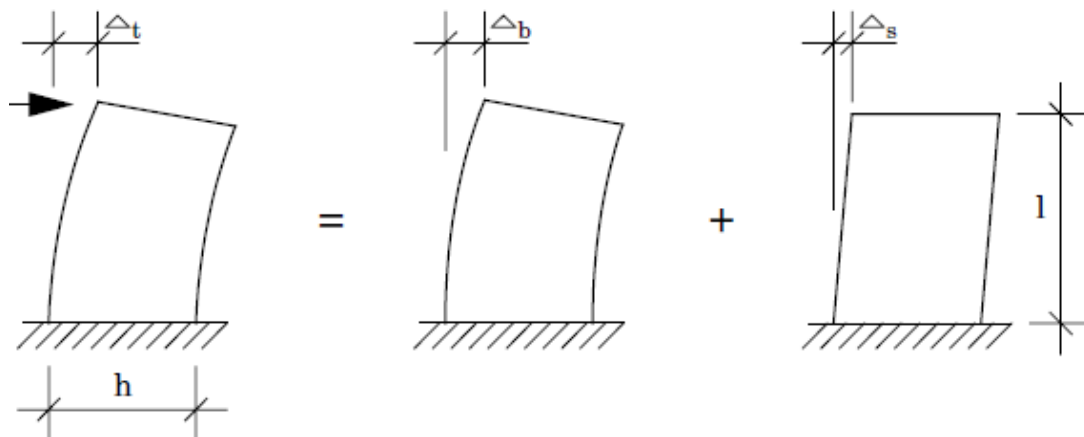
I oppgaven er det benyttet en plan modell med tverrkraftmetoden for referansebygget, og en romlig modell med modalanalyse for referansebygget og den stedstøpte løsning. Den plane modellen kan ikke brukes ved det endelige designet av referansebygget fordi kriteriene til regularitet ikke er oppfylt hverken i oppriss eller plan, men i en startfase og for sammenligning er den av interesse for den videre analysen. Det er viktig å merke seg at i tabellen er det gitt et krav om reduksjon av konstruksjonsfaktoren, q , reduksjonen er satt til 20 % i EC8. Denne faktoren er et mål på bygningens evne til å ta opp og omfordele energi, og er derfor av interesse i denne oppgaven.

Utrekning av stivhetssenteret til referansebygget, vist i appendix C, er gjort etter metode beskrevet i aktuell litteratur (Løset, et al., 2011). Stivheten til skivene i referansebygget er delt inn i bidrag fra bøyestivhet, K_b , og skjærstivhet, K_s , summert sammen gir disse den totale stivheten. Denne metoden er utledet etter relasjonen.

$$\Delta_t = \frac{F}{K} = \frac{F}{K_b} + \frac{F}{K_s} \quad (50)$$

$$\Delta_t = \Delta_b + \Delta_s \quad (51)$$

Den totale forskyvningen, Δ_t , er summen av forskyvning fra bøyning, Δ_b , og skjær, Δ_s , som vist i figur 21 (Hopp & Alexander, 2005).



Figur 21. bøyning av en skive utsatt for en horisontal kraft, F , i toppen.

Tabell 3. Resultater og krav for regularitet i plan.

| Parametere og krav | D.O.1-etg. | | D.O.2 og 3-etg. | |
|------------------------------------|-------------|-------------|-----------------|-------------|
| | x – retning | y – retning | x –retning | y – retning |
| e_{ox} eller e_{oy} (m) | 4,4 | 0,6 | 4,9 | 0,9 |
| r_x eller r_y (m) | 10,7 | 4,7 | 10,3 | 4,5 |
| I_s (m ⁴) | 6,5 | 6,5 | 6,4 | 6,4 |
| Krav: $r_i \geq I_s$ | OK | Ikke OK | OK | Ikke OK |
| Krav: $e_{oi} \leq 0,3 \times r_i$ | Ikke OK | OK | Ikke OK | OK |

Tabell 4. Resultater og krav for regularitet i oppriss.

| Krav | Figur C9 | | Figur C10 der $L=L_1$ | |
|-------------------------------|---------------------------------|---------|---------------------------------|---------|
| $\frac{L-L_2}{L} \leq 0,30$ | $\frac{20,5-10,5}{20,5} = 0,48$ | Ikke OK | | |
| $\frac{L_1-L_2}{L} \leq 0,10$ | $\frac{15,9-10,5}{20,5} = 0,26$ | Ikke OK | $\frac{13,8-10,6}{13,8} = 0,23$ | Ikke OK |

5.3 SEISMISK MASSE

Den seismiske masse består av egenvekten av referanse bygget pluss en permanent andel fra de variable lastene. Lastkombinasjonen er gitt i ECO (Standard, 2008b). Det henvises til appendix B for utregninger.

Tabell 5. Egenvekt og seismisk masse.

| | |
|--------------------------------|------|
| Total egenvekt av bygget | |
| kN | tonn |
| 8612 | 878 |
| Total seismisk masse av bygget | |
| kN | tonn |
| 9052 | 923 |

5.4 EGENPERIODE

Det er beskrevet tre forskjellige metoder som kan brukes for å finne egenperioden til en bygning i EC8, disse er.

1. $T_1 = C_t \cdot H^{\frac{3}{4}}$
2. $T_1 = 2 \cdot \sqrt{d}$
3. Modalanalyse

Punkt 1. er høydeformelen, denne er beskrevet i kapitel 4. I punkt 2. er, d , den elastiske forskyvningen av toppen på bygningen som følge av gravitasjonslastene som er påført i horisontalretningen, i meter. Punkt 3 er modalanalyse beskrevet i kapitel 4. De to første punktene har begrensninger ved bruk som omhandler høyde av bygget, periodens varighet og regulariteten i oppriss, se punkt 4.3.3.2.1 i EC8. Det siste punktet kan benyttes for nesten alle typer bygg. I denne oppgaven er høydeformelen, modalanalyse og Dunkley's metode benyttet. Beregninger og resultater er vist i appendix D og E. Fra resultatene kan man se at det er relativt stor forskjell mellom periodene ved bruk av forskjellige metoder, spesielt i y -retning.

5.5 BETONG BYGG I DCL OG DCM

Byggets evne til å ta opp energien forårsaket av jordskjelv deles inn i duktilitetsklasser. Der bygninger i DCL (lav) er konstruksjoner med lite energiabsorpsjon og DCM (middels) er energiabsorberende konstruksjoner. Det finnes også en klasse DCH (høy) men denne benyttes ikke i Norge. I enkelte tilfeller, som vil bli omtalt senere, gir EC8 krav om å dimensjonere bygninger etter kravene for DCM. Men det kan likevel være av interesse for en ingeniør å dimensjonere et bygg i DCM selv om det ikke skulle være et krav for den aktuelle bygningen. Bakgrunnen for dette kan være at man kan redusere kreftene som bygget dimensjoneres for og at bygget har en dokumentert restkapasitet dersom prosedyrene for DCM er fulgt. Størrelsen på konstruksjonsfaktoren, q , har direkte

sammenheng med hvilken duktilitetsklasse et bygg havner i. For betongbygninger som er av interesse i denne oppgaven defineres DCL for $q \leq 1,5$ og DCM for $1,5 < q \leq 4,0$.

5.5.1 KONSTRUKSJONSAKTOR (q)

I EC8 bruker man lineær analyse for å finne kreftene, ved å bruke faktoren kan man ta hensyn til den ikke lineære oppførselen av bygningen. Økning av faktoren gir reduksjon av dimensjonerende krefter. Faktoren kan være forskjellig i de to horisontale retningene, men duktilitetsklassen skal være lik for begge retningene. Siden dimensjoneringen i EC8 baserer seg på et elastisk responsspektrum vil kraften bli høyere enn de faktiske kreftene i DCM. Dette er tilfelle siden bygg med, q , i DCM designes slik at en del energien blir tatt opp duktilt. Den totale energien under en duktil spennings/tøynings- kurve er mindre enn for en tilsvarende elastisk kurve. Konstruksjonsfaktor på 1,5 kan brukes til å fastsette de seismiske påvirkningene, uansett bæresystem og regularitet i oppriss, henviser til Punkt 5.3.3 EC8 (Standard, 2008a).

Tabell 6. Konstruksjonsfaktor etter punkt 5.2.2.2 og 5.11.1.4 i EC8.

| Parameter | Konstruksjonsfaktor (q) | |
|---------------|-----------------------------|---------------|
| | Stedstøpt løsning | Elementbygget |
| q_o | 2,0 | 2,0 |
| k_w | 1,0 | 1,0 |
| Reduksjon | 0,8 | 0,8 |
| k_p | | 1,0 |
| Ganget sammen | 1,6 | 1,6 |

For mer informasjon henvises det til Appendix D. Kriterier for å sette k_p lik 1,0 er gitt i EC8 under punkt 5.11.1.4(1).

5.5.2 STEDSTØPT SAMMENLIGNET MED PREFABRIKERT

I DCL kan dimensjonering etter EC2 (Standard, 2005) benyttes for stedstøpte konstruksjoner og prefabrikkerte konstruksjoner, men med et tillegg for prefabrikkerte systemer gitt under punkt 5.2.1(2) og 5.3 i EC8.

I DCM gjelder det spesifikke regler for stedstøpte konstruksjoner og prefabrikkerte konstruksjoner.

Punktet om særskilte tilleggstiltak for prefabrikkerte konstruksjoner er et viktig. Det sier at bestemmelsen for rundt prefabrikkerte konstruksjoner gjelder for regulære bygg. Men med et unntak vis den uregelmessige konstruksjonens dokumentasjon baseres på underpunktene gitt punkt 5.11.1.3.3 i EC8. Dette punktet henviser igjen til De generelle særskilte tilleggstiltakene for betongbygg.

6 PLAN MODELL OG TVERRKRAFT METODEN

Ved bergninger med den plane modellen er det brukt et regneark laget av Dr. techn. Olav Olsen AS for RIF (rådgivendeingeniørers forening) beregninger med resultater er vist i appendix D. Det er kun referansebygget det er gjort beregninger for. Forutsetningene for å bruke den plane modellen og tverrkraft metoden er at bygningen er regulær i oppriss og plan. Som nevnt tidligere, noe referanse bygningen ikke tilfredsstillende. Men metoden er allikevel brukt for å gi et grunnlag for den videre analysen og for sammenligning. Standarden krever at man kontrollerer for andre ordens virkning og tar det med viss aktuelt, i denne oppgaven er dette ikke gjort. Den relevante lastvirkningen skal da ganges med faktoren beregnet fra sensitivitetsfaktoren, θ , gitt i ligning 4.28 i EC8.

6.1 METODE

For å finne egenperioder er høydeformelen og Dunkley's metode brukt, disse er beskrevet tidligere i kapittel 4.

Lasten som skal tas med i beregningen er fordelt pr etasje. Etsasje arealet i referansebygget er forskjellig men har blitt gjort om til ett ekvivalent areal. Det er arealet i på dekket over andre etasje og tredje som har blitt sett på som viktige for valg av det ekvivalente arealet. Den totale seismiske massen for bygget er regnet på forhånd, denne er da blitt brukt som sjekk for massen i regnearket er riktig. Massene har blitt fordelt så realistisk som mulig i modellen. For skivevegger av sandwichelementer har densiteten blitt økt for at den totale lasten skal bli riktig. Massen av vegger som ikke er medregnet som avstivende i modellen har blitt fordelt på etasjen de hører til. Stivheten av veggskivene blir ikke tatt med ved beregning av høydeformelen men er tatt for Dunkley's metode.

6.2 EGENPERIODER

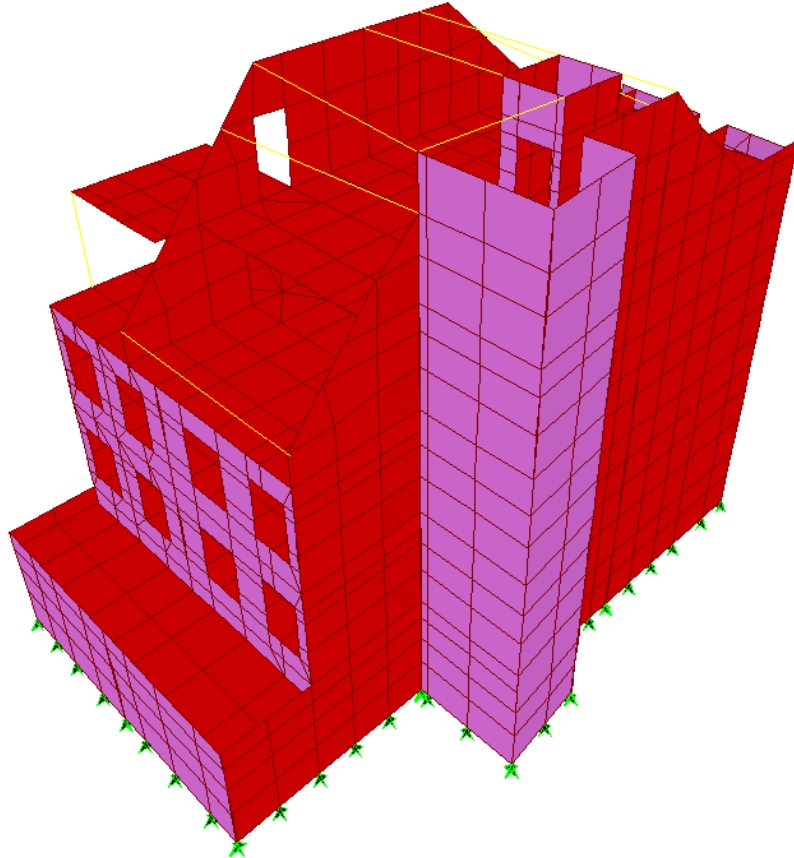
Når Dunkley's metode benyttes blir egenperioden mer riktig siden det skilles mellom de horisontale retningene. Høydeformelen benyttet i regnearket gir lik periode i begge retninger grunnet lik C_t faktor i begge retninger. Det kan beregnes en periode for hver av retningen ved å regne en, C_t , faktor for hver av retningene slik det er beskrevet i EC8.

6.3 LASTER

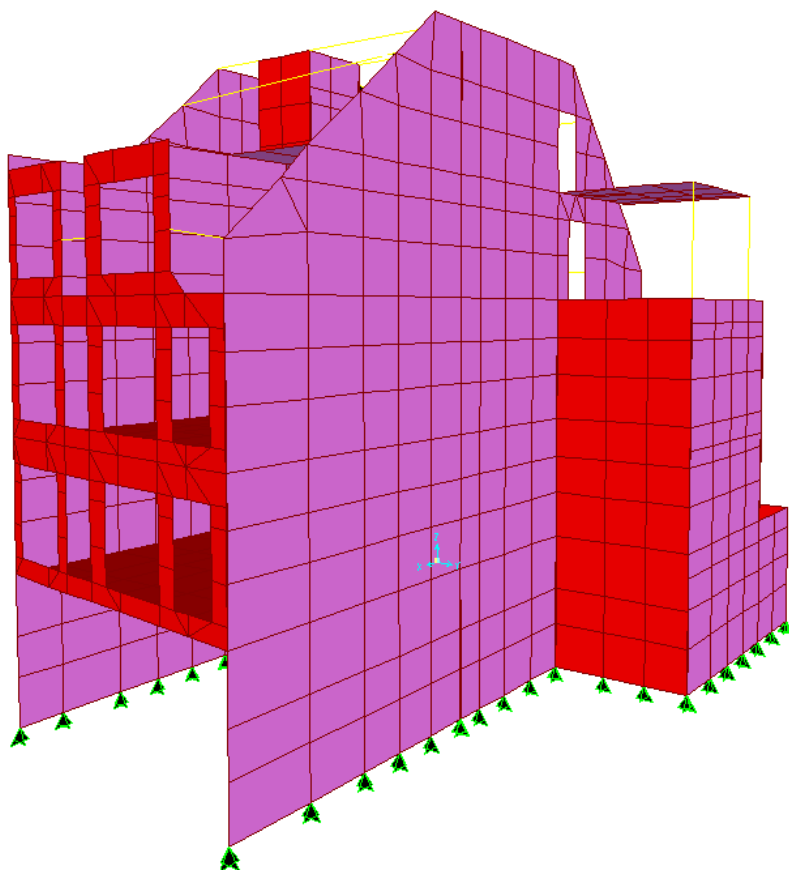
Lastvirkningen er beregnet etter metode gitt i EC8. Forskjellig konstruksjonsfaktorer er benyttet for å illustrere reduksjonene dette gir se appendix D. Kombinasjon av retningene og effekten av torsjon er ikke tatt med i beregningen for den plane modellen. Dette er gjort i med den romlige modell omtalt i neste kapittel.

7 ROMLIG MODELL OG MODAL RESPONSSPEKTRUMANALYSE

For å lage en romlig modell av bygning har element programmet SAP2000 blitt benyttet. Det er gjort en modalanalyse og en modal responspektrumanalyse (RSA). RSA kombinerer den modale analysen med det nasjonale responspekteret, RSA er omtalt i kapittel 4. Det er laget en modell for element bygget og en for den stedstøpte løsningen. Resultater er vist i appendix E.



Figur 22. Baksiden av modellen i SAP2000



Figur 23. Framsiden modellen fra SAP2000.

7.1 METODE

Hvert enkelt element er modulert i modellen. Hovedfokus har vært å lage en modell som er så realistisk som mulig. I denne sammenhengen er det vekt av bygget, stivhet og geometri. Elementer som er brukt er tynne skjell elementer, i SAP kan elementene formes som firkanter eller trekanter. firkant elementene (Q4) har fire noder ett i hvert hjørne og trekant elementene (CST) har tre, ett i hvert hjørne. Trekant elementer har blitt brukt minst mulig fordi disse er utsatt for ”skjærlåsning”, dermed kan konstruksjonen bli for stiv (Cook, 2002). Det finnes andre typer trekant elementer som gjør det bedre i forhold til skjær, slike elementer er ikke tilgjengelig i SAP2000.

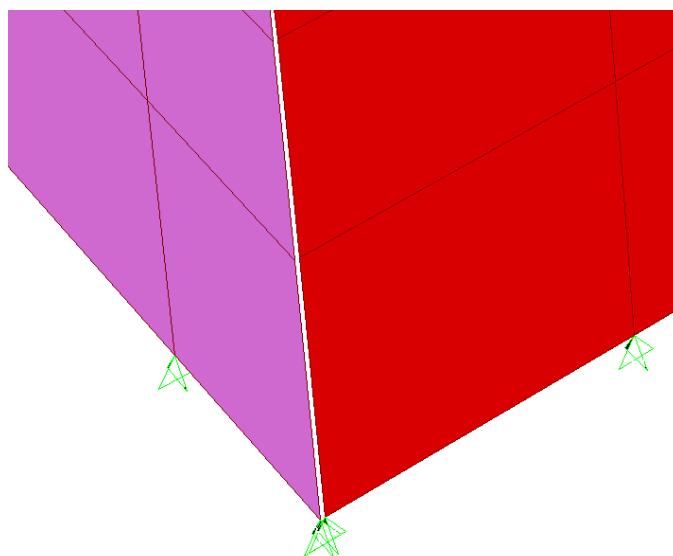
7.2 EGENSKAPER

Modellen er laget med tanke på å finne egenperioden og jordskjelvlastene ved bruk av det elastiske responsspektrumet. Og med en reduksjon av kreftene som følge av økt konstruksjonsfaktor om mulig. Stivheten er basert på betongens e-modul og tykkelse. Derfor har det i noen tilfeller blitt gjort endringer av betongens e-modul slik at stivheten blir riktig. Dette er for eksempel gjort med hulldekke elementene slik at stivheten er lik den som er oppgitt fra hulldekke leverandøren. For sandwichelementene er densiteten økt slik at total vekten skal stemme. Den ekvivalente tykkelsen er økt for Sandwichelementer med vindusåpninger, grunnet at disse er ekstra forsterket. Dette gjøres under produksjonen av elementene for å kompensere for noe av stivhetstapet vindusåpningene gir. Det er betongens egenskaper i den elastiske sonen som benyttes i analysen, dermed

har armering liten påvirkning på stivheten når frekvenser og perioder skal finnes. På dette grunnlaget er knutepunktene mellom vegg og dekket modulert med full overføring av stivhet. Utformingen av knutepunktene i referansebygget er vist i kapittel 3. Et alternativ kunne vært og redusere overføringen av stivheten noe og da spesielt for sidekant hulldekke se figur 11. For en ikke lineær analyse hadde dette ikke vært riktig og knutepunktene burde vært modulert annerledes.

7.3 FORSKJELLER MELLOM ELEMENTBYGGET OG STEDSTØPT LØSNING

De to forskjellige modellene er like i geometri. Forskjellen ligger i overgangen mellom vegg elementene. For referansebygget, som er et prefabrikkert elementbygg, er veggeskivene modulert separat og det er da ingen overføring krefter mellom veggelementen i de horisontale fugene. Overføringen av kraften skjer i etasjeskillene. Den stedstøpte løsningen er veggeflaten og hjørner modulert med full overføring av krefter.



Figur 24. Viser moduleringen av et hjørne til referansebygget.

7.4 EGENPERIODER OG FREKVENSER

For å finne egenperioder og frekvenser bruker SAP modalanalyse, modalanalyse er omtalt i kapittel 4. Resultater er vist i appendix E. Forskjellen på periodene mellom den stedstøpt løsning og referanse bygget er ikke veldig stor se tabell 7 og 8. Frekvensene er noe større for det stedstøpte bygget, dette er rimelige resultater siden den stedstøpte bygningen har sammenkoblede vegger. I den første svingeformen er det minst forskjell mellom bygningen. Dette skyldes sannsynligvis at det er færre vegger som kobles sammen i y-retning enn i x-retning for det stedstøpte bygget. Første svingeform er vist i figur 25, svingeformen er i y-retning. Stivheten er minst i denne retningen og derfor blir perioden lengst. Svingeform 1 og 3 er blandinger av rotasjon om z-akse (som gir torsjon) og sideveis bevegelse se tabell 9 og 10. Tredje svingeform er sideveis bevegelse i x-retning i denne retningen er bygget vesentlig stivere enn i y-retning, se figur 27. De fleste svingeformene som kommer etter den fjerde er lokale svingninger. Referansebygget får

flere lokale svingformer, se figur 28, dette skyldes at veggelementene ikke er koblet sammen i de horisontale fugene. Torsjon effektene kommer av at bygget ikke er regulært i plan eller oppriss, (Taranath, 2005).

Tabell 7. De første periodene og frekvensene til referanse bygget.

| TABLE E15: Modal Periods And Frequencies | | | | | | |
|--|----------|----------|----------|-----------|----------|------------|
| OutputCase | StepType | StepNum | Period | Frequency | CircFreq | Eigenvalue |
| Text | Text | Unitless | Sec | Cyc/sec | rad/sec | rad2/sec2 |
| MODAL | Mode | 1 | 0,142548 | 7,0152 | 44,078 | 1942,8 |
| MODAL | Mode | 2 | 0,071406 | 14,004 | 87,993 | 7742,7 |
| MODAL | Mode | 3 | 0,064731 | 15,449 | 97,066 | 9421,8 |
| MODAL | Mode | 4 | 0,059258 | 16,875 | 106,03 | 11242 |

Tabell 8. De første periodene og frekvensene til det stedstøpte bygget.

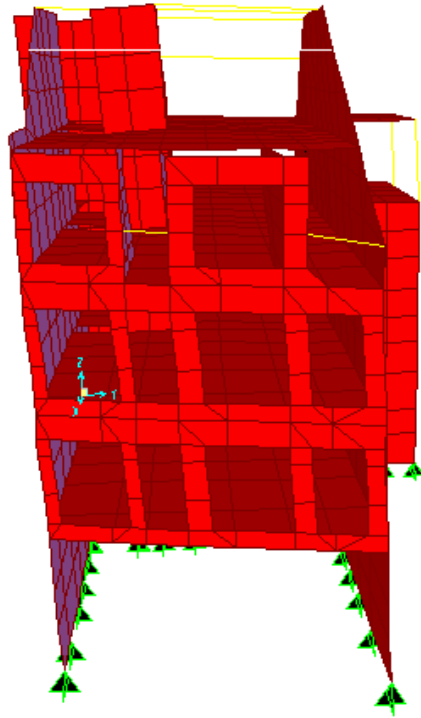
| TABLE E20: Modal Periods And Frequencies | | | | | | |
|--|----------|----------|----------|-----------|----------|------------|
| OutputCase | StepType | StepNum | Period | Frequency | CircFreq | Eigenvalue |
| Text | Text | Unitless | Sec | Cyc/sec | rad/sec | rad2/sec2 |
| MODAL | Mode | 1 | 0,128946 | 7,7552 | 48,727 | 2374,3 |
| MODAL | Mode | 2 | 0,062251 | 16,064 | 100,93 | 10188 |
| MODAL | Mode | 3 | 0,059953 | 16,68 | 104,8 | 10983 |
| MODAL | Mode | 4 | 0,05425 | 18,433 | 115,82 | 13414 |

Tabell 9. Det modale masseforholdet for sideveis forflytning, referanse bygget.

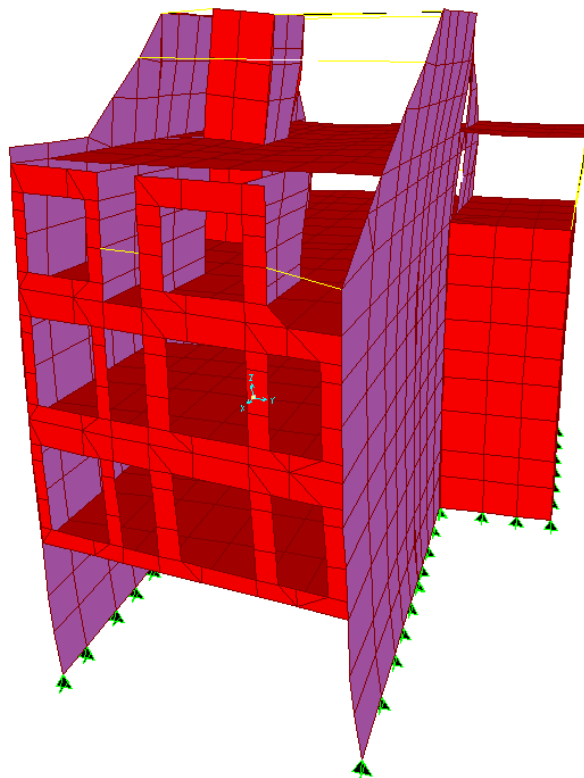
| TABLE E16: Modal Participating Mass Ratios | | | | | | |
|--|----------|----------|----------|-------------|----------|-------------|
| OutputCase | StepType | StepNum | Period | UX | UY | UZ |
| Text | Text | Unitless | Sec | Unitless | Unitless | Unitless |
| MODAL | Mode | 1 | 0,142548 | 0,00452 | 0,64889 | 0,000006547 |
| MODAL | Mode | 2 | 0,071406 | 0,04889 | 0,00805 | 0,00001649 |
| MODAL | Mode | 3 | 0,064731 | 0,56194 | 0,00783 | 0,0082 |
| MODAL | Mode | 4 | 0,059258 | 0,000006893 | 0,16863 | 0,0004 |

Tabell 10. det modale masseforholdet for rotasjon, referanse bygget

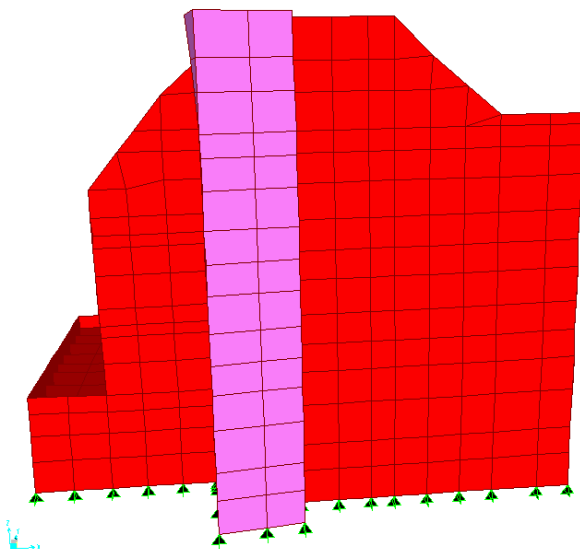
| TABLE E16 fortsetter: Modal Participating Mass Ratios | | | | | | |
|---|----------|----------|----------|------------|----------|----------|
| OutputCase | StepType | StepNum | Period | RX | RY | RZ |
| Text | Text | Unitless | Sec | Unitless | Unitless | Unitless |
| MODAL | Mode | 1 | 0,142548 | 0,5411 | 0,00245 | 0,49478 |
| MODAL | Mode | 2 | 0,071406 | 0,00954 | 0,0335 | 0,07245 |
| MODAL | Mode | 3 | 0,064731 | 0,00006868 | 0,48035 | 0,24497 |
| MODAL | Mode | 4 | 0,059258 | 0,02596 | 0,00027 | 0,01191 |



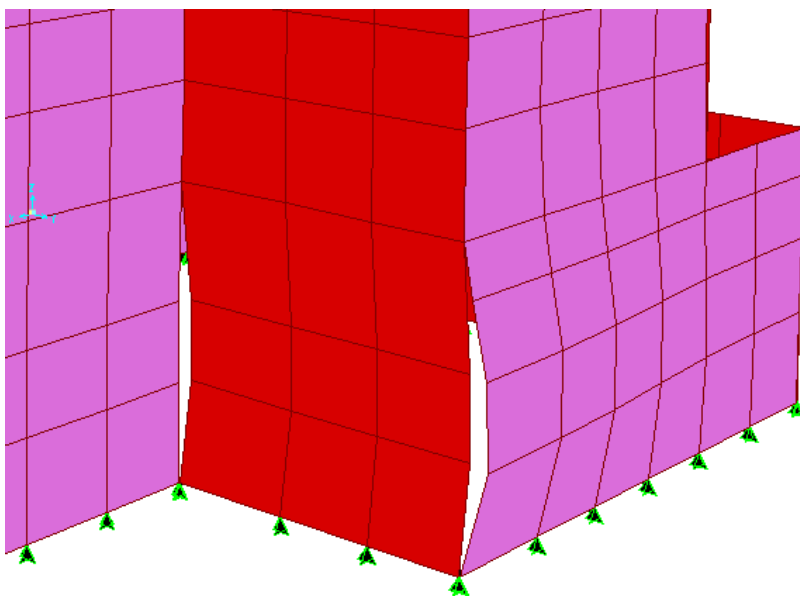
Figur 25. Første svingeform for referansebygget, perioden 0,14 s.



Figur 26. Andre Svingeform for referansebygget, periode 0,07 s.



Figur 27. Tredje Svingeform for den stedstøpte løsningen, Periode 0,06 s.



Figur 28. Referansebygget, svingeformen viser hvordan elementene kan svinge uavhengig av hverandre.

7.5 LASTER

Lastene er vist i appendix E, det er brukt RSA for å finne lastene. Når denne metoden brukes kan ikke responsene summes direkte, disse må kombineres. Dette skyldes at responsspektrumet brukt i den nasjonale standarden baserer seg på maksimum verdier for jordskjelvet. I kapittel 4 er dette temaet omtalt. For den aktuelle modellen er det brukt fullstendig kvadratisk kombinasjon (CQC), denne gir gode resultater der frekvensen ligger nærme hverandre i størrelse. For de aktuelle retningene sier standarden at den effektive modale massen skal være 90 % av den totale massen. Alle medsvingende

masser større enn 5 % av den totale massen skal være tatt med. Dette er tilfredsstilt i de aktuelle modellene. lastene er blitt beregnet med, q, lik 1,5 og 3,0.

q lik 1,6 er ikke tatt med siden det ikke gir noen stor forskjell fra, q, lik 1,5.

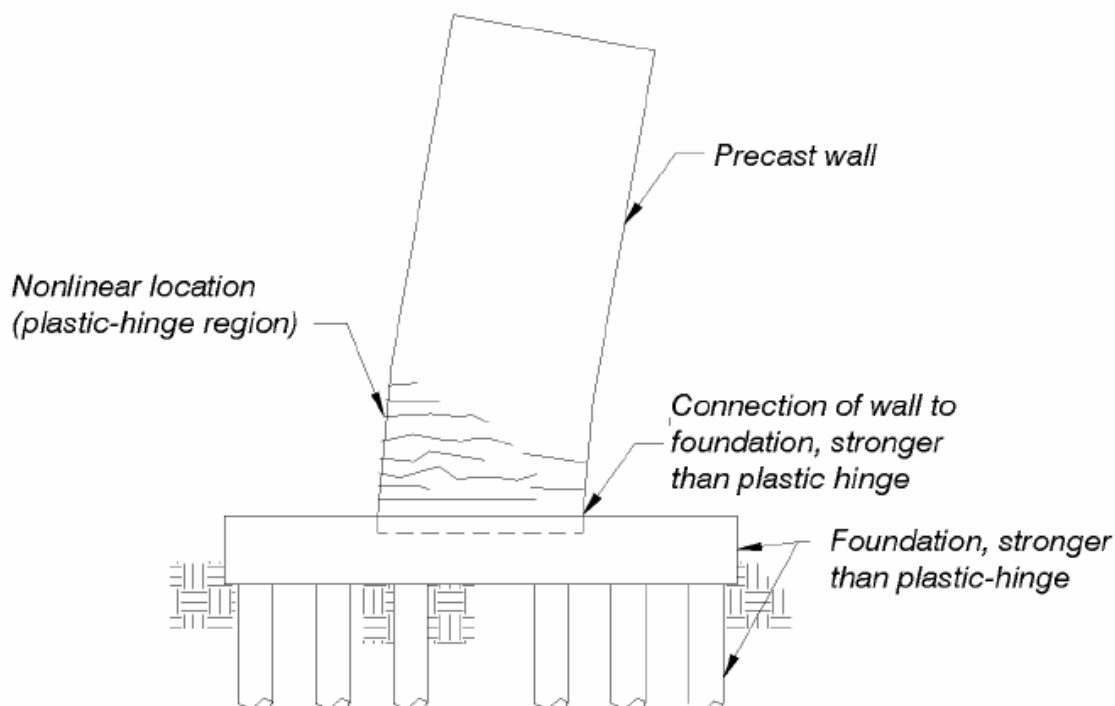
q, lik 3,0 er tatt for å vise reduksjon av lastene dette gir.

Tabell 11. Skjærkrefter ved fundamentet med q lik 1,5, dimensjonerende last er merket med gult.

| TABLE E13: Base Reactions | | | | | |
|----------------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| OutputCase | CaseType | StepType | GlobalFX | GlobalFY | GlobalFZ |
| Text | Text | Text | KN | KN | KN |
| G E | LinStatic | | -0,000001193 | 0,000002251 | 8791,55 |
| Q N | LinStatic | | -2,249E-07 | 6,614E-07 | 404,73 |
| Q S | LinStatic | | 5,762E-15 | 2,241E-13 | 91,74 |
| J X | LinRespSpec | Max | 597,267 | 69,095 | 50,102 |
| J Y | LinRespSpec | Max | 69,54 | 942,938 | 8,335 |
| J Z | LinRespSpec | Max | 29,71 | 4,836 | 115,145 |
| J X30%, Y | Combination | Max | 248,72 | 963,667 | 23,365 |
| J X30%, Y | Combination | Min | -248,72 | -963,667 | -23,365 |
| J X, Y30% | Combination | Max | 618,129 | 351,977 | 52,602 |
| J X, Y30% | Combination | Min | -618,129 | -351,977 | -52,602 |

8 DUKTILE SKJÆRVEGGER I BETONG.

Bygningen skal danne plastiske soner på steder man har forutsatt at det skal skje. For en bygning med skjærvegger i betong, slik som referanse bygget, skal dette skje i de horisontal avstivende veggene. For referanse bygget er det heissjakt veggene som er valgt å fokusere på, og da spesielt veggene som tar opp krefter i y-retning, se kapittel 3 for beskrivelse av hvilke veggskiver dette er. For skjærvegger skal da de plastisksonene oppstå rett over grunn nivå men ikke i koblingen mellom fundamentet og veggene. Fundamentet og overgangen til veggene skal ha en overstyrke i forhold til den plastiske sonen i veggene, se figur 28 (International Federation for Structural Concrete, 2003).



Figur 29. Eksempel på en ekvivalent monolittisk skjærvegg.

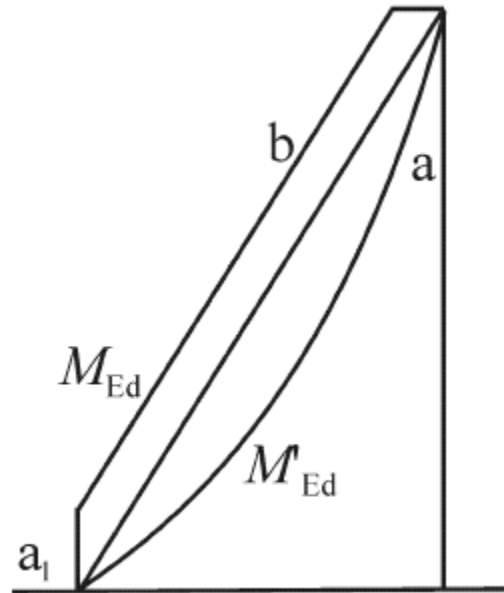
I EC8 er definisjonen av duktile vegger at fundamentet ikke skal rotere som ett resultat av jordskjelv rystelsene. Den plastiske sonen skal dannes i veggene rett over fundamentet eller toppen av stivekjeller.

8.1 STEDSTØPTE VEGGER

Veg tykkelsen b_{w0} skal være større enn maks av 0,15 meter og $h_s/20$ der h_s den frietasje høyden.

Det skal tas høyde for usikkerheten ved moment fordelingen over høyden av slanke, primær seismiske vegger. Slanke vegger er vegger med et forhold mellom h_w/l_w større enn 2. Ved å gi moment kurven en vertikal forskjøvet omhylningskurve tar man høyde for denne usikkerheten, se figur 30. Der, a , er momentkurven fra analysen, b , er dimensjonerende omhylningsfaktor, a_1 , er forskyvning av strekk kraft linjen. Viss ikke

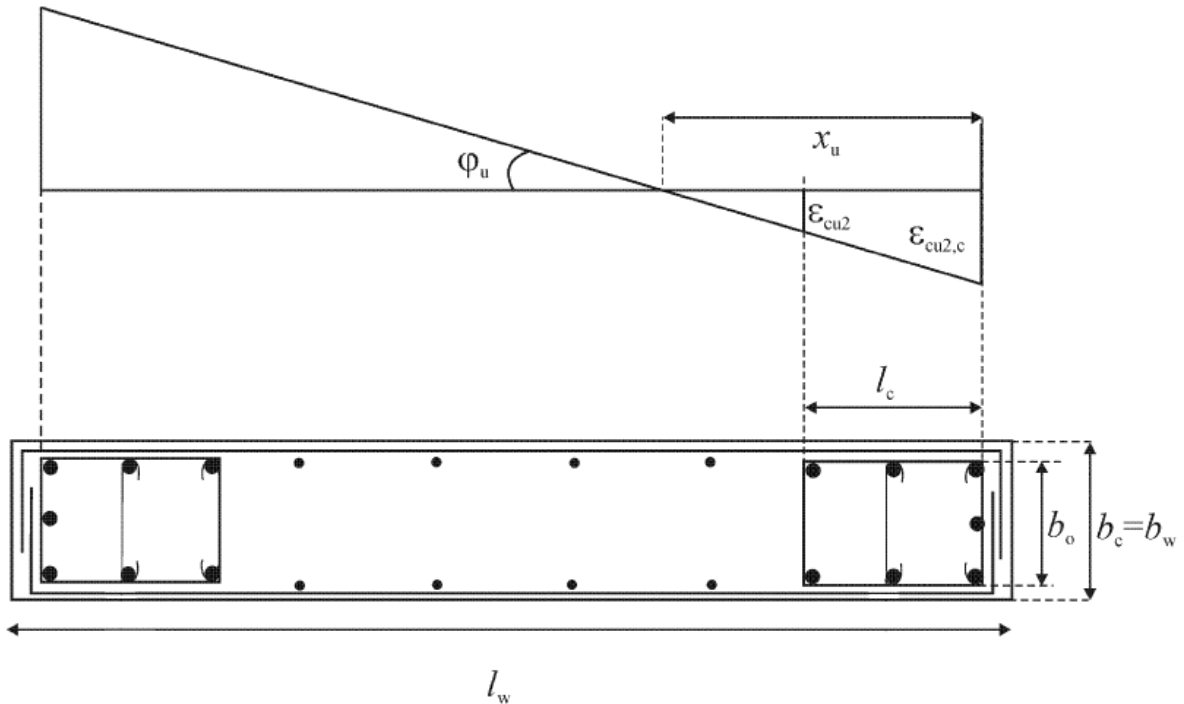
annet er fastsatt kan a_1 settes lik h_{cr} , der h_{cr} er den kritiske høyden gitt i ligning 5.19a og 5.19b i EC8. Den plastiske sonen dannes i denne høyden. Den normaliserte aksialkraften, v_d , skal ikke overskride 0,4.



Figur 30. Dimensjonerende omhylningskurve for bøyemomenter i slanke veggssystemer.

Kromningsduktiliteten, μ_ϕ , gir krav til bøyle armering. viss det ikke brukes en mer nøyaktig metode kan det volumetriske kravet til bøyle armeringen, ω_{wd} , finnes fra ligningen 5.20 punkt 5.4.3.4.2.(4) i EC8. Bøylearmeringen skal plasseres i hele den kritiske høyden og i en utstrekning vist i figur 31. Bøylearmeringen skal ha 135° kroker med forlengelse på $10d_{bw}$.

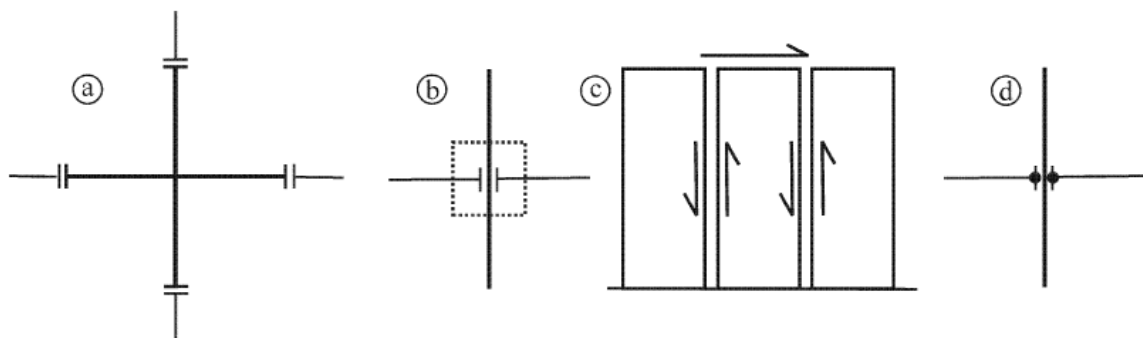
Sveiste armeringsskjøter skal ikke forekomme innen for den kritiske sonen. Forankringslengden av armeringen økes med 50 % av det som er gitt i EC2, dette gjelder store lett armerte vegger.



Figur 31. Bøylearmerte randelement på den frie kanten av en vegg, figuren er hentet fra punkt 5.4.3.4.2(6) i EC8.

8.2 PREFABRIKKERTE VEGGER

Reglen for stedstøpte vegger gjelder også for prefabrikkerte vegger, men med noen tilleggs regler beskrevet i kapittel 5.11 i EC8. Det er viktig at man identifiseres byggets plastiske soner og hvilke konstruksjons deler som ligger utenfor. Viss en konstruksjons del som er konstruert for elastisk oppførsel er koblet til en vegg som er dimensjonert for duktil oppførsel, burde virkningen dette har på byggets evne til å ta opp energi kontrolleres, se b) figur 32. Eller som det er skrevet i EC8 identifiser virkningen av forbindelsen på konstruksjonens energiabsorpsjonsevne (Standard, 2008a).



Figur x. a) forbindelse utenfor kritisk område b) overdimensjonert forbindelse i kritisk område c) duktile forbindelser mellom skjærvegger der disse er plassert innefor det kritiske området d)

Friksjon mellom horisontale støpeskjøter som vanligvis kan ta opp skjærkrefter skal ikke medregnes. Egen skjærarmering i skjøten skal ta opp all skjærkraften.

Når utsparinger som ligger nærmer støpeskjøter enn 2,5 ganger vegtykkelsen burde dette området dimensjoneres som for lokal duktilitet.

9 DISKUSJON OG KONKLUSJON

Prefabrikkert elementbygg kan dimensjoneres i DCM. Hvor duktilt bygget og skjærveggene ansees å være er avhengig av flere faktorer, de viktigst er:

- Regularitet i oppriss og plan.
- Plastiske soner dannes i de kritiske delene av bygget.
- At horisontale skjøter av duktile elementvegger ikke gjøres innenfor den kritiske høyden av vegg. Åpninger i disse veggene må unngås spesielt i første etasje. Små utsparinger kan tillates utenfor kritisk sone.
- Overstyrkefaktor på konstruksjonsdeler som er tiltenkt å oppføre seg elastisk, et eksempel på dette er etasjeskiller i skiveavstivede bygninger.

Regularitet i plan er ekstremt viktig, dersom stivhetssenteret og massesenteret er langt fra hverandre vil det oppstå store torsjonskrefter i bygget.

- Fordelingen av jordskjelvlastene blir dårligere, noe som fører til at konsentrasjonen av laster blir stor på enkelte vegger.
- Vridningen av veggene gjør at de får krefter som går ut av planet.
- Det er usikkerhet i hvor de plastiske sonene oppstår.
- Konstruksjonsfaktoren må reduseres betraktelig.

I tillegg får bygg som ikke er regulære i oppriss en reduksjon på 20 % av konstruksjonsfaktoren, grunnet faren for at viktige vegger ikke er gjennomgående fra grunn til topp.

Rådgivende ingeniører burde komme tidlig inn i planleggingen av utforming til jordskjelvutsatte bygg. Dette gjelder også de steder i Norge der jordskjelv blir dimensjonerende, og da spesielt for prefabrikkerte betongbygg som dimensjoneres etter kravene for DCM. I samarbeid med arkitekt kan bygget utformes gunstig med tanke på jordskjelv. Dette vil da gjøre prosessen enklere med å sikre bygget mot jordskjelv.

Grunnakselerasjonen, byggets seismiske masse, massefordelingen og perioden er viktige faktorer. Å finne den riktige perioden er avgjørende for størrelsen av jordskjelvkraftene, det ser man på responspektrumet vist i Appendix D.

Reduksjonen av kreftene som konstruksjonsfaktoren gir, er betydelige slik man kan se i appendix D og E. Prefabrikkerte skjærvegger av betong kan designes med høye konstruksjonsfaktorer. Forutsatt at bygget er regulært i plan og oppriss kan punktene i kapittel 5 i standarden og spesielt 5.11 gjennomføres. Riktig oppbygning av veggene gjøres med:

- Overstyrke i koblingen mellom vegg og fundament.
- Økt antall bøyer i kritisk sonen.
- Bruk av omhylningskurve for dimensjonerende moment.

- At horisontale skjærkrefter tas opp kun av egen skjærarmering (Løset, et al., 2011; Standard, 2008a).

Armeringsbøyler øker sikkerheten og duktiliteten av veggen. Ved bruk av bøyler som er lagt på riktig måte og med vertikal armering på innsiden, holdes betongen på plass når bygningen blir utsatt for sykliske bevegelser.

For at problemstillingen ikke skulle være for vanskelig å besvare, var det et ønske at byggets geometri var relativt enkel. Det viste seg at bygget ikke var så enkelt som ønskelig.

9.1 KOMMENTARER OG VIDERE UNDERSØKELSER

Skjærvegger av prefabrikkerte elementer blir vanligvis koblet sammen ved hver etasje, den horisontale fugen fylles med betong på byggeplass. Kontakten mellom fugen og veggelementet blir ikke like god som for et stedstøpt tilfelle. Det er kommentert i litteratur at stivheten i slike fuger reduseres med opptil 50 %, (Alexander, et al., 2006). Dette er ikke tatt med under modelleringen av bygget i SAP2000. Det kunne for eksempel lages en modell hvor dette er modellert, og sett hvor mye perioden til bygget endrer seg og hvor store deformasjonene blir.

Varigheten av jordskjelv i Norge er interessant i forhold til hvor mange sykluser en vegg blir utsatt for, dette har betydning for utviklingen av den plastiske sonen. Sonen utvikler seg mindre ved et kortvarig jordskjelv, spørsmålet er om tettheten av bøyler som kreves i standarden for DCM er nødvendig i Norge.

En ”pushoveranalyse” og/eller en tidshistorieanalyse kunne vært av interesse å gjøre på referansebygget. Man kan da se hvor de plastiske sonene oppstår og finne mer spesifikt hvor svakhetene til konstruksjonen ligger. Det kunne også vært mulig å finne en mer eksakt verdi for q ved bruk av ”pushoveranalyse”.

En kontroll av stivheten til hulldekket i planet kunne vært gjort for å finne ut om den har overstyrke. Etasjeskillene er viktig i prefabrikkerte betongelementbygg, disse overfører de horisontale kreftene til skjærveggene. Store variasjoner av stivheten i planet kan føre til at krefter ikke blir overført som antatt.

REFERANSER

- Alexander, S., Vinje, L., Brekke, A., & Hopp, J. (2006). *Elementer og knutepunkter (Vol. B. C)*. Oslo: Betongelementforeningen.
- Betongelementboken*. (2007). Oslo: Betongelementforeningen.
- Chopra, A. K. (2001). *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering*. Upper Saddle River, N.J.: Prentice Hall.
- Cook, R. D. (2002). *Concepts and applications of finite element analysis*. New York: Wiley.
- Geol, R. K. C., Anil K. (1998). *Journal of structural engineering*. 124(4), 425-433.
- Hopp, J., & Alexander, S. (2005). *Avstivning og kraftoverføring (Vol. B. B)*. Oslo: Betongelementforeningen.
- International Federation for Structural Concrete, f. (2003). *Seismic design of precast concrete building structures*. Lausanne: Sprint-Digital-Druck Stuttgart.
- Løset, Ø. (2010). *Dimensjonering for jordskjelv: veileder til NS-EN 1998-1:2004+NA:2008: Rådgivende ingeniørers forening*.
- Løset, Ø., Lurén, H., Vinje, L., & Skau, H. (2011). *Dimensjonering for jordskjelv (Vol. H)*. Oslo: Betongelementforeningen.
- Rao, S. S. (2005). *Mechanical vibrations*. Singapore: Pearson/Prentice Hall.
- Standard, N. (2005). *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1, Allmenne regler og regler for bygninger*. Oslo: Norges standardiseringsforbund.
- Standard, N. (2008a). *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning, Del 1, Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*. Lysaker: Standard Norge.
- Standard, N. (2008b). *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. Lysaker: Standard Norge.
- Taranath, B. S. (2005). *Wind and earthquake resistant buildings: structural analysis and design*. New York: Marcel Dekker.

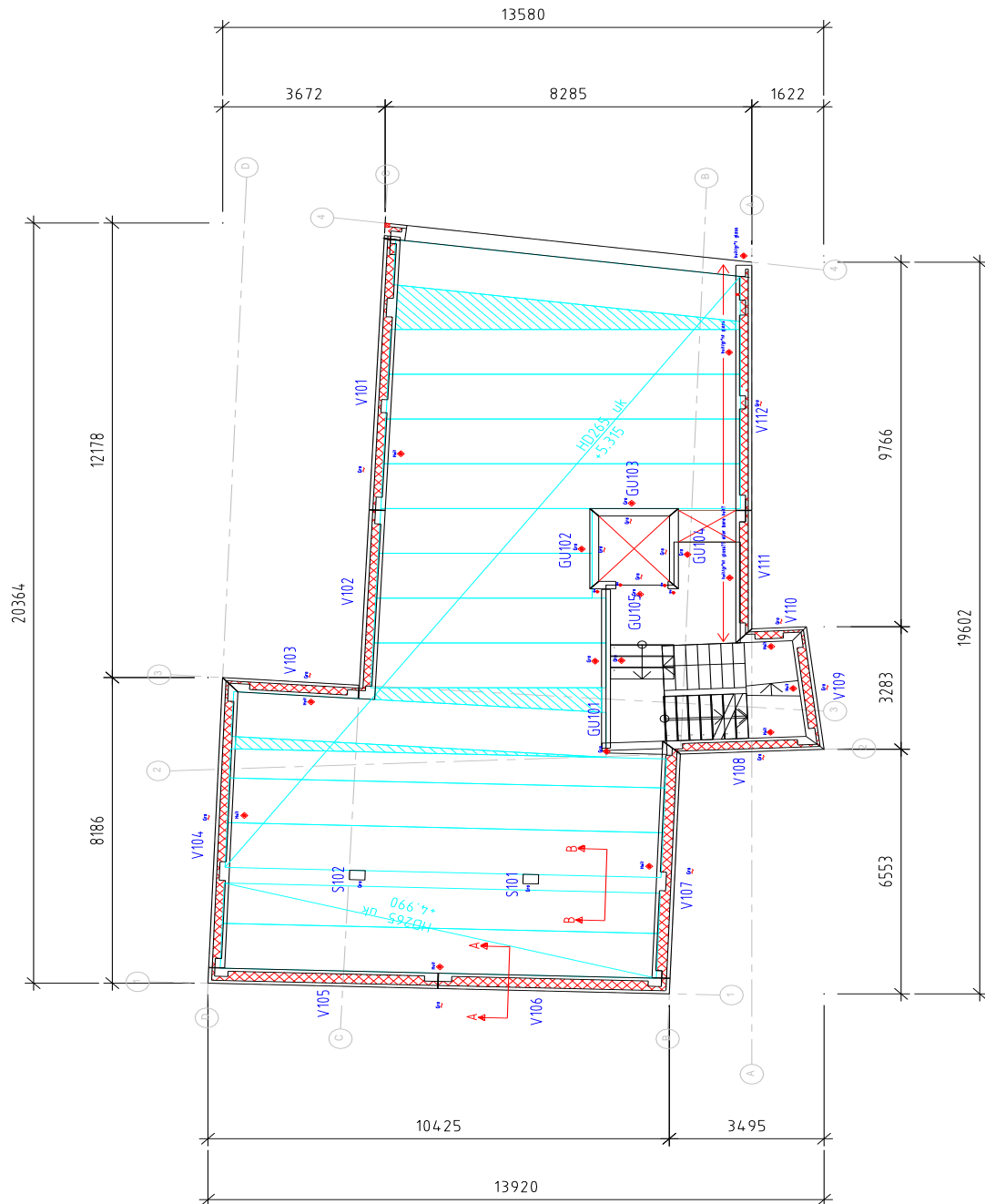
APPENDIX

| | Side |
|---|------|
| A | 67 |
| B | 87 |
| C | 91 |
| D | 109 |
| E | 123 |
| F | 139 |
| G | 143 |

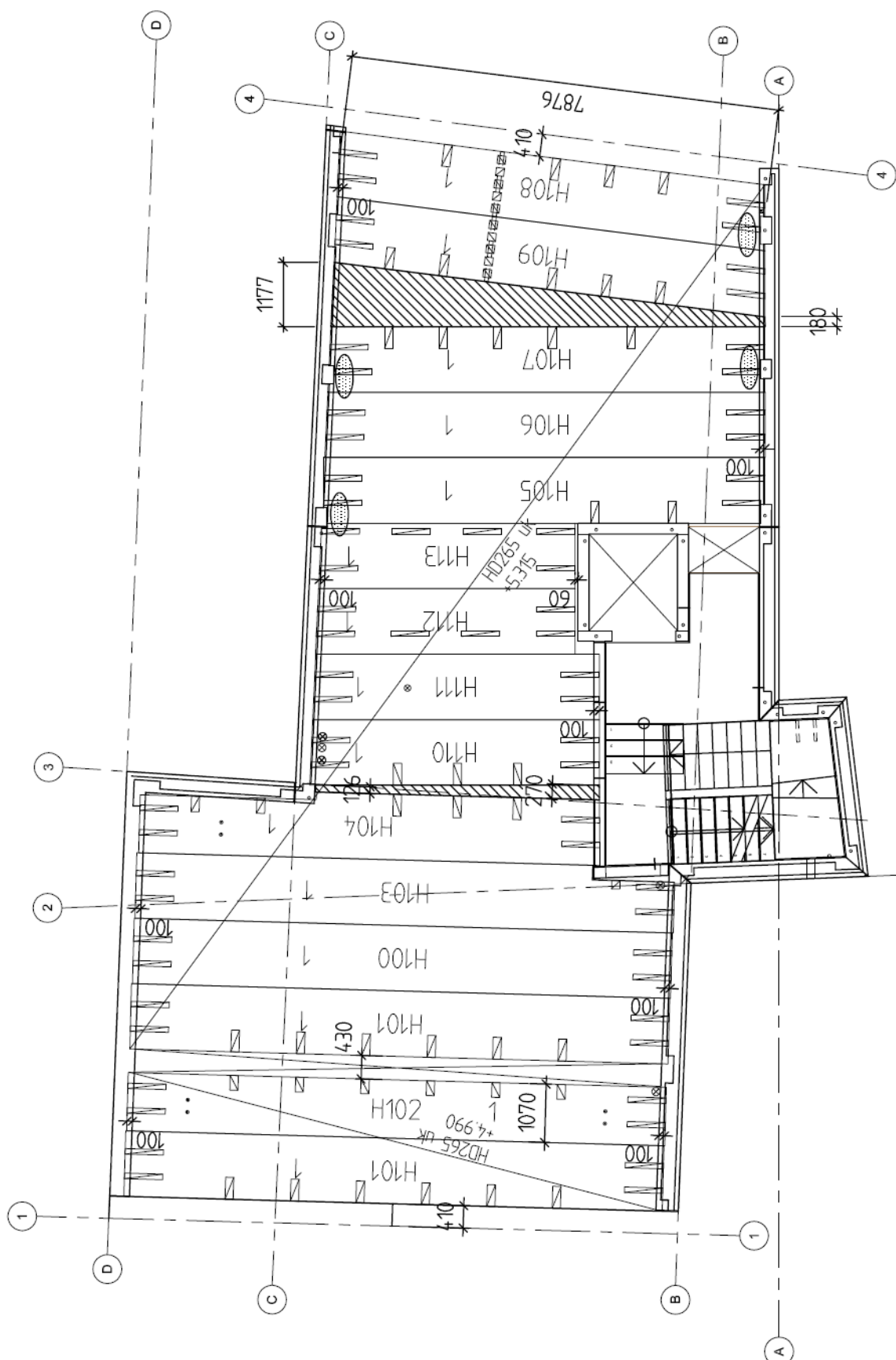
APPENDIX A - GEOMETRIEN TIL REFERANSEBYGGET

Dette appendixet gir en oversikt over geometrien til bygget i plan og oppriss. Tegningene er laget av AS Betong, hulldekkeleverandør eller arkitekt. Tegningene er ikke i målestokk. D.O.2-etg. og D.O.3-etg. har like ytre mål, derfor er kun det ene planet målsatt.

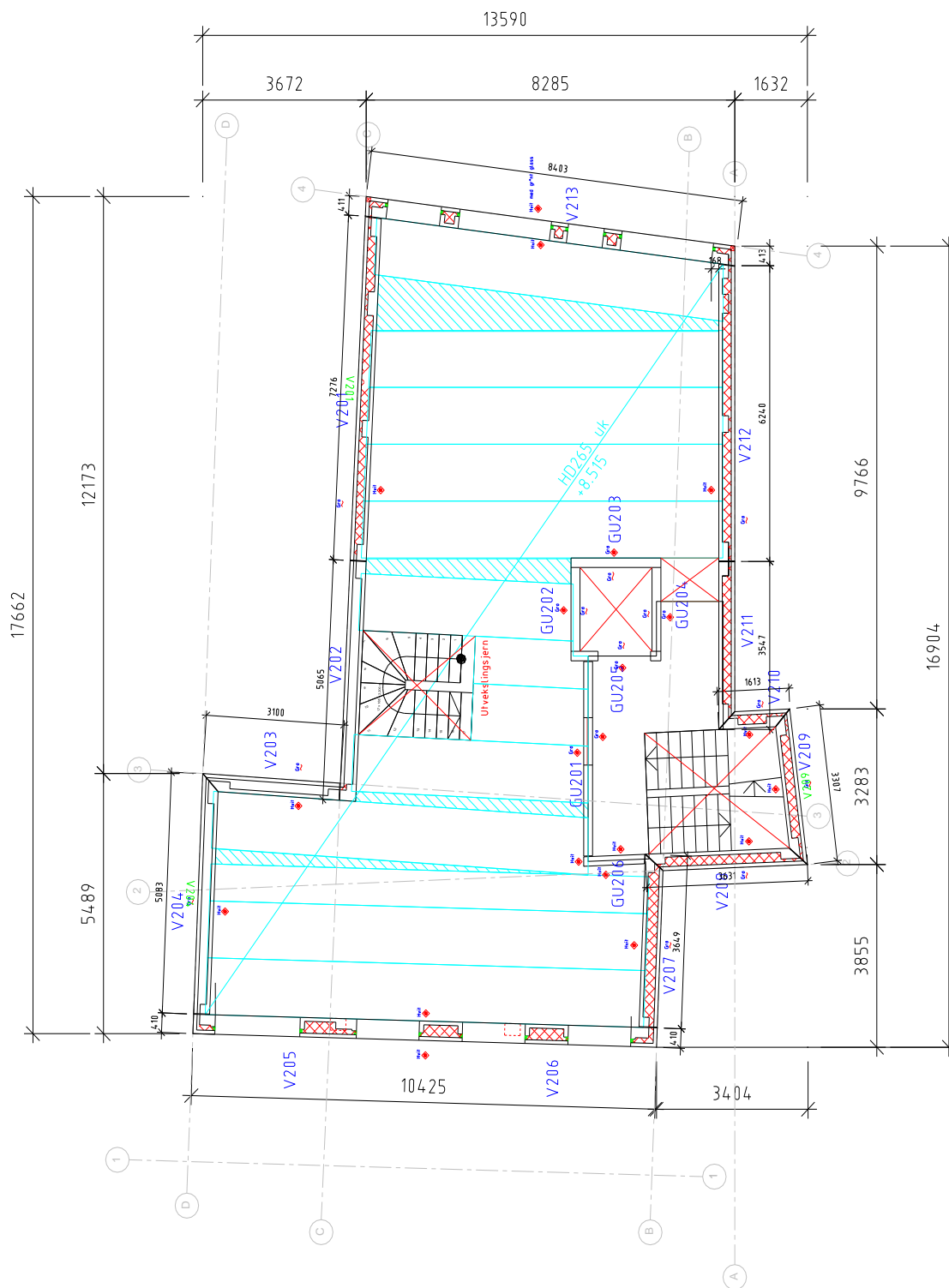
PLAN



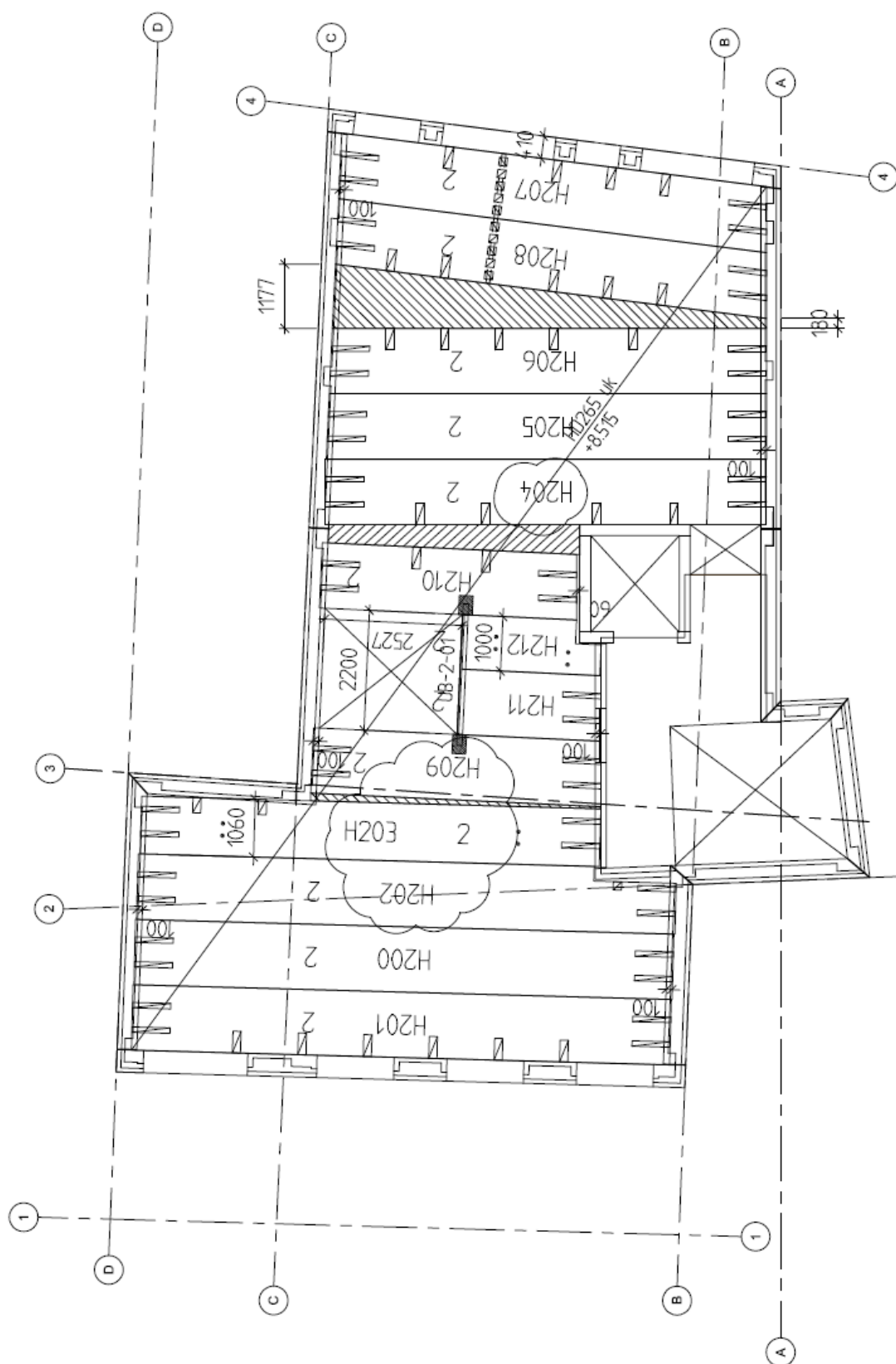
Figur A1. D.O.1-etg. viser sandwichelementer (koding Vxxx) og massive elementer (GUxxx).



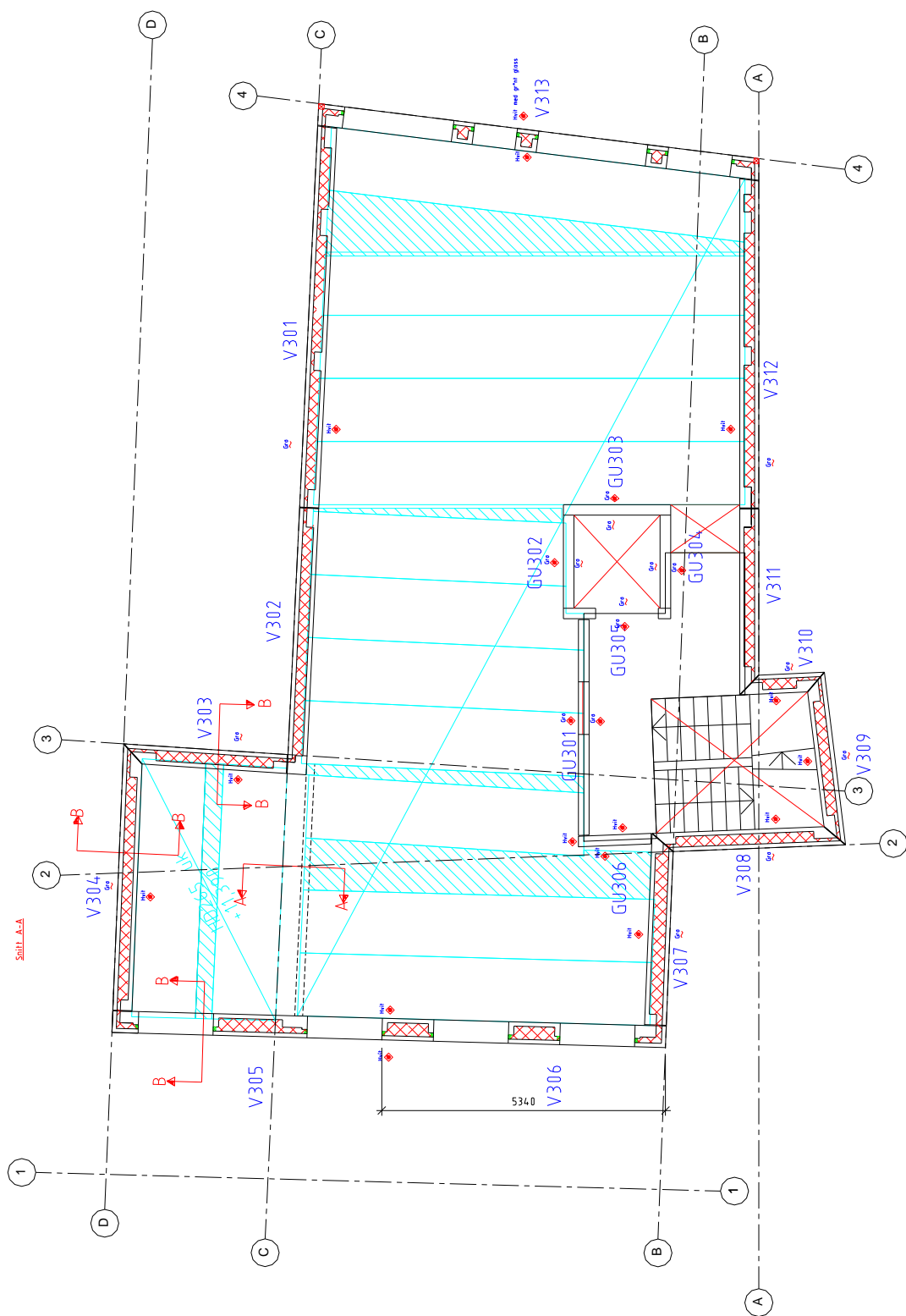
Figur A2. D.O.1-etg. med inndelingen av hulldekkene.



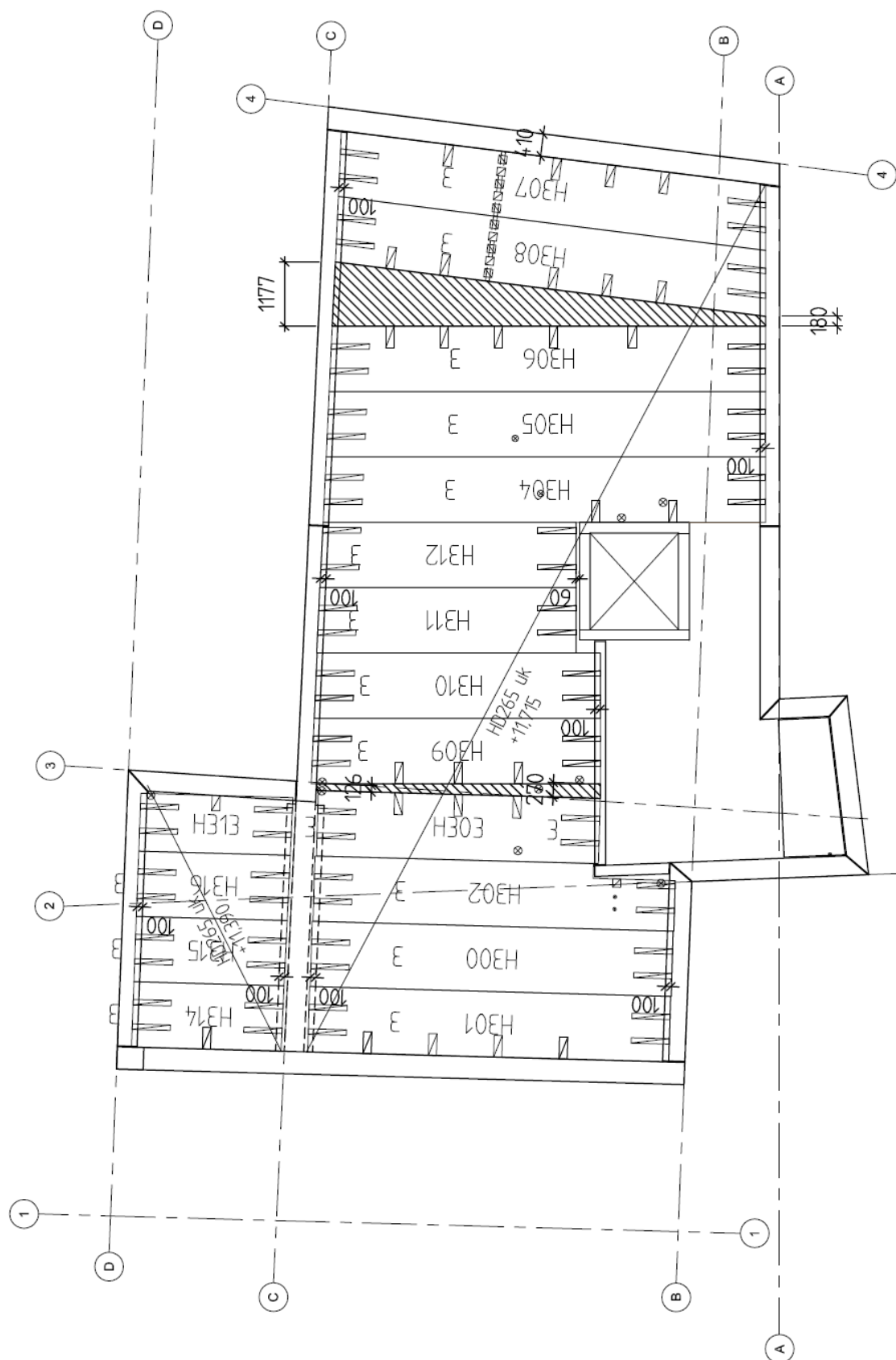
Figur A3. D.O.2-etg. viser sandwichelementer (koding Vxxx) og massive elementer (GUxxx).



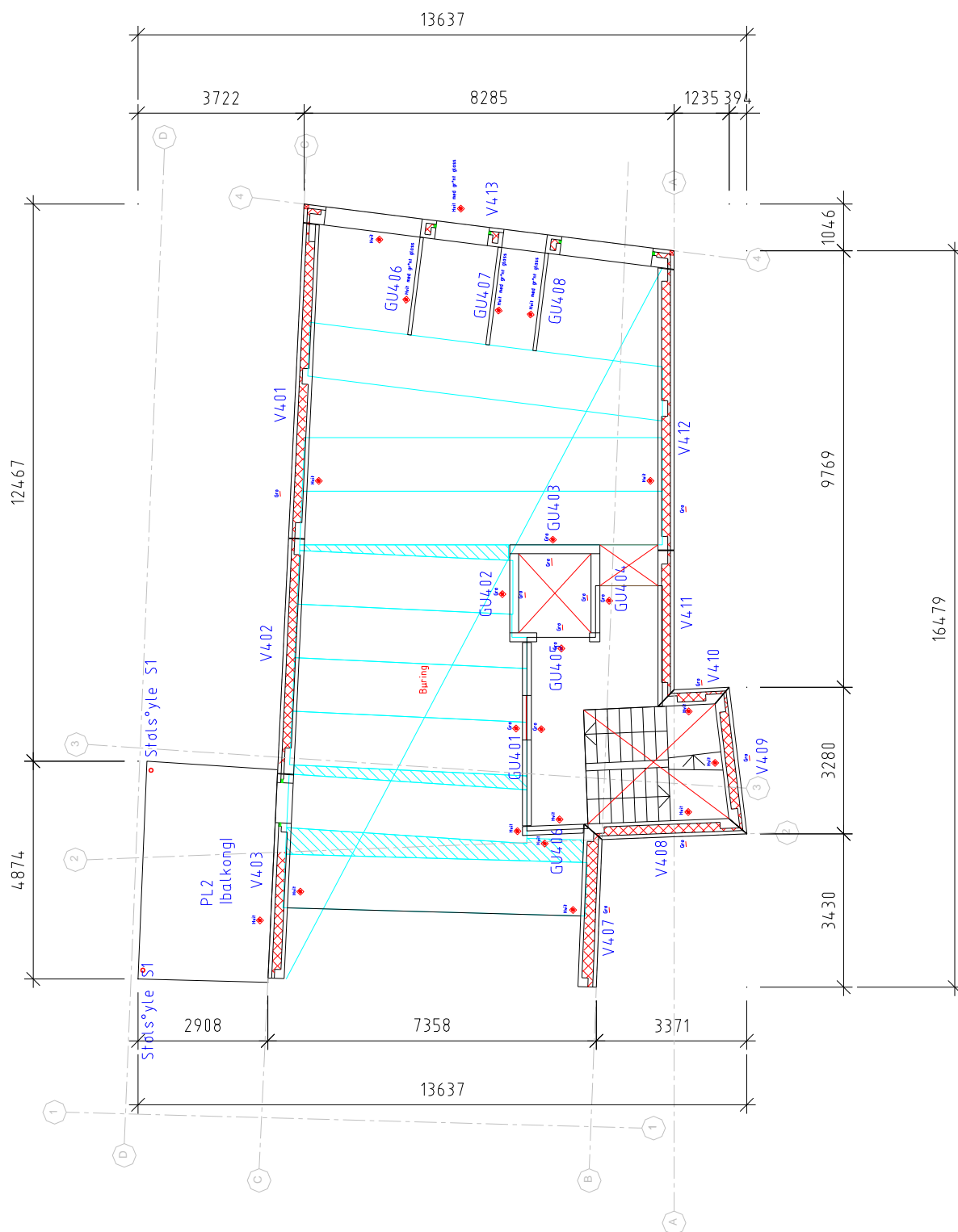
Figur A4. D.O.2-etg. med inndelingen av hulldekkene. Trappeutsparingen mellom H209 og H210 har ikke blitt tatt hensyn til i oppgaven.



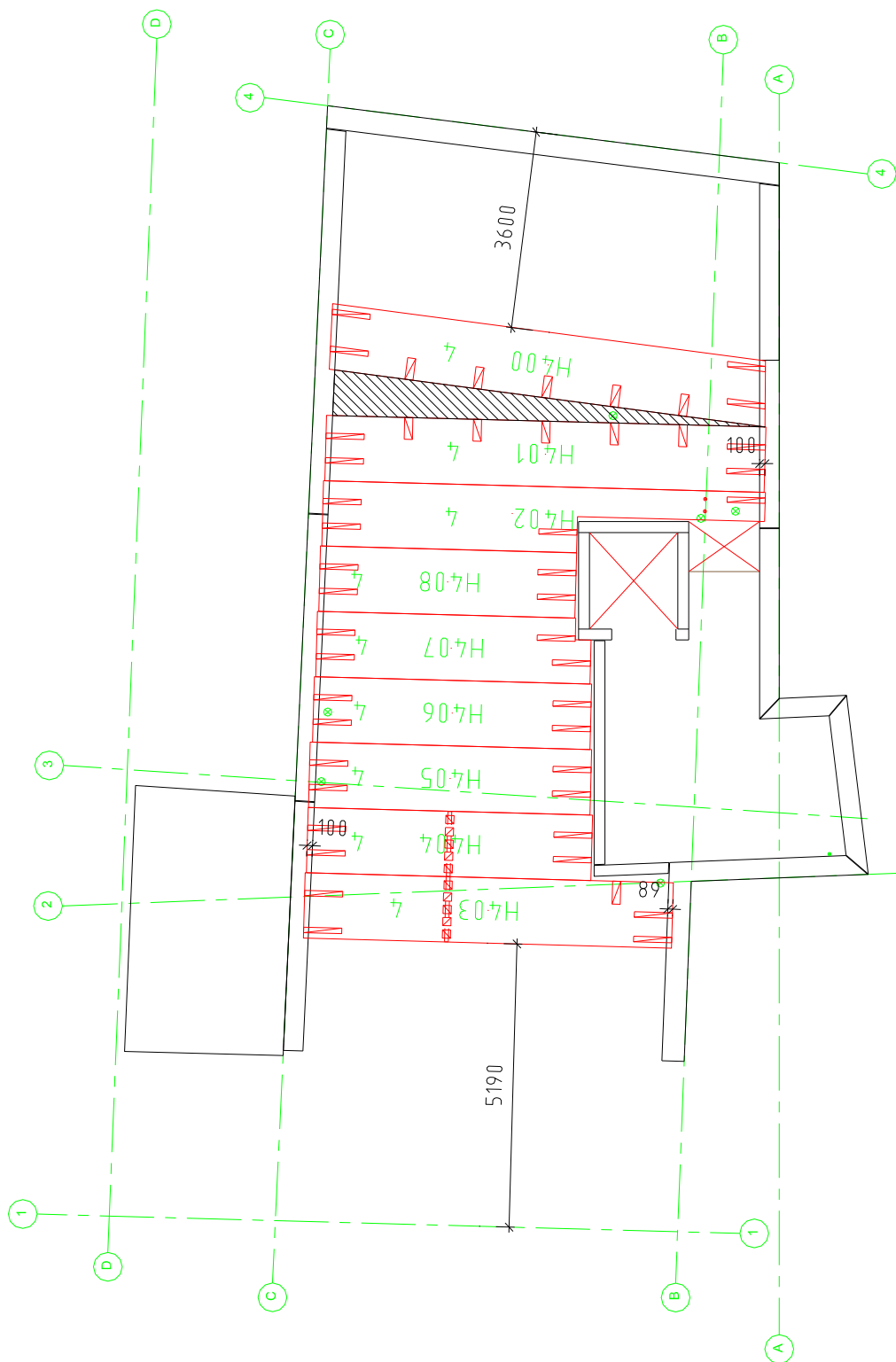
Figur A5. D.O.3-etg. På terrassen mellom akse D og C ligger huldekkene normalt på den retningen som er vist på tegningen. D.O.3-etg. har samme ytre mål som D.O.2-etg.



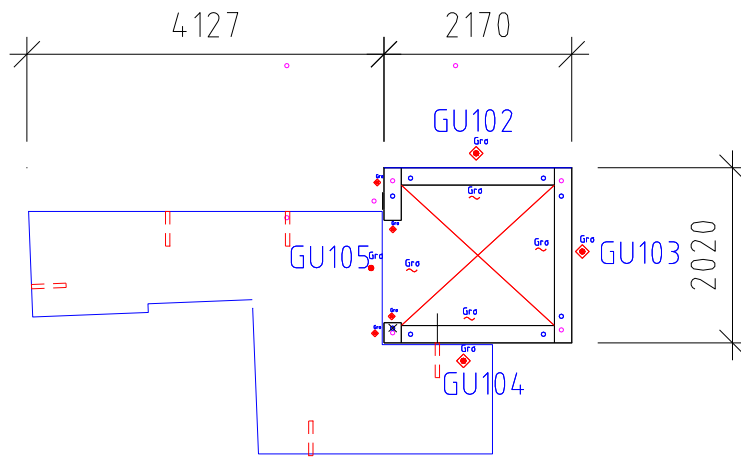
Figur A6. D.O.3-etg. med inndelingen av hulldekkene.



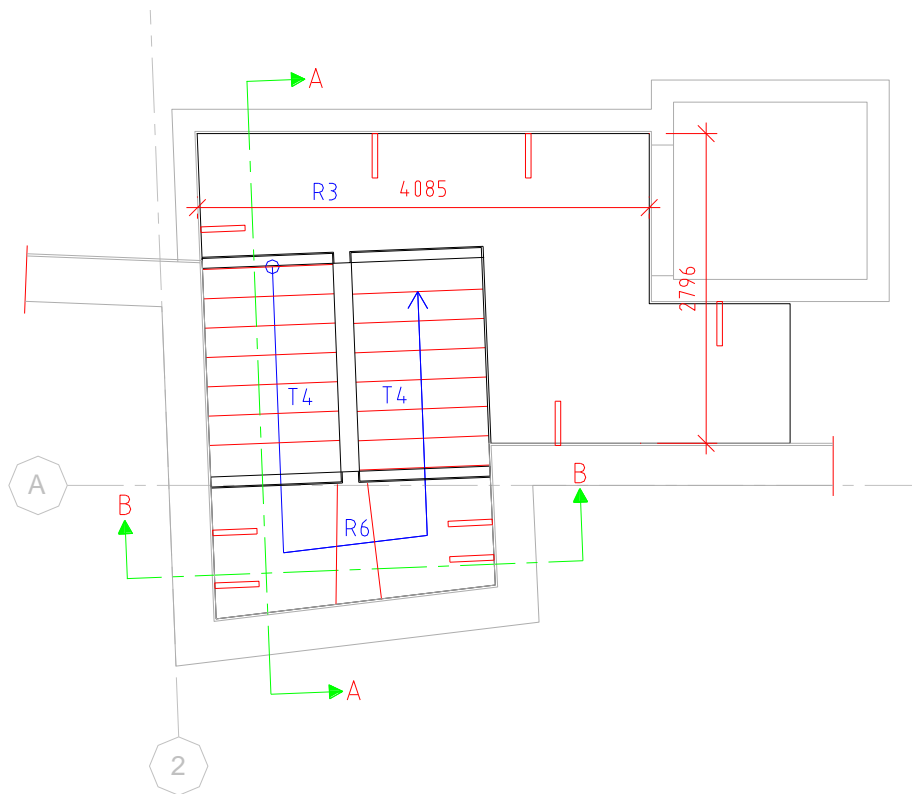
Figur A7. D.O.4-etg. Balkongen mellom akse C og D er et betongelement og understøttes av støpsøyler.



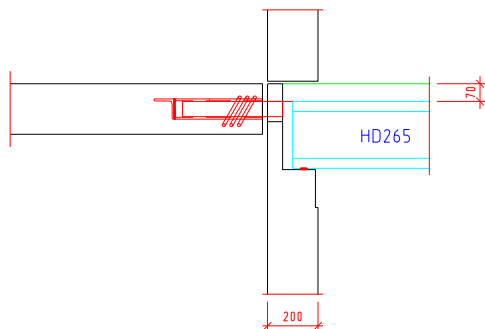
Figur A8. D.O.4-etg. med inndelingen av hulldekkene.



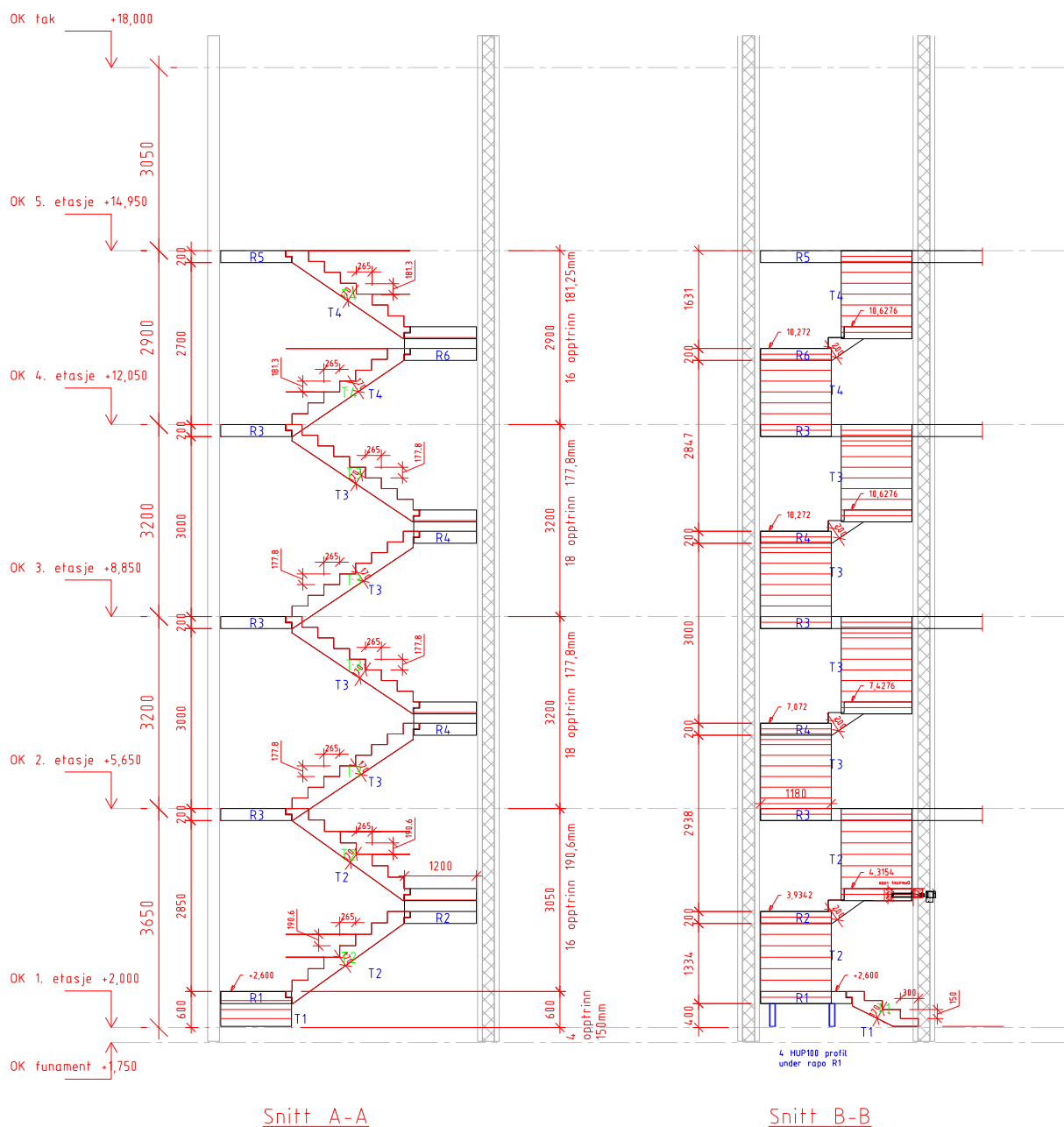
Figur A9. Heissjakt og repos.



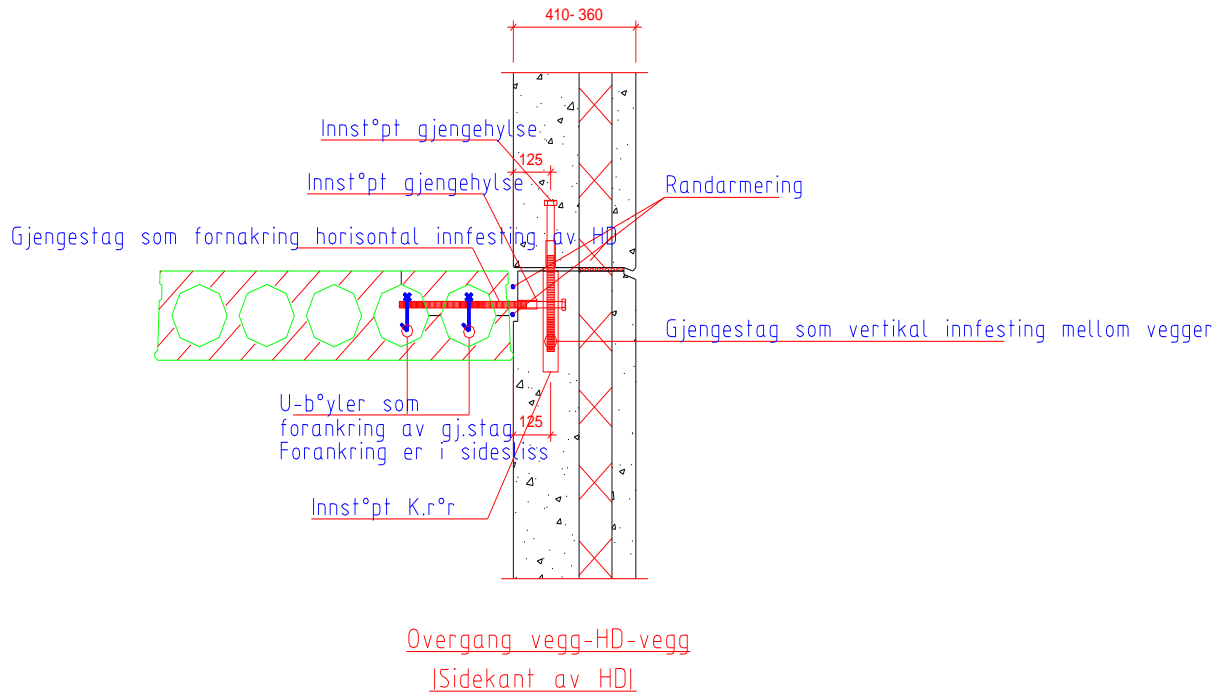
Figur A10. Plantegning av trapp og repos i fjerde etasje, det er kun valgt å ha med en representativ plantegning pga. små ulikheter mellom etasjene.



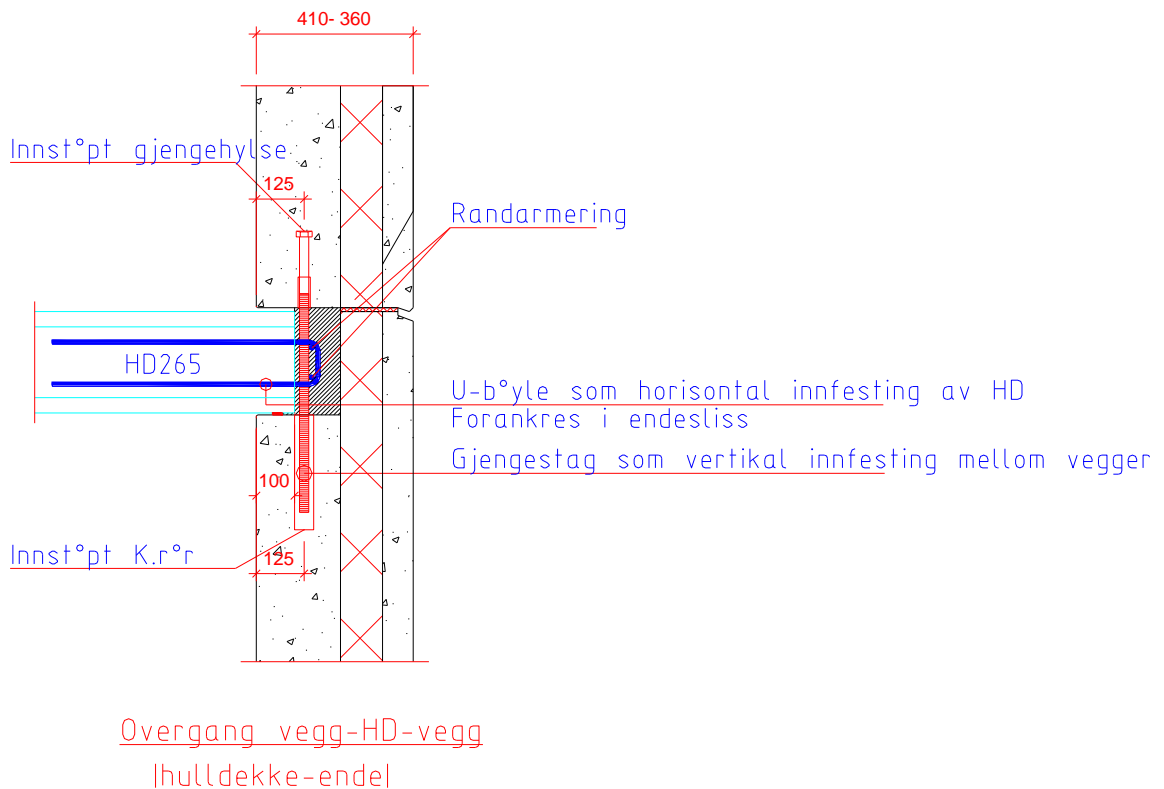
Figur A11. Overgangen mellom repos, GUX01 og hulldekket. Reposene har innebygde bajonetter som ligger ann på veggen, bajonettene er også merket med rødt i figur A10 og A9.



Figur A12. Snitt-tegninger av trappesjakten.

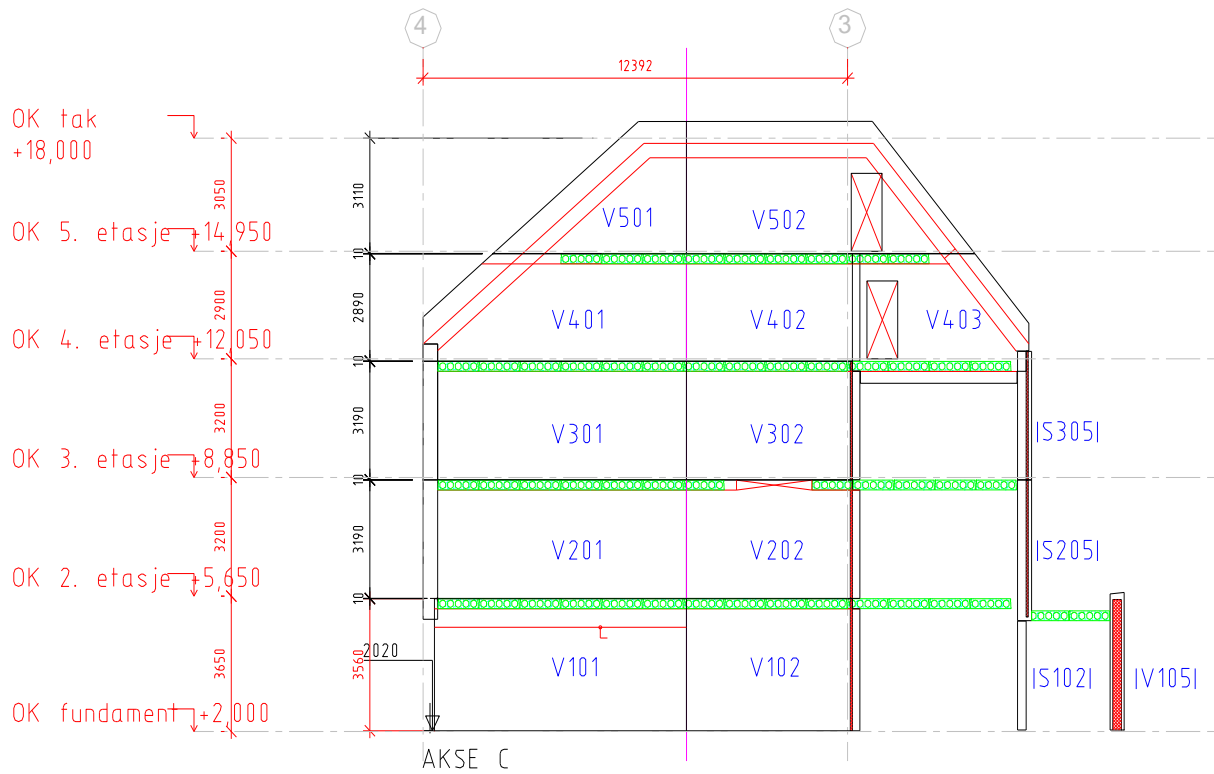


Figur A13. Overgang vegg-hulldekke-vegg, hulldekke sidekant.

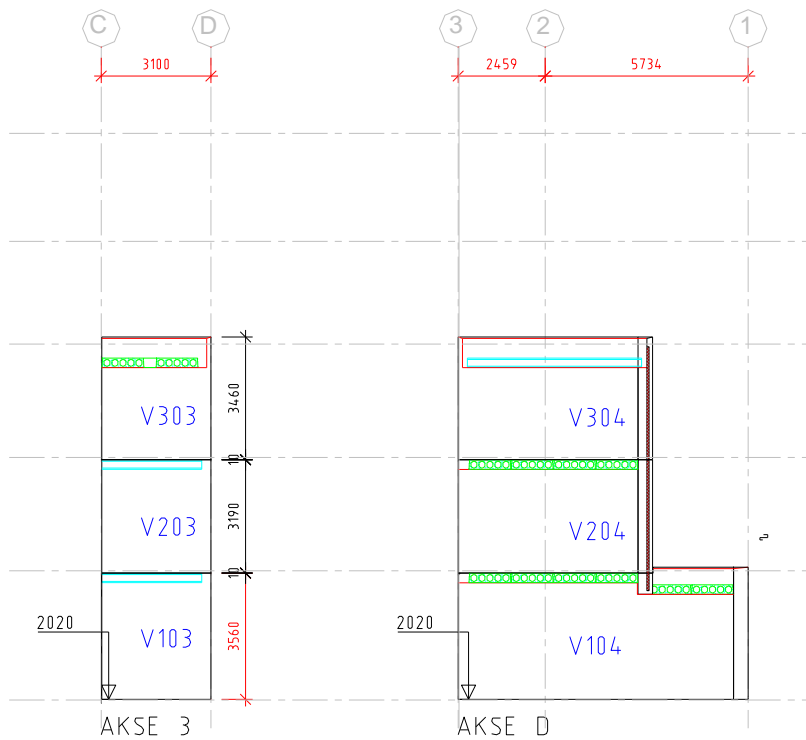


Figur A14. Overgang vegg-hulldekke-vegg, hulldekke endeopplegg.

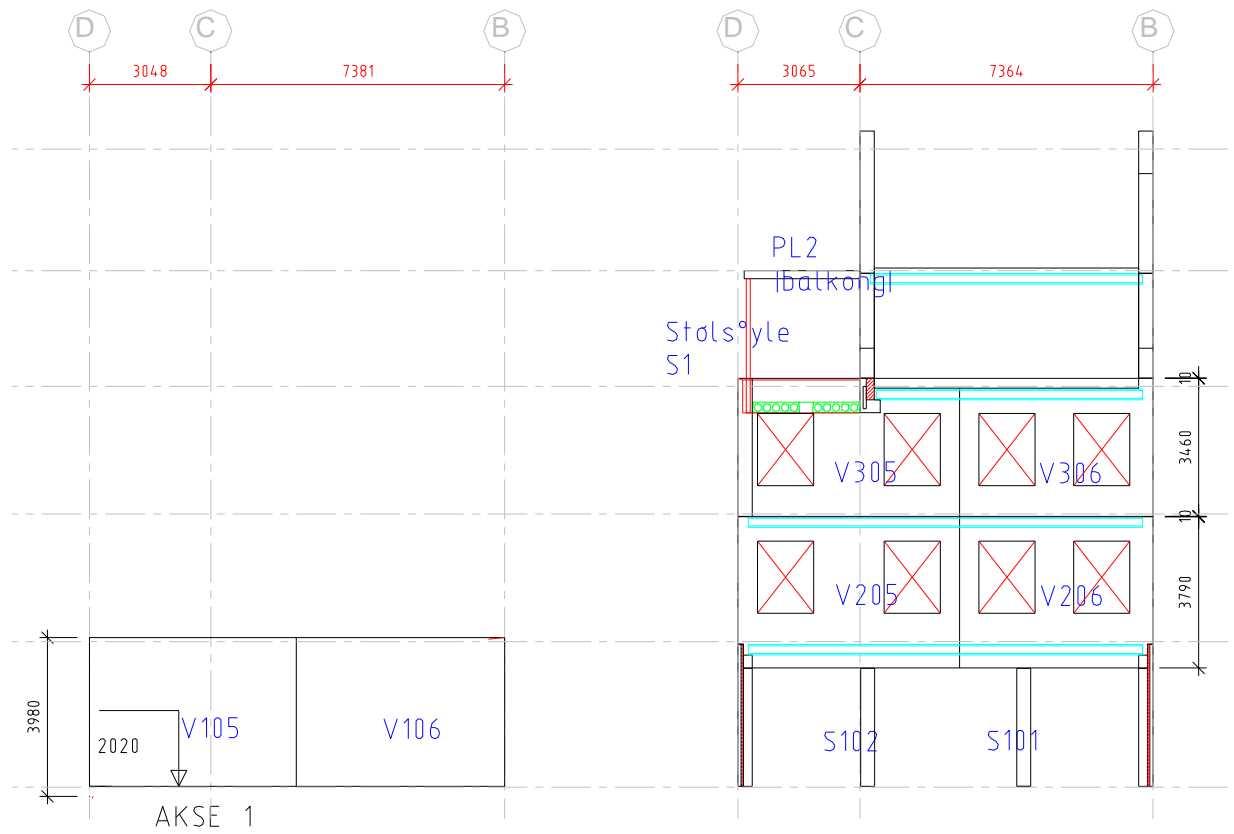
OPPRISS



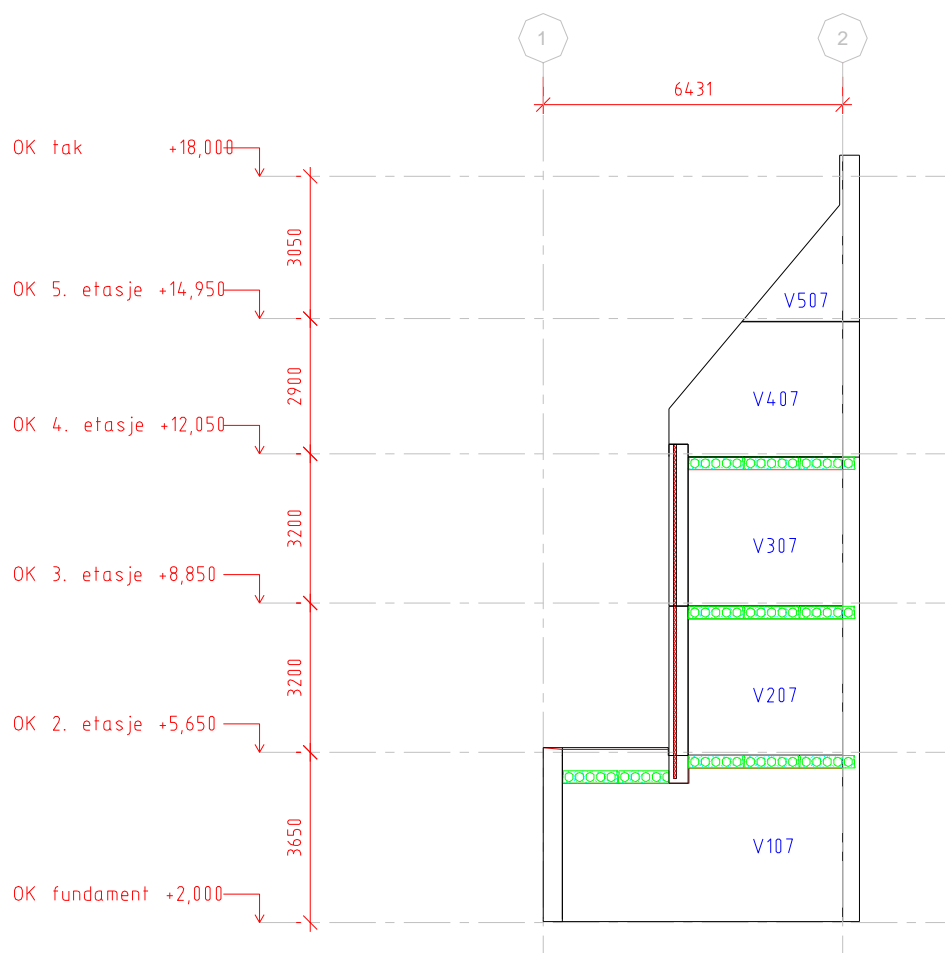
Figur A15. Fasade i akse C.



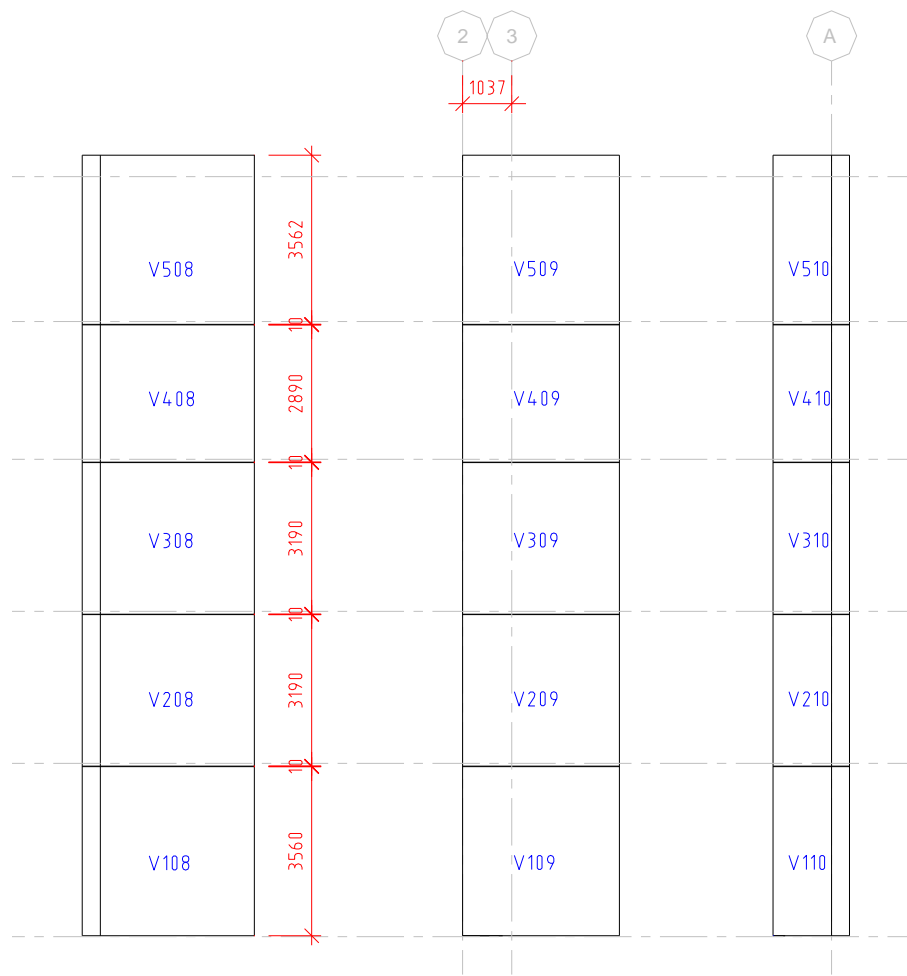
Figur A16. Fasade i akse 3 og D.



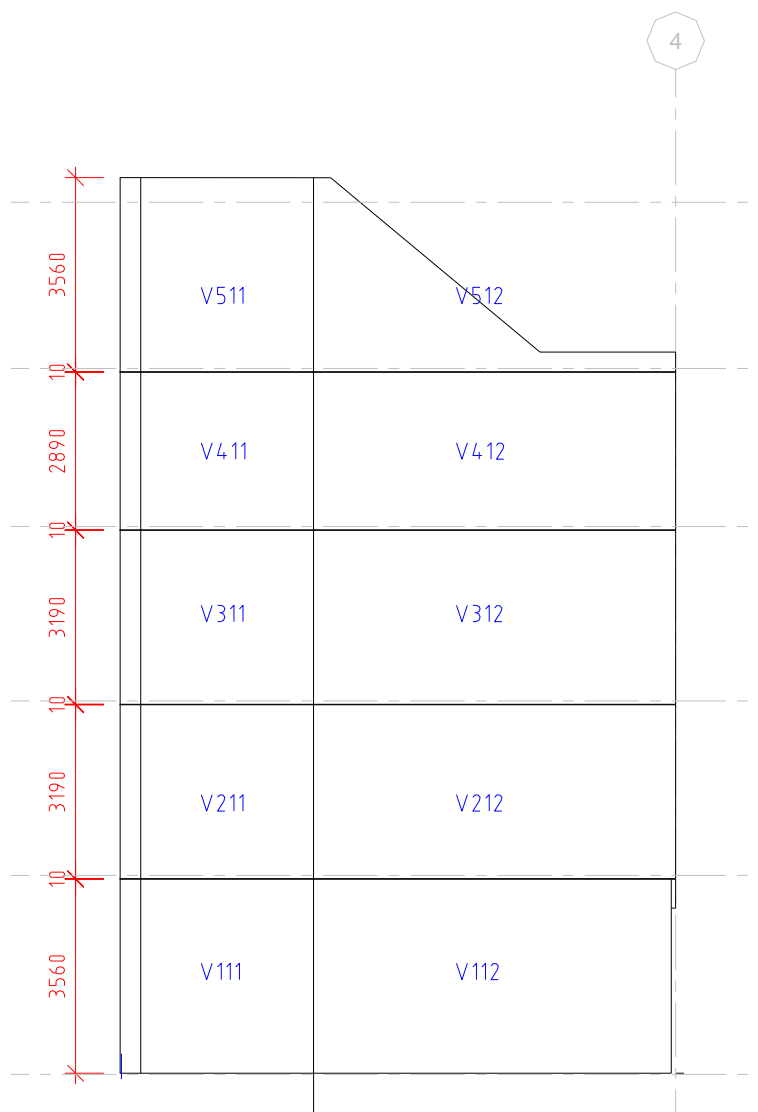
Figur A17. Fasade i akse 1 og fasade mellom akse 1 og 2.



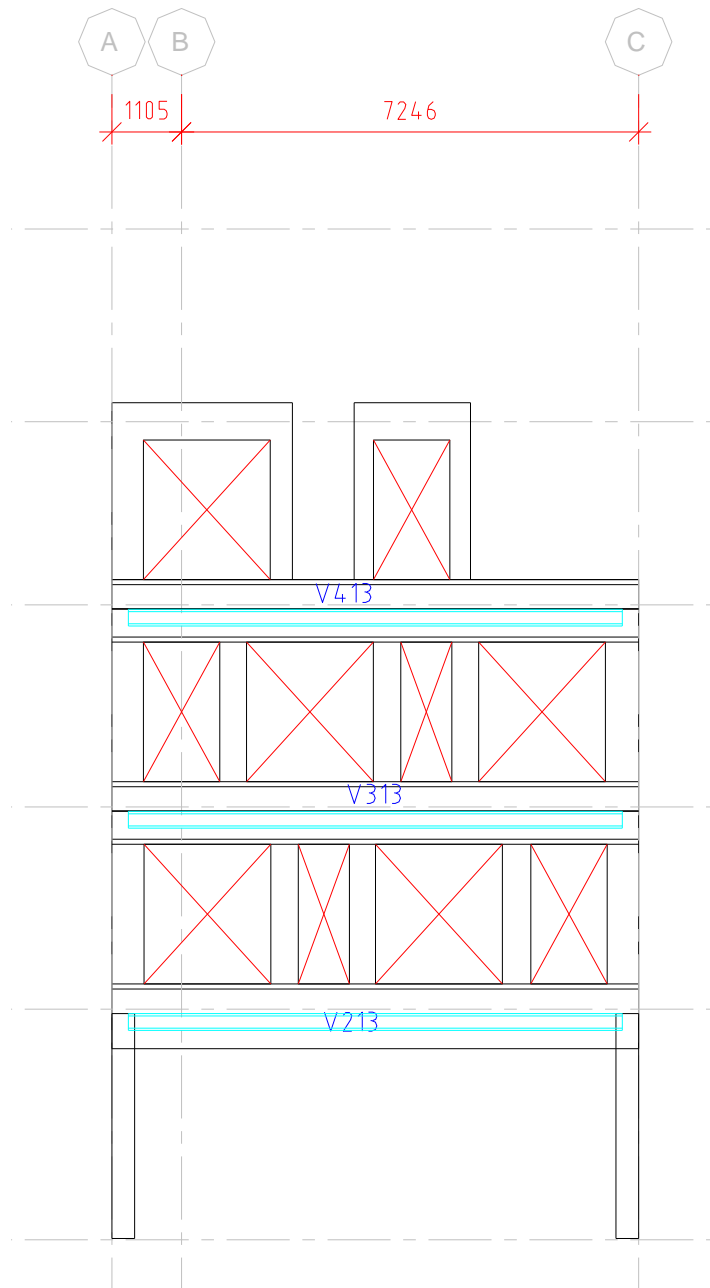
Figur A18. Fasade i akse B.



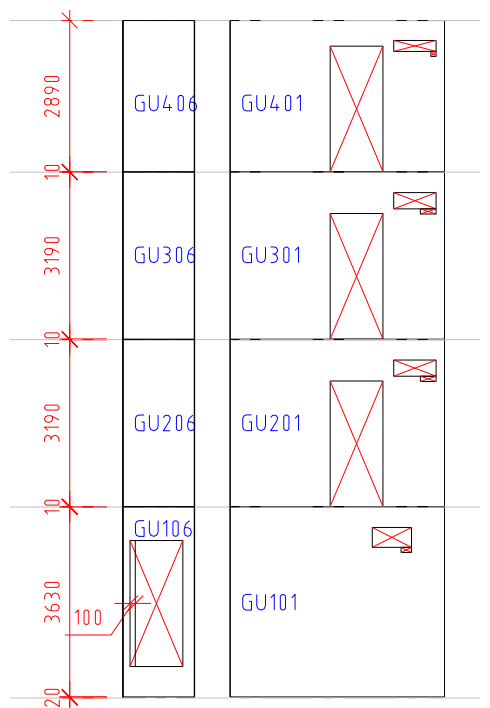
Figur A19. Fasade i akse 2 (venstre), fasaden i midten ligger ikke i en akse, men utenfor akse A og fasaden til høyre ligger mellom akse 3 og 4.



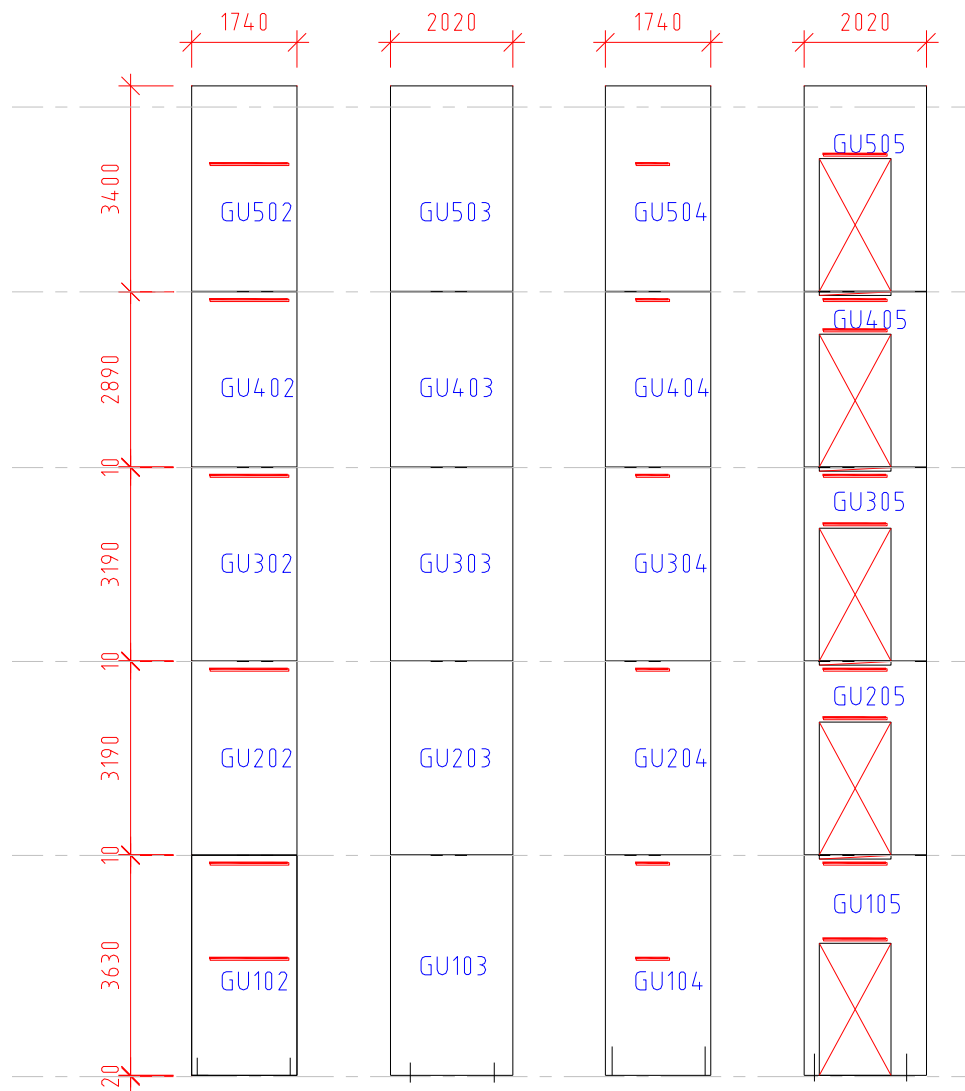
Figur A20. Fasade i akse A.



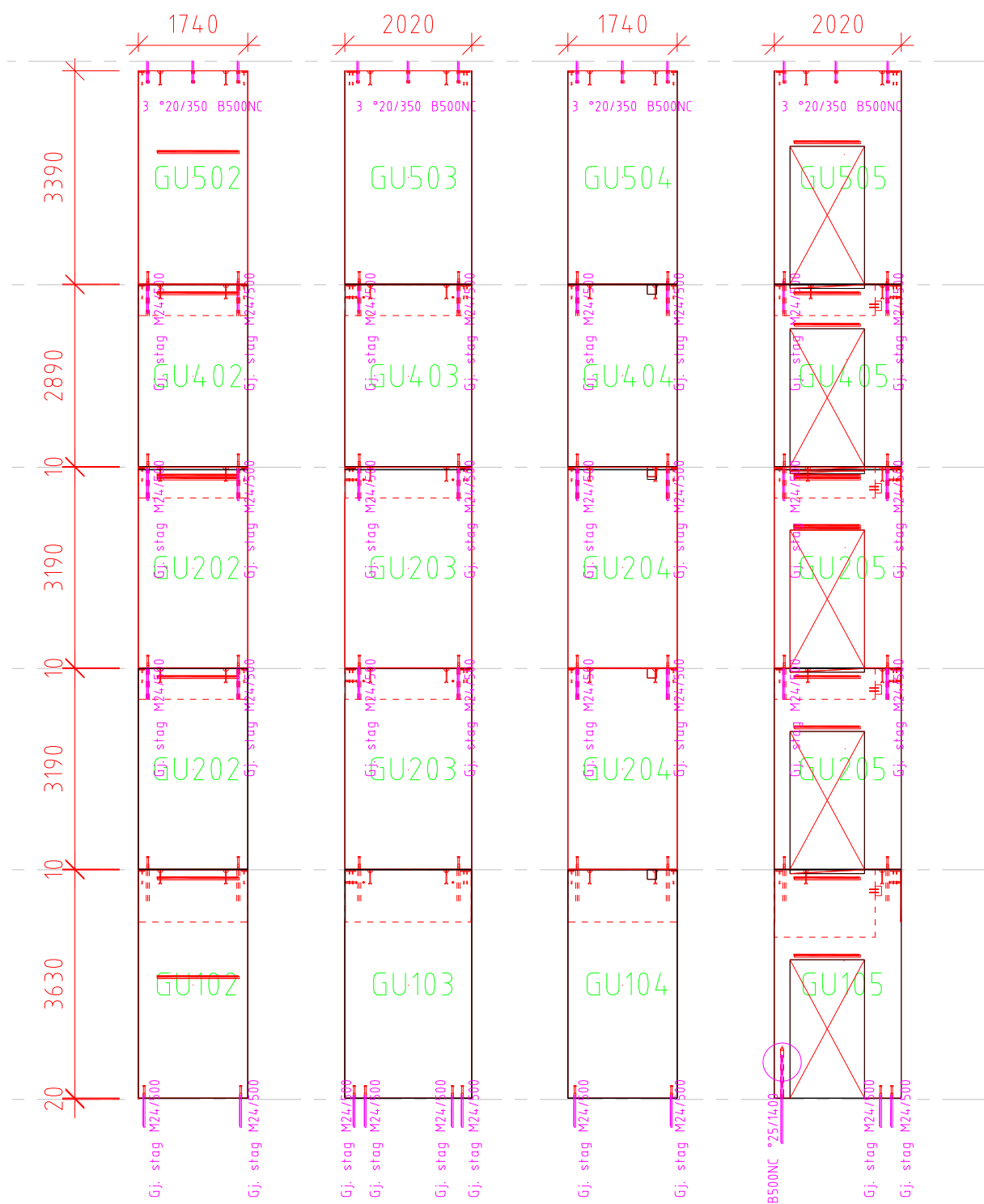
Figur A21. Fasade i akse 4.



Figur A22. Innvendige massive betongvegger.



Figur A23. Vegger i heissjakt av massiv betong.



Figur A24. Vegger i heissjakt med innfestningsdetaljer.

APPENDIX B - SEISMISK MASSE OG EGENVEKT

I dette appendixet er det vist hvordan egenvekten og den seismiske massen er beregnet. For å få en bedre forståelse av kodingen av elementene og hvor de forskjellige elementene er i bygget henvises det til appendix A. For seismiske lastkombinasjoner, lastefaktorer og laster henvises det til: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner NS-EN 1990:2002+NA:2008 (EC0), Laster på konstruksjoner NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008 (EC1-1), Laster på konstruksjoner NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2009 (EC1-3) og Laster på konstruksjoner NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 (EC1-4).

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Henviser til EC0, pkt. 6.4.3.4(2)

$\psi_2 = 0,3$ for bolig

$\psi_2 = 0,3$ for kontor

$\psi_2 = 0,2$ for snølaster

Henviser til EC0, tabell NA.A1.1.

LASTER FRA ETASJESKILLENE

Det har blitt gjort forenklinger ved beregning av snølaster på tak, dette er kommentert i hovedrapporten. Vekt av reposer og trapper er gitt i tonn fra betongelementleverandøren.

Tabell B1. Egenlaster, snølaster og nyttelaster på og fra etasjeskille og tak.

| | Areal | Areal uten yttervegger | Areal uten yttervegger, trappe- og heissjakt | Vekt HD265 (kN/m ²) | Vekt av påstøp (kN/m ²) |
|---------------------------------------|-------------------|---------------------------|---|---------------------------------------|---|
| Dekker, balkong, tak osv. | (m ²) | (m ²) | (m ²) | | |
| D.O.1-etg | 194 | 170,0 | 150 | 3,8 | 0,4 |
| D.O.2-etg | 166 | 143,0 | 123 | 3,8 | 0,4 |
| D.O.3-etg | 166 | 143,0 | 123 | 3,8 | 0,4 |
| D.O.4-etg | 100 | 91,0 | 71 | 3,8 | 0,4 |
| Balkong O.4. etasje | 14 | | | | |
| Tak | 170 | | | | |
| Ekstra påstøp på taket O.1. etasje | 22 | | | | 1,9 |
| Ekstra påstøp på terrasse O.3. etasje | 13 | | | | 1,9 |
| Trapper | | | | | |
| Repos | | | | | |

Tabell B2. Egenlaster, snølaster og nyttelaster på og fra etasjeskillene og tak.

| Vekt balkong O.4 etasje (kN/m ²) | Vekt av taket (kN/m ²) | Vekt fra himling og lettvegger osv (kN/m ²) | Snø-laster (kN/m ²) | Nytte-laster (kN/m ²) | Vekt (kN) | Vekt (tonn) | Vekt med nyttelaster og snølaster (kN) | Vekt med nyttelaster og snølaster (tonn) |
|--|------------------------------------|---|---------------------------------|-----------------------------------|-----------|-------------|--|--|
| | | 1,5 | | 0,9 | 849,0 | 86,6 | 984,0 | 100,4 |
| | | 1,5 | | 0,9 | 696,2 | 71,0 | 806,9 | 82,3 |
| | | 1,5 | | 0,6 | 696,2 | 71,0 | 770,0 | 78,5 |
| | | 1,5 | | 0,6 | 401,9 | 41,0 | 444,5 | 45,3 |
| 4,8 | | | | 0,6 | 67,2 | 6,9 | 75,6 | 7,7 |
| | 1,5 | | 0,3 | | 255,0 | 26,0 | 309,4 | 31,6 |
| | | | 0,3 | | 42,2 | 4,3 | 49,3 | 5,0 |
| | | | | 0,6 | 25,0 | 2,5 | 32,8 | 3,3 |
| | | | | | | 23,5 | | 23,5 |
| | | | | | | 12,4 | | 12,4 |
| | | | | | Sum | 345,3 | | 390,1 |

Tabell B3. Omregning til (kN/m²).

| Dekker, balkong, tak osv. | Tykkelse (m) | Densitet (kN/m ³) | Vekt (kN/m ²) |
|---------------------------|--------------|-------------------------------|---------------------------|
| Påstøp på dekke inne | 0,015 | 24 | 0,4 |
| Påstøp på dekke ute | 0,08 | 24 | 1,9 |
| Balkong O.4. etasje | 0,2 | 24 | 4,8 |
| Fra kN til tonn | | | 0,102 |

EGENVEKT VEGGER

Tabell B4. Vegger som er tatt med ved enkle beregninger av byggets stivhet.

| Veggskiver | Areal (m ²) | Tykkelse (m) | Sandwich (kN/m ²) | Innervegger (kN/m ³) | Vekt (kN) | Vekt (tonn) |
|------------|----------------------------|-----------------|----------------------------------|-------------------------------------|-----------|----------------|
| VX01 | 99,4 | | 5,2 | | 516,9 | 52,7 |
| VX02 | 62,6 | | 5,2 | | 325,5 | 33,2 |
| V502 | 24,5 | | 5,2 | | 127,4 | 13,0 |
| VX03 | 31,8 | | 5,2 | | 165,4 | 16,9 |
| V403 | 16,7 | | 5,2 | | 86,8 | 8,9 |
| VX04 | 34,7 | | 5,2 | | 180,4 | 18,4 |
| V104 | 28,9 | | 5,2 | | 150,3 | 15,3 |
| VX05 | 57,7 | | 5,2 | | 300,0 | 30,6 |
| VX06 | 50,0 | | 5,2 | | 260,0 | 26,5 |
| V107 | 21,6 | | 5,2 | | 112,3 | 11,5 |
| VX07 | 32,7 | | 5,2 | | 170,0 | 17,3 |
| VX08 | 60,0 | | 5,2 | | 312,0 | 31,8 |
| VX11 | 52,6 | | 5,2 | | 273,5 | 27,9 |
| VX12 | 95,3 | | 5,2 | | 495,6 | 50,5 |
| GUX01 | 53,3 | 0,2 | | 25,0 | 266,5 | 27,2 |
| GUX02 | 28,6 | 0,2 | | 25,0 | 143,0 | 14,6 |
| GUX03 | 33,2 | 0,2 | | 25,0 | 166,0 | 16,9 |
| GUX04 | 28,6 | 0,2 | | 25,0 | 143,0 | 14,6 |
| GUX05 | 33,2 | 0,2 | | 25,0 | 166,0 | 16,9 |
| GUX06 | 13,8 | 0,2 | | 25,0 | 69,0 | 7,0 |
| Sum | | | | | 4429,7 | 451,8 |

Tabell B5. Vegger som ikke er tatt med ved enkle beregninger av byggets stivhet.

| Veggskiver | Areal (m ²) | Tykkelse (m) | Sandwich (kN/m ²) | Innervegger (kN/m ³) | Vekt (kN) | Vekt (tonn) |
|------------|----------------------------|-----------------|----------------------------------|-------------------------------------|-----------|----------------|
| VX09 | 42,8 | | 5,2 | | 222,6 | 22,7 |
| VX10 | 26,3 | | 5,2 | | 136,8 | 13,9 |
| VX13 | 63,0 | | 5,2 | | 327,6 | 33,4 |
| V413* | 13,1 | | 5,2 | | 68,1 | 6,9 |
| GU406 | | | | | 12,3 | 1,3 |
| GU407 | | | | | 12,3 | 1,3 |
| GU408 | | | | | 12,3 | 1,3 |
| Sum | | | | | 791,8 | 80,8 |

Tabell B6. Total vekt av vegger.

| | | |
|-----|--------|-------|
| Sum | 5221,5 | 532,6 |
|-----|--------|-------|

Tabell B7. Total seismisk vekt og egenvekt av bygget.

| Total egenvekt av bygget | |
|--------------------------------|------|
| kN | tonn |
| 8612 | 878 |
| Total seismisk masse av bygget | |
| kN | tonn |
| 9052 | 923 |

APPENDIX C - KRITERIER FOR REGULARITET

I dette vedlegget har kap. 4 i EC8 (NS-EN 1998-1:2004+NA:2008) og dimensjoneringseksempler i Bind H til betongelementforeningen (2011) blitt fulgt ved kontroll og metoder for utregninger. For at bygget skal betraktes på riktig måte med hensyn til jordskjelvdimensjonering må regulariteten til bygget i planet og oppriss kontrolleres. Hvilke metoder man skal bruke ved utregning av jordskjelvlaster ut fra byggets regularitet er vist i tabell C1 hentet fra EC8. Som man kan se i Tabell C1 er kriteriene for konstruksjonens regularitet viktig. For ikke regulære bygninger blir analyse prosessen mer omstendelig grunnet at det er vanskelig å forutsi bygningens oppførsel. Det er også viktig å merke seg at konstruksjonsfaktoren reduseres for ikke regulære bygg.

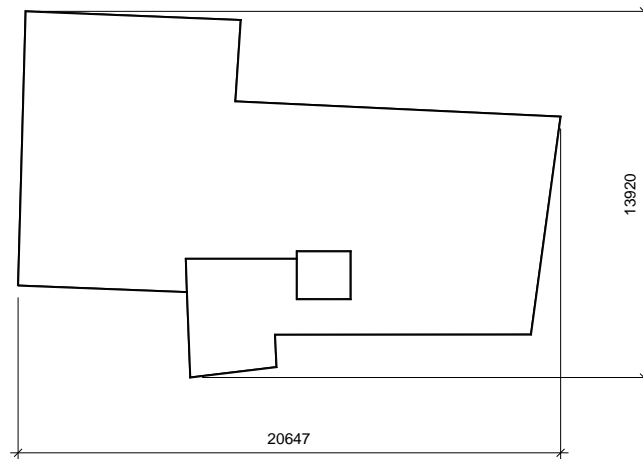
Tabell C1. Konsekvenser av konstruksjonens regularitet for seismisk analyse og dimensjonering, henviser til: EC8 pkt. 4.2.3.1(3) tabell 4.1.

| Regularitet | | Tillatt forenkling | | Konstruksjonsfaktor |
|-------------|---------|--------------------|-------------------------|----------------------|
| Plan | Oppriss | Modell | Lineær-elastisk analyse | (for lineær analyse) |
| Ja | Ja | Plan | Tverrkraft' | Referanseverdi |
| Ja | Nei | Plan | Modal | Redusert verdi |
| Nei | Ja | Romlig* | Tverrkraft' | Referanseverdi |
| Nei | Nei | Romlig | Modal | Redusert verdi |

REGULARITET I PLANET

Pkt. 4.2.3.2 i EC8 gir bestemmelser for om konstruksjonen er regulær i planet. Kontrollen har blitt gjort på D.O.1-etg., D.O.2-etg. og D.O.3-etg. Dette fordi disse planene er antatt som de viktigste og mest karakteristiske planene med tanke på form og stivhet.

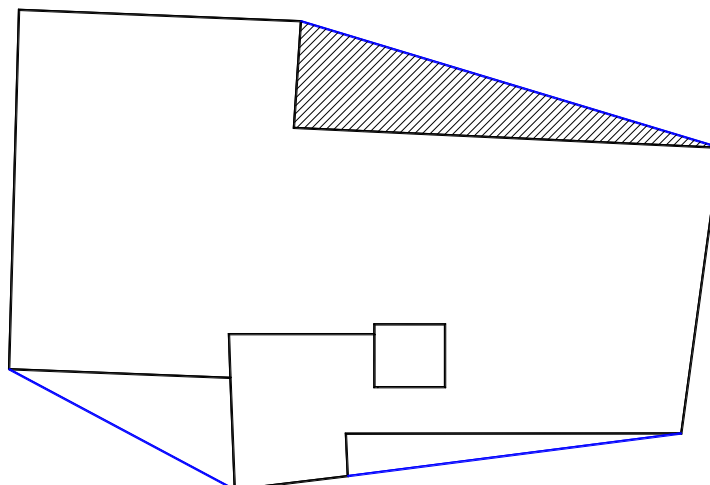
Pkt. 4.2.3.2(2) Bygningen skal være tilnærmet symmetrisk om to ortogonale akser, noe bygget ikke tilfredsstillende slik man kan se i figur C1 og C2.



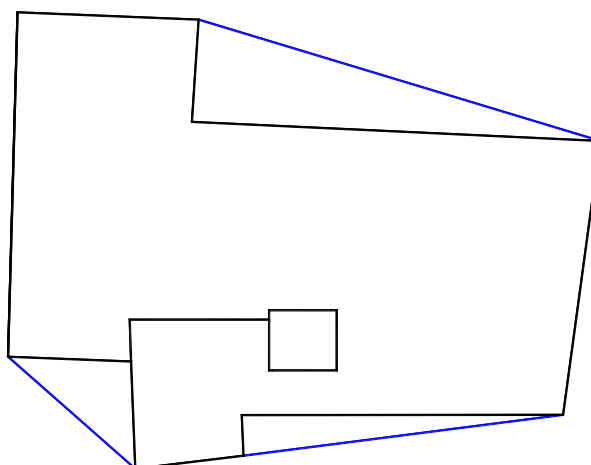
Figur C1. D.O.1-etg.



Figur C2. D.O.2 og 3-etg.



Figur C3. D.O.1-etg. avgrenset av en konveks polygonal linje.



Figur C4. D.O.2 og 3-etg avgrenset av en konveks polygonal linje.

Pkt. 4.2.3.2(3) EC8 sier at hver av de tilbaketrukkede delene i planet ikke må ha et større areal enn 5% av det totale arealet i planet. Arealet som er skravert i figur C3 er det største av de tilbaketrukkede arealene. Arealet som måles er det mellom den polygonale, konvekse linjen og ytterkanten av planet. Flatearealet til D.O.1-etg. er 194m^2 og det skraverte arealet er 19m^2 , noe som gir et forhold på 9,7%. Bygget er dermed ikke innenfor kravene til regularitet i planet. Normalt hadde dette vært nok til å kunne gå videre i prosessen med å dimensjonere bygget for jordskjelvlaster, men fordi det her skal utføres en analyse av bygget er det av interesse å gjennomføre videre kontroll. Dette vil gi en god forståelse av byggets svakheter og styrker.

Pkt. 4.2.3.2(4) Stivheten til gulvet skal være tilstrekkelig stor sammenlignet med stivheten til veggskivene. Dette kan utfra geometrien, som er mer detaljer beskrevet i appendix A, og stivheten, som er mer detaljert beskrevet senere i dette vedlegget, sies å

være delvis oppfylt. Byggets form i planet kan ligne litt på en L, se figur C2, noe som kan tilsi at man må kontrollere stivheten til gulvplanet i lengderetningen.

Pkt. 4.2.3.2(5) Slankheten $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$ i planet ikke større enn 4. Med $L_{\max} = 20$ (m) og $L_{\min} = 8$ (m) er bygget godt innenfor.

Pkt. 4.2.3.2(6) Avstanden mellom stivhetssenteret og massesenteret (e_{ox} og e_{oy}) sammenlignes med "torsjonsradiusen" (r_x og r_y) og "torsjonsradiusen" med treghetsradiusen (I_s). Det har blitt gjort kontroll for både D.O.1, 2 og 3-etg. pga. geometriske forskjeller.

$$e_{ox} \leq 0,3 \times r_x$$

$$r_x \geq I_s$$

der

e_{ox} er avstanden mellom stivhetssenteret og massesenteret, målt langs x-retningen;

r_x er kvadratroten av torsjonstivhet og sidestivhet i y-retning ("torsjonsradius"); og

I_s er gulvmassens treghetsradius i planet

VEGGSKIVESTIVHET OG STIVHETSSENTER

$$\text{Forskyvning : } \Delta t = \frac{F_i}{K} = \frac{F_i}{K_b} + \frac{F_i}{K_s}$$

$$\text{Bøyestivhet : } K_b = \frac{3EI}{h^3}$$

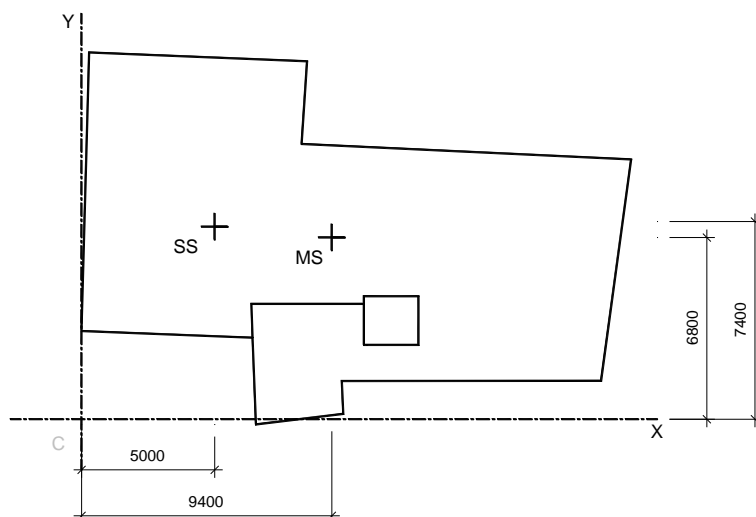
$$\text{Skjærstivhet : } K_s = \frac{EA}{3h}$$

$$\text{Arealmoment : } I = \frac{t \times l^3}{12}$$

$$\text{Veggskiver B30 : } E_{cm} = 33000 (\text{N} / \text{mm}^2) \quad [\text{EC2, tabell3.1}]$$

Sandwichelementer har tykkelse $t = 0,18\text{m}$

Homogenevegger har tykkelse $t = 0,2$



Figur C5. Viser stivhetssenter(SS), massesenter (MS) i D.O.1-etg.

Tabell C2, C3, C4 og C5 viser utregninger for avstanden (e_{ox} og e_{oy}) mellom MS og SS på D.O.1-etg. Ikke alle veggene er med som avstivende veggskiver, de samme veggskivene som er med i dette vedlegget er også brukt i appendix D-I, som viser utregninger med RIF regneark. For å se plasseringen til de enkelte skivene i planet henvises det til appendix A.

Tabell C2. Geometri av veggskiver.

| Skive koding | Skive nummerering | | Skivehøyde | Lengde | Tykkelse | Areal |
|--------------|-------------------|-----------|------------|--------|----------|---------------------|
| | X-retning | Y-retning | h (m) | L (m) | t (m) | A (m ²) |
| VX01 | 1 | | 12,95 | 7,28 | 0,18 | 1,310 |
| VX02 | 2 | | 16,45 | 5,07 | 0,18 | 0,913 |
| VX04 | 3 | | 12,95 | 5,08 | 0,18 | 0,914 |
| VX07 | 4 | | 12,95 | 3,65 | 0,18 | 0,657 |
| VX11 | 5 | | 16,45 | 3,55 | 0,18 | 0,639 |
| VX12 | 6 | | 12,95 | 6,24 | 0,18 | 1,123 |
| GUX01 | 7 | | 12,95 | 1,9 | 0,2 | 0,380 |
| GUX02 | 8 | | 16,45 | 1,74 | 0,2 | 0,348 |
| GUX04 | 9 | | 16,45 | 1,74 | 0,2 | 0,348 |
| VX03 | | 10 | 9,39 | 3,1 | 0,18 | 0,558 |
| VX05 | | 11 | 10,05 | 2,7 | 0,18 | 0,486 |
| VX06 | | 12 | 10,05 | 2 | 0,18 | 0,360 |
| VX08 | | 13 | 16,45 | 3,2 | 0,18 | 0,576 |
| GUX03 | | 14 | 16,45 | 2,02 | 0,2 | 0,404 |
| GUX05 | | 15 | 16,45 | 1,35 | 0,2 | 0,270 |
| GUX06 | | 16 | 16,45 | 0,55 | 0,2 | 0,110 |

Tabell C3. Tekniske egenskaper til veggskiver.

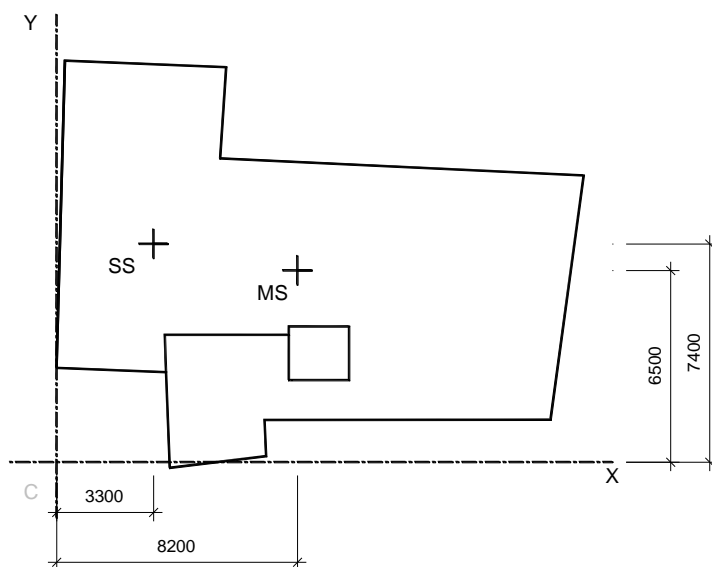
| Skive nummerering | | E-modul | Areal- moment | Bøyestivhet | Skjær- stivhet | Samlet- stivhet |
|-------------------|-----------|------------------------|---------------------|-----------------------|-----------------------|--------------------|
| X-retning | Y-retning | E (N/mm ²) | I (m ⁴) | K _b (kN/m) | K _s (kN/m) | K (kN/m) |
| 1 | | 33000 | 5,7874 | 263822 | 1113081 | 213272 |
| 2 | | 33000 | 1,9549 | 43476 | 610249 | 40585 |
| 3 | | 33000 | 1,9664 | 89641 | 776710 | 80366 |
| 4 | | 33000 | 0,7294 | 33250 | 558069 | 31381 |
| 5 | | 33000 | 0,6711 | 14925 | 427295 | 14421 |
| 6 | | 33000 | 3,6446 | 166139 | 954069 | 141499 |
| 7 | | 33000 | 0,1143 | 5211 | 322780 | 5128 |
| 8 | | 33000 | 0,0878 | 1953 | 232705 | 1936 |
| 9 | | 33000 | 0,0878 | 1953 | 232705 | 1936 |
| | 10 | 33000 | 0,4469 | 53434 | 653674 | 49396 |
| | 11 | 33000 | 0,2952 | 28795 | 531940 | 27316 |
| | 12 | 33000 | 0,1200 | 11704 | 394030 | 11366 |
| | 13 | 33000 | 0,4915 | 10931 | 385167 | 10630 |
| | 14 | 33000 | 0,1374 | 3055 | 270152 | 3021 |
| | 15 | 33000 | 0,0410 | 912 | 180547 | 907 |
| | 16 | 33000 | 0,0028 | 62 | 73556 | 62 |

Tabell C4. Senterkoordinater og stivhet av veggskiver.

| Skive nummerering | | Senterkoordinater til hver skive med origo i punkt C, vist i Figur C5 | | Horisontal stivhet til hver skive | | Stivhetsmoment til hver skive | |
|-------------------|-----------|---|-------|-----------------------------------|-----------------------|-------------------------------|------------------|
| X-retning | Y-retning | X (m) | Y (m) | K _x (kN/m) | K _y (kN/m) | Y*K _x | X*K _y |
| 1 | | 16,4 | 9,7 | 213272 | | 2068742 | |
| 2 | | 10,2 | 9,7 | 40585 | | 393673 | |
| 3 | | 5,5 | 13,5 | 80366 | | 1084943 | |
| 4 | | 4,7 | 3,4 | 31381 | | 106694 | |
| 5 | | 11,2 | 1,6 | 14421 | | 23074 | |
| 6 | | 16,1 | 1,6 | 141499 | | 226398 | |
| 7 | | 8,5 | 4,5 | 5128 | | 23078 | |
| 8 | | 11,6 | 5 | 1936 | | 9682 | |
| 9 | | 11,6 | 3,2 | 1936 | | 6197 | |
| | 10 | 8 | 11,4 | | 49396 | | 395167 |
| | 11 | 0 | 11,1 | | 27316 | | 0 |
| | 12 | 0 | 5,9 | | 11366 | | 0 |
| | 13 | 6,5 | 1,6 | | 10630 | | 69094 |
| | 14 | 12,7 | 4,2 | | 3021 | | 38367 |
| | 15 | 10,8 | 4,2 | | 907 | | 9800 |
| | 16 | 6,5 | 4,2 | | 62 | | 401 |
| | | SUM | | 530525 | 102698 | 3942481 | 512828 |

Tabell C5. Beregning av massesenter og eksentrisitet for D.O.1-etg.

| | |
|---------------------------------------|--------|
| Plassering av lokal y-akse: | |
| $x_t = \sum(X*K_y) / \sum K_y$ | 5,0 m |
| Plassering av lokal x akse: | |
| $y_t = \sum(Y*K_x) / \sum K_x$ | 7,4 m |
| Massesenter i y-retning: | |
| M _{sy} | 6,8 m |
| Massesenter i x-retning: | |
| M _{Sx} | 9,4 m |
| Eksentrisitet for last i y-retningen: | |
| $e_{ox} = M_{Sx} - x_t$ | 4,4 m |
| Eksentrisitet for last i x-retningen: | |
| $e_{oy} = M_{Sy} - y_t$ | -0,6 m |



Figur C6. Viser stivhetssenter (SS), massesenter (MS) i D.O.2 og 3-etg.

Tabell C6, C7, C8 og C9 viser utregninger for avstanden (e_{ox} og e_{oy}) mellom MS og SS på D.O.2 og 3-etg. Ikke alle veggene er med som avstivende veggskiver, de samme veggskivene som er med i dette vedlegget er også brukt i appendix D-I, utregninger med RIF regneark.

Tabell C6. Geometri av veggskiver.

| Skive koding | Skive nummerering | | Skivehøyde | Lengde | Tykkelse | Areal |
|--------------|-------------------|-----------|------------|--------|----------|---------------------|
| | X-retning | Y-retning | h (m) | L (m) | T (m) | A (m ²) |
| VX01 | 1 | | 12,95 | 7,28 | 0,18 | 1,310 |
| VX02 | 2 | | 16,45 | 5,07 | 0,18 | 0,913 |
| VX04 | 3 | | 12,95 | 5,08 | 0,18 | 0,914 |
| VX07 | 4 | | 12,95 | 3,65 | 0,18 | 0,657 |
| VX11 | 5 | | 16,45 | 3,55 | 0,18 | 0,639 |
| VX12 | 6 | | 12,95 | 6,24 | 0,18 | 1,123 |
| GUX01 | 7 | | 12,95 | 1,9 | 0,2 | 0,380 |
| GUX02 | 8 | | 16,45 | 1,74 | 0,2 | 0,348 |
| GUX04 | 9 | | 16,45 | 1,74 | 0,2 | 0,348 |
| VX03 | | 10 | 9,39 | 3,1 | 0,18 | 0,558 |
| VX05 | | 11 | 10,05 | 2,7 | 0,18 | 0,486 |
| VX06 | | 12 | 10,05 | 2 | 0,18 | 0,360 |
| VX08 | | 13 | 16,45 | 3,2 | 0,18 | 0,576 |
| GUX03 | | 14 | 16,45 | 2,02 | 0,2 | 0,404 |
| GUX05 | | 15 | 16,45 | 1,35 | 0,2 | 0,270 |
| GUX06 | | 16 | 16,45 | 0,55 | 0,2 | 0,110 |

Tabell C7. Tekniske egenskaper til veggskiver.

| Skive nummerering | | E-modul | Areal- moment | Bøyestivhet | Skjær- stivhet | Samlet- stivhet |
|-------------------|-----------|---------------------------|---------------------|-----------------------|-----------------------|--------------------|
| X-retning | Y-retning | E (N/mm ²) | I (m ⁴) | K _b (kN/m) | K _s (kN/m) | K (kN/m) |
| 1 | | 33000 | 5,7874 | 263822 | 1113081 | 213272 |
| 2 | | 33000 | 1,9549 | 43476 | 610249 | 40585 |
| 3 | | 33000 | 1,9664 | 89641 | 776710 | 80366 |
| 4 | | 33000 | 0,7294 | 33250 | 558069 | 31381 |
| 5 | | 33000 | 0,6711 | 14925 | 427295 | 14421 |
| 6 | | 33000 | 3,6446 | 166139 | 954069 | 141499 |
| 7 | | 33000 | 0,1143 | 5211 | 322780 | 5128 |
| 8 | | 33000 | 0,0878 | 1953 | 232705 | 1936 |
| 9 | | 33000 | 0,0878 | 1953 | 232705 | 1936 |
| | 10 | 33000 | 0,4469 | 53434 | 653674 | 49396 |
| | 11 | 33000 | 0,2952 | 28795 | 531940 | 27316 |
| | 12 | 33000 | 0,1200 | 11704 | 394030 | 11366 |
| | 13 | 33000 | 0,4915 | 10931 | 385167 | 10630 |
| | 14 | 33000 | 0,1374 | 3055 | 270152 | 3021 |
| | 15 | 33000 | 0,0410 | 912 | 180547 | 907 |
| | 16 | 33000 | 0,0028 | 62 | 73556 | 62 |

Tabell C8. Senterkoordinater og stivhet av veggskiver.

| Skive nummerering | | Senterkoordinater til hver skive med origo i punkt C, vist i Figur C6 | | Horisontal stivhet til hver skive | | Stivhetsmomentet til hver skive | |
|-------------------|-----------|---|-------|-----------------------------------|-----------------------|---------------------------------|------------------|
| X-retning | Y-retning | X (m) | Y (m) | K _x (kN/m) | K _y (kN/m) | Y*K _x | X*K _y |
| 1 | | 13,7 | 9,7 | 213272 | | 2068742 | |
| 2 | | 7,5 | 9,7 | 40585 | | 393673 | |
| 3 | | 2,5 | 13,5 | 80366 | | 1084943 | |
| 4 | | 2 | 3,4 | 31381 | | 106694 | |
| 5 | | 8,5 | 1,6 | 14421 | | 23074 | |
| 6 | | 13,4 | 1,6 | 141499 | | 226398 | |
| 7 | | 5,8 | 4,5 | 5128 | | 23078 | |
| 8 | | 8,9 | 5 | 1936 | | 9682 | |
| 9 | | 8,9 | 3,2 | 1936 | | 6197 | |
| | 10 | 5,3 | 11,4 | | 49396 | | 261798 |
| | 11 | 0 | 11,1 | | 27316 | | 0 |
| | 12 | 0 | 5,9 | | 11366 | | 0 |
| | 13 | 3,8 | 1,6 | | 10630 | | 40393 |
| | 14 | 10 | 4,2 | | 3021 | | 30210 |
| | 15 | 8,1 | 4,2 | | 907 | | 7350 |
| | 16 | 3,8 | 4,2 | | 62 | | 234 |
| | | SUM | | 530525 | 102698 | 3942481 | 339986 |

Tabell C9. Beregning av massesenter og eksentrisitet for D.O.2 og 3-etg.

Plassering av lokal y-akse:

$$x_t = \frac{\sum(X \cdot K_y)}{\sum K_y} \quad 3,3 \text{ m}$$

Plassering av lokal x akse:

$$y_t = \frac{\sum(Y \cdot K_x)}{\sum K_x} \quad 7,4 \text{ m}$$

Massesenter i y-retning:

$$M_{sy} \quad 6,5 \text{ m}$$

Massesenter i x-retning:

$$M_{sx} \quad 8,2 \text{ m}$$

Eksentrisitet for last i y-retningen:

$$e_{ox} = M_{sx} - x_t \quad 4,9 \text{ m}$$

Eksentrisitet for last i x-retningen:

$$e_{oy} = M_{sy} - y_t \quad -0,9 \text{ m}$$

ROTASJONSTIVHET

Tabell C10: Rotasjonsstivhet 1 etasje.

| Koding | Skive | X=Xi-Xt | Y=Yi-Yt | Y*K _x | X*K _y | Y ² *K _x | X ² *K _y |
|--------|-------|---------|---------|--|------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| VX01 | 1 | 11,4 | 2,3 | 483855 | | 1097733 | |
| VX02 | 2 | 5,2 | 2,3 | 92076 | | 208894 | |
| VX04 | 3 | 0,5 | 6,1 | 487720 | | 2959834 | |
| VX07 | 4 | -0,3 | -4,0 | -126504 | | 509973 | |
| VX11 | 5 | 6,2 | -5,8 | -84094 | | 490378 | |
| VX12 | 6 | 11,1 | -5,8 | -825118 | | 4811494 | |
| GUX01 | 7 | 3,5 | -2,9 | -15033 | | 44065 | |
| GUX02 | 8 | 6,6 | -2,4 | -4708 | | 11447 | |
| GUX04 | 9 | 6,6 | -4,2 | -8194 | | 34670 | |
| VX03 | 10 | 3,0 | 4,0 | | 148506 | | 446477 |
| VX05 | 11 | -5,0 | 3,7 | | -136406 | | 681150 |
| VX06 | 12 | -5,0 | -1,5 | | -56757 | | 283416 |
| VX08 | 13 | 1,5 | -5,8 | | 16013 | | 24123 |
| GUX03 | 14 | 7,7 | -3,2 | | 23281 | | 179418 |
| GUX05 | 15 | 5,8 | -3,2 | | 5269 | | 30593 |
| GUX06 | 16 | 1,5 | -3,2 | | 93 | | 140 |
| | | | | SUM | | 10168487 | 1645317 |
| | | | | K _{rot} =ΣY ² *K _{xi} +ΣX ² *K _{yi} | | 11813805 | |
| | | | | r _x | 10,7 | | |
| | | | | r _y | 4,7 | | |

$$r_x = \sqrt{\frac{K_{rot}}{\sum K_{y_i}}} \quad r_y = \sqrt{\frac{K_{rot}}{\sum K_{x_i}}}$$

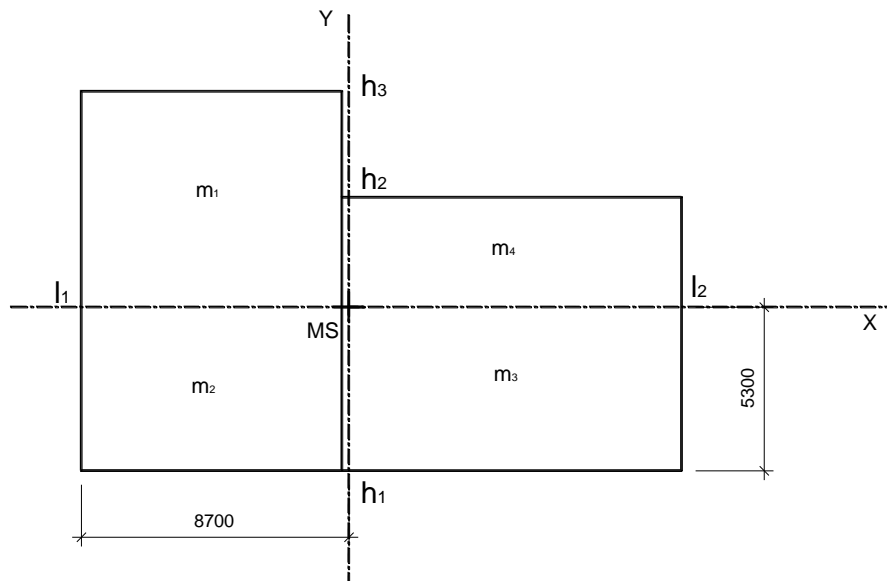
Tabell C11: Rotasjonsstivhet 2. og 3. etasje.

| Koding | Skive | $X=X_i-X_t$ | $Y=Y_i-Y_t$ | Y^2*K_x | X^2*K_y | Y^2*K_x | X^2*K_y |
|--------|-------|-------------|-------------|---|-----------|-----------|-----------|
| VX01 | 1 | 10,4 | 2,3 | 483855 | | 1097733 | |
| VX02 | 2 | 4,2 | 2,3 | 92076 | | 208894 | |
| VX04 | 3 | -0,8 | 6,1 | 487720 | | 2959834 | |
| VX07 | 4 | -1,3 | -4,0 | -126504 | | 509973 | |
| VX11 | 5 | 5,2 | -5,8 | -84094 | | 490378 | |
| VX12 | 6 | 10,1 | -5,8 | -825118 | | 4811494 | |
| GUX01 | 7 | 2,5 | -2,9 | -15033 | | 44065 | |
| GUX02 | 8 | 5,6 | -2,4 | -4708 | | 11447 | |
| GUX04 | 9 | 5,6 | -4,2 | -8194 | | 34670 | |
| VX03 | 10 | 2,0 | 4,0 | | 98271 | | 195507 |
| VX05 | 11 | -3,3 | 3,7 | | -90432 | | 299379 |
| VX06 | 12 | -3,3 | -1,5 | | -37627 | | 124567 |
| VX08 | 13 | 0,5 | -5,8 | | 5203 | | 2547 |
| GUX03 | 14 | 6,7 | -3,2 | | 20209 | | 135188 |
| GUX05 | 15 | 4,8 | -3,2 | | 4346 | | 20815 |
| GUX06 | 16 | 0,5 | -3,2 | | 30 | | 15 |
| | | | | SUM | | 10168487 | 778018 |
| | | | | $K_{rot} = \sum Y^2 * K_{xi} + \sum X^2 * K_{yi}$ | | 10946505 | |
| | | | | r_x | 10,3 | | |
| | | | | r_y | 4,5 | | |

TREGHETSMOMENT OG GULVMASSENS TREGHETSRADIUS (I_s)

Ved beregninger av treghetsmoment har det blitt gjort en forenkling av geometrien til planet slik man kan se i figur C7 og C8. Dette er gjort for å gjøre beregningen enklere, endringene er så små og til sikker side at det ikke vil påvirke resultatet mye. Ett nytt massesenter har også blitt beregnet slik at dette passer med den nye geometrien.

$$\text{Treghetsradiusen, } I_s = \sqrt{\frac{\sum I}{\sum m}}$$



Figur C7. Viser massesenter (MS) til den forenklede geometrien til D.O.1-etg.

Treghetsmomentene (I_{ii}) til D.O.1-etg., som er vist i figur C7, kan beregnes på følgende måte ved bruk av normalakse teoremet:

$$I_z = I_x + I_y$$

$$I_{y1} = \frac{m_1 l_1^2}{3} \quad I_{x1} = \frac{m_1 h_3^2}{3}$$

$$I_{y2} = \frac{m_2 l_1^2}{3} \quad I_{x2} = \frac{m_2 h_1^2}{3}$$

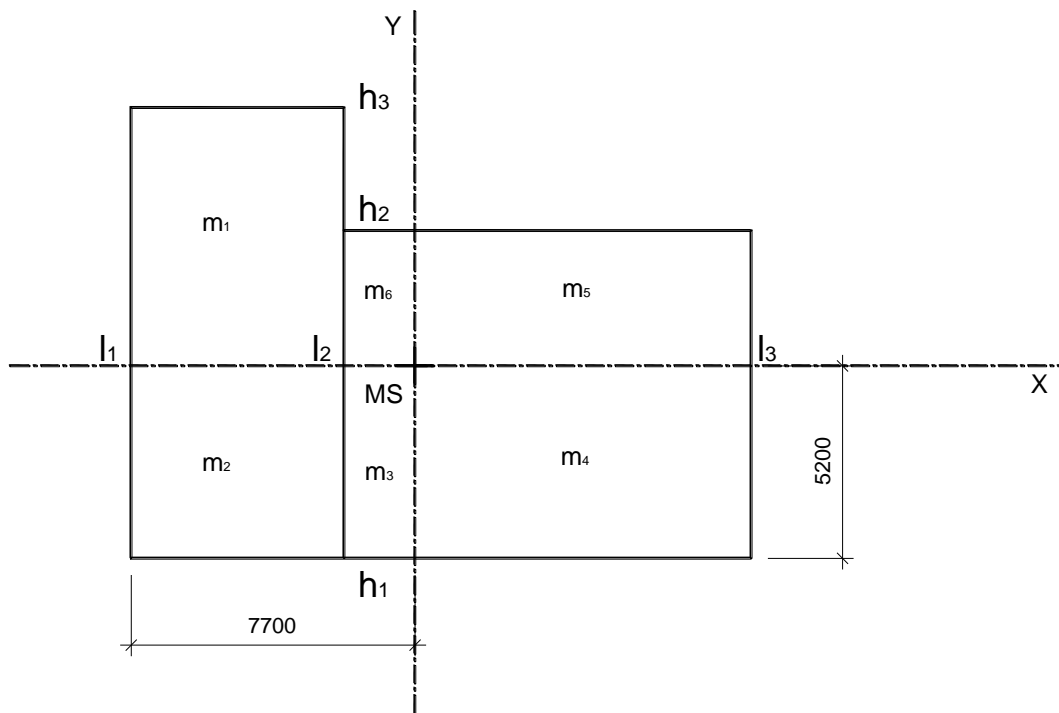
$$I_{y3} = \frac{m_3 l_2^2}{3} \quad I_{x3} = \frac{m_3 h_1^2}{3}$$

$$I_{y4} = \frac{m_4 l_2^2}{3} \quad I_{x4} = \frac{m_4 h_2^2}{3}$$

Resultatet er vist i tabell C12.

Tabell C12. Tregghetsmoment for D.O.1-etg.

| D.O.1-etg | | Total gulvmasse (hentet fra appendix B) | | | | | 107580 kg |
|-----------|-----------|---|------------|-------------------------|------------------------------|---|-----------|
| | l_i (m) | h_i (m) | m_i (kg) | A_i (m ²) | I_{xi} (kgm ²) | I_{yi} (kgm ²) | |
| 1 | 8,7 | 5,3 | 32425,7 | 60,9 | 529621 | 818102 | |
| 2 | 10,8 | 3,5 | 24550,9 | 46,1 | 229878 | 619420 | |
| 3 | | 7,0 | 30477,0 | 57,2 | 285366 | 1184946 | |
| 4 | | | 20126,3 | 37,8 | 82182 | 782512 | |
| 5 | | | | | | | |
| 6 | | | | | | | |
| SUM | | | 107580,0 | 202,1 | 1127048 | 3404979 | |
| | | | | | | ΣI_{xi} (kgm ²) + ΣI_{yi} (kgm ²) | 4532027 |
| | | | | | | I_s (m) | 6,5 |



Figur C8. Viser massesenter (MS) til den forenklede geometrien til D.O.2-etg.

Trehetsmomentene (I_{ii}) til D.O.2-etg. som er vist i figur C8, kan beregnes på følgende måte ved bruk av normalakse teoremet:

$$I_{y1} = \frac{m_1}{A_1} \int_{l_2}^{l_1} x^2 dA = \frac{m_1}{(l_1 - l_2)h_3} \int_{l_2}^{l_1} x^2 h_3 dx = \frac{m_1}{(l_1 - l_2)} \left[\frac{x^3}{3} \right]_{l_2}^{l_1} = \frac{m_1(l_1^3 - l_2^3)}{3(l_1 - l_2)}$$

$$I_{x1} = \frac{m_1}{A_1} \int_0^{h_3} y^2 dA = \frac{m_1}{(l_1 - l_2)h_3} \int_0^{h_3} y^2 (l_1 - l_2) dy = \frac{m_1(l_1 - l_2)}{(l_1 - l_2)h_3} \left[\frac{y^3}{3} \right]_0^{h_3} = \frac{m_1 h_3}{3}$$

$$I_{y2} = \frac{m_2(l_1^3 - l_2^3)}{3(l_1 - l_2)}$$

$$I_{x2} = \frac{m_2 h_1}{3}$$

$$I_{y3} = \frac{m_3}{A_3} \int_0^{l_2} x^2 dA = \frac{m_3}{h_1 l_2} \int_0^{l_2} x^2 h_1 dx = \frac{m_3}{l_2} \left[\frac{x^3}{3} \right]_0^{l_2} = \frac{m_3 l_2^2}{3}$$

$$I_{x3} = \frac{m_3}{A_3} \int_0^{h_1} y^2 dA = \frac{m_3}{h_1 l_2} \int_0^{h_1} y^2 l_2 dy = \frac{m_3}{h_1} \left[\frac{y^3}{3} \right]_0^{h_1} = \frac{m_3 h_1^2}{3}$$

$$I_{y4} = \frac{m_4 l_3^2}{3} \quad I_{x4} = \frac{m_4 h_1^2}{3}$$

$$I_{y5} = \frac{m_5 l_3^2}{3} \quad I_{x5} = \frac{m_5 h_2^2}{3}$$

$$I_{y6} = \frac{m_6 l_2^2}{3} \quad I_{x6} = \frac{m_6 h_2^2}{3}$$

Resultatet er vist i tabell C13.

Tabell C13. Trehetsmoment for D.O.2-etg.

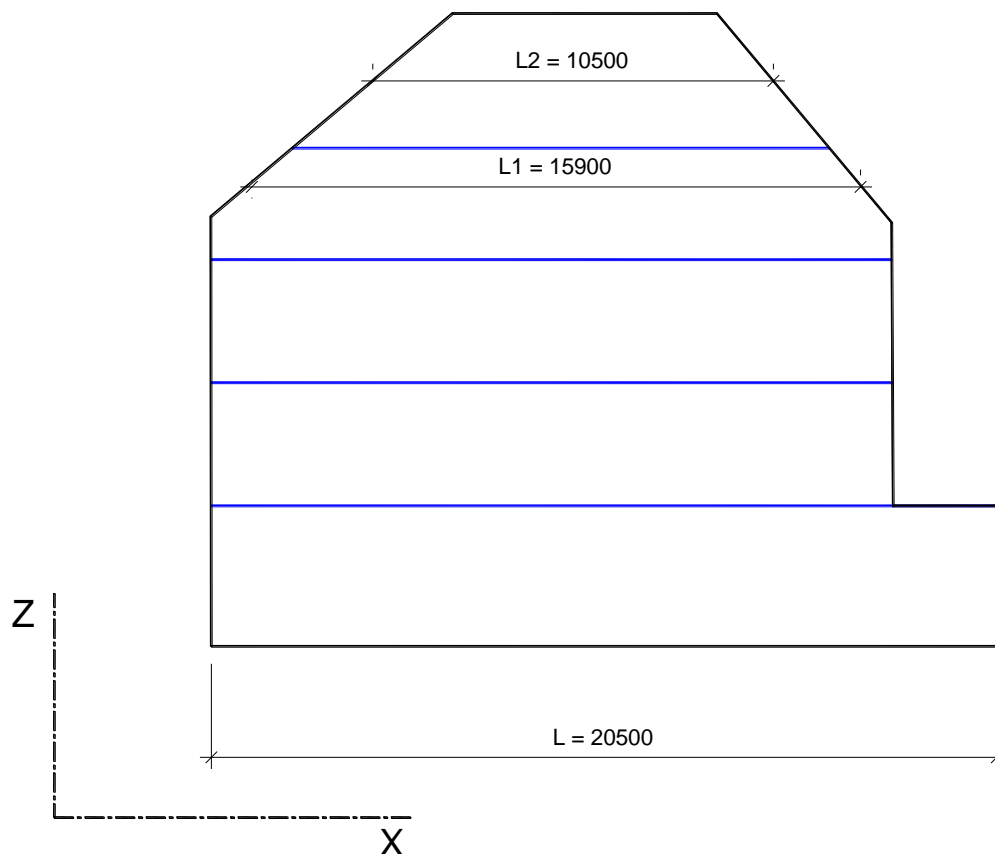
| D.O.2-etg | | Total gulvmasse (hentet fra appendix B) | | | | 89480 kg | |
|-----------|--------|---|---------|----------------------|-------------------------|---|---------|
| | li (m) | hi (m) | mi (kg) | Ai (m ²) | Ixi (kgm ²) | Iyi (kgm ²) | |
| 1 | 7,7 | 5,2 | 21824,4 | 40,6 | 356465 | 919316 | |
| 2 | 1,9 | 3,5 | 16212,4 | 30,2 | 146128 | 682921 | |
| 3 | 9,1 | 7,0 | 5311,0 | 9,9 | 47869 | 6391 | |
| 4 | | | 25436,7 | 47,3 | 229269 | 702138 | |
| 5 | | | 17120,9 | 31,9 | 69910 | 472593 | |
| 6 | | | 3574,7 | 6,7 | 14597 | 4302 | |
| SUM | | | 89480,0 | 166,5 | 864239 | 2787660 | |
| | | | | | | $\Sigma I_{xi} \text{ (kgm}^2\text{)} + \Sigma I_{yi} \text{ (kgm}^2\text{)}$ | 3651898 |
| | | | | | | ls (m) | 6,4 |

Tabell C14. Resultater og krav.

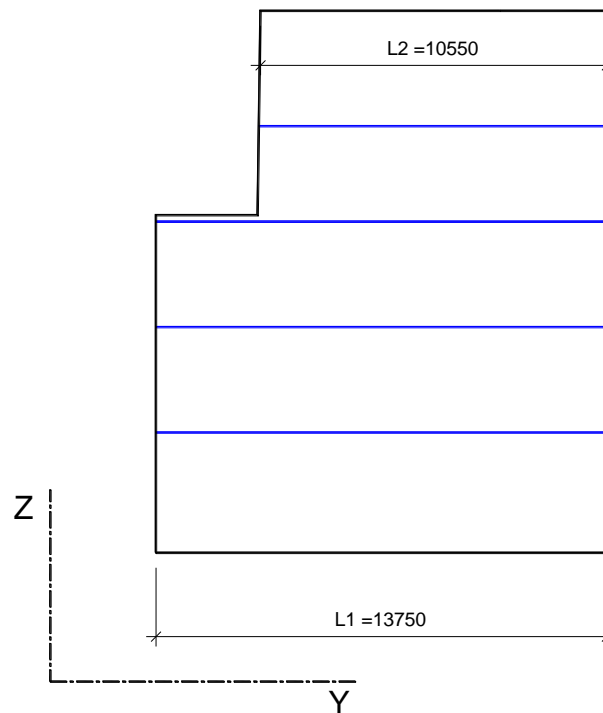
| Parametere og krav | D.O.1-etg. | | D.O.2 og 3-etg. | |
|------------------------------------|-------------|-------------|-----------------|-------------|
| | x – retning | y – retning | x – retning | y – retning |
| e_{ox} eller e_{oy} (m) | 4,4 | 0,6 | 4,9 | 0,9 |
| r_x eller r_y (m) | 10,7 | 4,7 | 10,3 | 4,5 |
| I_s (m ⁴) | 6,5 | 6,5 | 6,4 | 6,4 |
| Krav: $r_i \geq I_s$ | OK | Ikke OK | OK | Ikke OK |
| Krav: $e_{oi} \leq 0,3 \times r_i$ | Ikke OK | OK | Ikke OK | OK |

REGULARITET I OPPRISS

Pkt. 4.2.3.3 i EC8 gir kriterier for kontroll av regularitet i oppriss. Disse er knyttet til bygges geometri i x og y-retning.



Figur C9. Oppriss i zx-retning, de blå linjene illustrerer etasjeskillene.



Figur C10. Oppriss i zy-retning, de blå linjene illustrerer etasjeskillene.

Siden de tilbaketrukkede delene av bygget ikke er aksesymmetriske må pkt. 4.2.3.3(5)c og figur 4.1 d i EC8 benyttes ved kontroll.

Tabell C15. Resultater og krav.

| Krav | Figur C9 | | Figur C10 der $L=L_1$ | |
|-------------------------------|---------------------------------|---------|---------------------------------|---------|
| $\frac{L-L_2}{L} \leq 0,30$ | $\frac{20,5-10,5}{20,5} = 0,48$ | Ikke OK | | |
| $\frac{L_1-L_2}{L} \leq 0,10$ | $\frac{15,9-10,5}{20,5} = 0,26$ | Ikke OK | $\frac{13,8-10,6}{13,8} = 0,23$ | Ikke OK |

OPPSUMMERING

Bygningen er ikke regulær i oppriss eller plan. Dette betyr ved å se i Tabell C1 at en romlig modell med modal analyse må utføres, og man får en redusert konstruksjonsfaktor, i EC8 er reduksjonen 20 % se pkt. 4.2.3.1.(7).

APPENDIX D – RIF REGNEARK

KONSTRUKSJONSFAKTOREN

Tabell D1. Summen av Hwi og Lwi.

| Referanse bygget | | Stedstøpt | |
|------------------|-------|-----------|-------|
| Hwi | Lwi | Hwi | Lwi |
| 12,95 | 7,28 | | |
| 16,45 | 5,07 | | |
| 12,95 | 5,08 | | |
| 12,95 | 3,65 | 14 | 12 |
| 16,45 | 3,55 | 13 | 5 |
| 12,95 | 6,24 | 13 | 3,7 |
| 12,95 | 1,9 | 14 | 10 |
| 16,45 | 1,74 | 13 | 1,9 |
| 16,45 | 1,74 | 16,5 | 1,8 |
| 9,39 | 3,1 | 16,5 | 1,8 |
| 10,05 | 2,7 | 9,4 | 3,1 |
| 10,05 | 2 | 10 | 4,7 |
| 16,45 | 3,2 | 16,5 | 3,2 |
| 16,45 | 2,02 | 16,45 | 2,02 |
| 16,45 | 1,35 | 16,45 | 1,35 |
| 16,45 | 0,55 | 16,45 | 0,55 |
| 225,84 | 51,17 | 185,25 | 51,12 |

$$k_w = \left\{ \begin{array}{l} 1,00, \text{ for frame and frame - equivalent dual systems} \\ (1 + \alpha_o) / 3 \leq 1, \text{ but not less than } 0,5, \text{ for wall, wall - equivalent and torsionally} \\ \text{flexible systems} \end{array} \right\}$$

$$\alpha_o = \sum h_{wi} / \sum l_{wi}$$

where

h_{wi} is the height of wall i ; and

l_{wi} is the length of the section of wall i .

$$k_w = \frac{1+4,4}{3} = 1,8 \geq 1,0$$

$$k_w = 1,0$$

$$k_w = \frac{1+3,6}{3} = 1,5 \geq 1,0$$

$$k_w = 1,0$$

Tabell D2. Konstruksjonsfaktor etter punkt 5.2.2.2 og 5.11.1.4 i EC8.

| Parameter | Konstruksjonsfaktor (q) | |
|----------------|-------------------------|---------------|
| | Stedstøpt løsning | Elementbygget |
| q _o | 2,0 | 2,0 |
| k _w | 1,0 | 1,0 |
| Reduksjon | 0,8 | 0,8 |
| k _p | | 1,0 |
| totalt | 1,6 | 1,6 |

| | | | | |
|---|--|---|------------------|---------------|
|  | Bestemmelse av jordskjelvlaster for regulære, skiveavstivede bygninger etter forenklede metoder | | Dato 27.06.11 | Dok. nr. 2 |
| | Prosjekt nr. 1 | Prosjekt Masteroppgave, referansebygget. | Rev. 27.06.11 | Sign. T.R |

Angi opplysninger om byggverkets hovedgeometri og egenskaper

Alle felter som er merket grå bør fylles inn.

Etasjeskillere

| | | | |
|-----------------------|-----------------------|-------------------------|---------------------------------|
| Antall etasjer | Gulvflate | Egenvekt dekke | Ekvivalent dekketykkelse |
| 5 | 145 [m ²] | 25 [kN/m ³] | 0,226 [m] |

Etasjehøyde for hvert etasjenivå [m]

| | | | | | | | |
|------|-----|-----|-----|-----|---|---|---|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| 3,65 | 3,2 | 3,2 | 2,9 | 3,5 | | | |

| | | | | | | | |
|---|----|----|----|----|----|----|----|
| 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 |
| | | | | | | | |

Nyttelast for hvert etasjenivå¹⁾ [kN/m²]

| | | | | | | | |
|-----|---|-----|-----|------|---|---|---|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| 3,8 | 4 | 3,7 | 3,4 | -3,7 | | | |

| | | | | | | | |
|---|----|----|----|----|----|----|----|
| 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 |
| | | | | | | | |

Avstivningssystem²⁾

| | | |
|-------------------------------------|------------------------------|-------------------------|
| Karakteristisk betongfasthet | E-modul | Tverrkontraksjon |
| 30 [MPa] | 2,64E+10 [N/m ²] | 0,2 |


| | X-retning Kryss av med "x" | Y-retning Kryss av med "x" | Skivehøyde (H _i) [m] | Lengde (D _i) [m] | Tykkelse (t _i) [m] | Egenvekt (γ _i) [kN/m ³] |
|----|----------------------------------|----------------------------------|--|------------------------------------|--------------------------------------|---|
| 1 | x | | 12,95 | 7,28 | 0,18 | 28 |
| 2 | x | | 16,45 | 5,07 | 0,18 | 28 |
| 3 | x | | 12,95 | 5,08 | 0,18 | 28 |
| 4 | x | | 12,95 | 3,65 | 0,18 | 28 |
| 5 | x | | 16,45 | 3,55 | 0,18 | 28 |
| 6 | x | | 12,95 | 6,24 | 0,18 | 28 |
| 7 | x | | 12,95 | 1,9 | 0,2 | 25 |
| 8 | x | | 16,45 | 1,74 | 0,2 | 25 |
| 9 | x | | 16,45 | 1,74 | 0,2 | 25 |
| 10 | | x | 9,39 | 3,1 | 0,18 | 28 |
| 11 | | x | 10,05 | 2,7 | 0,18 | 28 |
| 12 | | x | 10,05 | 2 | 0,18 | 28 |
| 13 | | x | 16,45 | 3,2 | 0,18 | 28 |
| 14 | | x | 16,45 | 2,02 | 0,2 | 25 |
| 15 | | x | 16,45 | 1,35 | 0,2 | 25 |
| 16 | | x | 16,45 | 0,55 | 0,2 | 25 |

Merknader:

- Aktuell kombinasjonsfaktor (ψ) etter NS-EN 1990:2002 ref. /2/ må være ivarett ved innsetting i tabellen.
- Feltene må fylles inn dersom alternativ utregning av egenperioden ønskes, jfr. Alt. 2 under "Resultater".
Ved forenklet beregning av både skiveavstivede og øvrige avstivningssystem etter NS-EN 1998-1 §4.3.3.2.2, jfr. Alt. 1 under "Resultater" behøves feltene ikke å fylles inn.

NB! Forutsetninger for bruk av regnearket og forenklede metoder iht. NS-EN 1998-1

- Forenklede metoder kan benyttes ved beregning av jordskjelvlaster for konstruksjoner med enkel geometri og lik fundamentering.
- Byggverkets stivhetsenter og massetyngdepunkt i planet er nær sammenfallende
- Samtlige skiver antas parallelt med byggets to ortogonale plane akser, altså x- eller y-aksen
- Bidrag fra høyere svingeformer og torsjon kan neglisjeres
- Samtlige skiver er tilstrekkelig opplagret på grunnivå og virker monolottisk forbundet mellom etasjeskillene
- Betongstivheter antas å være i uopprisset tilstand (Stadium I)

| | | | | |
|---|---|----------|----------|----------|
|  | Bestemmelse av jordskjelvslaster for regulære, skiveavstivede bygninger etter forenklede metoder | | Dato | Dok. nr. |
| | Prosjekt nr. | Prosjekt | 27.06.11 | 2 |
| 1 | Masteroppgave, referansebygget. | | Rev. | Sign. |
| | | | 27.06.11 | T.R |

Angi opplysninger om byggverk etter NS-EN 1998-1

Alle felter som er merket grå bør fylles inn.

Referanse til NS-EN 1998-1:

Aritmetiske uttrykk for dimensjonerende akselerasjonspekteret $S_d(T)$ er gitt ved:

§ 3.2.2.5(4)P

| | | |
|--------------------|------------|--|
| $0 < T \leq T_B$ | $S_d(T) =$ | $a_g * S * (2/3 + (T/T_B) * (2,5/q - 2/3))$ |
| $T_B < T \leq T_C$ | $S_d(T) =$ | $a_g * S * 2,5/q$ |
| $T_C < T \leq T_D$ | $S_d(T) =$ | $a_g * S * 2,5 * (T_C/T) / q \geq 0,2 * a_g$ |
| $T_D < T$ | $S_d(T) =$ | $a_g * S * 2,5 * (T_C * T_D / T^2) / q \geq 0,2 * a_g$ |

Følgende parametre bør innsettes:

Spissverdi for berggrunnens akselerasjon (a_{g40Hz}) [m/s²]

Figur NA.3 (901 og 902)

Seismisk faktor (γ_i)

Tabell NA.4(901) og Tabell NA.4(902)

Sett et kryss (X) for en gitt klasse

| | Klasse | Byggverk | γ_i |
|---|--------|------------------------|------------|
| | I | ref. Tabell NA.4 (902) | 0,70 |
| x | II | ref. Tabell NA.4 (902) | 1,00 |
| | III | ref. Tabell NA.4 (902) | 1,40 |
| | IV | ref. Tabell NA.4 (902) | 2,00 |

Konstruksjonsfaktor (q)^{1) 2) 3)}

Tabell NA.6.1

Sett et kryss (X) for en gitt duktilitetsklasse

| | Nivå | Konstruksjonens duktilitetsklasse | q |
|---|------|-----------------------------------|------|
| x | DCL | Lav duktilitet | 1,50 |
| | DCM | Middels duktilitet | 3,00 |
| | DCH | Høy duktilitet | - |

DCL $q \leq 1,5$ DCM $q \leq 4$ Grunnforsterkningsfaktor (S)

Tabell NA.3.1 og Tabell NA.3.3

 T_B (s) T_C (s) T_D (s)

Sett et kryss (X) for en gitt grunnforholdstype

| | Type | Beskrivelse | $V_{s,30}$ [m/s] | N_{SPT} [slag/30cm] | C_u [kPa] | S | T_B [s] | T_C [s] | T_D [s] |
|---|---------------------|--------------------|---------------------|--------------------------|----------------|------|--------------|--------------|--------------|
| | A | ref. Tabell NA.3.1 | > 800 | - | - | 1,00 | 0,10 | 0,25 | 1,50 |
| | B | ref. Tabell NA.3.1 | 360 - 800 | > 50 | > 250 | 1,25 | 0,10 | 0,30 | 1,50 |
| | C | ref. Tabell NA.3.1 | 180 - 360 | 15 - 50 | 70 - 250 | 1,40 | 0,15 | 0,35 | 1,50 |
| x | D | ref. Tabell NA.3.1 | 130 - 180 | 10 - 15 | 40 - 70 | 1,60 | 0,15 | 0,45 | 1,50 |
| | E | ref. Tabell NA.3.1 | | | | 1,70 | 0,10 | 0,35 | 1,50 |
| | S_1 ⁴⁾ | ref. Tabell NA.3.1 | < 100 (antydnet) | - | 10 - 20 | | | | |
| | S_2 ⁴⁾ | ref. Tabell NA.3.1 | | | | | | | |

Avstviningsfaktor for utregning av egenperiode ved Alt. 1 (C_i)


§ 4.3.3.2.2(3)

Sett et kryss (X) for gitt avstvinningssystem

| | Avstvinningssystem | C_i |
|---|-------------------------|-------|
| | Stålramme | 0,085 |
| | Betongramme | 0,075 |
| X | Skiver og øvrige system | 0,050 |

Merknader:

- 1) Bruken av q tar hensyn til innflytelsen av viskøs demping ref. pkt. 3.2.2.5(3)P
- 2) Under forutsetning at q velges lik eller mindre enn 1,5 kreves ikke ytterligere påvisning av duktilitet etter pkt. 2.2.2. For $1,5 < q \leq 4$ forutsetter at bærekonstruksjonen i bygget har større evne til å oppta og fordele jordskjelvkraftene etter pkt. 2.2.2
- 3) Dette regnearket tar ikke hensyn til at q kan ha ulik verdi i de to retningene.
- 4) For byggegrunner der grunnforholdene samsvarer med S_1 eller S_2 kreves spesielle undersøkelser for å fastslå den seismiske påvirkningen ref. pkt. 3.1.2 (4)P.

| | | | | |
|---|--|----------|----------|----------|
|  | Bestemmelse av jordskjelvlaster for regulære, skiveavstivede bygninger etter forenklede metoder | | Dato | Dok. nr. |
| | Prosjekt nr. | Prosjekt | 27.06.11 | 2 |
| 1 | Masteroppgave, referansebygget. | | Rev. | Sign. |
| | | | 27.06.11 | T.R |

Oppsummering av hovedinngangsdata

| | | |
|----------------------------------|-------|------------------|
| Byggverkets betraktede høyde | 16,45 | m |
| Total masse | 945 | tonn |
| Spissverdi for grunnakselerasjon | 0,9 | m/s ² |
| Seismisk klasse | II | |
| Konstruksjonsfaktor | 1,5 | |
| Grunnforholdstype | D | |

Egenperioder, dimensjonerende grunnakselerasjon og skjærkraft ved grunnnivå

Generelt:

Alle beregninger baseres på NS-EN 1998-1:2004, i tillegg til et alternativt egenperiodeberegning. Merk at betingelsene for bruk av denne metoden må tilfredsstilles etter NS-EN 1998-1.

Utregning av første egenperiode:

Alternativ 1) Forenklet metode for generelle og regulære bygninger under 40 m høyde (NS-EN 1998-1 § 4.3.3.2.2(3))

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} \quad \text{der } C_1 \text{ - faktoren er gitt ved tabellen under "Input - NS-EN 1998-1"}$$

Alternativ 2) Forenklet metode for regulære og skiveavstivede bygninger etter Dunkerley's metode (Ref. /3/ og /4/)

Benyttes for en nøyaktigere beskrivelse av skiven stivhetsfordeling etableres egenperioden alternativt basert på avstivningsskivenes hovedgeometri, bøyestivhet samt skjærleksibilitet. Forutsetter at avstivningssystemet under "Input-Hovedgeometri" er definert. En kort beskrivelse av metoden er gitt under "Detaljer".

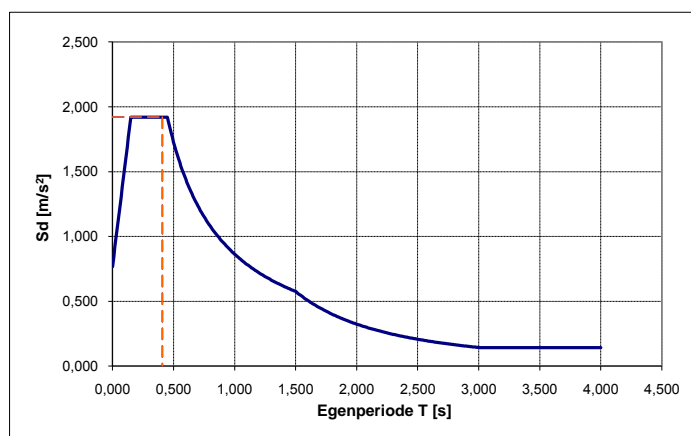
$$T = 40 \sqrt{\frac{\rho}{\kappa G} \frac{1}{\sqrt{A_s}}} H$$

| | | |
|---|--------------|--------------|
| Egenperiode utregning | Alternativ 1 | Alternativ 2 |
| Kryss av (X) for ønsket alternativ for egenperiodeutregning | x | |

| | | | |
|--|-----------------|------|---------------------|
| Egensvingeperioder og frekvenser | T _x | 0,41 | [s] |
| | T _y | 0,41 | [s] |
| | f _x | 2,45 | [Hz] |
| | f _y | 2,45 | [Hz] |
| Dimensjonerende akselerasjon for et én-frihetsgradssystem | S _{ax} | 1,92 | [m/s ²] |
| | S _{ay} | 1,92 | [m/s ²] |
| Dimensjonerende skjærkraft ved grunnivå for et én-frihetsgradssystem | F _{bx} | 1542 | [kN] |
| | F _{by} | 1542 | [kN] |

KONKLUSJON: Dimensjonering for jordskjelvpåvirkning må gjennomføres

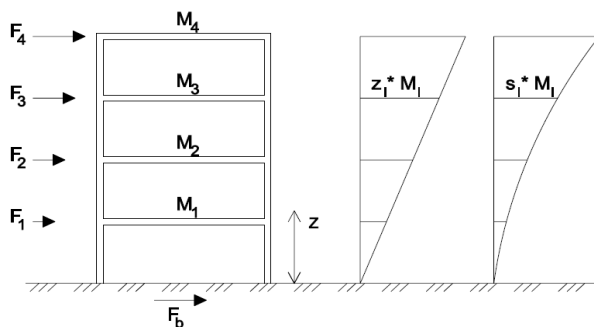
For utregning av etasjese krefter se tabellen under



Figur - Dimensjonerende akselerasjonsspekter samt visning av Sd(T) for gitte egenperioder (X-retn. - blå stiple linje, Y-retn. - oransje stiple linje).

Fordeling av horisontale etasjevise krefter fra jordskjelvpåvirkning

Fordelingen baseres på et system der kreftene fordeles etasjevise i det massen av både dekker og skiver tillegges i hver etasje. Illustrasjon av bæresystemet er vist under.



Basert på en forenklet utbøyningsform for den første svingemoden kan de horisontale etasjevise kreftene etableres med følgende uttrykk (§ 4.3.3.2.3):


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

| Etasje | Dekke W _d [tonn] | Masser Skiver W _s [tonn] | Totalt m _i [tonn] | Høyde x masse | | Etasjevise krefter ^{1) 2)} | | Akk. etasjevise krefter ^{1) 2)} fra overliggende etasjer | |
|--------|-----------------------------------|--|------------------------------------|---|---|-------------------------------------|--------------------------|--|---------------------------|
| | | | | z _i m _i [m*tonn] | z _i m _i [m*tonn] | F _{i,x} [kN] | F _{i,y} [kN] | F _{ai,x} [kN] | F _{ai,x} [kN] |
| 1 | 139,7 | 137,8 | 277,5 | 1012,9 | 1012,9 | 201 | 201 | 1542 | 1542 |
| 2 | 142,6 | 81,5 | 224,1 | 1535,0 | 1535,0 | 304 | 304 | 1341 | 1341 |
| 3 | 138,2 | 71,7 | 209,9 | 2109,6 | 2109,6 | 418 | 418 | 1038 | 1038 |
| 4 | 133,8 | 49,5 | 183,2 | 2373,1 | 2373,1 | 470 | 470 | 620 | 620 |
| 5 | 28,8 | 17,2 | 46,1 | 757,5 | 757,5 | 150 | 150 | 150 | 150 |
| 6 | | | | | | | | | |
| 7 | | | | | | | | | |
| 8 | | | | | | | | | |
| 9 | | | | | | | | | |
| 10 | | | | | | | | | |
| 11 | | | | | | | | | |
| 12 | | | | | | | | | |
| 13 | | | | | | | | | |
| 14 | | | | | | | | | |
| 15 | | | | | | | | | |
| 16 | | | | | | | | | |
| | | | | Total skjærkraft ved grunnivå [kN] | | ΣF _{i,x} | | 1542 | 1542 |
| | | | | Totalt moment ved grunnivå [kNm] | | ΣF _{i,x} z _i | | 15563 | 15563 |

Tabell - Oversikt over etasjevise horisontale krefter samt globale reaksjonskrefter ved grunnivå

Merknad:

- De oppgitte etasjevise kreftene gjelder for lastkomponenter i en ortogonal retning for seg. Dimensjonerende lastvirkning kan etableres ved kombinasjonsregulene gitt i NS-EN 1998-1 §4.3.3.5
- Effekten av utilsiktet torsjon må ivaretas iht. NS-EN 1998-1 § 4.3.3.2.4


| | | | | |
|---|---|--|------------------|---------------|
|  | Bestemmelse av jordskjelvslaster for regulære, skiveavstivede bygninger etter forenklede metoder | | Dato 27.06.11 | Dok. nr. 2 |
| | Prosjekt nr. 1 | Prosjekt Masteroppgave, referansebygget. | Rev. 27.06.11 | Sign. T.R |

Referanser

- /1/ NS-EN 1998-1:2004+NA:2008: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning.
- /2/ NS-EN-1990:2002+NA:2008: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- /3/ "Period Formulas for Concrete Shear Walls Buildings" - R. K. Goel, A. Chopra, JSE (1998)
- /4/ "Dynamic of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering", A. Chopra (1995)
- /5/ "Dimensjonerig for JORDSKJELV - Veileder til bruk av NS-En 1998-1:2004+NA:2008", RIF(2010)

Brukerdokumentasjon:**Utviklet av:**

Dr. techn. Olav Olsen AS
 Dicks vei 10 , P. O. Box 139
 NO-1325 Lysaker
 Sentralbord: +47 67 82 80 00
 Fax:+47 67 82 80 80
www.olavolsen.no

| | | | | |
|---|--|---|------------------|---------------|
|  | Bestemmelse av jordskjelvlaster for regulære, skiveavstivede bygninger etter forenklede metoder | | Dato 27.06.11 | Dok. nr. 2 |
| | Prosjekt nr. 1 | Prosjekt Masteroppgave, referanse bygget. | Rev. 27.06.11 | Sign. T.R |

Oppsummering av hovedinngangsdata

| | | |
|----------------------------------|-------|------------------|
| Byggverkets betraktede høyde | 16,45 | m |
| Total masse | 945 | tonn |
| Spissverdi for grunnakselerasjon | 0,9 | m/s ² |
| Seismisk klasse | II | |
| Konstruksjonsfaktor | 1,6 | |
| Grunnforholdstype | D | |

Egenperioder, dimensjonerende grunnakselerasjon og skjærkraft ved grunnnivå

Generelt:

Alle beregninger baseres på NS-EN 1998-1:2004, i tillegg til et alternativt egenperiodeberegning. Merk at betingelsene for bruk av denne metoden må tilfredsstilles etter NS-EN 1998-1.

Utregning av første egenperiode:

Alternativ 1) Forenklet metode for generelle og regulære bygninger under 40 m høyde (NS-EN 1998-1 § 4.3.3.2.2(3))

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} \quad \text{der } C_1 \text{ - faktoren er gitt ved tabellen under "Input - NS-EN 1998-1"}$$

Alternativ 2) Forenklet metode for regulære og skiveavstivede bygninger etter Dunkerley's metode (Ref. /3/ og /4/)

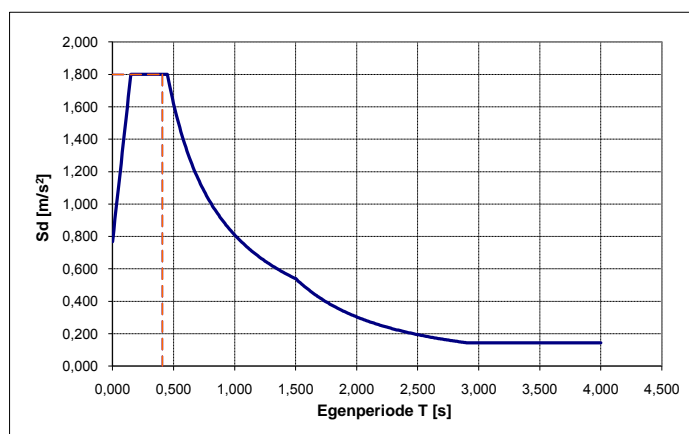
Benyttes for en nøyaktigere beskrivelse av skiven stivhetsfordeling etableres egenperioden alternativt basert på avstivningsskivenes hovedgeometri, bøyestivhet samt skjærleksibilitet. Forutsetter at avstivningssystemet under "Input-Hovedgeometri" er definert. En kort beskrivelse av metoden er gitt under "Detaljer".

$$T = 40 \sqrt{\frac{\rho}{\kappa G} \frac{1}{\sqrt{A_s}}} H$$


| | | |
|---|--------------|--------------|
| Egenperiode utregning | Alternativ 1 | Alternativ 2 |
| Kryss av (X) for ønsket alternativ for egenperiodeutregning | x | |

| | | | |
|--|-----------------|------|---------------------|
| Egensvingeperioder og frekvenser | T _x | 0,41 | [s] |
| | T _y | 0,41 | [s] |
| | f _x | 2,45 | [Hz] |
| | f _y | 2,45 | [Hz] |
| Dimensjonerende akselerasjon for et én-frihetsgradssystem | S _{ax} | 1,80 | [m/s ²] |
| | S _{ay} | 1,80 | [m/s ²] |
| Dimensjonerende skjærkraft ved grunnivå for et én-frihetsgradssystem | F _{bx} | 1446 | [kN] |
| | F _{by} | 1446 | [kN] |

KONKLUSJON: Dimensjonering for jordskjelvpåvirkning må gjennomføres når $q > 1.5$. NA.3.2.1(5)P
For utregning av etasjese krefter se tabellen under



Figur - Dimensjonerende akselerasjonsspekter samt visning av Sd(T) for gitte egenperioder (X-retn. - blå stiple linje, Y-retn. - oransje stiple linje).

| | | | | |
|---|--|---|------------------|---------------|
|  | Bestemmelse av jordskjelvlaster for regulære, skiveavstivede bygninger etter forenklede metoder | | Dato 27.06.11 | Dok. nr. 2 |
| | Prosjekt nr. 1 | Prosjekt Masteroppgave, referanse bygget. | Rev. 27.06.11 | Sign. T.R |

Oppsummering av hovedinngangsdata

| | | |
|----------------------------------|-------|------------------|
| Byggverkets betraktede høyde | 16,45 | m |
| Total masse | 945 | tonn |
| Spissverdi for grunnakselerasjon | 0,9 | m/s ² |
| Seismisk klasse | II | |
| Konstruksjonsfaktor | 3 | |
| Grunnforholdstype | D | |

Egenperioder, dimensjonerende grunnakselerasjon og skjærkraft ved grunnnivå

Generelt:

Alle beregninger baseres på NS-EN 1998-1:2004, i tillegg til et alternativt egenperiodeberegning. Merk at betingelsene for bruk av denne metoden må tilfredsstilles etter NS-EN 1998-1.

Utregning av første egenperiode:

Alternativ 1) Forenklet metode for generelle og regulære bygninger under 40 m høyde (NS-EN 1998-1 § 4.3.3.2.2(3))

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} \quad \text{der } C_1 \text{ - faktoren er gitt ved tabellen under "Input - NS-EN 1998-1"}$$

Alternativ 2) Forenklet metode for regulære og skiveavstivede bygninger etter Dunkerley's metode (Ref. /3/ og /4/)

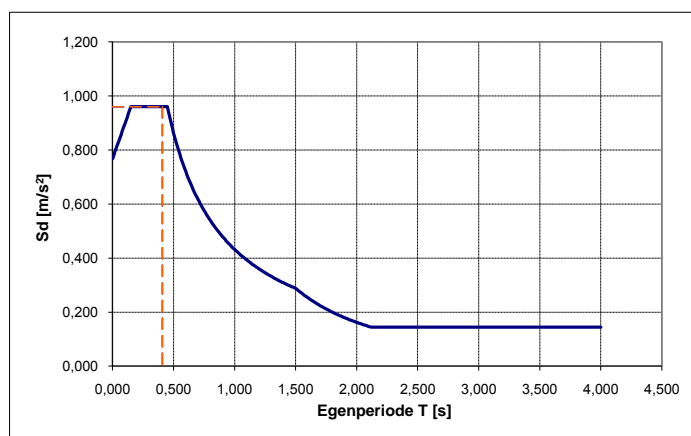
Benyttes for en nøyaktigere beskrivelse av skiven stivhetsfordeling etableres egenperioden alternativt basert på avstivningsskivenes hovedgeometri, bøyestivhet samt skjærleksibilitet. Forutsetter at avstivningssystemet under "Input-Hovedgeometri" er definert. En kort beskrivelse av metoden er gitt under "Detaljer".

$$T = 40 \sqrt{\frac{\rho}{\kappa G} \frac{1}{\sqrt{A_s}}} H$$

| | | |
|---|--------------|--------------|
| Egenperiode utregning | Alternativ 1 | Alternativ 2 |
| Kryss av (X) for ønsket alternativ for egenperiodeutregning | x | |

| | | | |
|--|----------|------|---------------------|
| Egensvingeperioder og frekvenser | T_x | 0,41 | [s] |
| | T_y | 0,41 | [s] |
| | f_x | 2,45 | [Hz] |
| | f_y | 2,45 | [Hz] |
| Dimensjonerende akselerasjon for et én-frihetsgradssystem | S_{dx} | 0,96 | [m/s ²] |
| | S_{dy} | 0,96 | [m/s ²] |
| Dimensjonerende skjærkraft ved grunnivå for et én-frihetsgradssystem | F_{bx} | 771 | [kN] |
| | F_{by} | 771 | [kN] |

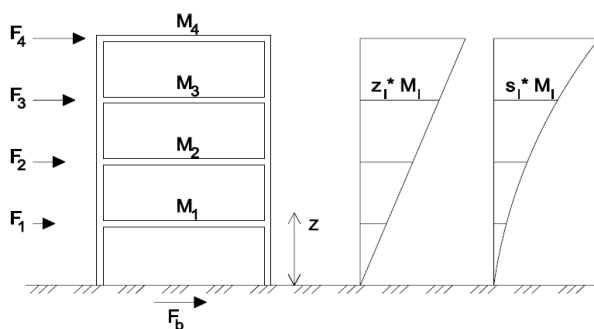
KONKLUSJON: Dimensjonering for jordskjelvpåvirkning må gjennomføres når $q > 1.5$. NA.3.2.1(5)P
For utregning av etasjese krefter se tabellen under



Figur - Dimensjonerende akselerasjonsspekter samt visning av $S_d(T)$ for gitte egenperioder (X-retn. - blå stiple linje, Y-retn. - oransje stiple linje).

Fordeling av horisontale etasjevise krefter fra jordskjelvpåvirkning

Fordelingen baseres på et system der kreftene fordeles etasjevise i det massen av både dekker og skiver tillegges i hver etasje. Illustrasjon av bæresystemet er vist under.



Basert på en forenklet utbøyningsform for den første svingemoden kan de horisontale etasjevise kreftene etableres med følgende uttrykk (§ 4.3.3.2.3):


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

| Etasje | Dekke W _d [tonn] | Masser Skiver W _s [tonn] | Totalt m _i [tonn] | Høyde x masse | | Etasjevise krefter ^{1) 2)} | | Akk. etasjevise krefter ^{1) 2)} fra overliggende etasjer | |
|--------|-----------------------------------|--|------------------------------------|---|---|-------------------------------------|--------------------------|--|---------------------------|
| | | | | z _i m _i [m*tonn] | z _i m _i [m*tonn] | F _{i,x} [kN] | F _{i,y} [kN] | F _{ai,x} [kN] | F _{ai,x} [kN] |
| 1 | 139,7 | 137,8 | 277,5 | 1012,9 | 1012,9 | 100 | 100 | 771 | 771 |
| 2 | 142,6 | 81,5 | 224,1 | 1535,0 | 1535,0 | 152 | 152 | 671 | 671 |
| 3 | 138,2 | 71,7 | 209,9 | 2109,6 | 2109,6 | 209 | 209 | 519 | 519 |
| 4 | 133,8 | 49,5 | 183,2 | 2373,1 | 2373,1 | 235 | 235 | 310 | 310 |
| 5 | 28,8 | 17,2 | 46,1 | 757,5 | 757,5 | 75 | 75 | 75 | 75 |
| 6 | | | | | | | | | |
| 7 | | | | | | | | | |
| 8 | | | | | | | | | |
| 9 | | | | | | | | | |
| 10 | | | | | | | | | |
| 11 | | | | | | | | | |
| 12 | | | | | | | | | |
| 13 | | | | | | | | | |
| 14 | | | | | | | | | |
| 15 | | | | | | | | | |
| 16 | | | | | | | | | |
| | | | | Total skjærkraft ved grunnivå [kN] | | ΣF _{i,x} | | 771 | 771 |
| | | | | Totalt moment ved grunnivå [kNm] | | ΣF _{i,x} z _i | | 7782 | 7782 |

Tabell - Oversikt over etasjevise horisontale krefter samt globale reaksjonskrefter ved grunnivå

Merknad:

- De oppgitte etasjevise kreftene gjelder for lastkomponenter i en ortogonal retning for seg. Dimensjonerende lastvirkning kan etableres ved kombinasjonsreglene gitt i NS-EN 1998-1 §4.3.3.5
- Effekten av utilsiktet torsjon må ivaretas iht. NS-EN 1998-1 § 4.3.3.2.4

| | | | | |
|---|--|---|------------------|---------------|
|  | Bestemmelse av jordskjelvlaster for regulære, skiveavstivede bygninger etter forenklete metoder | | Dato 27.06.11 | Dok. nr. 2 |
| | Prosjekt nr. 1 | Prosjekt Masteroppgave, referanse bygget. | Rev. 27.06.11 | Sign. T.R |

Oppsummering av hovedinngangsdata

| | | |
|----------------------------------|-------|------------------|
| Byggverkets betraktede høyde | 16,45 | m |
| Total masse | 945 | tonn |
| Spissverdi for grunnakselerasjon | 0,9 | m/s ² |
| Seismisk klasse | II | |
| Konstruksjonsfaktor | 1,6 | |
| Grunnforholdstype | D | |

Egenperioder, dimensjonerende grunnakselerasjon og skjærkraft ved grunnnivå

Generelt:

Alle beregninger baseres på NS-EN 1998-1:2004, i tillegg til et alternativt egenperiodeberegning. Merk at betingelsene for bruk av denne metoden må tilfredsstilles etter NS-EN 1998-1.

Utregning av første egenperiode:

Alternativ 1) Forenklet metode for generelle og regulære bygninger under 40 m høyde (NS-EN 1998-1 § 4.3.3.2.2(3))

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} \quad \text{der } C_1 \text{ - faktoren er gitt ved tabellen under "Input - NS-EN 1998-1"}$$

Alternativ 2) Forenklet metode for regulære og skiveavstivede bygninger etter Dunkerley's metode (Ref. /3/ og /4/)

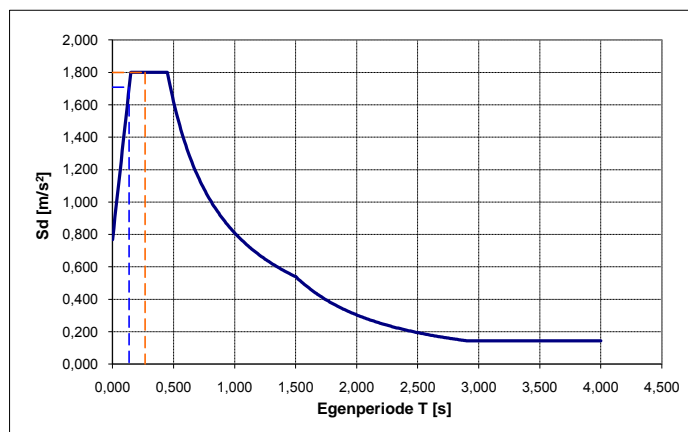
Benyttes for en nøyaktigere beskrivelse av skiven stivhetsfordeling etableres egenperioden alternativt basert på avstivningsskivenes hovedgeometri, bøyestivhet samt skjærleksibilitet. Forutsetter at avstivningssystemet under "Input-Hovedgeometri" er definert. En kort beskrivelse av metoden er gitt under "Detaljer".

$$T = 40 \sqrt{\frac{\rho}{\kappa G} \frac{1}{\sqrt{A_s}}} H$$


| | | |
|---|--------------|--------------|
| Egenperiode utregning | Alternativ 1 | Alternativ 2 |
| Kryss av (X) for ønsket alternativ for egenperiodeutregning | | x |

| | | | |
|--|----------|------|---------------------|
| Egensvingeperioder og frekvenser | T_x | 0,14 | [s] |
| | T_y | 0,27 | [s] |
| | f_x | 7,32 | [Hz] |
| | f_y | 3,75 | [Hz] |
| Dimensjonerende akselerasjon for et én-frihetsgradssystem | S_{dx} | 1,71 | [m/s ²] |
| | S_{dy} | 1,80 | [m/s ²] |
| Dimensjonerende skjærkraft ved grunnivå for et én-frihetsgradssystem | F_{bx} | 1372 | [kN] |
| | F_{by} | 1446 | [kN] |

KONKLUSJON: Dimensjonering for jordskjelvpåvirkning må gjennomføres når $q > 1.5$. NA.3.2.1(5)P
For utregning av etasjevise krefter se tabellen under



Figur - Dimensjonerende akselerasjonsspekter samt visning av $S_d(T)$ for gitte egenperioder (X-retn. - blå stiplede linje, Y-retn. - oransje stiplede linje).

| | | | | |
|---|--|---|------------------|---------------|
|  | Bestemmelse av jordskjelvlaster for regulære, skiveavstivede bygninger etter forenklede metoder | | Dato 27.06.11 | Dok. nr. 2 |
| | Prosjekt nr. 1 | Prosjekt Masteroppgave, referanse bygget. | Rev. 27.06.11 | Sign. T.R |

Oppsummering av hovedinngangsdata

| | | |
|----------------------------------|-------|------------------|
| Byggverkets betraktede høyde | 16,45 | m |
| Total masse | 945 | tonn |
| Spissverdi for grunnakselerasjon | 0,9 | m/s ² |
| Seismisk klasse | II | |
| Konstruksjonsfaktor | 1,5 | |
| Grunnforholdstype | D | |

Egenperioder, dimensjonerende grunnakselerasjon og skjærkraft ved grunnnivå

Generelt:

Alle beregninger baseres på NS-EN 1998-1:2004, i tillegg til et alternativt egenperiodeberegning. Merk at betingelsene for bruk av denne metoden må tilfredsstilles etter NS-EN 1998-1.

Utregning av første egenperiode:

Alternativt 1) Forenklet metode for generelle og regulære bygninger under 40 m høyde (NS-EN 1998-1 § 4.3.3.2.2(3))

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} \quad \text{der } C_1 \text{ - faktoren er gitt ved tabellen under "Input - NS-EN 1998-1"}$$

Alternativt 2) Forenklet metode for regulære og skiveavstivede bygninger etter Dunkerley's metode (Ref. /3/ og /4/)

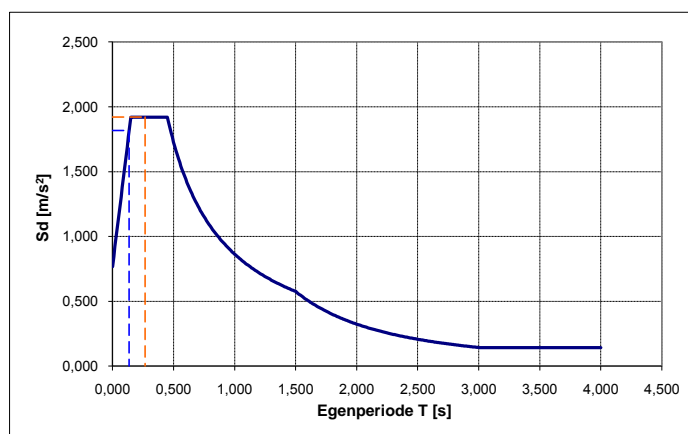
Benyttes for en nøyaktigere beskrivelse av skiven stivhetsfordeling etableres egenperioden alternativt basert på avstivningsskivenes hovedgeometri, bøyestivhet samt skjærleksibilitet. Forutsetter at avstivningssystemet under "Input-Hovedgeometri" er definert. En kort beskrivelse av metoden er gitt under "Detaljer".

$$T = 40 \sqrt{\frac{\rho}{\kappa G} \frac{1}{\sqrt{A_s}}} H$$


| | | |
|---|--------------|--------------|
| Egenperiode utregning | Alternativ 1 | Alternativ 2 |
| Kryss av (X) for ønsket alternativ for egenperiodeutregning | | x |

| | | | |
|--|----------|------|---------------------|
| Egensvingeperioder og frekvenser | T_x | 0,14 | [s] |
| | T_y | 0,27 | [s] |
| | f_x | 7,32 | [Hz] |
| | f_y | 3,75 | [Hz] |
| Dimensjonerende akselerasjon for et én-frihetsgradssystem | S_{dx} | 1,82 | [m/s ²] |
| | S_{dy} | 1,92 | [m/s ²] |
| Dimensjonerende skjærkraft ved grunnivå for for et én-frihetsgradssystem | F_{bx} | 1460 | [kN] |
| | F_{by} | 1542 | [kN] |

KONKLUSJON: Dimensjonering for jordskjelvpåvirkning må gjennomføres
For utregning av etasjese krefter se tabellen under



Figur - Dimensjonerende akselerasjonsspekter samt visning av $S_d(T)$ for gitte egenperioder (X-retn. - blå stiplet linje, Y-retn. - oransje stiplet linje).

| | | | | |
|---|--|---|------------------|---------------|
|  | Bestemmelse av jordskjelvlaster for regulære, skiveavstivede bygninger etter forenklede metoder | | Dato 27.06.11 | Dok. nr. 2 |
| | Prosjekt nr. 1 | Prosjekt Masteroppgave, referanse bygget. | Rev. 27.06.11 | Sign. T.R |

Oppsummering av hovedinngangsdata

| | | |
|----------------------------------|-------|------------------|
| Byggverkets betraktede høyde | 16,45 | m |
| Total masse | 945 | tonn |
| Spissverdi for grunnakselerasjon | 0,9 | m/s ² |
| Seismisk klasse | II | |
| Konstruksjonsfaktor | 3 | |
| Grunnforholdstype | D | |

Egenperioder, dimensjonerende grunnakselerasjon og skjærkraft ved grunnnivå

Generelt:

Alle beregninger baseres på NS-EN 1998-1:2004, i tillegg til et alternativt egenperiodeberegning. Merk at betingelsene for bruk av denne metoden må tilfredsstilles etter NS-EN 1998-1.

Utregning av første egenperiode:

Alternativ 1) Forenklet metode for generelle og regulære bygninger under 40 m høyde (NS-EN 1998-1 § 4.3.3.2.2(3))

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} \quad \text{der } C_1 \text{ - faktoren er gitt ved tabellen under "Input - NS-EN 1998-1"}$$

Alternativ 2) Forenklet metode for regulære og skiveavstivede bygninger etter Dunkerley's metode (Ref. /3/ og /4/)

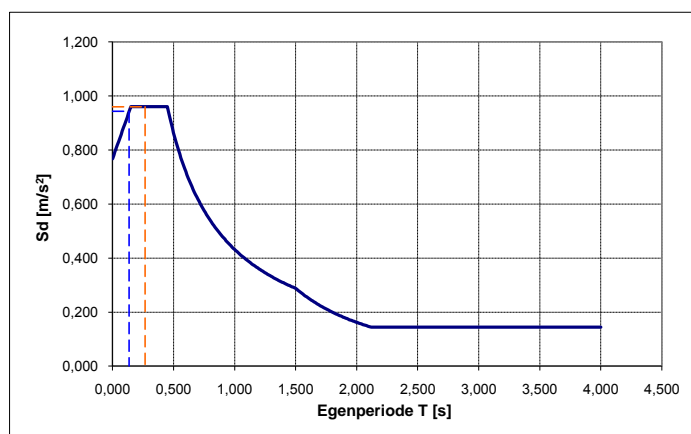
Benyttes for en nøyaktigere beskrivelse av skiven stivhetsfordeling etableres egenperioden alternativt basert på avstivningsskivenes hovedgeometri, bøyestivhet samt skjærleksibilitet. Forutsetter at avstivningssystemet under "Input-Hovedgeometri" er definert. En kort beskrivelse av metoden er gitt under "Detaljer".

$$T = 40 \sqrt{\frac{\rho}{\kappa G} \frac{1}{\sqrt{A_s}}} H$$

| | | |
|---|--------------|--------------|
| Egenperiode utregning | Alternativ 1 | Alternativ 2 |
| Kryss av (X) for ønsket alternativ for egenperiodeutregning | | x |

| | | | |
|--|----------|------|---------------------|
| Egensvingeperioder og frekvenser | T_x | 0,14 | [s] |
| | T_y | 0,27 | [s] |
| | f_x | 7,32 | [Hz] |
| | f_y | 3,75 | [Hz] |
| Dimensjonerende akselerasjon for et én-frihetsgradssystem | S_{dx} | 0,94 | [m/s ²] |
| | S_{dy} | 0,96 | [m/s ²] |
| Dimensjonerende skjærkraft ved grunnivå for et én-frihetsgradssystem | F_{bx} | 757 | [kN] |
| | F_{by} | 771 | [kN] |

KONKLUSJON: Dimensjonering for jordskjelvpåvirkning må gjennomføres når $q > 1.5$. NA.3.2.1(5)P
For utregning av etasjese krefter se tabellen under



Figur - Dimensjonerende akselerasjonsspekter samt visning av $S_d(T)$ for gitte egenperioder (X-retn. - blå stiplet linje, Y-retn. - oransje stiplet linje).

APPENDIX E – RESULTATER FRA MODELLEN I SAP

INFO OM BYGGET

- G E er Egenvekt av bygget.
- Q N er Nyttelast.
- Q S er snølast.
- J X er jordskjelv laster i enkelt retninger, denne er i x-retning.
- J X30%, Y er jordskjelv kombinasjoner, denne er med tretti prosent i x retning.

TABLE E1: Area Section Properties

| Section | Material | MatAngle | AreaType | Type |
|-------------------------|---------------------------|----------|----------|------------|
| Text | Text | Degrees | Text | Text |
| Dekke | Dekker B45 | 0 | Shell | Shell-Thin |
| GU vegg | B30 VEGG | 0 | Shell | Shell-Thin |
| Homogene/sjakt vegger | B30 VEGG | 0 | Shell | Shell-Thin |
| Sandwich vegg med vindu | B30 VEGG med økt densitet | 0 | Shell | Shell-Thin |
| Sandwich vegger | B30 VEGG med økt densitet | 0 | Shell | Shell-Thin |

| DrillDOF | Thickness | BendThick | Arc | InComp | CoordSys | Color | TotalWt | TotalMass |
|----------|-----------|-----------|---------|--------|----------|---------|----------|-----------|
| Yes/No | m | m | Degrees | Yes/No | Text | Text | KN | KN-s2/m |
| Yes | 0,152 | 0,152 | | | | Green | 2008,438 | 204,8 |
| Yes | 0,08 | 0,08 | | | | 8404992 | 57,373 | 5,85 |
| Yes | 0,2 | 0,2 | | | | Green | 1177,01 | 120,02 |
| Yes | 0,22 | 0,22 | | | | Green | 539,173 | 54,98 |
| Yes | 0,18 | 0,18 | | | | Green | 3505,892 | 319,2 |

TABLE E2: Case - Modal 2 - Load Assignments - Eigen

| Case | LoadType | LoadName | TargetPar | StatCorrect |
|-------|--------------|----------|-----------|-------------|
| Text | Text | Text | Percent | Yes/No |
| MODAL | Acceleration | Accel UX | 90 | No |
| MODAL | Acceleration | Accel UY | 90 | No |
| MODAL | Acceleration | Accel UZ | 90 | No |

TABLE E3: Case - Response Spectrum 1 - General

| Case | ModalCombo | GMCf1 | GMCf2 | PerRigid | DirCombo | DampingType | ConstDamp |
|------|------------|---------|---------|----------|----------|-------------|-----------|
| Text | Text | Cyc/sec | Cyc/sec | Text | Text | Text | Unitless |
| J X | CQC | 1 | 40 | SRSS | SRSS | Constant | 0,05 |
| J Y | CQC | 1 | 40 | SRSS | SRSS | Constant | 0,05 |
| J Z | CQC | 1 | 40 | SRSS | SRSS | Constant | 0,05 |

TABLE E4: Case - Response Spectrum 2 - Load Assignments

| Case | LoadType | LoadName | CoordSys | Function | Angle | TransAccSF |
|------|--------------|----------|----------|-----------------|---------|------------|
| Text | Text | Text | Text | Text | Degrees | m/sec2 |
| J X | Acceleration | U1 | GLOBAL | Bergen | 0 | 1 |
| J Y | Acceleration | U2 | GLOBAL | Bergen | 0 | 1 |
| J Z | Acceleration | U3 | GLOBAL | Bergen vertikal | 0 | 1 |

TABLE E5: Case - Static 1 - Load Assignments

| Case | LoadType | LoadName | LoadSF |
|------|--------------|-----------|----------|
| Text | Text | Text | Unitless |
| G E | Load pattern | DEAD | 1 |
| Q N | Load pattern | Nyttelast | 1 |
| Q S | Load pattern | Snolaster | 1 |

TABLE E6: Frame Section Properties 01 - General

| SectionName | Material | Shape |
|------------------------|---------------|-------------|
| Text | Text | Text |
| Limtredrager | Limtre | SD Section |
| Søyler i første etasje | Betong søyler | Rectangular |
| TUBO-D139.7X4 | Søyler S355 | Pipe |

TABLE E7: Load Case Definitions

| Case | Type | InitialCond | ModalCase | BaseCase | DesTypeOpt | DesignType |
|-------|-------------|-------------|-----------|----------|------------|------------|
| Text | Text | Text | Text | Text | Text | Text |
| G E | LinStatic | Zero | | | Prog Det | DEAD |
| MODAL | LinModal | Zero | | | Prog Det | QUAKE |
| Q N | LinStatic | Zero | | | Prog Det | LIVE |
| Q S | LinStatic | Zero | | | Prog Det | LIVE |
| J X | LinRespSpec | | MODAL | | Prog Det | QUAKE |
| J Y | LinRespSpec | | MODAL | | Prog Det | QUAKE |
| J Z | LinRespSpec | | MODAL | | Prog Det | QUAKE |

TABLE E10: Material Properties 01 - General

| Material | Type | SymType | TempDepend | Color |
|---------------------------|----------|-----------|------------|-------|
| Text | Text | Text | Yes/No | Text |
| B30 VEGG | Concrete | Isotropic | No | Blue |
| B30 VEGG med økt densitet | Concrete | Isotropic | No | Blue |
| Betong søyler | Concrete | Isotropic | No | Blue |
| Dekker B45 | Concrete | Isotropic | No | Blue |
| Limtre | Other | Isotropic | No | Blue |
| Søyler S355 | Steel | Isotropic | No | Green |

TABLE E11: Material Properties 02 - Basic Mechanical Properties

| Material | UnitWeight | UnitMass | E1 | G12 |
|---------------------------|------------|----------|-------------|-------------|
| Text | KN/m3 | KN-s2/m4 | KN/m2 | KN/m2 |
| B30 VEGG | 24,517 | 2,5 | 33000000 | 13750000 |
| B30 VEGG med økt densitet | 28 | 2,8552 | 33000000 | 13750000 |
| Betong søyler | 24,517 | 2,5 | 33000000 | 13750000 |
| Dekker B45 | 23,536 | 2,4 | 36300000 | 15125000 |
| Limtre | 4,2169 | 0,43 | 14700000 | 5250000 |
| Søyler S355 | 76,973 | 7,849 | 199947978,8 | 76903068,77 |

KOMBINASJONER

TABLE E12: Combination Definitions

| ComboName | ComboType | AutoDesign | CaseType | CaseName |
|-----------------|------------|------------|-------------------|----------|
| Text | Text | Yes/No | Text | Text |
| J X30%, Y | Linear Add | No | Response Spectrum | J Y |
| J X30%, Y | | | Response Spectrum | J X |
| J X, Y30% | Linear Add | No | Response Spectrum | J Y |
| J X, Y30% | | | Response Spectrum | J X |
| J X30%, Y30%, Z | Linear Add | No | Response Spectrum | J X |
| J X30%, Y30%, Z | | | Response Spectrum | J Y |
| J X30%, Y30%, Z | | | Response Spectrum | J Z |
| J X, Y30%, Z30% | Linear Add | No | Response Spectrum | J X |
| J X, Y30%, Z30% | | | Response Spectrum | J Y |
| J X, Y30%, Z30% | | | Response Spectrum | J Z |
| J X30%, Y, Z30% | Linear Add | No | Response Spectrum | J X |
| J X30%, Y, Z30% | | | Response Spectrum | J Y |
| J X30%, Y, Z30% | | | Response Spectrum | J Z |

REFERANSE BYGGET MED q LIK 1,5

- G E er Egenvekt av bygget.
- Q N er Nyttelast.
- Q S er snølast.
- J X er jordskjelv laster i enkelt retninger, denne er i x-retning.
- J X30%, Y er jordskjelv kombinasjoner, denne er med tretti prosent i x retning.
- Det som er merket med gult lasten kombinasjonen som blir dimensjonerende. Jordskjelv i vertikal retning er ikke nødvendig å ta med for referanse bygget, se EC8.
- Det som er merket med grønt er viktige tall
- RX er bidrag til rotasjon om x akse.
- UX er bidrag til forskyvning i x-retning.

| OutputCase | CaseType | StepType | GlobalFX | GlobalFY | GlobalFZ |
|-------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| Text | Text | Text | KN | KN | KN |
| G E | LinStatic | | -0,000001193 | 0,000002251 | 8791,55 |
| Q N | LinStatic | | -2,249E-07 | 6,614E-07 | 404,73 |
| Q S | LinStatic | | 5,762E-15 | 2,241E-13 | 91,74 |
| J X | LinRespSpec | Max | 597,267 | 69,095 | 50,102 |
| J Y | LinRespSpec | Max | 69,54 | 942,938 | 8,335 |
| J Z | LinRespSpec | Max | 29,71 | 4,836 | 115,145 |
| J X30%, Y | Combination | Max | 248,72 | 963,667 | 23,365 |
| J X30%, Y | Combination | Min | -248,72 | -963,667 | -23,365 |
| J X, Y30% | Combination | Max | 618,129 | 351,977 | 52,602 |
| J X, Y30% | Combination | Min | -618,129 | -351,977 | -52,602 |
| J X30%, Y30%, Z | Combination | Max | 229,752 | 308,446 | 132,676 |
| J X30%, Y30%, Z | Combination | Min | -229,752 | -308,446 | -132,676 |
| J X, Y30%, Z30% | Combination | Max | 627,042 | 353,428 | 87,146 |
| J X, Y30%, Z30% | Combination | Min | -627,042 | -353,428 | -87,146 |
| J X30%, Y, Z30% | Combination | Max | 257,633 | 965,118 | 57,909 |
| J X30%, Y, Z30% | Combination | Min | -257,633 | -965,118 | -57,909 |

| TABLE E13: Base Reactions | | | |
|----------------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| fortsetter | | | |
| OutputCase | GlobalMX | GlobalMY | GlobalMZ |
| Text | KN-m | KN-m | KN-m |
| J X | 676,9814 | 6602,777 | 4050,7801 |
| J Y | 8914,7872 | 786,4738 | 10738,3301 |
| J Z | 771,8459 | 1367,966 | 264,0759 |
| J X30%, Y | 9117,8816 | 2767,307 | 11953,5641 |
| J X30%, Y | -9117,8816 | -2767,31 | -11953,5641 |
| J X, Y30% | 3351,4175 | 6838,719 | 7272,2791 |
| J X, Y30% | -3351,4175 | -6838,72 | -7272,2791 |
| J X30%, Y30%, Z | 3649,3765 | 3584,741 | 4700,809 |
| J X30%, Y30%, Z | -3649,3765 | -3584,74 | -4700,809 |
| J X, Y30%, Z30% | 3582,9713 | 7249,109 | 7351,5019 |
| J X, Y30%, Z30% | -3582,9713 | -7249,11 | -7351,5019 |
| J X30%, Y, Z30% | 9349,4354 | 3177,697 | 12032,7869 |
| J X30%, Y, Z30% | -9349,4354 | -3177,7 | -12032,7869 |

| TABLE E14: Modal Load Participation Ratios | | | | |
|---|-----------------|-------------|---------------|----------------|
| OutputCase | ItemType | Item | Static | Dynamic |
| Text | Text | Text | Percent | Percent |
| MODAL | Acceleration | UX | 96,2037 | 74,0524 |
| MODAL | Acceleration | UY | 99,7348 | 91,501 |
| MODAL | Acceleration | UZ | 71,6073 | 26,0018 |

| TABLE E15: Modal Periods And Frequencies | | | | | | |
|--|----------|----------|----------|-----------|----------|------------|
| OutputCase | StepType | StepNum | Period | Frequency | CircFreq | Eigenvalue |
| Text | Text | Unitless | Sec | Cyc/sec | rad/sec | rad2/sec2 |
| MODAL | Mode | 1 | 0,142548 | 7,0152 | 44,078 | 1942,8 |
| MODAL | Mode | 2 | 0,071406 | 14,004 | 87,993 | 7742,7 |
| MODAL | Mode | 3 | 0,064731 | 15,449 | 97,066 | 9421,8 |
| MODAL | Mode | 4 | 0,059258 | 16,875 | 106,03 | 11242 |
| MODAL | Mode | 5 | 0,055816 | 17,916 | 112,57 | 12672 |
| MODAL | Mode | 6 | 0,053147 | 18,816 | 118,22 | 13977 |
| MODAL | Mode | 7 | 0,051566 | 19,393 | 121,85 | 14847 |
| MODAL | Mode | 8 | 0,046785 | 21,375 | 134,3 | 18036 |
| MODAL | Mode | 9 | 0,046091 | 21,696 | 136,32 | 18584 |
| MODAL | Mode | 10 | 0,045271 | 22,089 | 138,79 | 19263 |
| MODAL | Mode | 11 | 0,045131 | 22,158 | 139,22 | 19382 |
| MODAL | Mode | 12 | 0,044019 | 22,717 | 142,74 | 20374 |
| MODAL | Mode | 13 | 0,043592 | 22,94 | 144,13 | 20775 |
| MODAL | Mode | 14 | 0,043408 | 23,037 | 144,75 | 20952 |
| MODAL | Mode | 15 | 0,041594 | 24,042 | 151,06 | 22819 |
| MODAL | Mode | 16 | 0,039811 | 25,119 | 157,83 | 24909 |
| MODAL | Mode | 17 | 0,039589 | 25,259 | 158,71 | 25189 |
| MODAL | Mode | 18 | 0,037324 | 26,793 | 168,34 | 28339 |
| MODAL | Mode | 19 | 0,036957 | 27,058 | 170,01 | 28904 |
| MODAL | Mode | 20 | 0,036342 | 27,516 | 172,89 | 29891 |
| MODAL | Mode | 21 | 0,035922 | 27,838 | 174,91 | 30595 |
| MODAL | Mode | 22 | 0,035684 | 28,024 | 176,08 | 31004 |
| MODAL | Mode | 23 | 0,035527 | 28,148 | 176,86 | 31279 |
| MODAL | Mode | 24 | 0,035303 | 28,326 | 177,98 | 31676 |
| MODAL | Mode | 25 | 0,034897 | 28,656 | 180,05 | 32418 |
| MODAL | Mode | 26 | 0,034399 | 29,07 | 182,65 | 33362 |
| MODAL | Mode | 27 | 0,034367 | 29,098 | 182,83 | 33425 |
| MODAL | Mode | 28 | 0,03394 | 29,464 | 185,13 | 34272 |
| MODAL | Mode | 29 | 0,033328 | 30,005 | 188,52 | 35541 |
| MODAL | Mode | 30 | 0,033306 | 30,025 | 188,65 | 35590 |

| TABLE E16: Modal Participating Mass Ratios | | | | | | |
|--|----------|----------|----------|-------------|-------------|-------------|
| OutputCase | StepType | StepNum | Period | UX | UY | UZ |
| Text | Text | Unitless | Sec | Unitless | Unitless | Unitless |
| MODAL | Mode | 1 | 0,142548 | 0,00452 | 0,64889 | 0,000006547 |
| MODAL | Mode | 2 | 0,071406 | 0,04889 | 0,00805 | 0,00001649 |
| MODAL | Mode | 3 | 0,064731 | 0,56194 | 0,00783 | 0,0082 |
| MODAL | Mode | 4 | 0,059258 | 0,000006893 | 0,16863 | 0,0004 |
| MODAL | Mode | 5 | 0,055816 | 0,02025 | 0,00031 | 0,02818 |
| MODAL | Mode | 6 | 0,053147 | 0,04575 | 0,00096 | 0,08638 |
| MODAL | Mode | 7 | 0,051566 | 0,00122 | 0,00035 | 0,00001387 |
| MODAL | Mode | 8 | 0,046785 | 0,000003803 | 0,00012 | 0,00151 |
| MODAL | Mode | 9 | 0,046091 | 0,0038 | 0,00101 | 0,05757 |
| MODAL | Mode | 10 | 0,045271 | 0,00286 | 0,00019 | 0,00039 |
| MODAL | Mode | 11 | 0,045131 | 0,00401 | 0,00467 | 0,00015 |
| MODAL | Mode | 12 | 0,044019 | 8,273E-08 | 0,01485 | 0,06108 |
| MODAL | Mode | 13 | 0,043592 | 0,00528 | 0,00855 | 0,00582 |
| MODAL | Mode | 14 | 0,043408 | 0,00184 | 0,0282 | 0,00482 |
| MODAL | Mode | 15 | 0,041594 | 0,0086 | 0,00164 | 0,00203 |
| MODAL | Mode | 16 | 0,039811 | 0,00497 | 0,00019 | 0,00052 |
| MODAL | Mode | 17 | 0,039589 | 0,00252 | 0,00518 | 0,00051 |
| MODAL | Mode | 18 | 0,037324 | 0,0012 | 0,000003665 | 0,00041 |
| MODAL | Mode | 19 | 0,036957 | 0,00179 | 0,00004829 | 0,000008054 |
| MODAL | Mode | 20 | 0,036342 | 0,00085 | 0,00106 | 0,00018 |
| MODAL | Mode | 21 | 0,035922 | 0,00975 | 0,00255 | 0,00029 |
| MODAL | Mode | 22 | 0,035684 | 0,00206 | 0,00523 | 0,00053 |
| MODAL | Mode | 23 | 0,035527 | 0,00009687 | 0,0004 | 0,000006525 |
| MODAL | Mode | 24 | 0,035303 | 0,00017 | 0,00007202 | 0,00002333 |
| MODAL | Mode | 25 | 0,034897 | 0,00011 | 0,00035 | 0,00032 |
| MODAL | Mode | 26 | 0,034399 | 0,00199 | 1,712E-07 | 2,883E-07 |
| MODAL | Mode | 27 | 0,034367 | 0,0032 | 0,00002946 | 0,000006592 |
| MODAL | Mode | 28 | 0,03394 | 1,461E-07 | 0,00118 | 0,00012 |
| MODAL | Mode | 29 | 0,033328 | 0,00206 | 0,0024 | 0,00011 |
| MODAL | Mode | 30 | 0,033306 | 0,00077 | 0,00204 | 0,00041 |

TABLE E16 fortsetter: Modal Participating Mass Ratios

| OutputCase | StepType | StepNum | Period | SumUX | SumUY | SumUZ |
|-------------------|-----------------|----------------|---------------|--------------|--------------|--------------|
| Text | Text | Unitless | Sec | Unitless | Unitless | Unitless |
| MODAL | Mode | 1 | 0,142548 | 0,00452 | 0,64889 | 0,000006547 |
| MODAL | Mode | 2 | 0,071406 | 0,05341 | 0,65694 | 0,00002304 |
| MODAL | Mode | 3 | 0,064731 | 0,61535 | 0,66478 | 0,00823 |
| MODAL | Mode | 4 | 0,059258 | 0,61535 | 0,83341 | 0,00863 |
| MODAL | Mode | 5 | 0,055816 | 0,63561 | 0,83371 | 0,03681 |
| MODAL | Mode | 6 | 0,053147 | 0,68135 | 0,83467 | 0,12319 |
| MODAL | Mode | 7 | 0,051566 | 0,68257 | 0,83503 | 0,1232 |
| MODAL | Mode | 8 | 0,046785 | 0,68258 | 0,83515 | 0,12472 |
| MODAL | Mode | 9 | 0,046091 | 0,68638 | 0,83616 | 0,18229 |
| MODAL | Mode | 10 | 0,045271 | 0,68924 | 0,83635 | 0,18268 |
| MODAL | Mode | 11 | 0,045131 | 0,69325 | 0,84102 | 0,18283 |
| MODAL | Mode | 12 | 0,044019 | 0,69325 | 0,85587 | 0,24391 |
| MODAL | Mode | 13 | 0,043592 | 0,69853 | 0,86442 | 0,24973 |
| MODAL | Mode | 14 | 0,043408 | 0,70037 | 0,89262 | 0,25455 |
| MODAL | Mode | 15 | 0,041594 | 0,70897 | 0,89426 | 0,25657 |
| MODAL | Mode | 16 | 0,039811 | 0,71393 | 0,89445 | 0,2571 |
| MODAL | Mode | 17 | 0,039589 | 0,71646 | 0,89963 | 0,25761 |
| MODAL | Mode | 18 | 0,037324 | 0,71766 | 0,89964 | 0,25802 |
| MODAL | Mode | 19 | 0,036957 | 0,71945 | 0,89969 | 0,25803 |
| MODAL | Mode | 20 | 0,036342 | 0,7203 | 0,90074 | 0,2582 |
| MODAL | Mode | 21 | 0,035922 | 0,73005 | 0,90329 | 0,25849 |
| MODAL | Mode | 22 | 0,035684 | 0,73211 | 0,90853 | 0,25903 |
| MODAL | Mode | 23 | 0,035527 | 0,7322 | 0,90893 | 0,25903 |
| MODAL | Mode | 24 | 0,035303 | 0,73238 | 0,909 | 0,25906 |
| MODAL | Mode | 25 | 0,034897 | 0,73249 | 0,90935 | 0,25937 |
| MODAL | Mode | 26 | 0,034399 | 0,73448 | 0,90935 | 0,25937 |
| MODAL | Mode | 27 | 0,034367 | 0,73769 | 0,90938 | 0,25938 |
| MODAL | Mode | 28 | 0,03394 | 0,73769 | 0,91056 | 0,2595 |
| MODAL | Mode | 29 | 0,033328 | 0,73975 | 0,91297 | 0,25961 |
| MODAL | Mode | 30 | 0,033306 | 0,74052 | 0,91501 | 0,26002 |

| TABLE E16 fortsetter: Modal Participating Mass Ratios | | | | | | |
|---|----------|----------|----------|-------------|-------------|------------|
| OutputCase | StepType | StepNum | Period | RX | RY | RZ |
| Text | Text | Unitless | Sec | Unitless | Unitless | Unitless |
| MODAL | Mode | 1 | 0,142548 | 0,5411 | 0,00245 | 0,49478 |
| MODAL | Mode | 2 | 0,071406 | 0,00954 | 0,0335 | 0,07245 |
| MODAL | Mode | 3 | 0,064731 | 0,00006868 | 0,48035 | 0,24497 |
| MODAL | Mode | 4 | 0,059258 | 0,02596 | 0,00027 | 0,01191 |
| MODAL | Mode | 5 | 0,055816 | 0,00872 | 0,00707 | 0,0092 |
| MODAL | Mode | 6 | 0,053147 | 0,02732 | 0,02813 | 0,01997 |
| MODAL | Mode | 7 | 0,051566 | 0,00047 | 0,00035 | 0,0011 |
| MODAL | Mode | 8 | 0,046785 | 0,00056 | 0,00092 | 0,00009712 |
| MODAL | Mode | 9 | 0,046091 | 0,03155 | 0,02577 | 0,00218 |
| MODAL | Mode | 10 | 0,045271 | 0,001 | 0,00065 | 0,0032 |
| MODAL | Mode | 11 | 0,045131 | 0,00032 | 0,00038 | 0,0036 |
| MODAL | Mode | 12 | 0,044019 | 0,02766 | 0,0298 | 0,0061 |
| MODAL | Mode | 13 | 0,043592 | 0,0003 | 0,00593 | 0,00001004 |
| MODAL | Mode | 14 | 0,043408 | 0,00044 | 0,00367 | 0,0185 |
| MODAL | Mode | 15 | 0,041594 | 0,00409 | 0,00009302 | 0,00605 |
| MODAL | Mode | 16 | 0,039811 | 0,00207 | 0,00002625 | 0,00049 |
| MODAL | Mode | 17 | 0,039589 | 0,00043 | 0,00072 | 0,00064 |
| MODAL | Mode | 18 | 0,037324 | 0,00017 | 0,00001552 | 0,00025 |
| MODAL | Mode | 19 | 0,036957 | 0,00001982 | 0,00056 | 0,00119 |
| MODAL | Mode | 20 | 0,036342 | 0,00005369 | 0,00037 | 0,00063 |
| MODAL | Mode | 21 | 0,035922 | 0,0001 | 0,00033 | 0,00472 |
| MODAL | Mode | 22 | 0,035684 | 0,00065 | 0,000005937 | 0,00064 |
| MODAL | Mode | 23 | 0,035527 | 0,00012 | 0,00003071 | 0,00049 |
| MODAL | Mode | 24 | 0,035303 | 0,00015 | 0,00084 | 0,00015 |
| MODAL | Mode | 25 | 0,034897 | 0,00004442 | 0,00018 | 0,00002009 |
| MODAL | Mode | 26 | 0,034399 | 0,000007274 | 0,00011 | 0,0001 |
| MODAL | Mode | 27 | 0,034367 | 0,00016 | 0,00013 | 0,00236 |
| MODAL | Mode | 28 | 0,03394 | 0,00006648 | 0,00008408 | 0,00017 |
| MODAL | Mode | 29 | 0,033328 | 0,000009584 | 0,00006673 | 0,00226 |
| MODAL | Mode | 30 | 0,033306 | 0,00001605 | 0,00041 | 0,00026 |

TABLE E16 fortsetter: Modal Participating Mass Ratios

| OutputCase | StepType | StepNum | Period | SumRX | SumRY | SumRZ |
|-------------------|-----------------|----------------|---------------|--------------|--------------|--------------|
| Text | Text | Unitless | Sec | Unitless | Unitless | Unitless |
| MODAL | Mode | 1 | 0,142548 | 0,5411 | 0,00245 | 0,49478 |
| MODAL | Mode | 2 | 0,071406 | 0,55065 | 0,03596 | 0,56723 |
| MODAL | Mode | 3 | 0,064731 | 0,55072 | 0,5163 | 0,8122 |
| MODAL | Mode | 4 | 0,059258 | 0,57667 | 0,51657 | 0,82411 |
| MODAL | Mode | 5 | 0,055816 | 0,5854 | 0,52364 | 0,83331 |
| MODAL | Mode | 6 | 0,053147 | 0,61272 | 0,55177 | 0,85328 |
| MODAL | Mode | 7 | 0,051566 | 0,61318 | 0,55212 | 0,85438 |
| MODAL | Mode | 8 | 0,046785 | 0,61374 | 0,55305 | 0,85448 |
| MODAL | Mode | 9 | 0,046091 | 0,6453 | 0,57882 | 0,85665 |
| MODAL | Mode | 10 | 0,045271 | 0,6463 | 0,57947 | 0,85985 |
| MODAL | Mode | 11 | 0,045131 | 0,64662 | 0,57985 | 0,86345 |
| MODAL | Mode | 12 | 0,044019 | 0,67428 | 0,60965 | 0,86955 |
| MODAL | Mode | 13 | 0,043592 | 0,67457 | 0,61558 | 0,86956 |
| MODAL | Mode | 14 | 0,043408 | 0,67501 | 0,61925 | 0,88806 |
| MODAL | Mode | 15 | 0,041594 | 0,6791 | 0,61934 | 0,8941 |
| MODAL | Mode | 16 | 0,039811 | 0,68117 | 0,61937 | 0,89459 |
| MODAL | Mode | 17 | 0,039589 | 0,68161 | 0,62008 | 0,89523 |
| MODAL | Mode | 18 | 0,037324 | 0,68178 | 0,6201 | 0,89548 |
| MODAL | Mode | 19 | 0,036957 | 0,6818 | 0,62066 | 0,89667 |
| MODAL | Mode | 20 | 0,036342 | 0,68185 | 0,62104 | 0,8973 |
| MODAL | Mode | 21 | 0,035922 | 0,68196 | 0,62136 | 0,90202 |
| MODAL | Mode | 22 | 0,035684 | 0,68261 | 0,62137 | 0,90266 |
| MODAL | Mode | 23 | 0,035527 | 0,68273 | 0,6214 | 0,90315 |
| MODAL | Mode | 24 | 0,035303 | 0,68287 | 0,62224 | 0,9033 |
| MODAL | Mode | 25 | 0,034897 | 0,68292 | 0,62242 | 0,90332 |
| MODAL | Mode | 26 | 0,034399 | 0,68292 | 0,62253 | 0,90342 |
| MODAL | Mode | 27 | 0,034367 | 0,68308 | 0,62266 | 0,90578 |
| MODAL | Mode | 28 | 0,03394 | 0,68315 | 0,62275 | 0,90595 |
| MODAL | Mode | 29 | 0,033328 | 0,68316 | 0,62281 | 0,90821 |
| MODAL | Mode | 30 | 0,033306 | 0,68317 | 0,62323 | 0,90847 |

REFERANSE BYGGET MED q LIK 3,0

- Legg merke til reduksjonen q faktoren gir på jordskjelvlastene
- Momentene er i kNmm skulle vært kNm.

TABLE E17: Base Reactions

| OutputCase | CaseType | StepType | GlobalFX | GlobalFY | GlobalFZ |
|-----------------|-------------|----------|-------------|-------------|----------|
| Text | Text | Text | KN | KN | KN |
| G E | LinStatic | | 0,000001193 | 0,000002251 | 8791,55 |
| Q N | LinStatic | | -2,249E-07 | 6,614E-07 | 404,73 |
| Q S | LinStatic | | 5,762E-15 | 2,241E-13 | 91,74 |
| J X | LinRespSpec | Max | 404,865 | 39,444 | 34,859 |
| J Y | LinRespSpec | Max | 39,653 | 506,658 | 5,663 |
| J Z | LinRespSpec | Max | 14,848 | 2,436 | 58,917 |
| J X30%, Y | Combination | Max | 161,112 | 518,491 | 16,121 |
| J X30%, Y | Combination | Min | -161,112 | -518,491 | -16,121 |
| J X, Y30% | Combination | Max | 416,761 | 191,441 | 36,558 |
| J X, Y30% | Combination | Min | -416,761 | -191,441 | -36,558 |
| J X30%, Y30%, Z | Combination | Max | 148,203 | 166,267 | 71,074 |
| J X30%, Y30%, Z | Combination | Min | -148,203 | -166,267 | -71,074 |
| J X, Y30%, Z30% | Combination | Max | 421,215 | 192,172 | 54,233 |
| J X, Y30%, Z30% | Combination | Min | -421,215 | -192,172 | -54,233 |
| J X30%, Y, Z30% | Combination | Max | 165,567 | 519,222 | 33,796 |
| J X30%, Y, Z30% | Combination | Min | -165,567 | -519,222 | -33,796 |

TABLE E17 fortsetter: Base Reactions

| OutputCase | CaseType | StepType | GlobalMX | GlobalMY | GlobalMZ |
|-----------------|-------------|----------|-------------|-------------|------------|
| Text | Text | Text | KN-mm | KN-mm | KN-mm |
| J X | LinRespSpec | Max | 386535,91 | 4420960,62 | 2793151,99 |
| J Y | LinRespSpec | Max | 4616847,75 | 460540,51 | 5673860,86 |
| J Z | LinRespSpec | Max | 396238,19 | 696942,27 | 131894,94 |
| J X30%, Y | Combination | Max | 4732808,52 | 1786828,69 | 6511806,46 |
| J X30%, Y | Combination | Min | -4732808,52 | -1786828,69 | -6511806,5 |
| J X, Y30% | Combination | Max | 1771590,24 | 4559122,77 | 4495310,25 |
| J X, Y30% | Combination | Min | -1771590,24 | -4559122,77 | -4495310,3 |
| J X30%, Y30%, Z | Combination | Max | 1897253,29 | 2161392,6 | 2671998,79 |
| J X30%, Y30%, Z | Combination | Min | -1897253,29 | -2161392,6 | -2671998,8 |
| J X, Y30%, Z30% | Combination | Max | 1890461,7 | 4768205,45 | 4534878,73 |
| J X, Y30%, Z30% | Combination | Min | -1890461,7 | -4768205,45 | -4534878,7 |
| J X30%, Y, Z30% | Combination | Max | 4851679,98 | 1995911,37 | 6551374,94 |
| J X30%, Y, Z30% | Combination | Min | -4851679,98 | -1995911,37 | -6551374,9 |

STEDSTØPT BYGG MED q LIK 1,5

| OutputCase | ItemType | Item | Static | Dynamic |
|------------|--------------|------|---------|---------|
| Text | Text | Text | Percent | Percent |
| MODAL | Acceleration | UX | 95,6023 | 71,55 |
| MODAL | Acceleration | UY | 99,7212 | 90,5816 |
| MODAL | Acceleration | UZ | 69,8432 | 26,4826 |

| OutputCase | CaseType | StepType | GlobalFX | GlobalFY | GlobalFZ |
|-----------------|-------------|----------|-------------|-------------|----------|
| Text | Text | Text | KN | KN | KN |
| | | | - | | |
| G E | LinStatic | | 0,000001263 | 0,000002731 | 8907,252 |
| Q N | LinStatic | | -2,529E-07 | 8,535E-07 | 418,586 |
| Q S | LinStatic | | 8,688E-14 | 4,32E-13 | 91,74 |
| J X | LinRespSpec | Max | 572,492 | 55,119 | 47,903 |
| J Y | LinRespSpec | Max | 55,742 | 894,856 | 6,709 |
| J Z | LinRespSpec | Max | 28,825 | 3,985 | 116,655 |
| J X30%, Y | Combination | Max | 227,49 | 911,392 | 21,08 |
| J X30%, Y | Combination | Min | -227,49 | -911,392 | -21,08 |
| J X, Y30% | Combination | Max | 589,214 | 323,575 | 49,915 |
| J X, Y30% | Combination | Min | -589,214 | -323,575 | -49,915 |
| J X30%, Y, Z30% | Combination | Max | 236,137 | 912,587 | 56,077 |
| J X30%, Y, Z30% | Combination | Min | -236,137 | -912,587 | -56,077 |
| J X, Y30%, Z30% | Combination | Max | 597,862 | 324,771 | 84,912 |
| J X, Y30%, Z30% | Combination | Min | -597,862 | -324,771 | -84,912 |
| J X30%, Y30%, Z | Combination | Max | 217,295 | 288,977 | 133,039 |
| J X30%, Y30%, Z | Combination | Min | -217,295 | -288,977 | -133,039 |

TABLE E19 fortsetter: Base Reactions

| OutputCase | CaseType | StepType | GlobalMX | GlobalMY | GlobalMZ |
|-------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| Text | Text | Text | KN-m | KN-m | KN-m |
| J X | LinRespSpec | Max | 618,0844 | 6480,8733 | 3609,6866 |
| J Y | LinRespSpec | Max | 8511,1372 | 614,0295 | 10103,2827 |
| J Z | LinRespSpec | Max | 781,6288 | 1377,4876 | 225,2676 |
| J X30%, Y | Combination | Max | 8696,5625 | 2558,2915 | 11186,1887 |
| J X30%, Y | Combination | Min | -8696,5625 | -2558,2915 | -11186,189 |
| J X, Y30% | Combination | Max | 3171,4256 | 6665,0821 | 6640,6714 |
| J X, Y30% | Combination | Min | -3171,4256 | -6665,0821 | -6640,6714 |
| J X30%, Y, Z30% | Combination | Max | 8931,0512 | 2971,5378 | 11253,769 |
| J X30%, Y, Z30% | Combination | Min | -8931,0512 | -2971,5378 | -11253,769 |
| J X, Y30%, Z30% | Combination | Max | 3405,9142 | 7078,3284 | 6708,2517 |
| J X, Y30%, Z30% | Combination | Min | -3405,9142 | -7078,3284 | -6708,2517 |
| J X30%, Y30%, Z | Combination | Max | 3520,3953 | 3505,9584 | 4339,1584 |
| J X30%, Y30%, Z | Combination | Min | -3520,3953 | -3505,9584 | -4339,1584 |

| TABLE E20: Modal Periods And Frequencies | | | | | | |
|--|----------|----------|----------|-----------|----------|------------|
| OutputCase | StepType | StepNum | Period | Frequency | CircFreq | Eigenvalue |
| Text | Text | Unitless | Sec | Cyc/sec | rad/sec | rad2/sec2 |
| MODAL | Mode | 1 | 0,128946 | 7,7552 | 48,727 | 2374,3 |
| MODAL | Mode | 2 | 0,062251 | 16,064 | 100,93 | 10188 |
| MODAL | Mode | 3 | 0,059953 | 16,68 | 104,8 | 10983 |
| MODAL | Mode | 4 | 0,05425 | 18,433 | 115,82 | 13414 |
| MODAL | Mode | 5 | 0,052825 | 18,93 | 118,94 | 14148 |
| MODAL | Mode | 6 | 0,051194 | 19,534 | 122,73 | 15064 |
| MODAL | Mode | 7 | 0,050932 | 19,634 | 123,36 | 15219 |
| MODAL | Mode | 8 | 0,045669 | 21,897 | 137,58 | 18929 |
| MODAL | Mode | 9 | 0,045298 | 22,076 | 138,71 | 19240 |
| MODAL | Mode | 10 | 0,044021 | 22,716 | 142,73 | 20372 |
| MODAL | Mode | 11 | 0,043291 | 23,1 | 145,14 | 21066 |
| MODAL | Mode | 12 | 0,042532 | 23,512 | 147,73 | 21824 |
| MODAL | Mode | 13 | 0,040933 | 24,43 | 153,5 | 23561 |
| MODAL | Mode | 14 | 0,039938 | 25,039 | 157,33 | 24751 |
| MODAL | Mode | 15 | 0,038918 | 25,695 | 161,45 | 26065 |
| MODAL | Mode | 16 | 0,037164 | 26,908 | 169,07 | 28583 |
| MODAL | Mode | 17 | 0,036225 | 27,605 | 173,45 | 30084 |
| MODAL | Mode | 18 | 0,035602 | 28,089 | 176,49 | 31147 |
| MODAL | Mode | 19 | 0,034843 | 28,7 | 180,33 | 32518 |
| MODAL | Mode | 20 | 0,034044 | 29,374 | 184,56 | 34063 |
| MODAL | Mode | 21 | 0,033896 | 29,502 | 185,37 | 34361 |
| MODAL | Mode | 22 | 0,032333 | 30,929 | 194,33 | 37764 |
| MODAL | Mode | 23 | 0,032161 | 31,094 | 195,37 | 38168 |
| MODAL | Mode | 24 | 0,031989 | 31,261 | 196,42 | 38580 |
| MODAL | Mode | 25 | 0,031611 | 31,634 | 198,76 | 39507 |
| MODAL | Mode | 26 | 0,030879 | 32,384 | 203,47 | 41402 |
| MODAL | Mode | 27 | 0,030685 | 32,589 | 204,76 | 41928 |
| MODAL | Mode | 28 | 0,030197 | 33,116 | 208,07 | 43294 |
| MODAL | Mode | 29 | 0,029659 | 33,716 | 211,85 | 44879 |
| MODAL | Mode | 30 | 0,02963 | 33,749 | 212,05 | 44966 |

STEDSTØPT BYGG MED q LIK 3

| TABLE E21: Base Reactions | | | | | |
|---------------------------|-------------|----------|--------------|-------------|----------|
| OutputCase | CaseType | StepType | GlobalFX | GlobalFY | GlobalFZ |
| Text | Text | Text | KN | KN | KN |
| G E | LinStatic | | -0,000001263 | 0,000002731 | 8907,252 |
| Q N | LinStatic | | -2,529E-07 | 8,535E-07 | 418,586 |
| Q S | LinStatic | | 8,688E-14 | 4,32E-13 | 91,74 |
| J X | LinRespSpec | Max | 397,667 | 32,004 | 34,057 |
| J Y | LinRespSpec | Max | 32,372 | 502,287 | 4,878 |
| J Z | LinRespSpec | Max | 14,523 | 2,078 | 60,485 |
| J X30%, Y | Combination | Max | 151,672 | 511,888 | 15,096 |
| J X30%, Y | Combination | Min | -151,672 | -511,888 | -15,096 |
| J X, Y30% | Combination | Max | 407,379 | 182,69 | 35,521 |
| J X, Y30% | Combination | Min | -407,379 | -182,69 | -35,521 |
| J X30%, Y, Z30% | Combination | Max | 156,029 | 512,511 | 33,241 |
| J X30%, Y, Z30% | Combination | Min | -156,029 | -512,511 | -33,241 |
| J X, Y30%, Z30% | Combination | Max | 411,735 | 183,313 | 53,666 |
| J X, Y30%, Z30% | Combination | Min | -411,735 | -183,313 | -53,666 |
| J X30%, Y30%, Z | Combination | Max | 143,534 | 162,365 | 72,166 |
| J X30%, Y30%, Z | Combination | Min | -143,534 | -162,365 | -72,166 |

| TABLE E21 fortsetter: Base Reactions | | | | | |
|--------------------------------------|-------------|----------|------------|------------|------------|
| OutputCase | CaseType | StepType | GlobalMX | GlobalMY | GlobalMZ |
| Text | Text | Text | KN-m | KN-m | KN-m |
| J X | LinRespSpec | Max | 379,3406 | 4447,4691 | 2549,6566 |
| J Y | LinRespSpec | Max | 4599,9095 | 363,745 | 5567,8893 |
| J Z | LinRespSpec | Max | 407,3732 | 710,0907 | 113,8735 |
| J X30%, Y | Combination | Max | 4713,7117 | 1697,9857 | 6332,7862 |
| J X30%, Y | Combination | Min | -4713,7117 | -1697,9857 | -6332,7862 |
| J X, Y30% | Combination | Max | 1759,3135 | 4556,5926 | 4220,0233 |
| J X, Y30% | Combination | Min | -1759,3135 | -4556,5926 | -4220,0233 |
| J X30%, Y, Z30% | Combination | Max | 4835,9237 | 1911,0129 | 6366,9483 |
| J X30%, Y, Z30% | Combination | Min | -4835,9237 | -1911,0129 | -6366,9483 |
| J X, Y30%, Z30% | Combination | Max | 1881,5254 | 4769,6198 | 4254,1854 |
| J X, Y30%, Z30% | Combination | Min | -1881,5254 | -4769,6198 | -4254,1854 |
| J X30%, Y30%, Z | Combination | Max | 1901,1482 | 2153,4549 | 2549,1372 |
| J X30%, Y30%, Z | Combination | Min | -1901,1482 | -2153,4549 | -2549,1372 |

APPENDIX F – LASTKOMBINASJONER

SKJEVSTILLING

| Lastfaktorer | |
|-----------------|------|
| Variable laster | 1,05 |
| Egenlast | 1,35 |

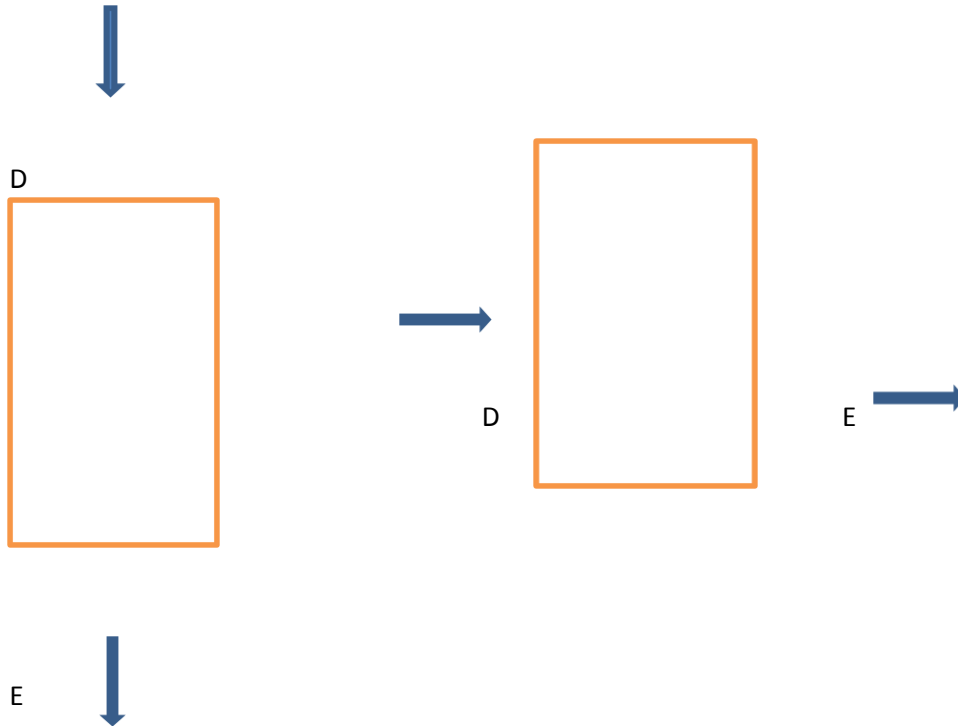
| | |
|--|-------|
| Dimensjonerende egenvekt på og fra etasjeskillere (kN) | 4573 |
| Dimensjonerende egenvekt fra veggene (kN) | 7049 |
| Dimensjonerende nyttelaster og snølaster (kN) | 1648 |
| Total dimensjonerende vekt (kN) | 13269 |

Lastene har blitt beregnet på samme måte som forklart i Appendix B men med andre lastfaktorer. Egenlasten ganget med 1,35 er relativt konservativt, siden vindlasten senere blir ganget med 1,5. Bergninger av skjevstillingslasten er gjort etter EC2.

| | | |
|---|------------|----|
| Total vekt av bygget med snølaster og nyttelaster | 13269 | kN |
| | | |
| θ_0 | 0,005 | |
| α_n | 0,67 | |
| α_m | 0,73 | |
| l | 16,45 | |
| m | 16 | |
| $\theta_i = \theta_0 * \alpha_n * \alpha_m$ | 0,00242956 | |
| | | |
| Horisontal kraft er | 32 | kN |

VINDLAST

| | | |
|--------------------------------|-------|-------------------|
| Data fra lastberegningsprogram | | |
| Versjon 6.0.0 | | |
| Laget av: Ove Sletten | | |
| Qkast | 0,669 | kN/m ² |



| 90 grader | | | 0 grader | | |
|-------------|-------|-------------------|-------------|-------|-------------------|
| Cp10 | | | Cp10 | | |
| D | 0,52 | kN/m ² | D | 0,54 | kN/m ² |
| E | -0,3 | kN/m ² | E | -0,36 | kN/m ² |
| Overtrykk | 0,13 | kN/m ² | Overtrykk | 0,13 | kN/m ² |
| Undertrykk | -0,2 | kN/m ² | Undertrykk | -0,2 | kN/m ² |
| h | 16,45 | m | h | 16,45 | m |
| d | 18,4 | m | d | 12,7 | m |
| h/d | 0,9 | | h/d | 1,3 | |
| Korr. fakt. | 0,85 | | Korr. fakt. | 1 | |
| Cd | 1 | | Cd | 1 | |
| Cs | 1 | | Cs | 1 | |
| Areal | 190 | m ² | Areal | 274 | m ² |

Siden eksisterende bygninger ligger helt inntil i denne retningen er en side eksponert for vind, og sagt at den blir

utsatt for trykk

| | | | | | |
|--------|-----|----|---------------|-----|----|
| Laster | 273 | kN | Laster | 485 | kN |
| | | | Laster uten E | 386 | kN |

JORDSKJELVLAST

Lasten er hentet fra Referanse bygget Appendix E og lastkombinasjonen, J X30%, Y, og med, q lik 1,5.

963 kN**KOMBINASJON**

For at jordskjelv ikke trengs å tas hensyn til må jordskjelv $\leq 1,5$ vindlast + skjevstilings last $\cdot (\gamma_{c\text{bruddgrense}} / \gamma_{c\text{DCL}})$

$$963\text{kN} > (1,5 \cdot 386\text{kN} + 32\text{kN}) \cdot 1,5 / 1,2 = 764\text{kN}$$

Jordskjelv er dimensjonerende last

APPENDIX G – OPPLYSNINGER OM HULLDEKKE

1.0 Materialdata

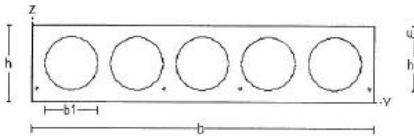
| | | | | |
|--|-------------|---|-----------|-----------|
| Korreksjonsfaktor for Emodul pga tilslag | 1 | Data vedr. spennarmert element | | |
| Materialkoeffisient betong | 1,5 | Strekfasthet N/mm ² (fpk) | 1860 | |
| Materialkoeffisient stål | 1,15 | 0.1 % strekkgrense N/mm ² (fp0.1k) | 1700 | |
| Betongkvalitet | B45(C45/55) | Forlengelse ved største belastning (euk) | 0,037 | |
| Densitet (kg/m ³) | 2400 | Spennarmering. Emodul | 200000 | |
| Sement i fasthetsklasse (R / N / S) | N | Sylindertrykkfasthet ved avspenning (fckj) | 36 | |
| Armering flytegrense | 500 | Sylindertrykkfasthet ved transport(fckj) | 40 | |
| Bøyler flytegrense | 500 | Betongens alder ved avspenning (døgn) | 1 | |
| Relativ fuktighet i lagringsperioden % | 70 | | | |
| Relativ fuktighet i ferdig bygg % | 40 | Eksponeeringsklasser | uk:XC3 | ok:XC3 |
| Betongens alder ved påfastning (døgn) | 28 | Korrosjonsømfintlig armering | | |
| Effektiv høyde, h ₀ (EN1992-1-1 3.1.4(5)) | 360 | Dimensjonerende levetid | | 50 |
| Korttids Emodul, E _{cm} | 36300 | Min. overdekning (mm) | uk | ok |
| Dimensjonerende trykkfasthet, f _{cd} | 25,5 | *)Min. krav for spennarmering | 35 | 35 |
| Aksial strekkfasthet, f _{ctm} | 4 | Toleranse | 2 | 2 |
| Dimensjonerende strekkfasthet, f _{ctd} | 1,51 | Nominell overdekning | 37 | 37 |
| Kryptall, FI 0_28 | 1,15 | *)Krav til overdekning for bøyler er 10 mm mindre | | |
| Kryptall, FI 28_9000 | 1,65 | Svinntøyning, 0_28 | | -0,00009 |
| | | Svinntøyning, 0_9000 | | -0,0004 |

NA.6.2.2(1) Følgende krav til tilslag i betongen er oppfylt:

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

| | | | |
|----------------------------------|----------------|------------|--------------------|
| Titel HD265 L= 8125 | | | Side 2 |
| Prosjekt Korskirkealmenning 2 | Ordre 55786 | Sign AL | Date 10-02-2011 |

1.1 Tverrsnitt

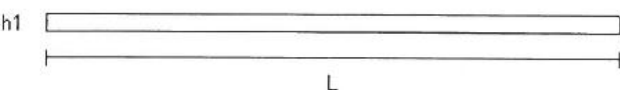
| | | | |
|---|--------------------|----------|-----------------|
|  | Antall hull | 5 | |
| | b | 1200 | mm |
| | h | 265 | mm |
| | b1 | 186 | mm |
| | h1 | 186 | mm |
| | h2 | 0 | mm |
| | u | 40 | mm |
| | Zt | 133 | mm |
| | Areal | 1,82E+05 | mm ² |
| | Ic | 1,57E+09 | mm ⁴ |
| | Sc | 7,86E+06 | mm ³ |
| | Wo | 1,19E+07 | mm ³ |
| | Wu | 1,18E+07 | mm ³ |
| | bw | 270 | mm |

Symboler: Se NS3473 12.3.2

1.2 Armeringsdata

| Kant | Lag nr | Kantavstand | Slakkarmering | Spennarmering |
|------|--------|-------------|---------------|---------------|
| uk | 1 | 45 | | 4d 11.3 |

1.3 Bjelkeprofil

| | | | |
|---|-----------|------|----|
|  | L | 8125 | mm |
| | h1 | 265 | mm |
| | h2 | 265 | mm |

Elementvekt: 3,7 tonn

Utkragerlengde (mm)

| | Venstre ende | Høyre ende |
|----------------|--------------|------------|
| Utløfting | 800 | 800 |
| Lagring | 400 | 400 |
| Transport | 400 | 400 |
| Ferdig montert | 50 | 50 |

Minste effektive oppleggsbredde: 80 mm

1.4 Lastfaktor og pålitelighetsklasse

| | Lastfaktor | | BENYTTES: | |
|---------------------------|--|--------------|-------------|-------------|
| | Nedbøyning | Risskontroll | Bruddgr. B1 | Bruddgr. B2 |
| Permanent last | 1,00 | 1,00 | 1,35 | 1,20 |
| Variabel last | 1,00 | 0,50 | 1,05 | 1,50 |
| Pålitelighetsklasse | 2 | | | |
| PSI -faktor | Kategori A : Boliger | | | |
| Krav til maks. nedbøyning | Konstruksjoner der nedbøyning fører til skader | | | |
| Formsug ved avforming | 0,00 kN/m | | | |