



**Høgskulen
på Vestlandet**

BACHELOROPPGAVE

Seismisk analyse av Lunde skole

Seismic analysis of Lunde skole

Thomas Hollekve Paulsen, 308

Jakob Elias Arntsen, 228

Egil Berg Sponås, 323

Bachelor ingeniørfag, Institutt for byggfag

Veileder: Trond Einar Martinsen

Antall ord: 17 489

22.05.2019

Jeg bekrefter at arbeidet er selvstendig utarbeidet, og at referanser/kildehenvisninger til alle

kilder som er brukt i arbeidet er oppgitt, jf. *Forskrift om studium og eksamen ved Høgskulen på Vestlandet, § 10.*

Forord

Denne oppgaven utgjør det avsluttende emnet i bachelorstudiet byggingeniør ved Høgskulen på Vestlandet og er skrevet våren 2019. Sammen med Morten Melø hos Norconsult kom vi fram til en problemstilling vi syntes var interessant. Oppgaven tar hovedsakelig for seg dimensjonering for seismiske laster etter Eurokode 8.

Ved å begi oss ut på denne oppgaven har vi tilegnet oss ny kunnskap. Dimensjonering for jordskjelv inngår ikke i pensum i bachelorstudiet, men er høyst aktuelt for en rådgivende ingeniør. Der ligger mye av motivasjonen vår til å fordype oss i dimensjonering for seismiske lastvirkninger. Vi har benyttet oss av programvare som *FEM-design* og Ove Slettens *V-skive*.

Fagområdet som omhandler seismiske laster er spennende og gir rom for å vurdere løsninger som påvirker utfallet i større grad enn ved behandling av andre laster.

Vi vil takke Norconsult Bergen og Morten Melø for tildeling av oppgave og god hjelp underveis. En stor takk rettes også til vår veileder på høgskolen Trond Einar Martinsen.

Sammendrag

Et mye omdiskutert tema i byggebransjen er dimensjonering mot jordskjelvlaster. Da Eurokoden NS-EN-1998 trådte i kraft resulterte det i krav om vurdering av jordskjelv for alle nye bygg. Dette har skapt skepsis i fagmiljøet og det stilles spørsmål til rimeligheten av dagens krav. På grunn av kravenes potensiale for økte omkostninger er fokuset omkring utelatelseskriteriene blitt stort og kampen om å komme inn under disse høyst reell. Å tilpasse byggets komponenter for å komme inn under utelatelseskriterier og dermed slippe å dimensjonere for seismisk påvirkning, vil kunne gå på bekostning av andre ønskede egenskaper til bygget.

Lunde barneskole er et skolebygg i Os kommune, mellom Halhjem og Osøyro. I oppgaven behandles tilbygget som sto ferdigstilt i 2017. Utelatelseskriteriene studeres i detalj og gjennomgås med utgangspunkt i skolebygget, og det konkluderes med at de ikke kommer til anvendelse.

Videre blir det foretatt en modal respons-spektrum analyse ettersom standarden ikke åpner opp for en tverrkraftanalyse gitt de geometriske forhold bygget har. Denne analysen benyttes til å vurdere grove armeringsmengder. På grunn av lite anvendbare resultater fra armeringsvurderingen, gjøres sammenligningen av laster fra vind og jordskjelv på grunnlag av opptredende resultatkrefter i opplagerene. Dette er for å vurdere omfanget av konsekvenser fra jordskjelvskravet.

Som påpekt av aktører i bransjen vil et bygg hvor det kreves seismisk beregning resultere i krefter på de avstivende komponentene som overgår de fra vindlaster. Dette gjenspeiles i resultatene fra Lunde barneskole.

Abstract

The need for seismic design in Norway is a well-debated subject in the construction industry. When the Eurocode NS-EN 1998 came into force it resulted in requirements to evaluate earthquakes for new constructions. This was met by skepticism from parts of the industry, and the accuracy of the requirements are under scrutiny. Due to the risk of severely increased expenses from seismic design, the focus on utilizing the rules of avoidance incorporated in the Eurocode has been given much attention. Small changes in the bracing system of a building can result in avoiding seismic design, even though it might also compromise on other favorable abilities.

Lunde barneskole is a school building located in Os municipality, between Halhjem and Osøyro. The thesis will examine the additional building to the school complex which was finalized in 2017. The rules of avoidance are studied in detail and evaluated for the considered building. It is concluded that they are not fulfilled.

Furthermore, a modal response analysis is conducted due to the fact that the building doesn't meet the geometric requirements for the lateral force method. The result of this analysis is used to investigate the required rebar in the shear walls. The required amount of rebar lead to the conclusion to compare reaction forces from the seismic analysis with wind actions. This comparison formed the basis for the assessment of seismic consequences.

When a seismic analysis becomes required for a building, it will result in forces on the bracing elements that surpasses strains from the wind actions, as pointed out by constructors in the field. This assertion is both strengthened and reflected by the results from Lunde barneskole.

Innholdsfortegnelse

1. Innledning	1
1.1 Bakgrunn	1
1.1.1 Lunde skole	2
1.2 Formål	2
1.3 Avgrensning.....	3
1.4 Metode.....	3
1.4.1 Kildebruk	3
1.4.2 Programvare	4
2. Grunnlag for konstruksjonsanalyser	5
2.1 Klassifisering av belastninger	5
2.2 Laster	6
2.2.1 Jordskjelvlaster.....	6
2.2.2 Vindlaster	11
2.3 Bæresystem	12
2.3.1 Bæresystem Lunde skole	13
2.3.2 Behandling av vindkryss.....	13
3. Krav og beregningsgang for jordskjelvanalyser	16
3.1 Jordskjelv i Norge og innføring av Eurokode 8.....	16
3.2 Betraktningmåte.....	17
3.3 Utelatelseskriterier	20
3.3.1 Beregningsmetode og resultat.....	21
3.3.2 Første egensvingningsperiode i V-skive.....	27
3.3.3 Konklusjon.....	29
3.4 Valg av beregningsmetode	29
3.4.1 Regularitet i plan.....	29
3.4.2 Regularitet i oppriss	34
3.5 Modal eller Tverrkraftmetoden	36
4. Modal analyse	37
4.1 Fem-design.....	37
4.1.1 Modelling.....	37
4.1.2 Beregningsgang.....	38
4.1.3 Kontroll av FEM-design	42
4.2 Resultater og armeringsbehov.....	46

4.2.1 Opplagerkrefter	46
4.2.2 Kontroll av momenter	50
4.2.3 Armeringsbehov	53
4.2.4 Kontroll av beregningsmessig armeringsbehov	57
5. Vindlaster	62
5.1 Beregning	62
5.1.1 Vindhastighetstrykk	62
5.1.2 Utbøyning	64
5.2 Modellering av vindlaster	65
5.2.1 V-skive	65
5.2.2 FEM-design	65
5.3 Sammenligning av modeller	69
6. Sammenligning av seismiske laster og vindlaster	72
7. Diskusjon	74
8. Konklusjon	80
9. Referanseliste	81
10. Vedleggsliste	83

Tabelliste

Tabell 2.1: Relevante Eurokoder	3
Tabell 3.1 Beregning av egenperiode med ulike metoder	24
Tabell 3.2 Beregning av det dimensjonerende spektret	25
Tabell 4.1 Resultantkrefter skive 10	48
Tabell 4.2: Resultanter skive 15	49
Tabell 4.3: Minimumsarmering mhp. veggtykkelse	53
Tabell 4.4: Indre krefter og armeringsverdier fra FEM-design	59
Tabell 4.5: Resultat av manuell kontroll	60
Tabell 5.1: Vindhastighetstrykk	62
Tabell 5.2: Utbøyning i bruksgrense	64
Tabell 5.3: Resultantkrefter fra V-skive. Skive 10	65
Tabell 5.4: Resultantkrefter fra V-skive. Skive 15	65
Tabell 5.5: Resultantkrefter skive 10, vindlast	68
Tabell 5.6: Resultanter skive 15 vindlast	69
Tabell 5.7: Sammenligning av vindlaster skive 10	69
Tabell 5.8: Sammenligning av vindlaster skive 15	69
Tabell 6.1: Sammenligning av vind og seismikk skive 10	72
Tabell 6.2: Sammenligning av vind og seismikk skive 15	72
Tabell 6.3: Sammenligning av vind og seismikk gjennomsnitt	73

Figurliste

Figur 1.1: <i>Illustrasjon tilbygg Lunde skole [1]</i>	1
Figur 1.2: Beliggenhet Lunde skole, utklipp fra Norgeskart	1
Figur 1.3: Illustrasjon, tilbygg lunde skole	2
<i>Figur 2.1. Materialfaktorer mhp. duktilitetsklasser [7]</i>	6
Figur 2.2: Harmonisk svingning [8]	7
<i>Figur 2.3: Amplitude utslag på dempede systemer [8]</i>	7
Figur 2.4 Amplitude ved varierende vinkelfrekvensforhold [8]	10
Figur 2.5: Treghetseffekter av masse	11
Figur 2.6: Plassering av vertikale skiver [14]	12
Figur 2.7: Eksempel statisk avstivet, men ugunstig i praksis	13
Figur 2.8: Illustrasjon av snittplassering i vindkryss	14
Figur 2.9: Snitt (A-A) av tverrsnitt ved beregning av treghetsmoment	14
Figur 3.1: Det dimensjonerende responspekteret [22]	19
<i>Figur 3.2: Utklipp fra Figur NA.3(901) [7]</i>	21
Figur 3.3 modell som inneholder alle skiver og utsparinger	28
Figur 3.4 Modell modellert etter ytterpunktene	28
Figur 3.5: Plantegning-AutoCAD	30
Figur 3.6: Massesenter verdier hentet fra autocad	30
Figur 3.7: Stivhetskoeffisienter fra Betongelementboka Bind B [25]	32
Figur 3.8: Formler for stivhetssenter	33
Figur 3.9: Stivhetssenter plassering	33
Figur 3.10: Regularitet i oppriss [24]	35

Figur 3.11: Illustrasjon Lunde skole, regularitet i oppriss	35
Figur 3.12:Tillatte beregningsmetoder i EC8 [7]	36
Figur 4.1: Innspenningsgrad linjeopplegg FEM-design	37
Figur 4.2: Fast innspenningsverdier	38
Figur 4.3: Tabell NA.A1.3- Lastkombinasjon seismikk [2]	38
Figur 4.4: Laster for egensvingning	39
Figur 4.5: Laster for egensvingning	39
Figur 4.6: Feilkilde i egenperiode	40
Figur 4.7: Svingende søyle i kryssningspunkt C1 i FEM-design.....	41
Figur 4.8: Responsspekter Lunde skole.....	41
Figur 4.9: Endelig lastkombinasjon for seismikk	42
Figur 4.10: Illustrasjon skiveelement, opptegnet i AutoCAD	43
Figur 4.11:Illustrasjon hovedkrefter	43
Figur 4.12: Snitt av skiveelement, Utklipp fra Betongkonstruksjoner[26].....	44
Figur 4.13: Opplager-reaksjoner med løft i skive 10.....	47
Figur 4.14: Opplager-reaksjoner med trykk i skive 10	47
Figur 4.15: Resultantkrefter i bunn av skive 10	48
Figur 4.16: Opplager-reaksjoner med trykk i skive 15	49
Figur 4.17: Opplager-reaksjoner med løft i skive 15.....	49
Figur 4.18: Resultantkrefter i bunn av skive 15	50
Figur 4.19: Illustrasjon dimensjoner på skive 10	50
Figur 4.20: Statisk modell or skive 10	51
Figur 4.21: Forankringsjern i endekant av skive 10	52
Figur 4.22: Armeringsforutsetning og plassering i FEM-design	53
Figur 4.23: Horisontalt armeringsbehov skive 1	54
Figur 4.24: Vertikalt armeringsbehov skive 1	55
Figur 4.25: Utnyttelse av skive 5	56
Figur 4.26:Manglende skjærkapasitet for skive 5	57
Figur 4.27: Ytre krefter på elementene, N_x	58
Figur 4.28: Ytre krefter på elementene, N_y	58
Figur 4.29: Ytre krefter på elementene, N_{xy}	58
Figur 4.30: Kontrollpunkt for armering	58
Figur 4.31: Grafisk løsning av rissvinkel	60
Figur 5.1 illustrasjon av "Z"	62
Figur 5.2 Formfaktorer - Langside.....	63
Figur 5.3 Formfaktorer - Kortside	63
Figur 5.4: Illustrasjon av vindsoner	64
Figur 5.5: Cover veggelementer i FEM-design	66
Figur 5.6: Lastkombinasjoner for vindlast i FEM-design	66
Figur 5.7: Opplagerreaksjoner for vindlaster skive 10 første sett	67
Figur 5.8: Opplagerreaksjoner for vindlaster skive 10 andre sett	67
Figur 5.9:Resultantkrefter i bunn av skive 10, vindlaster	67
Figur 5.10: Opplagerreaksjoner for vindlaster skive 15 andre sett	68
Figur 5.11: Opplagerreaksjoner for vindlaster skive 15 første sett	68
Figur 5.12:Resultantkrefter i bunn av skive 15 Vindlaster.....	68
Figur 5.13 Lastbilde ulike modelleringsmetoder for vindlast	70
Figur 5.14: Illustrasjon- overføring av momenter mellom vegg og dekke.....	71
Figur 7.1:Teoretisk form av bygg	75

1. Innledning

1.1 Bakgrunn

Innføring av Eurokode 8 i 2005 medførte at det ved prosjektering av konstruksjoner må tas hensyn til jordskjelvlaster. For mange prosjekter vil ikke dette få noen praktisk betydning, men for andre bygg vil dette kravet kunne bringe med seg store konsekvenser. I Norge har det historisk sett vært vind- og snølaste som har satt standarden for hvilke påkjenninger man må forholde seg til. I enkelte deler av verden er det store utfordringer knyttet til jordskjelv, mens det i Norge har vært mindre problem. Når man likevel ser hvilken skade et jordskjelv potensielt kan gjøre, vil det være hensiktsmessig å ta jordskjelvlaster i betraktning.

Eurokode 8 angir hvilke laster som opptrer på en konstruksjon ved et jordskjelv. Helt avgjørende er lokasjon, grunnforhold og brukskategori. I mange tilfeller vil jordskjelvlaster kunne utelates, men i andre tilfeller vil jordskjelvlastene bli den dimensjonerende lasten. Dette kan medføre store kostnader til avstivningssystem og fundamentering. Etter at kravet ble innført har konsekvensene av hensynet til jordskjelvlaster blitt diskutert.

Denne oppgaven vil gjennomgå en jordskjelvdimensjonering for å se på konsekvenser av kravene Eurokode 8 bringer med seg. For å gjøre dette tas det utgangspunkt i Lunde barneskole. Denne barneskolen ligger i Os kommune, mellom Halhjem og Osøyro. Skolen fikk et nytt tilbygg som sto ferdig juni 2017 og det er dette selvstendige tilbygget som blir vurdert i oppgaven.



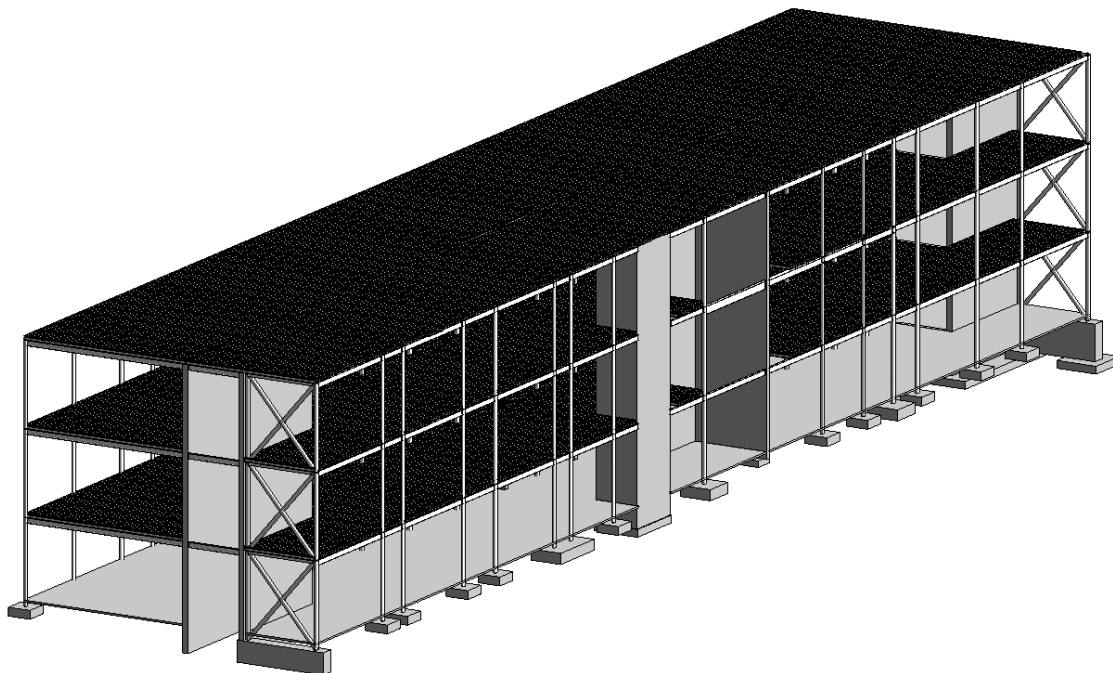
Figur 1.1: Illustrasjon tilbygg Lunde skole [1]



Figur 1.2: Beliggenhet Lunde skole, utklipp fra Norgeskart

1.1.1 Lunde skole

Oppgaven tar utgangspunkt i tilbygget som er vist opptegnet på figur 1.3.



Figur 1.3: Illustrasjon, tilbygg lunde skole

Tilbygget er rektangulært med langside på 66 m og kortside på 14 m. Byggets avstivende komponenter består hovedsakelig av betongskiver, i tillegg er det vindkryss i hver ende av bygget. Videre i oppgaven vil det henvises til nummererte vertikale skiver, se vedlegg 7 for oversikt og nummerering av avstivende komponenter.

Bygget er 12,3 m høyt og består av 3 etasjer, med betongdekker i alle etasjer med unntak av første etasje som er støpt på grunn.

1.2 Formål

Det gjøres en jordskjelvberegning av Lunde skole, med fokus på krefter som føres ned til fundament. Hvilke krav blir aktuelle og hva blir jordskjelvlastene? Det vil så bli sammenlignet størrelsesorden på belastningene fra jordskjelv og vindlaster. På bakgrunn av resultatene og sammenligningen skal det diskuteres hvilke utfordringer som forekommer som følge av kravet om dimensjonering for seismiske laster.

1.3 Avgrensning

Oppgaven vil avgrense seg til dimensjonering av vertikale skiver med hensyn til horisontale jordskjelvlaster og sammenligne mot vindlaster. De vertikale jordskjelvlastene er vanligvis ikke aktuelle i Norge og selv om dette skulle være aktuelt for bygget som betraktes i oppgaven vil det ikke bli studert. Lokal dimensjonering av innfestninger og diverse vil ikke bli studert. Eventuelle vindkryss vil medtas i beregninger men ikke dimensjoneres på noe vis. Utsparinger i de avstivende veggene vil også neglisjeres i FEM-design modellering. Av dimensjonering som foretas i oppgaven behandles bruddgrense, bruksgrense og ulykkesgrensesituasjoner.

1.4 Metode

1.4.1 Kildebruk

Relevante Eurokoder er utgangspunktet for oppgaven, spesielt Eurokode 8 er benyttet for jordskjelvdimensjoneringen. Viktige kilder i denne oppgaven har vært Rådgivende Ingeniørers Forenings veileder til Eurokode 8, samt «Betongelementboken» og da spesielt bind H som tar for seg dimensjonering for jordskjelv. For behandling av betongkonstruksjonene i bygget har læreboken «Betongkonstruksjoner» av Svein Ivar Sørensen vært viktig. I tabell 1.1 står de anvendte eurokodene listet sammen med kildereferansenummer benyttet gjennom oppgaven.

Eurokoder benyttet i oppgaven		Referansenummer
NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016	Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner	[2]
NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019	Laster på konstruksjoner – Del 1-1: Allmenne laster – Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger	[3]
NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015+NA:2018	Laster på konstruksjoner - Del 1-3: Allmenne laster - Snølaster	[4]
NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009	Laster på konstruksjoner – Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster	[5]
NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018	Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger	[6]
NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014	Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger	[7]

Tabell 1.1: Relevante Eurokoder

1.4.2 Programvare

For beregninger av vind- og jordskjelvpåkjenning er V-skive av OS-prog og FEM-design benyttet. V-skive er et program egnet til beregninger knyttet til fordeling av krefter i vertikale- og horisontale skiver og er utarbeidet av Sivilingeniør Ove Sletten.

FEM-Design er et beregningsprogram basert på FEM-metoden (finite element method) og leveres av Strusoft. Programmet egner seg blant annet til beregning av lineære, ikke-lineære og dynamiske virkninger på konstruksjoner. Diverse håndberegninger er behandlet i Mathcad og Excel. For produksjon av tegninger og illustrasjoner er det benyttet både AutoCAD og Revit fra Autodesk.

Revit er benyttet for å lage grunnlaget til beregninger og gi et helhetlig bilde av konstruksjonen. Tegningsgrunnlaget for oppgaven ble gitt i form av plantegninger med diverse snitt og oppriss, og det ble ansett hensiktsmessig å modellere opp en 3D-modell i Revit med utgangspunkt i tegningsunderlaget. Denne modellen ble videre benyttet for å hente ut mengder som dannet grunnlaget for egenvekter brukt gjennom hele oppgaven. For å produsere plantegninger med blant annet skivenummerering ble Revit benyttet. AutoCAD er også benyttet for å produsere plantegninger, i tillegg er programmet benyttet ved beregning av aktuelle tverrsnittegenskaper.

2. Grunnlag for konstruksjonsanalyser

2.1 Klassifisering av belastninger

Det skal etter Eurokode 0 dimensjoneres i ulike grensetilstander[2]. Det deles inn i bruddgrense (ULS), bruksgrense (SLS) og ulykkesgrense (ALS). Med disse grensetilstandene følger egne lastfaktorer som er bestemmende for mengde av lastene som medtas i de aktuelle beregningene. De forskjellige grensetilstandene hjelper en å dimensjonere på en måte som minimerer risiko for feil og sammenbrudd.

Bruddgrensesituasjon kan deles opp i to forskjellige hovedtilfeller; likevekt og bruddstyrke. Disse to tilfellene får sine egne lastfaktorer (γ) for de forskjellige inkluderte lastene, altså en form for sikkerhetsfaktorer. For å vurdere hvilke laster som medtas inkluderer standarden ψ -faktorer. Disse justerer mengde av lastene som medtas ut ifra type last, og i tillegg kommer konstruktørens vurdering av ugunstige lastkombinasjoner. En liknende oppdeling finner en også for bruksgrense og ulykkesgrensesituasjon.

Bruksgrensesituasjonene oppdeles i tre situasjoner gitt i tabell A1.4 i ECO[2], hvor det kun er ψ -faktorene som regulerer lastene, lastfaktorene (γ) er her altså satt til 1.0.

Ulykkesituasjonene oppdeles i ulykke og seismisk. Den seismiske ulykkesituasjonen anses altså av standarden som et eget tilfelle. I likhet med bruksgrenselastene vil også ulykkestilfellene reguleres av ψ -faktorene og lastfaktorene (γ) som er satt til 1.

Jordskjelv dimensjoneres kun under ulykkesgrense i Norge. Vindlaster kan betraktes under både brudd- og bruksgrense. For denne oppgaven vil det betraktes vindlaster under både ULS og SLS for å fastslå dimensjonerende påkjenning som kan sammenlignes mot seismiske laster.

Det at man dimensjonerer i ulykkesgrense innebærer at man dimensjonerer slik at hvis «ulykken» inntreffer skal bygget beholde sin konstruksjonsmessige integritet, selv om bygget vil bli sett på som såpass skadet at det ikke lenger kan brukes. Dette er til forskjell fra bruddgrense og bruksgrense. For bruddgrense dimensjoneres det slik at konstruksjonen ikke skal få varige skader ved maksimal påkjenning av de lastene man antar bygget opplever. Bruksgrense dimensjoneres opp mot en «normalsituasjon», altså at de lastene som forekommer til daglig ikke skal gjøre at personer i bygget opplever ubehag.

I mange tilfeller vil de samme lastene medtas i alle grensetilstandene, men ψ -faktorene regulerer hvor mye av lastenes forventede belastning (karakteristisk last) som medtas. For å så forsikre oss om at de lastene som medtas har tilstrekkelig størrelse benyttes lastfaktorene. For den seismiske situasjonen er lastfaktorene 1,0, altså karakteristiske laster

blir gjeldende. Dette medfører at lastene som påføres er nær de faktiske lastene som bygget vil kunne bli påført. Som igjen medfører at utnyttelsen av konstruksjonen vil være større enn eksempelvis bruddgrensesituasjoner hvor lastene oppjusteres for å ta opp usikkerheter. I tillegg til dette, vil dimensjonering i DCL gi lavere materialfaktorer enn ved ordinær dimensjonering. Som følge av andre last- og materialfaktorer vil f. eks vindlast, som er en bruddgrenselast, kunne være dimensjonerende selv om jordskjelvlasterne gir en større påkjenning.

FOR BETONGKONSTRUKSJONER:			
Dimensjoneringstilstand	γ_c	γ_s	Referanse
Ordinært	1,5	1,15	EC2 \2\
Seismisk DCL	1,2	1,0	EC8 \1\
Seismisk DCM	1,5	1,15	EC 8 \1\

Figur 2.1. Materialfaktorer mhp. duktilitetsklasser [7]

2.2 Laster

De fleste lastene som behandles ved dimensjonering av bygg vil behandles som statiske laster. Dette er en forenkling som standardene tillater oss å gjøre ettersom det gir et lettere beregningsgrunnlag. Avviket mellom modell og virkelighet ivaretas ved hjelp av material- og sikkerhetsfaktorer gitt i eurokodene. I noen tilfeller blir potensialet for feil ved statisk modellering såpass stor at en må begynne å se på lastenes dynamiske virkning på konstruksjonen.

2.2.1 Jordskjelvlaster

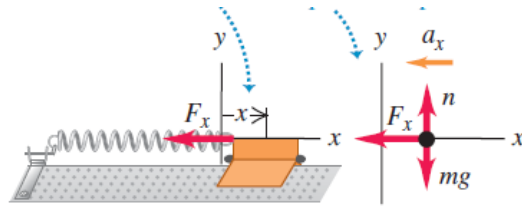
Jordskjelvlaster påføres konstruksjoner ved at konstruksjonen settes i bevegelse og konstruksjonen får påført en last iht. Newtons andre lov.

$$F = m * a$$

Det spesielle med jordskjelvlaster er at den ikke bare påfører lasten i en retning og stopper. Jordskjelvlaster er såkalte dynamiske laster som «jobber» på bygget og setter det til å svinge.

Dersom en ser på et bygg som en punktmasse vil helheten settes i bevegelse samtidig, men i praksis er det massene i grunnivå som settes i bevegelse først og etasjene over vil følge etter. Massene settes altså i bevegelse oppover i etasjene.

Denne bevegelsen ender med en deformasjon av hver etasje. Hvordan bygget håndterer dette videre kan sammenlignes med en masseløs fjær med stivhet k , tilknyttet en gjenstand med masse m og forskjøvet en avstand x , slik vist i figur 2.2.

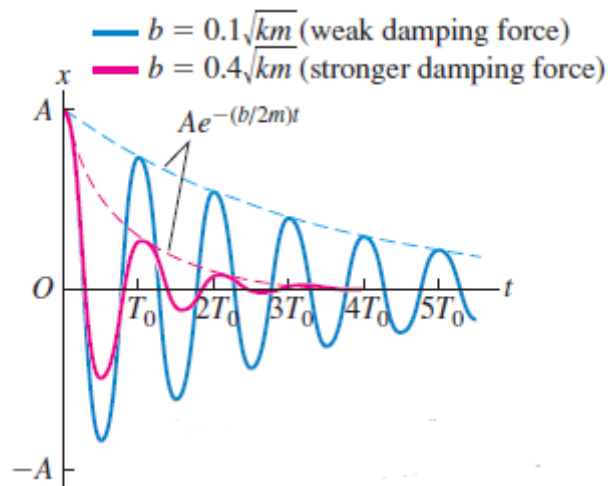


Figur 2.2: Harmonisk svingning [8]

Denne forenklede modellen slik den nå er beskrevet er udempet, hvilket medfører at gjenstanden vil oscillere frem og tilbake i det uendelige. Systemet er altså det en fysiker ville kalt udempet harmonisk bevegelse[8]. Denne oscilleringen gir grunnlag for å finne en tilnærming til den naturlige vinkelfrekvensen til gjenstanden. Denne vinkelfrekvensen, altså hastigheten på svingningene til gjenstanden, defineres ved hjelp av stivheten (k) og massen (m).

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (\text{Naturlig vinkelfrekvens [8]})$$

I praksis vil det være en damping på systemet som gjør at oscilleringen til slutt vil returneres til utgangspunktet. Det finnes flere modeller for å beskrive damping men en av de enkleste å bruke benytter friksjonsdamping som er direkte proporsjonal med hastigheten til gjenstanden. En slik modell for dampingen er lik den som benyttes i beregningsprogrammet FEM-design[9]. FEM- design definerer dampingen som en viskøs damping hvilket medfører at dempingskraften er proporsjonal med hastigheten til gjenstanden [10, s.45].



Figur 2.3: Amplitude utslag på dempede systemer [8]

Hvis det innføres en slik demping på den betraktede gjenstanden får man et system hvor amplituden, altså utslaget på svingningen vil avta og etter hvert stå i ro. Med denne endringen på systemet vil uttrykket for vinkelfrekvensen endres. Denne vinkelfrekvensen (ω) til gjenstanden bestemmes av stivheten(k), massen(m) og dempningskonstanten (b).

Formelen for denne vinkelfrekvensen forutsatt en relativt lav dempningseffekt er gitt som følgende:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m} + \frac{b^2}{4m^2}} \quad (\text{vinkelfrekvens ved liten demping}[8])$$

Den naturlige vinkelfrekvensen som ble presentert tidligere ble beregnet på grunnlag av stivhet og masse [10], men som en ser av formelen over vil ikke avviket mellom dempet vinkelfrekvens og udempet være særlig stort ved liten demping.

Hva som betegnes som stor og liten demping kan forklares gjennom dempingsforholdet. Dempingsforholdet er definert som forholdet mellom dempingen til konstruksjonen og den kritiske dempingen. Den kritiske dempingen er verdien av b hvor konstruksjonen ikke vil oscillere etter å ha blitt påført en deformasjon.

$$b_{kritisk} = 2\sqrt{k * m} \quad (\text{Kritisk demping,[8]})$$

I motsetning til masse og stivhet er dempingsverdien på bygninger avhengig av flere faktorer som kan gjøre det vanskelig å beregne en nøyaktig verdig. Verdien er blant annet avhengig av materialer i konstruksjonen, amplitude på vibrasjonene, svingeformer og bygningens oppbygning[11].

For de fleste bygninger vil også dempningseffekten være relativt lav, og dempingsforholdet er ofte forenklet satt til 5% [12],[13]. Dette betyr at dempingen er satt til 5% av styrken som skal til for å oppnå kritisk demping. Fem-design benytter seg av en 5% dempningsgrad[9]. For å forstå hvordan jordskjelvkraftene virker på en bygning er vinkelfrekvensen en viktig størrelse, ettersom den har direkte innvirkning på jordskjelvkraftenes størrelse på bygget. Vinkelfrekvens er riktignok en størrelse en ikke direkte ser nevnt i standarden, det kommer av denne er «innbakt» i verdien for egensvingningsperioden.

Perioden (T) er definert som:

$$T = 1/f \quad [8]$$

Hvor:

f er frekvensen (svingninger per tidsenhet)

Videre kan også vinkelfrekvensen beskrives ved hjelp av frekvensen, som igjen gir oss forholdet mellom perioden og vinkelfrekvensen.

$$\omega_n = 2\pi f = \frac{2\pi}{T} \quad [8]$$

Dersom man påfører en ytre kraft (drivende kraft) på systemet vårt kan en få gjenstanden til å fortsette å svinge. Avhengig av hvordan denne varierende lasten er vil frekvensen og perioden gjenstanden svinger med endres. Man kan altså «tvinge» gjenstanden inn i en frekvens uavhengig av egenfrekvensen. Det er nettopp dette jordskjelvet gjør med en bygning, ved å tvinge bygningen inn i samme frekvens som jordskjelvet selv har. Når disse kreftene virker får gjenstanden/bygningen en amplitude (maks forskyvning). Denne forskyvningen er viktig for å se på hvilke krefter og deformasjoner bygningen må oppta. For å se på denne amplituden kan brukes en modell for en varierende kraft som «rister» gjenstanden tilsvarende en jordskjelvlast.

$$F(t) = F_{maks} * \cos(\omega_d * t) \quad [8]$$

Hvor:

F_{maks} er maksimalverdi til kraften

ω_d er den drivende kraftens vinkelfrekvens

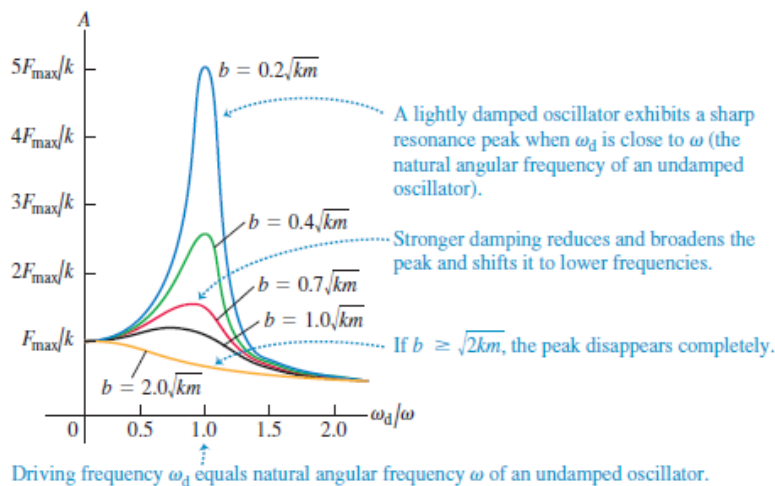
t er tid

En slik kraft vil gi gjenstanden en amplitude lik:

$$A = \frac{F_{max}}{\sqrt{(k-m*\omega_d^2)^2 + b^2*\omega_d^2}} \quad (\text{Amplitude ved drivende varierende kraft [8]})$$

Videre kan en spørre seg hvilke verdier for F_{max} , k , m og ω_d gir størst amplitude.

Både beregninger og forsøk tilsier at amplituden vil bli størst dersom egenvinkelfrekvensen og den drivende frekvensen sammenfaller [8].



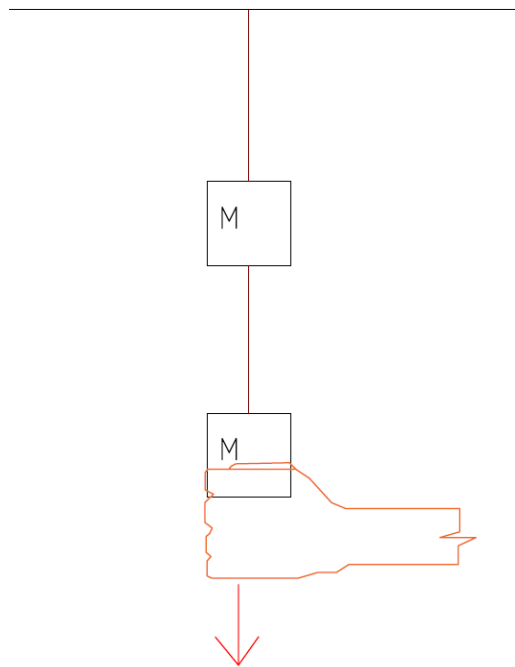
Figur 2.4 Amplitude ved varierende vinkelfrekvensforhold [8]

Denne betydningen mellom drivende vinkelfrekvens og gjenstandens vinkelfrekvens er vist i figur 2.4. Figuren viser at i tillegg til betydningen av sammenfallende vinkelfrekvens vil utslaget på amplituden i stor grad bestemmes av i hvilken grad gjenstanden er dempet. Som nevnt tidligere er et vanlig bygg lite demping i, hvilket gjør at konsekvensen av resonans (sammenfallende frekvenser) kan bli katastrofale.

Til nå er modellen som er brukt til å forklare dynamiske laster et system med 1 frihetsgrad. En bygning vil ha flere frihetsgrader ettersom elementer kan forskyve seg i 3 retninger i tillegg til rotasjon om 3 akser. Man er altså oppe i 6 frihetsgrader og beregninger kan bli ganske omfattende.

Man har gjerne også oppdaget at systemet som til nå er brukt for å forklare den dynamiske virkningen av jordskjelv har utelatt prinsippet om at masse har treghet. For den enkle modellen som til nå er brukt spiller ikke denne effekten noe stor rolle, men dersom en ser på modeller med flere punktmasser vil effekten være merkbar. Forenklet kan en se på en fleretasjes bygning som flere punktmasser i hver etasje. Effekten av treghet til massen medfører at det kan ta tid før krefter forflytter seg fra en etasje til en annen. Dette gjør også at kreftene kan bli store i en etasje før den forflytter seg videre.

En enkel modell for å vise denne effekten kan forklares gjennom å studere oppførselen til 2 masser hengt opp etter hverandre hvor en så drar momentant i massen nederst som vist i figur 2.5.



Figur 2.5: Treghetseffekter av masse

Det er gjerne naturlig å anta at dersom snoren ryker vil den ryke rett oppunder taket, ettersom det statisk sett er størst strekkraft her. I realiteten vil treghetseffektene virke slik at snoren mellom de to massene ryker først. En kan videre tenke at snoren i denne modellen utgjør de vertikale komponentene i et bygg og at massen er dekkene i etasjene. Det blir da mulig å forestille seg hvordan denne effekten spiller inn ved jordskjelvsbelastning på en fleretasjes bygning.

2.2.2 Vindlaster

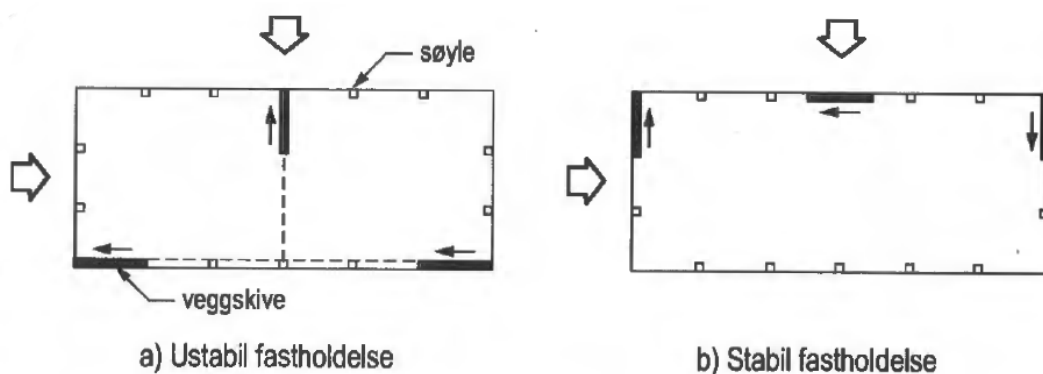
Vindlaster er laster som byggverk utsettes for daglig i varierende omfang. Hva som bestemmer disse lastenes størrelse og intensitet er sammensatt av flere faktorer. Hvis en velger å se på de store årsakene vil det være 3 hovedfaktorer; sirkulasjoner i atmosfæren, termisk konveksjon og effekter fra jordens rotasjon[14]. På et mer lokalt nivå vil omliggende topografi og luftens viskositet virke bestemmende på hvor vindutsatt området er. For å tallfeste styrken på vinden i et område benyttes Beauforts skala hvor verdien går fra 0-12 hvor 0 er vindstille og 12 er orkan. På grunn av denne kompleksiteten rundt vindhastighet, behandles vindhastigheten som en stokastisk prosess[14]. Begrepet stokastisk assosieres det gjerne med tilfeldighet, men med stokastisk prosess menes her at vindhastigheten bestemmes ut ifra en sannsynlighetsvurdering basert på enkeltmålinger. På bakgrunn av slike målinger kan en si noe om normalsituasjonen på stedet og maksimale forventede vindkast. Ettersom vinden er en varierende last er det på mange måter en dynamisk last på samme måte som jordskjelvlaster. Vindlasten behandles likevel under normale situasjoner

som en statisk last. Dette er forenklinger som kan gjøres på grunn av at bygninger normalt har høye egenfrekvenser og den dynamiske responsen fra vind vil være neglisjerbar[14]. Dette vil ikke være tilfelle for slanke konstruksjoner som tårn, master og lignende hvor turbulenser og samvirke mellom luftstrømmer og byggets bevegelse kan bli store. Av denne grunn må det gjøres egne tiltak på konstruksjoner som bli utsatt for dynamiske effekter, eksempelvis vil en ofte på lange slake broer benytte vindskovler på broens underside for å endre strømningsforholdene og dermed redusere ugunstige dynamiske virkninger.

2.3 Bæresystem

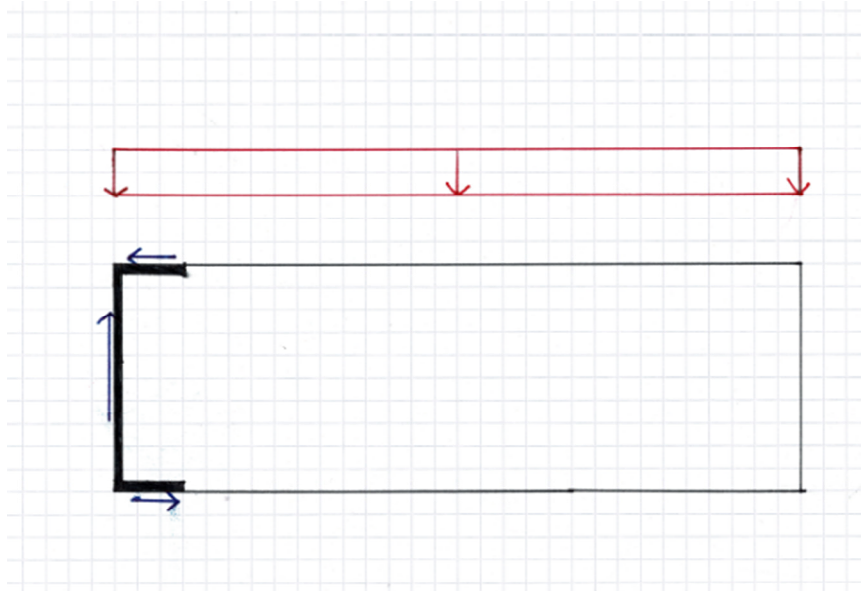
For å ta opp horisontale krefter som vind og jordskjelv kreves det elementer som evner å absorbere kreftene og føre de ned i grunnen. En vanlig modell ved dimensjonering av avstivende elementer er å anse dekker som stive legemer med 3 frihetsgrader. De kan da forskyve seg i x og y retning i tillegg til rotasjon om z-aksen. Hensikten med disse horisontale skivene er da å overføre krefter mellom de vertikale skivene. De vertikale skivenes oppgave blir å ta imot krefter fra dekkene og føre de til grunnen. For at dette skal skje hensiktsmessig er plasseringen til de vertikale skivene viktig.

I utgangspunktet er det behov for 3 vertikale skiver for å avstive et bygg, en skive for hver av retningene og én for å ta eventuelle momenter som oppstår. For at 3 skiver skal være tilstrekkelig kan ikke plasseringen være slik at forlengelsen av skivene skjærer hverandre i ett punkt. [14] Dette skyldes at ved en statisk betraktning vil en av skivene ta last om svak akse for å få likevekt. Dette er ikke skivene i stand til og systemet blir ustabil.



Figur 2.6: Plassering av vertikale skiver[14]

En må også påse at skivene ikke plasseres slik at en kan få «flaggvirkning» på systemet. Et slikt tilfelle er vist i figur 2.7. Dersom antakelsen om at de horisontale skivene er uendelig stive hadde vært korrekt, ville også dette systemet vært statisk avstivet. I praksis vil et slikt system få store deformasjoner i enden av bygget, og «svaie» som et flagg.



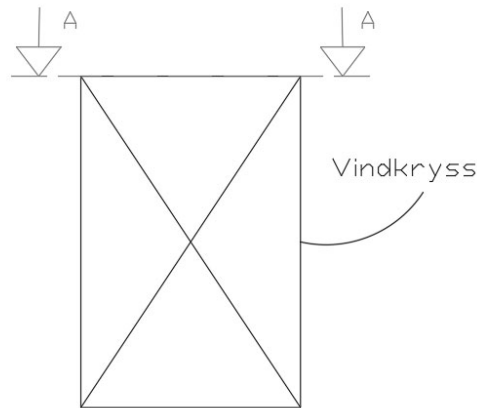
Figur 2.7: Eksempel statisk avstivet, men ugunstig i praksis

2.3.1 Bæresystem Lunde skole

Lunde skole har 14 vertikale betongskiver og 2 vindkryss (se vedlegg 7). Avstivningssystemet er uendret fra tegningsunderlag fra Norconsult. Som det fremgår av vedlegget er skivene fordelt utover i bygget slik at ingen deler av dekket står fri til å rotere.

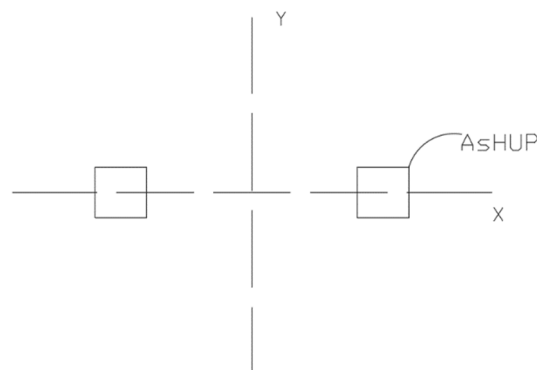
2.3.2 Behandling av vindkryss

Vedrørende vindkryssene i stål behandles disse på forskjellige vis gjennom oppgaven. For stivhetsberegninger i Mathcad og V-skive er det beregnet betongekvivalenter til vindkryssene.



Figur 2.8: Illustrasjon av snittplassering i vindkryss

Dette ble gjort ettersom V-skive ikke har en funksjon for avstivende vindkryss og formelgrunnlaget benyttet i diverse Mathcad-ark er rettet mot betongtverrsnitt. V-skive kan anses for å være begrenset ettersom at det ikke er tilpasset avstivning på andre måter enn betongskiver. I FEM-design modelleres vindkryssene inn i sin helhet. Betongekvivalentens tverrsnitt blir satt slik at stivheten tilsvarer stivheten til vindkrysset ved etasjeskille. Dette ble gjort ved å se på et snitt (A-A) tatt i innfestningspunktene til diagonalstavene (hulprofilene) i vindkryssene. Det ble så beregnet annet arealmoment om sterk akse (Y-aksen) for tverrsnittene av stavene som vist på figur 2.9.



Figur 2.9: Snitt (A-A) av tverrsnitt ved beregning av treghetsmoment

Dette treghetsmomentet ga grunnlag for sammenligning av bøyestivhetene til vindkrysset og den ekvivalente betongskiven etter formelen:

$$E_s I_s = E_b I_b$$

En får så løst med hensyn til bredden av betongekvivalenten under forutsetning at lengden til skiven er den tilgjengelige lengden av vindkryssets plassering.

Dette medfører at en får en bredde på 59mm som vist under:

$$b_1 = \frac{E_s}{E_b} * \frac{I_s}{h_1^3} * 12 = 59,2mm$$

Full beregning foreligger i vedlegg 17.

Denne metoden for behandling av vindkryss er en forenkling og tar hensyn til bøyestivheten, men ikke skjærstivheten. En betongvegg vil ha en betydelig høyere skjærstivhet enn et vindkryss. Det som følger av at en betongvegg har et massivt tverrsnitt, men for vindkryss i stål vil aksialstivheten i fagverkstavene være det som gir skjærstivheten. Denne forenklingen anses allikevel som tilstrekkelig ettersom betongskivene som en kommer frem til er små og er av mindre betydning for beregningene de benyttes i.

3. Krav og beregningsgang for jordskjelvanalyser

3.1 Jordskjelv i Norge og innføring av Eurokode 8

Jordskorpen består av hovedsakelig syv plater. Disse platene er i konstant bevegelse i forhold til hverandre. Dette fører til at det oppstår spenninger mellom platene, enten i form av at platene trykkes mot hverandre, strekkes fra hverandre eller beveger seg sidelengs i forhold til hverandre. Jordskjelv inntreffer idet spenningene blir så store at plater glipper i forhold til hverandre ved at bergartens kritiske styrke overskrides. Da oppstår det plutselige forskyvninger og det skapes rystelser i berggrunnen som sprer seg utover som jordskjelvbølger[15]. Skjelvets senter ligger ofte flere kilometer under bakken kalles hyposentrum, mens det nærmeste punktet på jordoverflaten kalles episentrum.

Jordskjelv skjer i varierende omfang, både i form av hyppighet og styrke. Mange skjelv inntreffer uten at det merkes av mennesker, mens andre jordskjelv kan ha katastrofale følger. Det finnes flere måter å oppgi størrelsen på et jordskjelv. Den mest kjente er Richters skala. Det er en logaritmisk skala som tar utgangspunkt i den observerte amplituden med en gitt avstand til skjelvet. Et jordskjelv med en styrke 2 på Richters skala kan så vidt føles av mennesker. Det jordskjelvet med størst registrert verdi på Richters skala er det såkalte Valdiviajordskjelvet i Chile med en verdi på 9,5 [16]. Det som ansees som det største jordskjelvet i Norge fant sted på Helgeland i 1819 med en anslagsvis verdi på Richters skala lik 5,8[17]. En mer moderne og vitenskapelig metode å angi styrken til et jordskjelv er på ved moment-magnitudeskalaen. Den tar hensyn til frigjort energi i jordskjelvets senter[18].

Norge er et såkalt lavseismisk område. Seismisitet er et mål på «*hyppighet og styrke av jordskjelv i forskjellige geografiske områder*»[19]. Det vil si at Norge har lave forutsetninger for å oppleve jordskjelv av betydelig art. Med dette i betraktning kan det være naturlig å tro at det ikke legges mye vekt på jordskjelvlaster ved beregning av konstruksjoner. Og dette var tilfelle fram til 2005 da den nye Eurokode 8 tredde i kraft. Norsk Standard beskriver Eurokode 8 slik: «*Eurokode 8 angir bestemmelser for prosjektering av bygg- og anleggskonstruksjoner for seismisk påvirkning ... Dersom et jordskjelv inntreffer, skal det sikres at menneskeliv beskyttes, skadeomfang begrenses og at byggverk som er viktige for å beskytte sivilbefolkningen, forblir operative*»[20]. At konstruksjoner ikke skal falle sammen etter store vindpåkjenninger eller etter skader ved høye nyttelaster er kjent. Men nå (2005) er det altså et bindende krav om at konstruksjoner skal forbli operative etter et jordskjelv.

Dette er et krav bransjen må forholde seg til, og selv om rimeligheten vil bli diskutert, må risikoen knyttet opp til et eventuelt jordskjelv ikke undervurderes.

3.2 Betraktningmåte

Når et jordskjelv inntreffer vil berggrunnen akselerere og det skapes vibrasjoner. Hvor store vibrasjoner som oppstår med returperiode på 475 år angis i EC8 - Nasjonalt tillegg[7]. Her viser et kart de forskjellige seismiske sonene i Norge med respektiv **spissverdi for grunnakselerasjon a_{g40Hz}** . Disse vibrasjonene forplanter seg gjennom eventuelle løsmasser og setter konstruksjonen i svingning. Avhengig av hvilke løsmasser og løsmassedybde vil svingningene kunne endre styrke og frekvens. **Forsterkningsfaktor for grunnforhold S** fastsettes ut ifra hvilken grunntype som foreligger. Grunntype deles opp i 7 kategorier og omfatter alt fra fast fjell til sensitiv leire. Ofte står bygget fundamentert på fjell og da bortfaller denne forsterkningseffekten. Svingningene som oppstår i grunnen tas opp av de avstivende elementene i bygget.

Multipliserer man spissverdien for grunnakselerasjon med en faktor γ_I for **seismisk klasse**, samt en faktor på 0,8, får man **dimensjonerende grunnakselerasjon a_g** . Byggverk deles inn i fire seismiske klasser med hver sin tilhørende verdi γ_I . Hvilken klasse de forskjellige byggene ligger i blir bestemt ut ifra risiko ved sammenbrudd og bærer derfor store likheter med pålitelighetsklassene fra NS-EN 1990.

De avstivende delene i en konstruksjon er hovedsakelig bygningsdeler i betong som strekker seg kontinuerlig fra fundament og til toppen av bygget. Typiske avstivende deler kan være bærende betongvegger, heis- eller trappesjakter. Vindkryss i stål er også et viktig avstivende element. Hver enkelt avstivende del har en egen stivhet som avhenger av fasthet, duktilitet og tverrsnitt. Ved belastning vil disse avstivende delene påføre horisontale krefter på hverandre via horisontale skiver, typisk etasjeskillere/hulldekker, som ligger mellom de avstivende delene. Når konstruksjonen svinger fram og tilbake ved fri svingning har man byggets **egenperiode T** i sekunder, også kalt egensvingeperiode. Det vil si den perioden et system har hvis det bringes ut av sin likevektsstilling og overlates til seg selv [21]. Egenperioden avhenger av byggets masse- og stivhetsfordeling og er en viktig dynamisk egenskap når der kommer til behandling av seismiske laster. Det er altså en direkte sammenheng mellom egenperiode og stivhet. En konstruksjon kan ha flere egenperioder, men for ordinære og regulære bygg vil det være godt nok å forholde seg til den første egenperioden.

Svingningene som virker på konstruksjonen er en kombinasjon av perioden til jordas svingning og egenperioden til konstruksjonen. Jo nærmere disse periodene ligger hverandre, jo større vil jordskjelvlastene på konstruksjonen bli. Hvis periodene noenlunde sammenfaller vil det kunne oppstå dynamiske resonanseffekter. En konstruksjons egenperiode vil ofte befinne seg mellom 0,5 sek og 1,5 sek, men kan også bli lavere[22]. Ved en lavere egenperiode, henholdsvis 0,1 sek til 0,5 sek, ligger egenperioden nærmere perioden man regner med jorden vil svinge med, og dermed øker de seismiske lastene.

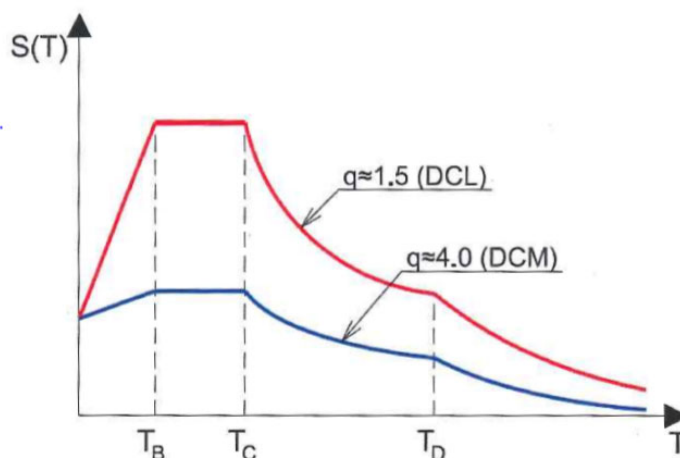
En viktig egenskap for hvordan byggets bæresystemer opptar kreftene er duktilitet. Duktilitet er mål på et materiales formbarhet. Det vil si evne til å tåle deformasjon uten å gå i brudd[23]. Begrepet anvendes på samme måte for hele konstruksjoner. Dersom en har et lite duktilt bygg vil en kunne få sprø brudd ved deformasjon. For å lage en duktil konstruksjon må den konstrueres slik at det tillates deformasjon. Fordelen med duktilitet er at bygget «får tid» til å ta opp kreftene som påføres og dermed blir belastning på avstivende komponenter mindre. Problemet ved duktilitet er at det ofte ikke er ønskelig at et bygg skal ha store deformasjoner. Ved eksempelvis vindlaster stilles det strenge krav til maks deformasjon. På grunn av dette lages de fleste bygg med liten grad av duktilitet, hvilket kan by på problemer med tanke på jordskjelvlaster. Det kan være en betydelig utfordring å prosjektere slik at man oppnår nok duktilitet til å holde de seismiske lastene på et akseptabelt nivå, samtidig som man ivaretar stivheten ved lav duktilitet for vindlaster. Når det er sagt er det viktig å skille mellom duktilitet og elastisitet. Mens duktilitet omfatter varig deformasjon, altså deformasjon i plastisk sone, vil elastisitet være deformasjon hvor elementet vil gå tilbake til sin opprinnelige stilling.

Seismiske laster behandles som en ulykkeslast. Det vil si at man dimensjonerer med den hensikt at bygget skal kunne tåle lasten og kunne tømmes for mennesker på en forsvarlig måte, men bygget vil bli sett på som ødelagt og kan ikke lengre brukes. Med dette i betraktning blir viktigheten av duktile egenskaper tydelig. At konstruksjonen tåler å deformeres og kan pådra seg store og synlige skader som riss og sprekker er vesentlig for sikkerheten.

Ut ifra avstivningens evne til å ta opp og fordele jordskjelvenergien tildeler konstruksjonen en **konstruksjonsfaktor q** som spenner mellom 1,5 og 4. Videre deles det opp i klassene DCL (ductility class low) som tilsvarer $q \leq 1,5$ og DCM (ductility class medium) for $1,5 \leq q \leq 4$. Ved dimensjonering i DCL vil jordskjelvlastene bli større enn ved dimensjonering i DCM. Da kan det virke fornuftig å dimensjonere i DCM, men bruk av DCM stiller ekstraordinære krav til hvordan det skal dimensjoneres. Disse kravene finner man i kapittel 5 til 9 i EC8. Ved dimensjonering i DCL vil det være tilstrekkelig å forholde seg til de vanlige standardene. Hvis man har høye verdier for grunnakselerasjon kan det likevel være gunstig og dimensjonere i DCM på grunn av lavere påførte jordskjelvlaster. For byggverk som oppfyller kravet $a_g S < 0,98 \text{ m/s}^2$ [7](NA.3.2.1(4)) [7] kan man dimensjonere i DCL. Det tillates å øke denne grensen til $2,45 \text{ m/s}^2$ for betong-, stål- eller samvirkekonstruksjoner av stål og betong, men dette krever en ytterligere kontroll av skjærkraft [7](NA.3.2.1(4)). Utover dette stiller EC8 ingen krav til påvisning av konstruksjonsfaktor. Derimot må man ved bruk av DCM i større grad vurdere konstruksjonens duktile oppførsel. Det nasjonale tillegget spesifiserer at DCH ikke brukes i Norge [7](NA.3.2.1(5)).

Dersom man regner i DCL, men har et bygg som ikke oppfyller kravet for regularitet i oppriss må konstruksjonsfaktoren reduseres i henhold til punkt (4.2.3.1(7)) i EC8.

Når egenperiode, konstruksjonsfaktor, spissverdi for grunnakselerasjon, seismisk klasse, dimensjonerende grunnakselerasjon og forsterkningsfaktor for grunnforhold er bestemt kan man beregne det **dimensjonerende responsspekteret** $S_d(T)$. EC8 legger opp til at jordskjelvbevegelsen ved et gitt punkt på overflaten representeres gjennom et såkalt elastisk responsspektrum for grunnens akselerasjon. I EC8 kapittel 3.2.2 vises det til disse fire typene responsspektre: horisontalt elastisk responsspektrum, vertikalt elastisk responsspektrum, elastisk responsspektrum for forskyvning og dimensjonerende responsspektrum. I denne oppgaven vil det dimensjonerende responsspektret være det mest aktuelle. Med utgangspunkt i grunntype kan man bestemme ved hvilken periode knekkpunktene i responsspektret ligger på. Akselerasjonsverdien i hvert enkelt knekkpunkt beregnes ved formler gitt i EC8 kapittel 3.2.2.5(4). Dette dimensjonerende responsspektret ligner på det elastiske responsspektret, men på grunn av den ikke-elastiske oppførselen til en konstruksjon blir det elastiske responsspektret skalert ned ved at det tas hensyn til duktilitet gjennom konstruksjonsfaktoren q . Da ender man opp med det dimensjonerende responsspektret, figur 3.1. Figuren viser et typisk responsspekter med akselerasjon langs y-aksen og svingeperioder langs x-aksen.



Figur 3.1: Det dimensjonerende responsspektret [22]

Når det dimensjonerende responsspektret er på plass med tilhørende verdier, har man et grunnlag for å gjøre en beregning i et egnet beregningsprogram.

3.3 Utelatelseskriterier

I og med at det i utgangspunktet er lave utfordringer knyttet til jordskjelv i Norge har en mulighet til å unngå å gjøre en fullstendig jordskjelvberegning. Eurokode 8 gir anledning til dette gjennom fire utelatelseskriterier.

Hvis et eller flere av utelatelseskriteriene tilfredsstilles trenger man ikke å påvise at konstruksjonen har kapasitet for jordskjelv. Da antar man at ved en normal konstruksjonsberegning, etter de vanlige dimensjoneringsstandardene, vil bygget være motstandsdyktig mot et jordskjelv. Hvis ingen av utelatelseskriteriene tilfredsstilles må man beregne konstruksjonen med hensyn på jordskjelvpåkjenninger.

Utelatelseskriteriene blir altså det første som skal kontrolleres før en eventuelt går løs på en jordskjelvdimensjonering.

EC8[7] gir oss fire utelatelseskriterier:

- | | | |
|----|---|------------------------|
| 1. | Ved seismisk klasse I kreves det normalt ikke Påvisning av kapasitet for seismiske laster | NA.3.2.1(5)P |
| 2. | $a_g S < 0,05g = 0,49 \frac{m}{s^2}$ | NA.3.2.1(5)P |
| 3. | $S_d < 0,05g = 0,49 \frac{m}{s^2}$ | NA.3.2.1(5)P |
| 4. | $F_b < (1,5 * Vind + 1,05 * skjjev)(\gamma_{cbrudd}/\gamma_{cDCL})$ | 4.4.1(2)
4.3.2.2(1) |

Hvor

a_g er dimensjonerende grunnakselerasjon

S er forsterkningsfaktor for grunnforholdene

g er tyngdeakselerasjon

S_d er dimensjonerende responspekter

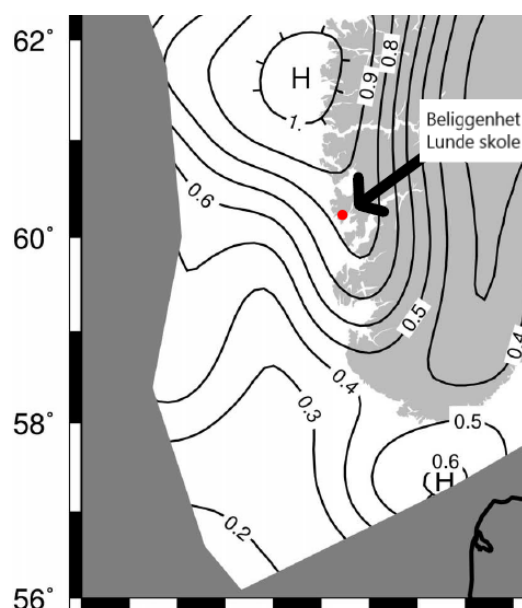
De tre første kriteriene ser på hvordan jordskjelvet utarter seg på det spesifikke bygget og om belastningen er neglisjerbar. Det siste kravet ser på om vindlasten på bygget er av en slik størrelse at påkjenningen fra vind gjør seismiske krefter neglisjerbare. Inntil den siste utgaven av det nasjonale tillegget til EC8 kom i 2014 forelå det et femte utelatelseskriterium som muliggjorde utelatelse for lette trekonstruksjoner.

3.3.1 Beregningsmetode og resultat

For å bestemme om en kommer innenfor utelatelseskriteriene må en beregne en del verdier for å finne relevante parametere. Både Rådgivende ingeniørers forening og Betongelementforeningen gjør rede for en fremgangsmåte på hvordan dette kan gjøres bestående av 13 punkter. Fullstendig gjennomgang av beregninger som inngår i de 13 påfølgende punktene er å finne i vedlegg 1, samt vedlegg 13.

1. Spissverdi for berggrunnens akselerasjon (a_{g40Hz})

Denne verdien bestemmes ut ifra et Norgeskartet med verdier for a_{g40Hz} , figur NA.3(901 og 902), hvor det iht. til standard kan interpoleres mellom isokurvene.



Figur 3.2: Utklipp fra Figur NA.3(901) [7]

Dette gir rom for tolkning om hvorvidt en behøver å interpolere eller om en kan velge nærmeste isokurve.

For Lunde skole, som ligger sør i Os kommune, ble verdien $a_{g40Hz} = 0.8$.

2. Seismisk faktor γ_i

Seismisk faktor settes av den seismiske klassen som bestemmes fra Tabell NA.4.(902) i eurokoden [7]. Tilhørende seismiske faktor γ_i angis i Tabell NA.4(901). De seismiske klassene gitt i standarden er også gitt som veiledende hvilket medfører at konstruktøren må gjøre en vurdering om det finnes ytterlige hensyn å ta som kan gi strengere seismisk klasse. Den seismiske faktoren kan variere fra 0,7 til 2. Allerede på dette punktet møter man på første utelatelseskriterium. Dersom en befinner seg i seismisk klasse I kan seismisk kontroll utelates.

Lunde skole er i seismisk klasse III og følgende blir seismisk faktor 1,4.

Utlatelseskriterium 1 er ikke oppfylt.

3. Dimensjonerende grunnakselerasjon (a_g)

$$a_g = a_{g40Hz} * \gamma_I * 0,8$$

Faktoren 0,8 kommer av en såkalt referansespissverdi, hvor $a_{gR} = 0,8 * a_{g40Hz}$, og grunnis i merknad 1 til figur NA.3(901) i EC8. Formelen for a_g er å finne i EC8 kapittel 3.2.2.2(1).

Med både spissverdi for grunnakselerasjon og seismisk faktor på plass kan dimensjonerende grunnakselerasjon regnes ut:

$$a_g = 0,8 * 1,4 * 0,8$$

$$a_g = 0,896$$

4. Konstruksjonsfaktor (q)

Valg av konstruksjonsfaktor vil bli avgjørende for hvilke dimensjoneringsregler man må forholde seg til, og krever en veloverveid vurdering i tidlig fase. Det kreves at en antar $q=1,5$ for å så kontrollere om krav for å beregne i DCL er overholdt.

For Lunde skole er faktoren satt til 1,5.

Dette kommer av at krav for beregning i DCL er overholdt [7],NA.3.2.1(4)

$$a_g S < 0,98 \text{ m/s}^2$$

Videre er også krav til regularitet i oppriss overholdt, som blir vist senere i punkt 3.4.1. Dette medfører at en ikke behøver å redusere q , men kan benytte referanseverdien på 1,5 [7, Punkt 4.2.3.1(7)].

5. Grunntype

Grunntypene gis i Tabell NA.3.1. Betongelementforeningen spesifiserer at dette er en faktor hvor en må vurdere å søke råd hos geotekniker [24] ettersom tabellen gitt i EC8 [7] ikke tar hensyn til lokale variasjoner og dermed er noe forenklet. I noen tilfeller kan konstruksjoner være fundamentert både på fjell og på løsmasser eventuelt peler. En tommelfingerregel er at man rådfører med geotekniker ved en annen grunntype enn grunntype A som gjelder fjell og lag med mindre enn 5 m sprengstein.

Etter vurdering ble grunntype satt til kategori A.

6. Forsterkningsfaktor for grunnforhold (S)

Denne faktoren er direkte avhengig av grunntype og framkommer i Tabell NA.3.3.

Ved grunntype A blir $S = 1,0$.

7. Utelatelseskriterium 2

Kriterium: $a_g S < 0,05g = 0,49 \frac{m}{s^2}$

Lunde skole: $a_g S = 0,896 \frac{m}{s^2}$

$$0,896 \frac{m}{s^2} > 0,49 \frac{m}{s^2}$$

Utelatelseskriterium 2 er ikke oppfylt

8. Parametere for responspekteret

Bestemmes direkte fra grunntype og angir knekkpunkter i responspekteret.

$T_B = 0,1s$ $T_C = 0,2s$ $T_D = 1,7s$ [7, Tabell NA.3.3]

9. Byggets første egensvingningsperiode (T)

Her beregnes byggets første egensvingningsperiode ved hjelp av formelverk for tverrkraftmetoden. Altså gjøres antakelsen om at bygget overholder krav til regularitet og dermed kan benytte tverrkraftmetoden. En kan selvfølgelig kontrollere om en tilfredsstiller krav til regularitet, men dette kan være en ganske tidkrevende oppgave spesielt på et tidlig stadium. Betongelementbøkene sine eksempler fra Bind H [24] velger å anta at tverrkraft kan benyttes, for å så påvise dette på et senere stadium. Dette vil ofte være en god metode ettersom man på dette tidspunkt er interessert i å vite om det er mulighet for å neglisjere jordskjelvelastninger. En må også merke seg at man får ulik verdi av egensvingningen i de to ortogonale retningene som vurderes, hvor x-retning tilsvarer kortsiden og langsiden tilsvarer y-retning. Det gis to metoder for å tilnærme første egensvingningsperiode i EC8. For å kunne vurdere flere verdier for egenperiode vil begge metodene bli brukt:

1. $T_1 = C_t * H^{\frac{3}{4}}$ [7, 4.6]

2. $T_1 = 2 \sqrt{d}$ [7, 4.9]

der:

$$C_t = \frac{0,0075}{\sqrt{A_c}} \text{ for konstruksjoner med veggskiver i betong}$$

A_c er effektivt areal av skjærveggene

H er høyden av bygningen fra overkant av fundament

d er forskyvningen i topp av bygningen som følge av gravitasjonslast påført horisontalt på bygningen

Metode 1 (4.6) tar for seg det effektive arealet av skjærveggene og høyden til bygget. Denne metoden kan bare brukes for bygg under 40 meter.

Avstivningskoeffisienten C_t kan bestemmes ut faktorer for forskjellige konstruksjoner

gitt i EC8 punkt 4.3.3.2.2(3). En mer presis C_t får man ved å regne ut det effektive arealet av skjærveggene ved å bruke formelen for A_c i punkt 4.3.3.2.2(3). En slik beregning foretas i vedlegg 1. Metode 1 kan sees på som enklere enn metode 2, av den grunn at man kan forholde seg til enkle manuelle beregninger.

Metode 2 (4.9) vil i de fleste tilfeller kreve et beregningsprogram ettersom gravitasjonslastene må påføres horisontalt på bygget. Med gravitasjonslaster menes egenvekter og permanente laster gitt i lastkombinasjonen for seismiske laster i samsvar med 3.2.4(2) i EC8. Et program som egner seg til slik beregning uten stor mengde arbeid er V-skive av Ove Sletten. Denne beregningen blir gjennomgått i kapittel 3.3.2.

Slik en ser i tabell 3.1 blir egenperioden tilnærmet lik ved bruk av de ulike formlene. Det er også benyttet to forskjellige modeller ved beregning av forskyvning for (4.9). Disse to modellene blir forklart i kapittel 3.3.2.

Beregning av egenperiode	C_{tx}	C_{ty}	d_x	d_y	T_x	T_y
Enhet	[m ⁻¹]		[mm]		[s]	
(4.6)	0,042	0,043			0,279	0,261
(4.9) Forenklet modell			20	19	0,283	0,276
(4.9) Modell med faktisk avstivning			16	24	0,253	0,310

Tabell 3.1 Beregning av egenperiode med ulike metoder

Utover at (4.6) ikke kan brukes for bygg over 40 meter, spesifiserer ikke EC8 hvilken formel som skal brukes. Men slik man vil se i neste punkt vil egenperioden påvirke det dimensjonerende spektret som inngår i utelatelseskriterium 3. Man må derfor vurdere om det kan være gunstig å regne egenperioden med begge metodene (4.6 og 4.9) for å se om utfallet kan påvirkes.

10. Det dimensjonerende responspektret ($S_d(T)$)

Avhengig av verdien for egensvingningen T bestemmes formel for det dimensjonerende spekteret gitt i punkt 3.2.2.5(4)P i EC8 [7]. Formel for $S_d(T)$ angis på bakgrunn av for hvilket intervall mellom knekkpunktene egenperiodene ligger, se figur 3.1. Knekkpunktene ble funnet i punkt 8. Alle de seks beregnede egenperiodene ligger i intervallet ($T_c = 0,2$) $\leq T \leq (T_D = 1,7)$. Det gir formelen:

$$T_c \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_c}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

Her er det verdt å bemerke seg at konstruksjonsfaktoren q ligger under brøkstreken. Altså vil en lavere konstruksjonsfaktor øke responsen. $\beta = 0,2$ er faktor for nedre grenseverdi gitt i NA.3.2.2.5(4)P. Det gir oss en nedre grenseverdi på $0,179 \text{ m/s}^2$.

Beregning av det dimensjonerende spektret	$S_d(T)_x$	$S_d(T)_y$
Enhet	[m/s ²]	
(4.6)	1.069	1.145
(4.9) Forenklet modell	1.056	1.083
(4.9) Modell med faktisk avstivning	1.181	0.964

Tabell 3.2 Beregning av det dimensjonerende spektret

I dette tilfellet kunne man vurdert å velge den laveste egenperioden, for og så regnet det dimensjonerende spektret for bare én egenperiode. Dette avhenger av at alle periodene ligger i samme intervall mellom knekkpunktene, slik at man forholder seg til én formel. Gitt at man bruker én formel vil det være til sikker side å velge den laveste egenperioden siden en lavere egenperiode gir en høyere verdi for $S_d(T)$. Men i og med at standarden ikke krever at det regnes med både (4.6) og (4.9) kan det være gunstig å bruke den høyeste egenperioden, slik at man får en lav verdi for $S_d(T)$, for å deretter kunne ha mulighet for å oppfylle utelatelseskriterium 3 som neste punkt tar for seg. Den laveste verdien i Tabell 3.2 er $S_d(T) = 0,964 \text{ m/s}^2$.

11. Utelatelseskriterium 3

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

Lunde skole: $S_d(T) = 0,964 \text{ m/s}^2$

$0,964 \text{ m/s}^2 > 0,49 \text{ m/s}^2$

Utelatelseskriterium 3 er ikke oppfylt

Selv om man ikke skulle oppfylle noen utelatelseskriterier og må dimensjonere for seismiske krefter, vil ikke den beregnede verdien for egenperioden, og følgende $S_d(T)$, inngå i den videre seismiske beregningen. Verdien for $S_d(T)$ vil altså kun komme til anvendelse når man gjennomgår utelatelseskriteriene. Dette er med forbehold om at tverrkraftmetoden ikke blir benyttet, se kapittel 3.4. Slik resultatene framkommer i tabell 3.2 ser man at alle verdiene for $S_d(T)$ overskrider kriteriumsverdien med god margin, samtidig som verdiene for egenperiode er relativt like. Med dette i betraktning kan det drøftes hvorvidt man kunne forholdt seg til forenklete beregninger i de foregående punkter, enten i form av formel (4.6) eller forenklet modell i V-skive.

12. Horisontalkraft ved fundamentnivå (F_b)

$$F_b = m * S_d(T) * \lambda$$

Her finner en kraften av påførte seismiske laster ved fundamentnivå som vil forplante seg oppover i bygget, der:

- m er massen til gravitasjonslastene som virker på bygget
- λ er reduksjonsfaktor med hensyn på medsvingende masse, utdypet i merknad til punkt 4.3.2.2(1)P i EC8.

Her blir $S_d(T)$ benyttet med verdier fra (4.6). Med masse lik $2,442 * 10^6$ kg (vedlegg 1) og $\lambda = 0,85$ blir horisontalkraften ved fundamentnivå følgende:

$$F_{bx} = 2219 \text{ kN}$$

$$F_{by} = 2378 \text{ kN}$$

13. Utelatelseskriterium 4

$$F_b < F_{b,kriterium} = (1,5 * Vind + 1,05 * skjev) \frac{\gamma_{cbrudd}}{\gamma_{cDCL}}$$

Dette kriteriet ser på om kreftene som oppstår på grunn av vind og skjevstilling er større enn jordskjelvkreftene. Hvis det er tilfelle kan man se bort fra de seismiske lastene. Man må her merke seg at lastfaktorene på vind og skjevstillingslasten er her satt til 1,5 og 1,05, mens jordskjelvlastene har lastfaktoren 1,0. Her må man vurdere andre om relevante lastfaktorer kan være dimensjonerende.

Framgangsmåte for beregning av vindlast med tilhørende faktorer bli utdypet i kapittel 5, med beregning i vedlegg 1. Det som er verdt å merke seg er at sone A, B og C, samt innvendig over- eller undertrykk, blir neglisjert pga. at disse påfører krefter på avstivning i betraktete retning.

$$V_x = 226 \text{ kN}$$

$$V_y = 1315 \text{ kN}$$

Skjevstillingslasten beregnes ut fra metode gitt i Betongelementboken Bind B kapittel 9. Her tas det hensyn til gravitasjonslast i bruddgrense, antall vertikale konstruksjonsdeler, samt høyden til bygget. Fullstendig beregning av skjevstillingslast er å finne i vedlegg 1.

$$skjev = 73 \text{ kN}$$

Skjevstillingslasten har en verdi for begge retninger, i tillegg er det verdt å merke seg at skjevstillingslasten er liten sammenlignet med vindlastene.

$$\begin{array}{ll} F_{b,kriterium,x} = 518kN < F_{bx} = 2219 kN & \text{Ikke oppfylt} \\ F_{b,kriterium,y} = 2561kN > F_{by} = 2378 kN & \text{Oppfylt} \end{array}$$

Her blir kriteriet oppfylt for y-retningen. Altså er kreftene av vind og skjevstilling større enn jordskjelvlastene i y-retning. Men det er ikke nok til å konkludere med at utelatelseskriteriet er oppfylt.

3.3.2 Første egensvingningsperiode i V-skive

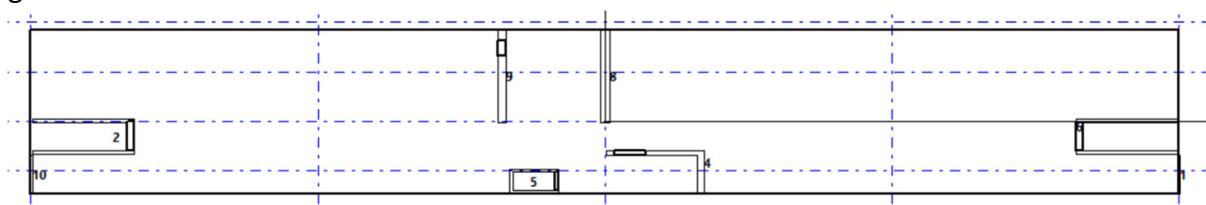
V-skive ble brukt til å regne ut byggets første egensvingeperiode etter formel (4.9), [7] samt senere til å finne forskyvninger og krefter forårsaket av horisontale laster som vil virke på bygget. Det ble modellert opp to ulike modeller i V-skive, hvor hver av de tok for seg en ulik måte å modellere de vertikale skivene på. Den ene modellen ble tegnet opp med et formål om å være mest mulig lik det faktiske bygget, i form av avstivende elementer. Her var alle vertikale skiver og utsparinger tegnet inn. Den andre modellen var en forenklet modell. Sistnevnte modell belaget seg på et modelleringsprinsipp i V-skive som gikk ut på å modellere ytterpunktene. Det vil si at en vurderer den enkelte skives andel av utsparinger, for så å enten modellere opp skiven uten utsparinger, eller utelate skiven helt. Den forenklete modellen inneholder altså et færre antall skiver, og de skivene som er modellert inneholder ingen utsparinger.

Lunde skole består av to vindkyss og fjorten vertikale skiver, i dette inngår tre trappesjakter, en heissjakt og to bærende vegger. De vertikale skivene har ulik andel utsparinger. Hvis andelen av utsparring blir for stor kan ikke skiven anses å gi tilstrekkelig stivhet. Hvis elementet ikke tar opp krefter slik en ønsker er den ikke lengre å betrakte som en skive. Hvor grensen går er ikke bestemt etter en standard. Utsparinger som resulterer i liten effektiv bredde med betong vil gi stor endring i stivheten, samt hvordan skiven tar opp kreftene. Ved liten effektiv bredde på en betongskive vil skjærstivheten bli liten og det går spesielt ut over evnen til å ta opp horisontale laster.

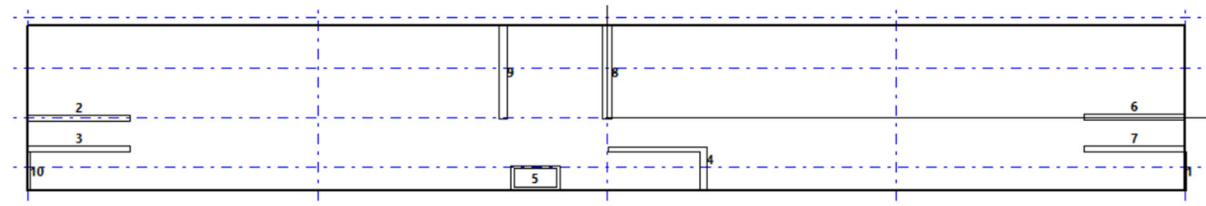
Ved Lunde Skole er det to skiver med en betydelig andel utsparinger. Dette er skivene som utgjør kortsiden til trappesjaktene. For å ta høyde for dette ble disse skivene utelatt i den forenklete modellen i V-skive. I nevnt modell ble det ikke modellert inn utsparinger i de resterende skivene. Denne måten å modellere på var tidsbesparende i og med at to vertikale skiver og femten utsparinger ble utelat. Videre som en kvalitetskontroll ble

egenperiodene gitt av de ulike metodene sammenlignet. Disse er å finne i tabell 3.2, altså verdier ved bruk av formel (4.6) og (4.9) med to ulike modeller. Av verdiene ser en at differansen mellom de ulike metodene er liten. Både den høyeste og laveste egenperioden kommer fra samme modell. Den høyeste egenperioden vil være den kritiske. Det er verdt å merke seg at denne verdien kommer fra den modellen som tok lengst tid å modellere. Verken formel (4.6) eller forenklet modell ga et konservativt resultat.

Ved store utsparinger er det ikke akseptabelt å vurdere stivheten som uforandret. Faglitteratur beskriver vinduer og dører som store utsparinger [25](12.3.2). Av den grunn ble det ansett som viktig å vise til en stivhetsberegning og beregning av (4.9) hvor utsparingene var tatt høyde for. Videre kan en stille seg kritisk til hvor godt V-skive faktisk tar for seg utsparinger. Figur 3.4 og 3.5 viser forskjellene de to modelleringsmetodene gir på geometridataen til de vertikale skivene.



Figur 3.3 modell som inneholder alle skiver og utsparinger



Figur 3.4 Modell modellert etter ytterpunktene

V-skive har ingen funksjon for avstivende vindkryss i stål, dermed ble det modellert betongekvivalenter til vindkryssene, slik som forklart i kapittel 2.3.2.

Når en finner byggets første egensvingeperiode etter (4.9) blir resultatet brukt til å kontrollere om en kommer inn under utelatelseskriteriet eller ikke. Om en modellerer grovt og ser at en er langt over utelatelseskriteriet vil det ikke være hensiktsmessig å finregne.

En bruker forskyvningen av dekkets massesenter som den elastiske forskyvningen av toppen av bygningen. Dette utgjør «d» i (4.9) formelen. V-skive oppgir forskyvningen av dekket ved origo, av den grunn er det nødvendig å legge massesenteret til dekket i origo. Legger en origo et helt annet sted enn ved massesenteret vil forskyvningen til dekket bli feil. Dette er fordi ytterpunktene på dekket vil kunne rotere og dermed få ulik forskyvning. Det stilles ikke store krav til nøyaktighet, siden en feilplassering på noen få centimeter ikke vil gi betydelige utslag på resultatet. Samtidig er det viktig å merke at det vil være samsvar mellom alle andre verdier en finner. Vridningsvinkel, forskyvninger på skiver og lignende vil ikke avhengige av hvor en setter origo. Ut ifra resultatene ser en at enkelte av de vertikale skivene får større forskyvning enn dekkene. Dette kommer av at dekket vil få vridninger.

Resultatet fra V-skive til beregningen av formelen (4.9) vil være maksimal forskyvning av øverste dekke i x- og y-retning. V_x vil være forskyvningen av dekkets massesenter i x-retning, det som følge av en horisontalt påsatt gravitasjonslast som virker som en linjelast på etasjeskillerene til den ene kortsiden av bygget. Tilsvarende vil V_y vil være deformasjon i y-retning som følge av de horisontalt påførte gravitasjonslastene. Disse gravitasjonslastene er lastkombinasjonen som gjelder ulykkesgrense for jordskjelv.

3.3.3 Konklusjon

For Lunde skole er ingen av utelatelseskriteriene oppfylt. Dermed må det gjennomføres en fullstendig jordskjelvsberegning av konstruksjonen.

3.4 Valg av beregningsmetode

EC8 gjør rede for to metoder for å beregne seismiske laster; tverrkraftmetoden og modal respons-spektrum analyse, heretter referert til som modal analyse. Tverrkraftmetoden baserer seg på at første egensvingeperiode er dimensjonerende for bygget og beregnes for to retninger som står vinkelrett på hverandre. En modal analyse er en beregningsmetode som tar hensyn til flere svingeformer i bestemmelsen av seismiske laster.

Hvilken analyse en kan benytte vil avhenge av byggets utforming, og vurderes gjennom regularitet. Regularitet deles inn i regularitet i plan og regularitet i oppriss.

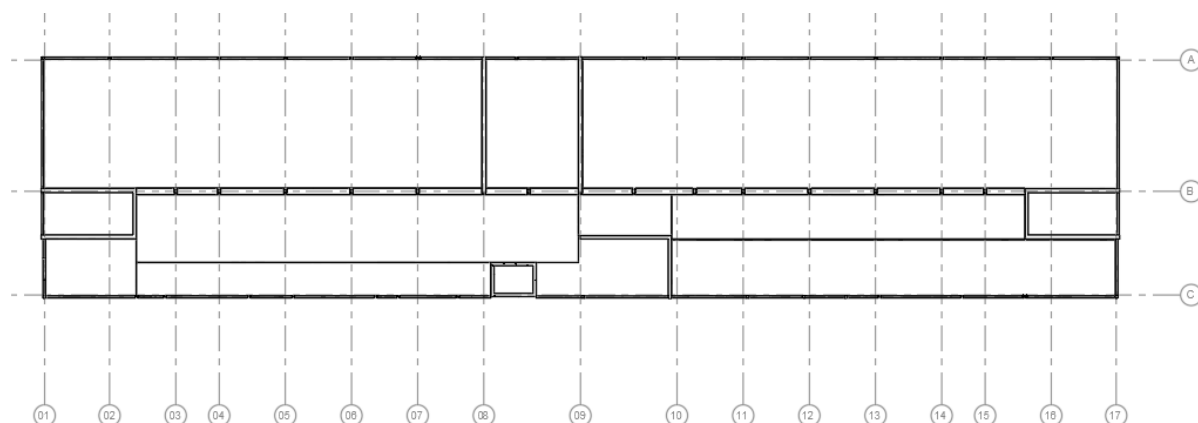
3.4.1 Regularitet i plan

Regularitet i plan har mange spesifikke krav gitt i EC8 punkt 4.2.3.2[7], og for de fleste bygninger vil det være vanskelig å oppfylle alle kravene. Betongelementforeningen har i sin veiledning [24] om regularitet i plan valgt å se på de fleste kravene som anbefalinger og trekker frem forholdet mellom massesenter (CM) og stivhetssenter (CR) som avgjørende for regularitet i plan.

Forholdet mellom massesenter og stivhetssenter er sentralt på grunn av det velkjente prinsippet kraft x arm. Et prinsipp som selv matematikerne i det antikke hellas hadde kontroll på. Arkimedes selv skal ha påstått at han skulle greid å forflytte jorden ved hjelp av en tilstrekkelig lang arm. I motsetning til Arkimedes ønsker en ikke å gi jordskjelvlasten denne armen. Ettersom resultantkraften fra jordskjelvet vil «angripe» i konstruksjonens massesenter og de avstivende skivene vil virke om stivhetssenter slik avstanden mellom disse utgjør «armen».

Beregning av masse og stivhetscenter er en oppgave flere programmer kan utføre automatisk. Ved et tegneprogram som AutoCAD kommer en ganske langt. En forutsetning en må gjøre ved beregning av massesenter og stivhetscenter i fleretasjes bygg er at hver etasje skal være utformet omtrentlig likt, slik at CM og CR forflytter seg neglisjerbart fra etasje til etasje. Videre må det antas at skivene ikke har platevirkning, altså at avstivende krefter håndteres kun om sterk akse for skivene.

For beregning av massesenter kan AutoCAD benyttes ved at en tegner opp ett av etasjeplanene og ekstruderer elementene i høyder relativ til hverandre, hvor forholdene tilsvarer forholdet mellom massene. I figur 3.5 er én etasje importert fra Revit og ekstrudert slik at alle elementer tolkes som 3D-elementer.



Figur 3.5: Plantegning-AutoCAD

Man kan så benytte “massprop”-funksjonen for at skal AutoCAD beregne massesenter. Denne funksjonen kan benyttes til mer enn beregning av massesenter ettersom AutoCAD genererer en liste med flere geometriske verdier til det inntegnede planet. Eksempelvis treghetsmomenter om x-, y- og z-aksen, se vedlegg 2 for fullstendig utskrift. Massesenteret er oppgitt som centroid med X,Y,Z verdier som vist på figur 3.6.

Centroid:	X: 32656.1170
	Y: 6848.7440
	Z: 20.4812

Figur 3.6: Massesenter verdier hentet fra autocad

Z- verdiene er ikke en reell verdi, men en tegneteknisk verdi som kan ses bort ifra. Koordinatene er satt med nullpunkt i krysningpunktet mellom akse C og 01.

For stivhetscenteret må en beregne litt mer manuelt med mindre en har programvare som håndterer det automatisk. En manuell beregning går ut på å nummerere de avstivende komponentene og så regne ut en stivhet for hver av skivene etter formelen:

$$K_i = \frac{1}{\frac{1}{K_{Si}} + \frac{1}{K_{bi}}} \quad [25]$$

Stivheten blir da beregnet som et forhold mellom skjærstivhet (K_{Si}) og bøyestivheten (K_{bi})

Disse stivhetene er definert som:

$$K_{bi} = \frac{k_b * E_i * I_i}{l_i^3} \quad [25]$$

$$K_{Si} = \frac{k_s * A_i * E_i}{l_i} \quad [25]$$

Hvor:

K_b er stivhetskoeffisient for bøyning

K_s er stivhetskoeffisient for skjær

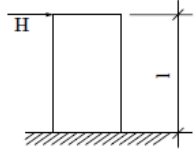
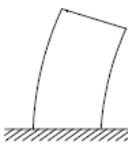
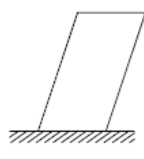
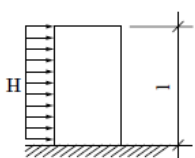
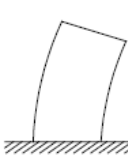
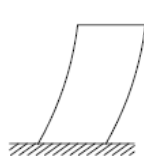
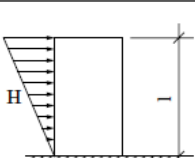
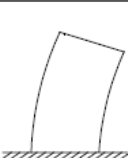

E_i er E-modul for den betraktede veggskiven

I_i er treghetsmomentet av skiven sett i plan

A_i er arealet av skiven sett i plan

l_s er høyden på den betraktede skiven

Bestemmelse av stivhetskoeffisienten K_s og K_b gjøres ut ifra opplager og lastbetingelser for konstruksjonen. Fra Betongelementboka Bind B finner man forskjellige verdier for de ulike tilfellene som vist i figur 3.7.

Lasttilfelle		Stivhetskoeffisient			
		Bøyedeformasjon	k_b	Skjærdeformasjon	k_s
1			3		1/3
2			8		2/3
3			60/11		1/2

Figur 3.7: Stivhetskoeffisienter fra Betongelementboka Bind B [25]

For å bestemme stivhetskoeffisienter for en bygning med innvendig vertikale skiver må en studere hvordan de horisontale lastene tas opp i skivene. For de fleste bygg vil dekkene fordele kreftene til skivene i bygget og da virke som punktlaster inn på de vertikale skivene. I slike tilfeller blir lasttilfelle 1 gjeldende.

Den endelige beliggenheten av stivhetssenteret finner en ved summasjon av stivheter multiplisert med avstander i henholdsvis x og y retning og dividert på summen av stivheter.

$$X = \frac{\Sigma(K_x * x)}{\Sigma K_x}, \quad Y = \frac{\Sigma(K_y * y)}{\Sigma K_y}$$

For Lunde skole ble det benyttet tilfelle 1 fra tabellen, dette ettersom lastene som treffer de vertikale skivene, både jordskjelv og vindlast, overføres til skivene gjennom dekket i etasjene og er derfor å regne som punktlaster. Det er derfor benyttet verdiene; $K_s = 1/3$ og $K_b = 3$. Avstandene både i x- og y-retning er hentet ut ifra nullpunkt satt i hjørnet av bygget i krysningpunkt akse C og 01 som vist på vedlegg 7. For relevante x- og y-avstander se vedlegg 7, og vedlegg 3 for fullstendig beregning av Lunde skole.

Dette medfører at en får følgende sluttresultater:

$$X := \frac{K_1 \cdot x_1 + K_2 \cdot x_2 + K_7 \cdot x_7 + K_8 \cdot x_8 + K_{11} \cdot x_{11} + K_{14} \cdot x_{14} + K_{15} \cdot x_{15}}{K_1 + K_2 + K_7 + K_8 + K_{11} + K_{14} + K_{15}}$$

$$Y := \frac{K_3 \cdot y_3 + K_4 \cdot y_4 + K_5 \cdot y_5 + K_6 \cdot y_6 + K_9 \cdot y_9 + K_{10} \cdot y_{10} + K_{12} \cdot y_{12} + K_{13} \cdot y_{13} + K_{16} \cdot y_{16}}{K_3 + K_4 + K_5 + K_6 + K_9 + K_{10} + K_{12} + K_{13} + K_{16}}$$

Figur 3.8: Formler for stivhetssenter

En ser også av formlene gitt i figur 3.8 at det er forskjellig hvilke stivheter som medtas i x og y. Det medtas altså bare skivene som er orientert langs med akse som betraktes, slik at ingen skiver får benytte platevirkning. Dette gir oss stivhetssenter plassert som vist på figur 3.9.

$$X = 33.136 \text{ m}$$

$$Y = 9.643 \text{ m}$$

Figur 3.9: Stivhetssenter plassering

Se vedlegg 4 for fysisk plassering av masse og stivhetssenter.

Når både massesenter og stivhetssenter er funnet skal man i henhold til EC8 [7] kontrollere eksentrisiteten. Det er da krav om at avstanden mellom massesenter og stivhetssenter i x og y retning ikke skal overgå følgende:

$$e_{0x} \leq 0,30 * r_x$$

$$r_x \geq I_s$$

Hvor:

r_x er kvadratroten av forholdet mellom torsjonsstivhet og sidestivhet i y-retningen
 I_s er gulvmassens treghetsradius.

Verdien for r_x er relativt arbeidskrevende å finne, men en kan benytte I_s for å finne en til sikker side minimumsverdi for eksentrisitet. Verdien for I_s kan beregnes nøyaktig dersom man finner polart treghetsmoment om massesenter og finner massen eller en kan bruke forenklet formel gitt i Betongelementboken Bind H[24]:

$$I_s = \sqrt{\frac{l^2 + b^2}{12}}$$

Denne formelen forutsetter en tilnærmet rektangulær overflate med massen jevnt fordelt. Kravet om eksentrisitet mellom stivhetscenter og massesenter begrenser torsjonseffekter på bygget, ved å begrense den seismiske lastens «arm» på systemet.

Ved å benytte forenklet formel for gulvmassens treghetsradius får en følgende resultater for krav om eksentrisitet i både x og y-retning på Lunde skole:

$$e_{0x} = e_{0y} = 5,86 \text{ m} > 2,8\text{m og } 0,48\text{m}$$

For Lunde skole er kravet om plassering av masse og stivhetscenter oppfylt.

Til tross for dette er ikke kravet om byggets slankhet overholdt. Dette er angitt i punkt 4.2.3.2(5) i EC8 [7] og angir at slankhetsforholdet λ ikke skal være større enn 4.

$$\lambda = \frac{L_{max}}{L_{min}}$$

Hvor:

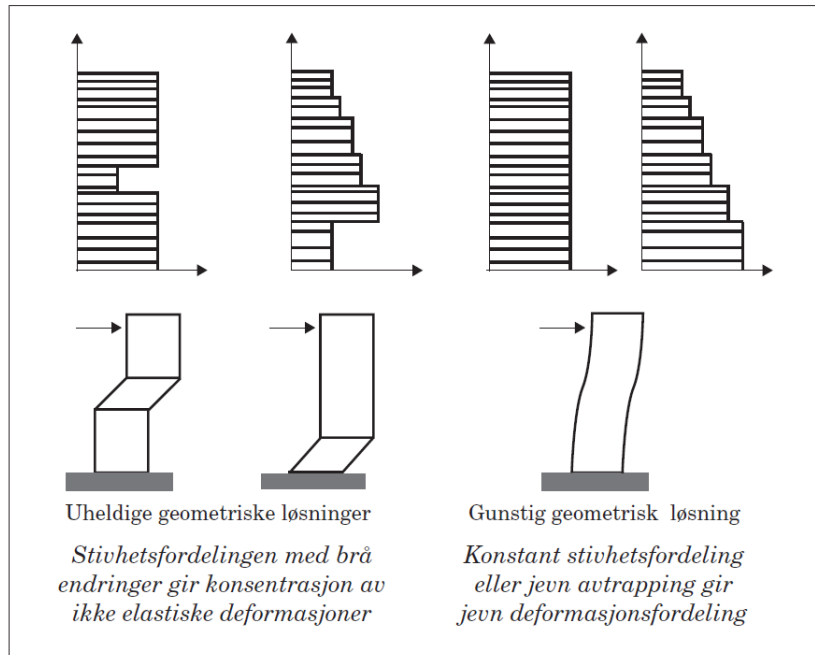
L_{max} er byggets langside

L_{min} er byggets kortsider

Ifølge standarden kan en ikke si at Lunde skole er regulær i plan.

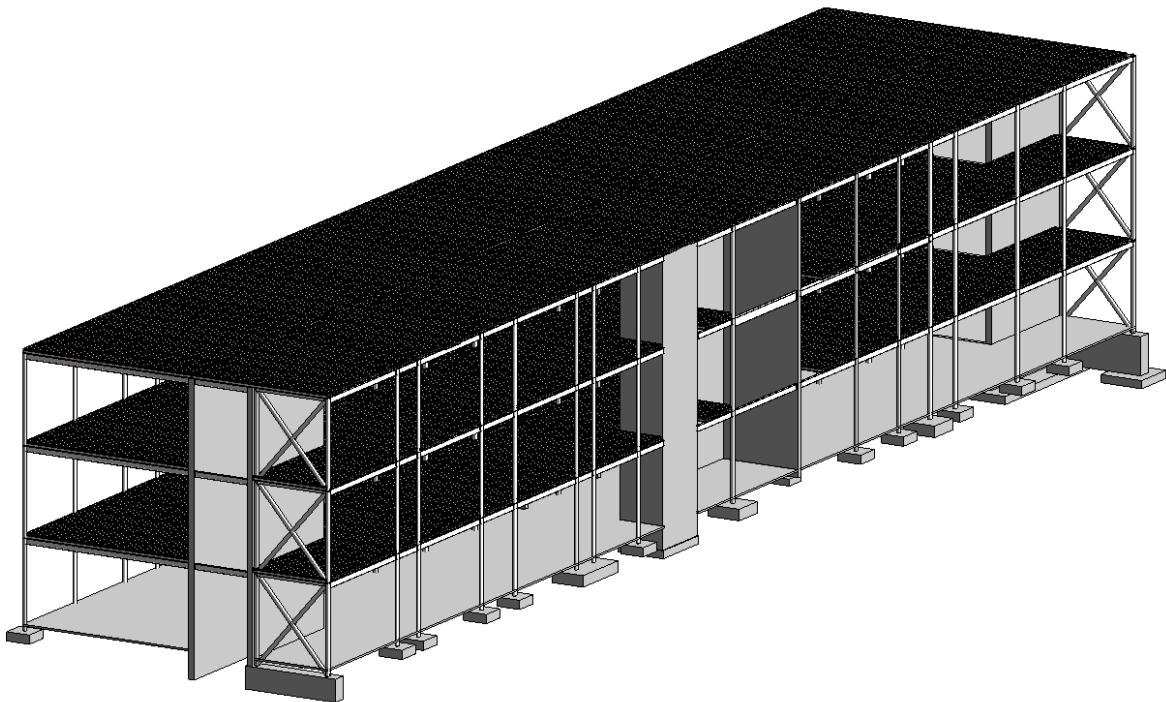
3.4.2 Regularitet i oppriss

Regularitet i oppriss vil være overkommelig for bygninger som ikke har store endringer i etasjene. Som vist av figur 3.10 hentet fra Betongelementboka Bind H [24], vil likhet i konstruksjonens stivhet oppover i etasjene være viktig for fordelingen av krefter.



Figur 3.10: Regularitet i oppriss [24]

Regularitet i oppriss er en noe mer subjektiv vurdering enn hva regularitet i plan er. For Lunde skole er det liten tvil om at den kan regnes som regulær i oppriss ettersom det ikke skjer endringer i høyden som vist på figur 3.11.



Figur 3.11: Illustrasjon Lunde skole, regularitet i oppriss

3.5 Modal eller Tverrkraftmetoden

Ved å oppfylle krav for regularitet forsikrer man en mer forutsigbar konstruksjon under jordskjelvlaster, hvilket gir rom for forenklinger i beregningsgangen.

EC8 gir en tabelloversikt over hvilken metode en kan benytte ut ifra regularitetskriterier.

Regularitet		Tillatt forenkling		Konstruksjonsfaktor
Plan	Oppriss	Modell	Lineær-elastisk analyse	(for lineær analyse)
Ja	Ja	Plan	Tverrkraft ^a	Referanseverdi
Ja	Nei	Plan	Modal	Redusert verdi
Nei	Ja	Romlig ^b	Tverrkraft ^a	Referanseverdi
Nei	Nei	Romlig	Modal	Redusert verdi

^a Hvis betingelsen i 4.3.3.2.1(2)a) også er oppfylt.

^b Under de bestemte betingelsene gitt i 4.3.3.1(8) kan det brukes en separat plan modell i hver horisontalretning, i samsvar med 4.3.3.1(8).

Figur 3.12: Tillatte beregningsmetoder i EC8 [7]

Som gitt av tabellen over vil en kunne benytte tverrkraftmetoden for bygg som bare er regulære i oppriss, forutsatt at krav 4.3.1 (8) er overholdt. Ett av disse kravene er at bygget maksimalt skal være 10 meter høyt. Lunde skole er over 12 m høyt (se vedlegg 5), dermed kan ikke tverrkraftmetoden benyttes.

I utgangspunktet kan tverrkraftmetoden benyttes for bygg med en høyde opp til 40 m, hvilket medfører at dersom en tolker krav til regularitet i plan slik betongelementboken gjør [24] vil også Lunde skole kunne beregnes med tverrkraftmetoden.

Selv om Betongelementboken åpner opp for at tverrkraftmetoden kan benyttes, vil standardens krav gjelde og modal analyse blir seismisk analyse for den seismiske dimensjoneringen av Lunde skole.

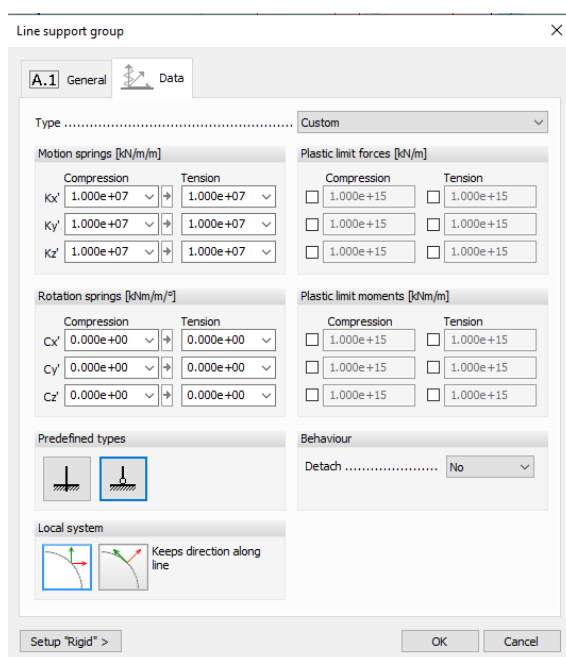
4. Modal analyse

4.1 Fem-design

4.1.1 Modellering

For å gjennomføre analysen er det blitt gjort en opptegning av bygget i FEM-design. Det ble vurdert å eksportere Revit-modellen inn i FEM-design, men for å ha god kontroll på alle elementer ble alt modellert opp manuelt i FEM-design. Videre er det gjort forenklinger i modellen, blant annet ble alle bjelker og en stor andel av søylene neglisjert. Dette ble gjort for å holde en viss grad av enkelhet i beregningene, samt for å sørge for at de avstivende vertikale skivene faktisk tar hele den påførte belastningen.

Denne modellen har visse ulemper som en må være klar over. På mange måter er den til sikker side med tanke på hvordan vertikale laster må gå i de avstivende veggene. Samtidig vil veggene motta en større andel gravitasjonslasten når man setter sammen det dimensjonerende lasttilfellet med seismikk. En slik økt belastning kan virke gunstig ettersom tverrsnittet blir trykt sammen også de steder hvor seismiske laster påfører strekk. Av denne grunn bør det kontrolleres et lasttilfelle uten store laster på dekkene. Det ble også gjort en forenkling på de horisontale skivene, hvor istedenfor å bruke hulldekkefunksjon i FEM-design ble det valgt et ordinært betongdekke. Dette betongdekket ble deretter modifisert ved å endre densiteten slik at massen stemte overens. Dette gjør at eventuelle endringer i egensvingningsperioden og den resulterende seismiske belastningen blir rett og eventuelle avvik er neglisjerbare.



Figur 4.1: Innspenningsgrad linjeopplegg FEM-design

Alle opplegg og innfestninger mellom vertikale og horisontale skiver er valgt å regne leddet. Søyler er også leddet mot dekket. At linjeopplegg til de vertikale skivene tegnes inn som leddet, som vist på figur 4.1, medfører at skiven ikke får tatt momenter om svak akse. Sterk akse derimot vil oppta momenter ved trykk og strekksoner, som betraktes som et kraftpar. Dersom en velger å sette på «rotation springs» om sterk akse på konstruksjonen vil det ikke forekomme endringer i opplagerkreftene.

Motion springs [kN/m/m]			
	Compression		Tension
Kx'	1.000e+07	→	1.000e+07
Ky'	1.000e+07	→	1.000e+07
Kz'	1.000e+07	→	1.000e+07

Rotation springs [kNm/m/°]			
	Compression		Tension
Cx'	1.745e+05	→	1.745e+05
Cy'	1.745e+05	→	1.745e+05
Cz'	1.745e+05	→	1.745e+05

Figur 4.2: Fast innspenningsverdier

Det har med andre ord ingen betydning om det hukes av for dette. Men dersom en huker av for momenter om svak akse må en passe på hvilke konsekvenser dette kan få for fundamenteringen. For å forsikre seg om at ikke momenter ikke overstiger voldsomme proporsjoner kan en sette begrensede innspenningsverdier istedenfor fullt innspent som vist på figur 4.2.

4.1.2 Beregningsgang

Eurokode 0 angir hvilke laster som skal inngå i den seismiske påkjenningen. Tabell NA.A1.3 [2] angir faktorene som skal benyttes på de forskjellige lastene.

Dimensjonerende situasjon	Permanente laster		Dominerende ulykkeslast eller seismisk last	Øvrige variable laster ²⁾	
	Ugunstig	Gunstig		Hovedlast (hvis aktuelt)	Andre laster
Ulykkesituasjon ¹⁾ (Ligning 6.11a/b)	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	A_d	$\psi_{1,1}$ eller $\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Seismisk situasjon (Ligning 6.12a/b)	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	$\gamma A_{E,ex}$ eller $A_{E,d}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	

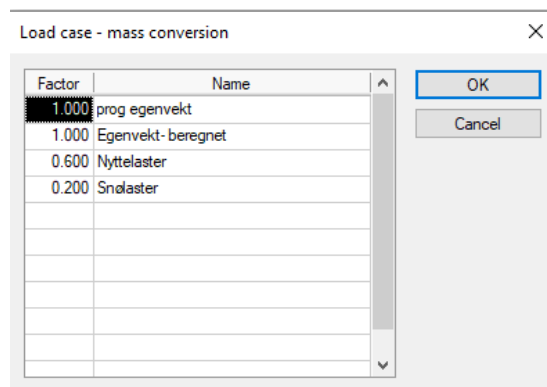
¹⁾ Se også NS-EN 1991-1-2 for ulykkesituasjonen brann. Den representative verdien for den variable lasten Q_i settes lik den tilnærmet permanente verdien $\psi_{2,i} Q_{k,i}$ for alle tilfeller unntatt i kombinasjoner med vind som dominerende variabel last. Da brukes ofte forekommende verdi $\psi_{1,1} Q_{k,1}$ for vind.

²⁾ Variable laster er de som er oppført i tabell NA1.1.

Figur 4.3: Tabell NA.A1.3- Lastkombinasjon seismikk [2]

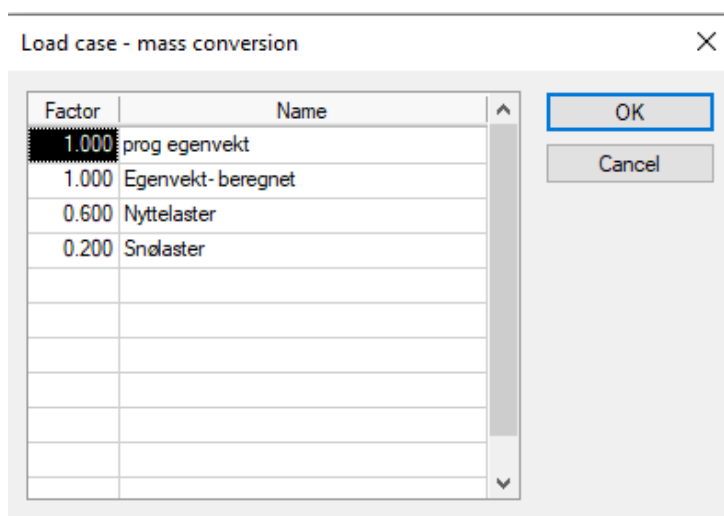
Det fremgår av tabellen over at dominerende seismisk virkning og egenlaster skal medtas i sin helhet, og andre laster skal medtas iht. ψ_2 -faktor.

Disse ψ_2 brukes til mer enn bare den endelige lastkombinasjonen. De må også legges inn i FEM-design for at man skal få beregnet egensvingningsperiodene. For Lunde skole er det benyttet ψ_2 -faktor nyttelast for kategori C iht. Tabell NA.A1.1 [2, 27]. Disse ψ_2 brukes til mer



Figur 4.4: Laster for egensvingning

enn bare den endelige lastkombinasjonen. De må også legges inn i FEM-design for at man skal få beregnet egensvingningsperiodene. For oppgavens bygg er det benyttet ψ_2 -faktor nyttelast for kategori C iht. Tabell NA.A1.1[2].



Figur 4.5: Laster for egensvingning

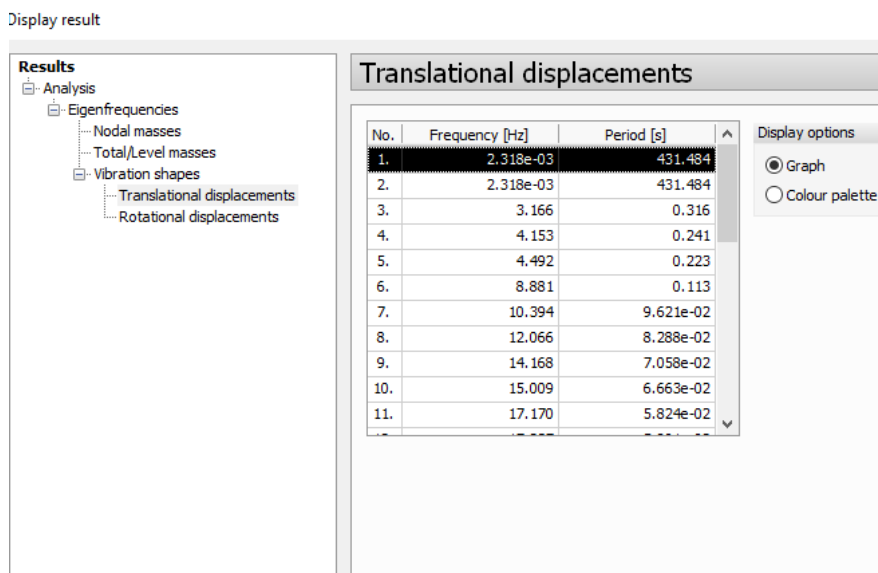
Det er verdt å merke seg at vindlaster ikke er med blant lastene som vurderes. Dette kommer av at vindlastene har ψ_2 lik 0 og medtas ikke. Ved beregning av egensvingning må en bestemme hvor mange former programmet skal beregne. For hver form (mode) beregnes en modal masse, hvor summen av de modale massene skal være større enn 90% av de seismiske massene iht. punkt 4.3.3.3.1 i EC8 [3]. Ved beregning av egensvingning må en bestemme hvor mange former programmet skal beregne. For hver form (mode)

beregnes en modal masse, hvor summen av de modale massene skal være større enn 90% av de seismiske massene iht. punkt 4.3.3.3.1 i EC8[7].

Antallet former som behøves er derfor direkte avhengig av de modale massene som blir produsert for hver av svingeformene. Måten å bestemme antall ønskede svingeformer er derfor en iterativ prosess hvor en sjekker hvor mye masse en oppnår.

En bør også kontrollere hvorvidt egenfrekvensene som beregnes er rimelige. Dette kan enkelt gjøres ved å se på periodene for svingeformene. FEM-design oppgir perioden i sekunder, altså hvor lenge konstruksjonen svinger. Dersom den oppgitte periode på flere sekunder er det grunn til å tro at noe er feil. FEM-design er veldig nøye på plassering av elementer og store perioder vil ofte bety at man har løse komponenter i konstruksjonen. Et eksempel på dette er vist i figur 4.6 hvor perioden er oppe i 431 sekunder.

Display result

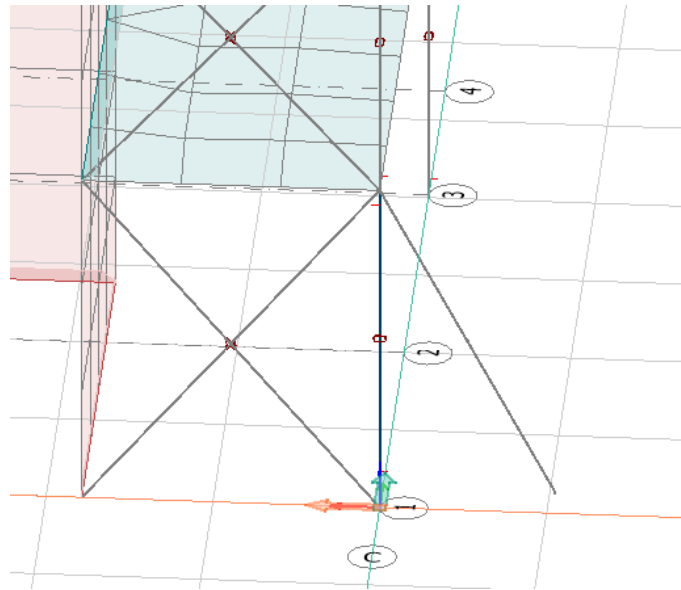


No.	Frequency [Hz]	Period [s]
1.	2.318e-03	431.484
2.	2.318e-03	431.484
3.	3.166	0.316
4.	4.153	0.241
5.	4.492	0.223
6.	8.881	0.113
7.	10.394	9.621e-02
8.	12.066	8.288e-02
9.	14.168	7.058e-02
10.	15.009	6.663e-02
11.	17.170	5.824e-02

Figur 4.6: Feilkilde i egenperiode

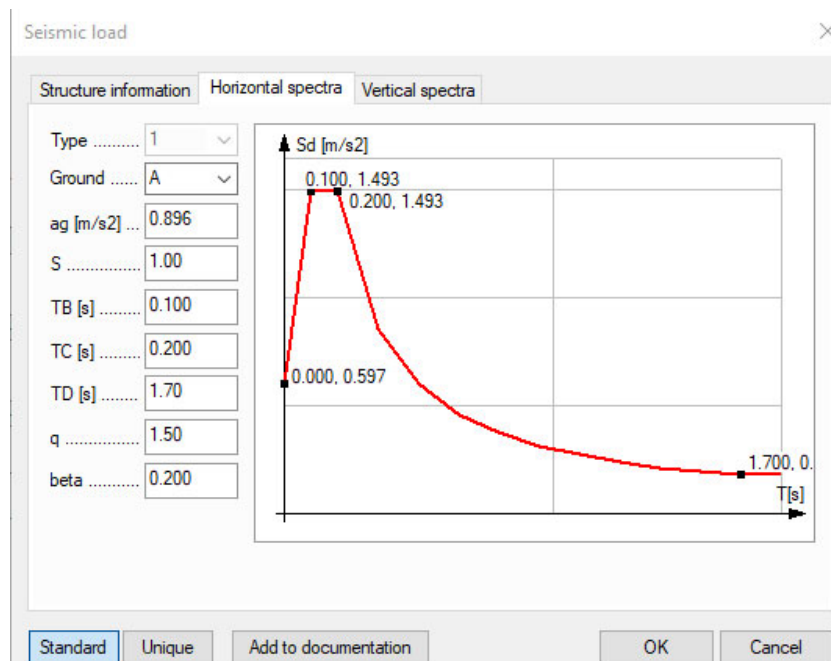
Dette betyr at noen konstruksjonsdeler står fritt til å svinge i over 7 minutter. Den raskeste måten å lokalisere denne komponenten vil være gjennom «animate result» funksjonen i FEM-design. Her vil programmet la bygningsdelene svinge og det fremkommer raskt hvilken komponent som ikke stopper opp.

Eksempelvis kan det være så enkelt som en søyle hvor «snap» funksjonen ikke har bundet søyle og opplagerbetingelsen sammen slik at søylen blir svaierende som en pendel, slik vist i figur 4.7.



Figur 4.7: Svingende søyle i kryssningspunkt C1 i FEM-design

Før en kan kjøre seismisk analyse må en legge inn verdier for det horisontale responspekteret. Her brukes verdiene som ble funnet under kontroll av utelatelseskriteriene. FEM-design tegner så opp gjeldene responspekter.

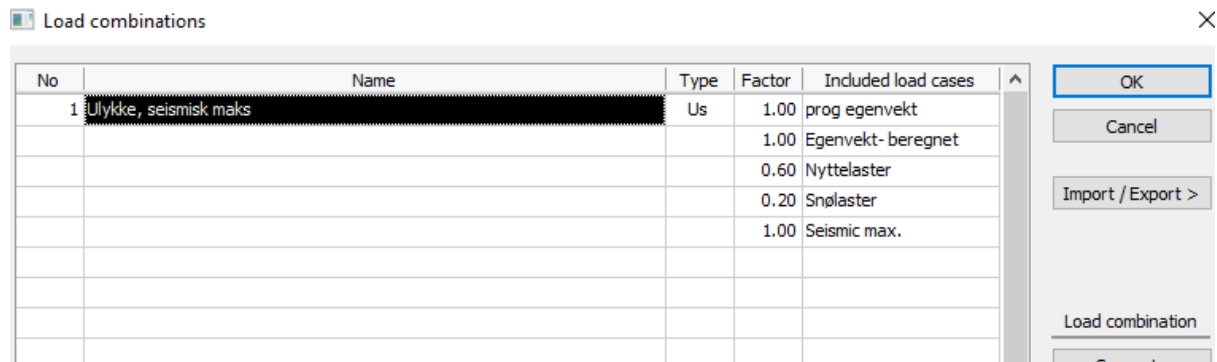


Figur 4.8: Responspekter Lunde skole

Det er mulig å føre inn tilsvarende verdier for det vertikale spekteret, men en vertikal seismisk kontroll ikke vil bli studert.

Fra den seismiske analysen gis det ut resultater for påvirkning fra jordskjelv. Det er karakteristiske seismiske laster som oppgis og ikke den endelige dimensjonerende situasjonen. For å hente ut belastningen på skivene må en så sette opp en lastkombinasjon iht. EC8. Som en ser av figur 4.9 benyttes ψ -faktorene to ganger ved en seismisk analyse i

FEM-design. Den første gangen for beregning av egensvingningsperioden og den andre gangen for å sette sammen endelig lastkombinasjon.



Figur 4.9: Endelig lastkombinasjon for seismikk

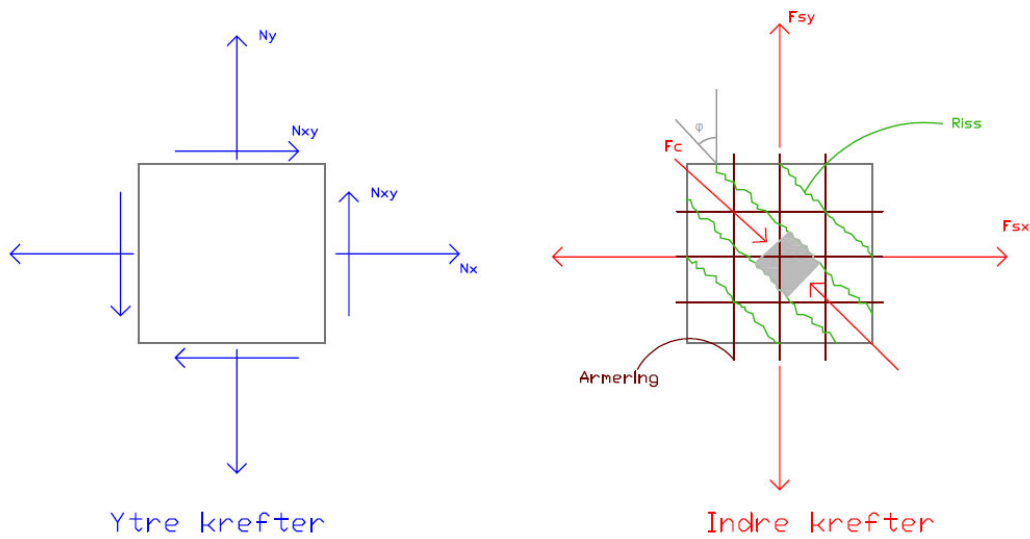
Når en nå har funnet belastningene på skivene kan en benytte RC-design i FEM-design som gir ut nødvendig armeringstversnitt på de forskjellige stedene i skivene.

4.1.3 Kontroll av FEM-design

En av beregningsmetodene for armeringsbehov i skiver er gitt i tillegg F i EC2 og ytterligere beskrevet i *Betongkonstruksjoner* av Svein Ivar Sørensen[28]. Metoden går ut på en likevektsbetraktning av indre og ytre krefter i et skiveelement. Metoden betrakter ett lite punkt på veggen av gangen og foretar en likevekt av indre og ytre krefter. For å finne armeringsmengde i veggen må dette gjentas for alle punkter og er derfor ikke en beregning som egner seg å gjøre manuelt for en hel skive. Metoden kan derimot egne seg til å kontrollere spesifikke punkter i veggen opp mot armeringsresultater fra FEM-design.

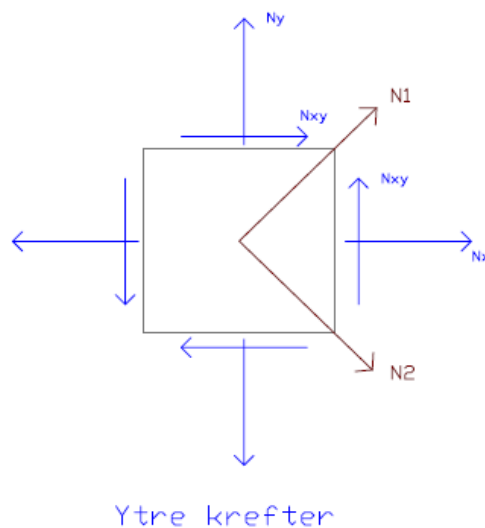
For å finne ytre krefter som virker på et av disse skiveelementene må en vite spenningstilstanden gitt i punktet. De fleste beregningsprogrammer som benytter en FEM-analyse vil kunne gi ut spenningstilstandene i form av σ_x , σ_y og τ_{xy} . For å finne de ytre kreftene kan man multiplisere ut spenningene med veggtykkelsen. I FEM-design kan en hente ut indre og ytre krefter automatisk.

Man kan se for seg ett av punktene i skiveelementet med de ytre kreftene, N_x , N_y og N_{xy} og indre krefter, F_{sx} , F_{sy} og F_c som vist i figur 4.10.



Figur 4.10: Illustrasjon skiveelement, opptegnet i AutoCAD

Dersom en finner resultanten av de ytre kreftene vil en kunne finne to krefter, N_1 og N_2 , som er hovedkreftene som virker på elementet. Retningene til disse vil avhenge av forholdet mellom N_y , N_x og N_{xy} . Dersom en finner vinkelen til hovedkreftene kan en i teorien velge å legge armeringsnettet langs med N_1 og N_2 og dermed oppnå gunstig utnyttelse av armeringen.

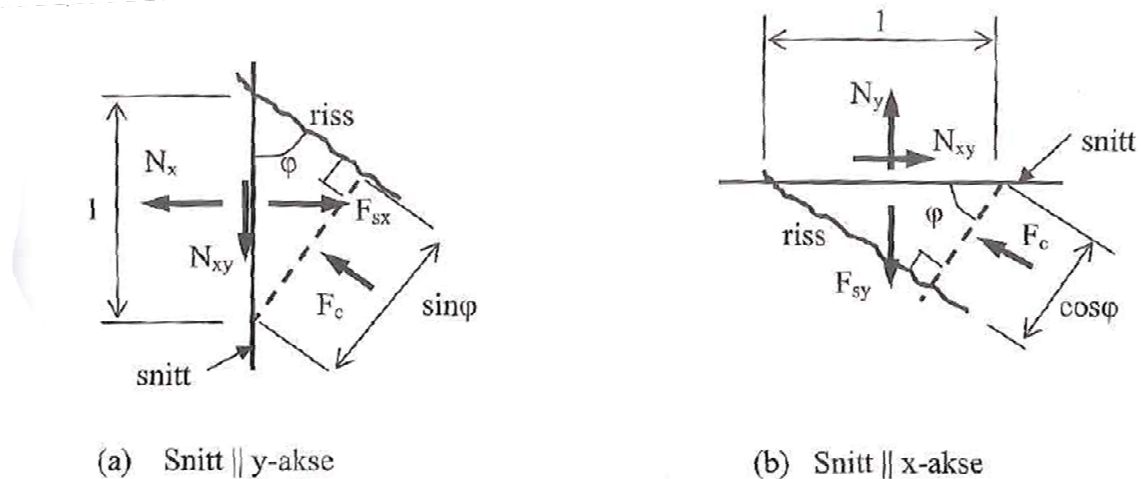


Figur 4.11: Illustrasjon hovedkrefter

Problemet med dette er at forholdet mellom de ytre kreftene vil variere ut fra hvilken del av skiven som betraktes og dermed må vinkelen på armeringen også endres.

I praksis benyttes det derfor ortotrop armering [26], altså en armering som ligger i to retninger vinkelrett på hverandre. En slik ortotrop eller ortogonal anisotrop armering er en gunstig løsning ettersom det gjør det praktiske armeringsarbeidet enklere.

Ved å snitte i skiveelementene som vist på figur 4.11 kan det gjøres enkle likevektsbetraktninger som gir oss følgende resultater:



Figur 4.12: Snitt av skiveelement, Utklipp fra Betongkonstruksjoner[26]

$$F_{sx} = N_x + N_{xy} * \tan(\phi)$$

$$F_{sy} = N_y + N_{xy} * \cot(\phi)$$

$$F_c = (F_{sx} + F_{sy}) - (N_x + N_y) = \frac{N_{xy}}{\sin \phi * \cos \phi}$$

Fra tillegg F i EC2 er det oppgitt formler for optimal armering og tilhørende betongtrykk ved optimal armering. Disse er gitt fra formlene over med en rissvinkel ϕ lik 45 grader, hvilket minimerer betongtrykksonens belastning. I tillegg angis det også for hvilke tilfeller en ikke trenger å armere skiven av belastningsmessige grunner. Dette er for de tilfeller hvor følgende er oppfylt[6]:

$$\sigma_{edx} < 0 \text{ (Trykk)}$$

$$\sigma_{edy} < 0 \text{ (Trykk)}$$

$$\sigma_{edx} * \sigma_{edy} > \tau_{edxy}^2$$

Ved bruk av disse kriteriene må en være oppmerksom på at det forutsettes at det ikke er behov for trykkarmering. Det må derfor kontrolleres at betongens trykkapasitet ikke overskrides.

Dersom man skal bruke denne metoden for å kontrollere armeringsresultater fra et elementprogram bør man regne ut rissvinkelen, ettersom man ikke vet om programmet benytter optimalarmering slik standarden foreslår.

Det finnes flere metoder for å bestemme rissvinkelen men en god metode er beskrevet i boken Betongkonstruksjoner [26]. Det antas da et risset tverrsnitt, altså stadium II tilstand. Her antas det at betongen ikke har noe strekkapasitet og betongen har en lineært elastisk oppførsel i trykk. En fordel med denne metoden er at en sikrer begynnende flytning i den ene armeringsretningen og har dermed en viss kontroll på deformasjoner og rissvidder. Et generelt uttrykk for indre formendningsarbeid i en gitt retning kan uttrykkes som:

$$dA_i = \frac{\sigma^2}{2E} dV \quad [26, s.319]$$

Hvor:

σ er spenningstilstanden i den betraktede retningen

E er elastisitetsmodulen til materialet

Som en forenkling for et betraktet betongelement kan en se vekk fra betongdelens innvirkning på det indre formendningsarbeidet[26]. Dette medfører at en finner uttrykk for arbeidet i x og y retning.

$$A_{isx} = \frac{1}{2} \left(\frac{F_{sx}}{A_{sx}} \right)^2 * \frac{A_{sx}}{E_s} \quad [26, s.320]$$

$$A_{isy} = \frac{1}{2} \left(\frac{F_{sy}}{A_{sy}} \right)^2 * \frac{A_{sy}}{E_s} \quad [26, s.320]$$

Det totale indre formendningsarbeidet kan videre uttrykkes som:

$$A_i = A_{isx} + A_{isy} \quad [26]$$

For å finne den rette rissvinkelen må en finne den rissvinkelen som medfører det minste formendningsarbeidet. Denne finnes ved å sette den deriverte av formendningsarbeidet med

hensyn på rissvinkelen lik 0. Ved å uttrykke F_{sx} og F_{sy} ved hjelp av de ytre kreftene som vist tidligere og utføre derivasjonen kommer en frem til følgende[26]:

$$\tan^4 \phi + \frac{N_x}{N_{xy}} * \tan^3 \phi - \frac{N_x}{N_{xy}} * \frac{A_{sx}}{A_{sy}} * \tan \phi - \frac{A_{sx}}{A_{sy}} = 0 \quad [26]$$

Dersom armeringsmengdene er kjent ser en tydelig at det er en smal sak å beregne ϕ . Dersom armeringen ikke er kjent kan det også antas realistiske armeringsforhold som igjen gjør det mulig å løse for ϕ .

Ved sammenligning av resultater fra FEM-design og håndberegnete armeringsbehov bør en være oppmerksom på at FEM-design oppgir armering per side av veggen og håndberegning gir totalt armeringsbehov, altså armering for begge sider. Kontroll av trykkfeltet gjøres opp mot en redusert fasthet iht. EC2 punkt 6.5.2(2)[6], hvor følgende maksimalspenning er definert:

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6 * v' * f_{cd}$$

$$v' = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

Hvor:

f_{ck} er karakteristisk trykkfasthet

f_{cd} er dimensjonerende trykkfasthet

Det er verdt å merke seg at f_{cd} altså betongtrykksonen kan iht. eurokoden gis en økt verdi ved ulykkesdimensjonering, men det vil da være til sikker side å benytte tradisjonell f_{cd} .

4.2 Resultater og armeringsbehov

4.2.1 Opplagerkrefter

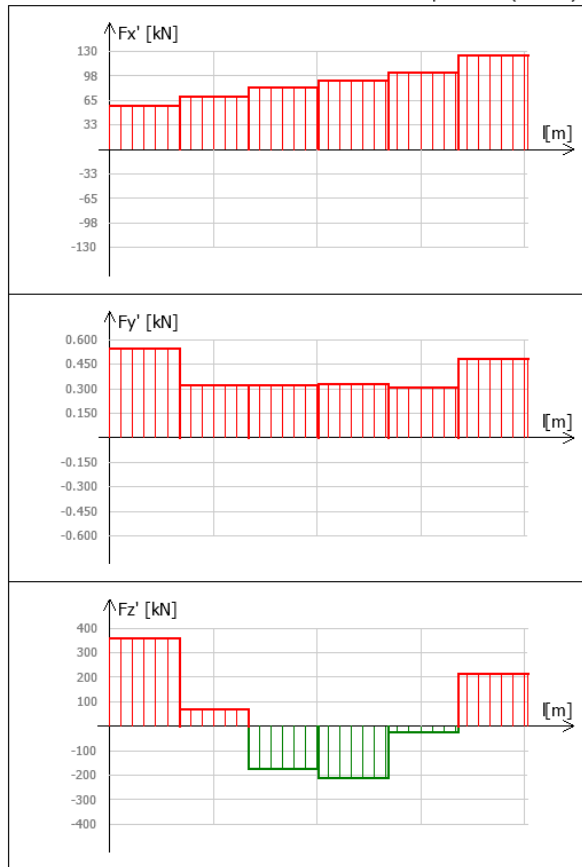
Ved å se på opplagerkrefter fra lastkombinasjon for seismikk beskrevet i EC 0, se vedlegg 14, kommer det frem at skivene ikke har momenter i bunn om svak akse. Dette stemmer overens med opplagerbetingelsene som ble definert. En ser også at det ikke direkte viser momenter om sterk akse på momentdiagrammene, dette kommer av at momenter i bunn tas i normalkraftdiagrammet i form av trykk og strekk. Ettersom en har seismiske krefter vil en måtte hente frem to dimensjoneringstilfeller for alle oppleggene, ett med minimumskrefter ofte strekk, og ett med maksverdier. Som nevnt tidligere vil ikke fundamenter bli behandlet. Her velges det å hente ut resultater fra to referanseskiver, en

langs med x-aksen og en langs med y-aksen, som senere vil sammenlignes med belastninger fra vind.

Skive 10, (i y-retning) er lokalisert i senter av bygget ved akse 9. F_z -diagrammet viser de vertikale opplagerkreftene, F_x viser skjærkrefter lang med skivens lengderetning og F_y viser reaksjonskrefter vinkelrett på skivens lengderetning.

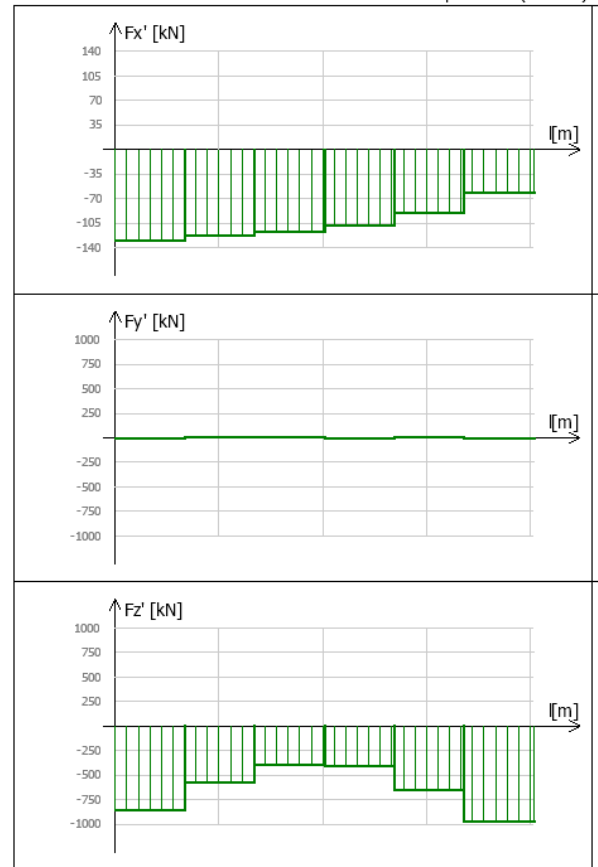
For å vurdere skivenes belastning blir her studert de vertikale reaksjonslastene, altså det som er gitt i F_z -diagrammene. Her er altså hovedbelastningene fra momenter om sterk akse og vertikale krefter representert.

S.10 - Reactions - Max. of load combinations: Us All components+ (8.07 m)



Figur 4.13: Opplager-reaksjoner med løft i skive 10

S.10 - Reactions - Max. of load combinations: Us All components- (8.07 m)



Figur 4.14: Opplager-reaksjoner med trykk i skive 10

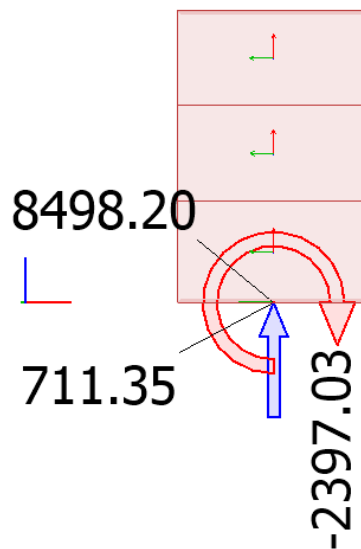
Det kan være av interesse å se på momentet alene som opptrer i bunn av skivene. Disse verdiene hentes ut manuelt fra skivene som resultantkrefter, og vises ikke på diagrammene.

Fra skive 10 er det følgende resultantkrefter gitt i figur 4.14 og tabell 4.1:

Resultantkrefter seismikk, skive 10	
Moment	8498 kNm
Vertikal opplager	2397 kN (oppadrettet)
Horisontal opplager	711 kN

Tabell 4.1 Resultantkrefter skive 10

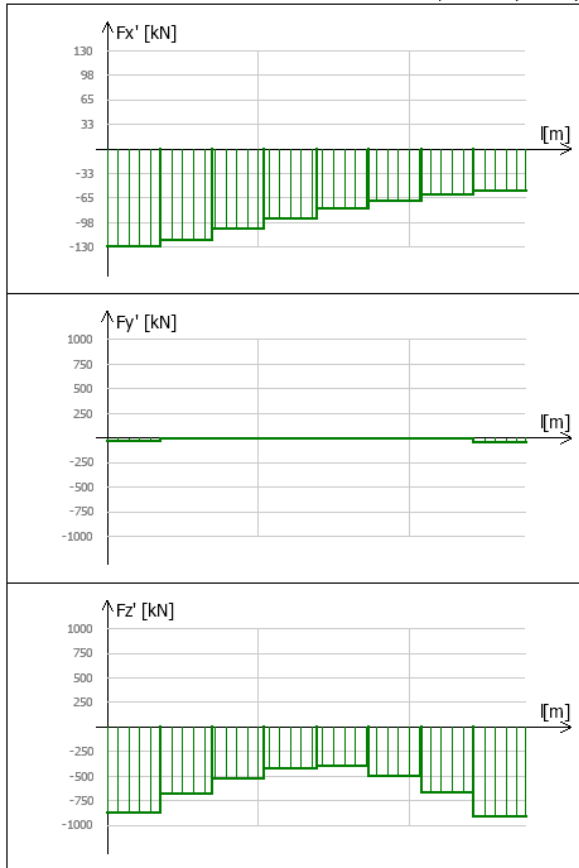
Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Seismic - Reactions - All components+ -
 [kN, kNm, kN/m, kNm/m, kN/m²]



Figur 4.15: Resultantkrefter i bunn av skive 10

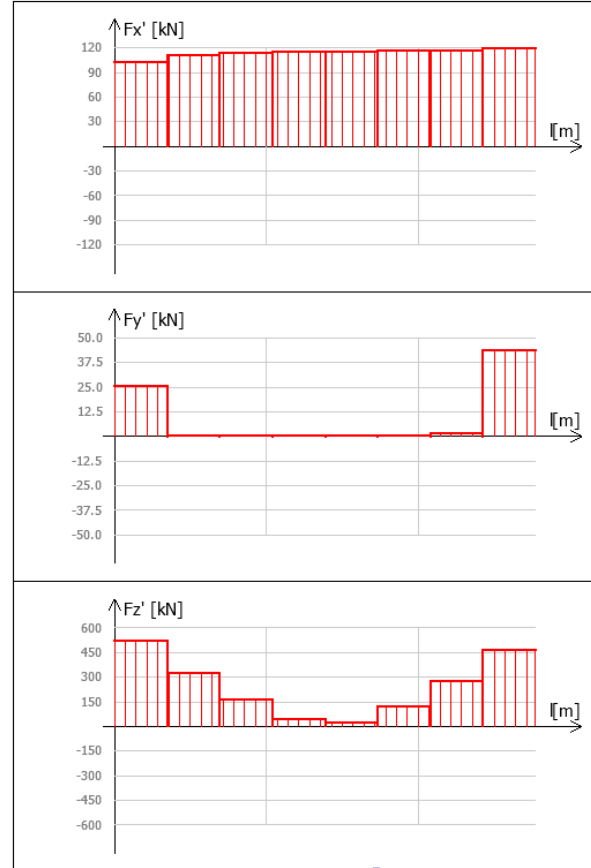
Skive 15, i x-retning, er lokalisert mellom akse 16 og 17 langs med akse C.

S.15 - Reactions - Max. of load combinations: Us All components- (5.55 m)



Figur 4.16: Opplager-reaksjoner med trykk i skive 15

S.15 - Reactions - Max. of load combinations: Us All components+ (5.55 m)



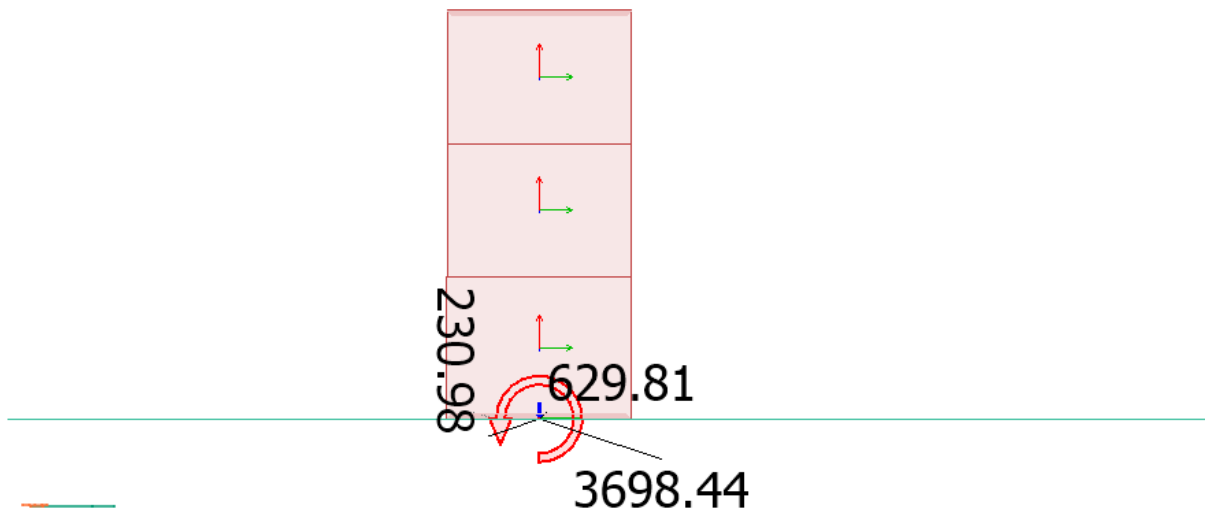
Figur 4.17: Opplager-reaksjoner med løft i skive 15

Fra skive 15 er det følgende resultantkrefter gitt i figur 4.17 og tabell 4.2:

Resultantkrefter seismikk, skive 15	
Moment	3698 kNm
Vertikal opplager	231 kN (nedadrettet)
Horisontal opplager	630 kN

Tabell 4.2: Resultanter skive 15

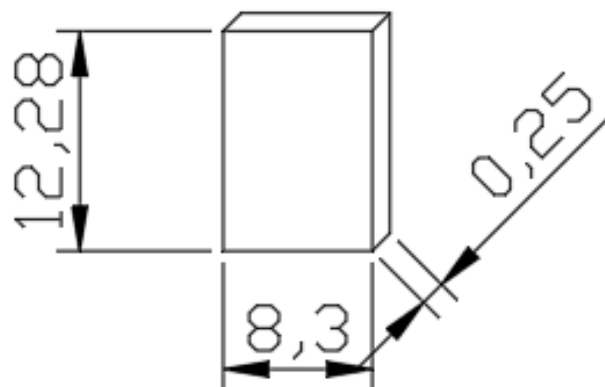
Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Seismic - Reactions - All components+ -
[kN, kNm, kN/m, kNm/m, kN/m²]



Figur 4.18: Resultantkrefter i bunn av skive 15

4.2.2 Kontroll av momenter

Det vil ikke bli foretatt en fullstendig dimensjonering av fundamenter, men det anses aktuelt å vurdere rimeligheten av resultantkreftene som skal føres til fundament. Det gjøres dermed en forenklet beregning for å se om fundamentene kan dimensjoneres uten store tiltak. Denne kontrollen gjennomføres med en forenklet modell hvor trykkreftene fra egenvekter og nyttelaster neglisjeres, og bare moment om midtpunkt i skiven vurderes. Videre tas momentkreftene i form av kraftpar i den statiske modellen.

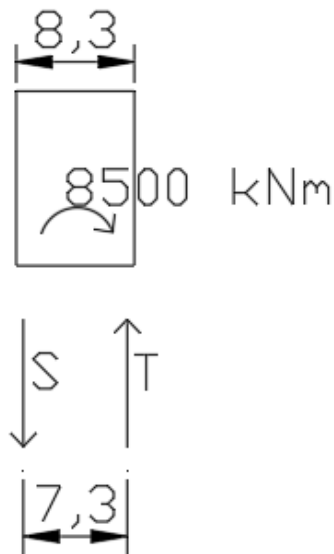


Figur 4.19: Illustrasjon dimensjoner på skive 10

Av de to skivene beskrevet over er det skive 10 som har størst moment i forhold til skivens lengde og det velges derfor å utføre kontroll av denne skiven.

Som en antakelse plasseres forankringsjern en halv meter inn i veggens tverrsnitt fra ytterkantene. Da antas det at overdekning, og diverse jern som ligger ut mot kanten har tilstrekkelig rom.

Denne antakelsen medfører et kraftpar med 7,3 meter mellom hverandre, som vist på figur 4.19.



Figur 4.20: Statisk modell for skive 10

Ved å løse for S, og kontrollere armeringskapasitet opp mot S kommer en frem til følgende:

$$S = \frac{8500 \text{ kNm}}{7,3 \text{ m}} = 1164 \text{ kN}$$

$$F_{yd} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Ø}25 = \frac{25^2}{4} * \pi = 491 \text{ mm}^2$$

$$\text{Nødvendig antall jern} = \frac{1164}{435 * 491} = 6 \text{ Ø}25$$

Ettersom dette er en grov kontroll er det blitt benyttet materialfaktor γ_s for «vanlige» dimensjoneringsstilstander, til tross for at eurokoden [6](Tab NA.2.1N) åpner opp for å redusere denne fra 1.15 til 1.0 for ulykkesgrense. Det er derfor mulig å få en ytterligere reduksjon på nødvendig armeringsareal ettersom det tillates høyere utnyttelse av

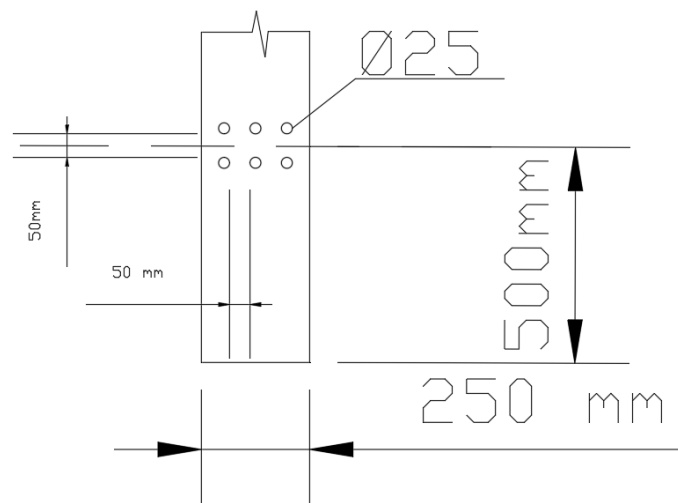
armeringsjernene. For å kontrollere om det er mulig å få plassert 6 forankringsjern i tverrsnittet ble det benyttet en avstand mellom armeringsjernene lik den største av vertikal og horisontal armeringsavstand gitt i eurokoden [6, Punkt 8.2].

$$a_{hmax} = 2\varnothing = 50mm$$

$$a_{vmax} = 32mm$$

Det brukes derfor 50 mm avstand i begge retninger. Overdekningen er som vist tidligere 35mm. På bakgrunn av dette kontrolleres det om en kan ha 2 lag med 6 $\varnothing 25$.

$$250mm - 35mm * 2 - 2 * 50mm - 3 * 25mm = 5mm > 0$$



Figur 4.21: Forankringsjern i endekant av skive 10

Det er plass til forankringsarmeringen som vist på figur 4.21 og kreftene ser ut til å være overkommelige for en fullstendig fundamentdimensjonering.

Det kunne også her vært foretatt en forenklet kontroll av knekking for veggskiven. En kunne da tatt utgangspunkt i 1 meter bredt veggutsnitt med høyde lik etasjehøyden og kontrollert knekking med utgangspunkt i trykkraften T definert over.

4.2.3 Armeringsbehov

Fra FEM-design vil en få ut behov for armering og kan kontrollere utnyttelsesgradene i veggene. Ut ifra armeringsbehov har FEM-design en funksjon for å automatisk legge inn armering, i tillegg til at det manuelt kan legges inn tverrsnitt og senteravstand. Ettersom bygget har tilnærmet symmetri om akse 9 og belastningene på skivene om symmetriaksen er relativt like, blir begge metodene benyttet. Dette gir mulighet for sammenligning av de to metodene.

I mange tilfeller vil det beregningsmessige behovet for armering i veggene være av en slik størrelse at krav fra EC2 om minimumsarmering slår inn. Fra EC2 punkt NA.9.6.2 er minimum vertikal armeringen gitt som:

$$A_{s,vmin} = 0,002 * A_c$$

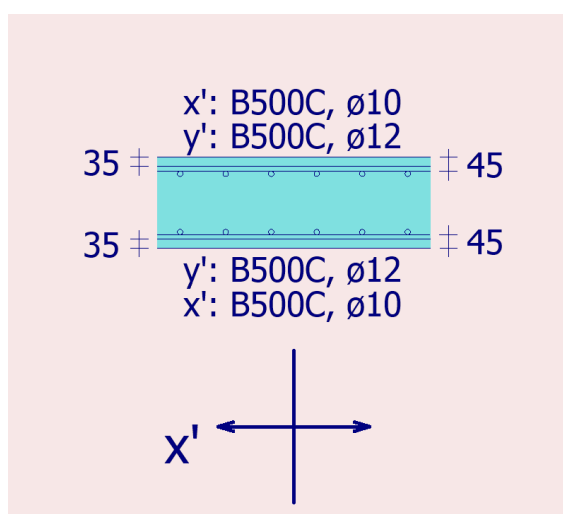
hvor A_c er tverrsnittarealet av betongen.

Dette medfører at den vertikale minimumsarmeringen blir følgende for veggene i Lunde skole:

Veggtykkelse (mm)	Vertikal minimumsarmering (mm ² /m)
200	400
250	500

Tabell 4.3: Minimumsarmering mhp. veggtykkelse

Disse minimumsarmeringene fordeles på begge sider og av vegg, og hvor nært en kommer minimumsarmeringsarealet avhenger av armeringsdiametere som benyttes. FEM-design kalkulerer et armeringsbehov avhengig av hvilke dimensjoner en legger til grunn. Det medfører at ved Ø12 vertikal armering vil FEM-design gi et armeringsbehov lik 283 mm² ved minimumsarmering ettersom det vil være den nærmeste et totalareal på 500mm²/m med Ø12.



Figur 4.22: Armeringsforutsetning og plassering i FEM-design

Ved å bruke funksjonen til FEM-design vil en kunne få forskjellige armeringsarealer avhengig av forutsetningene en legger inn. De steder hvor minimumsarmering for horisontal armeringen slår inn må en være oppmerksom på at kravene fra EC2 er mer komplekse enn det FEM-design tar hensyn til. EC2 angir minimumsarmering under 2 krav:

$$A_{s,hmin} = 0,25 * A_{s,v}$$

$$A_{s,hmin} = 0,3 * A_c * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$$

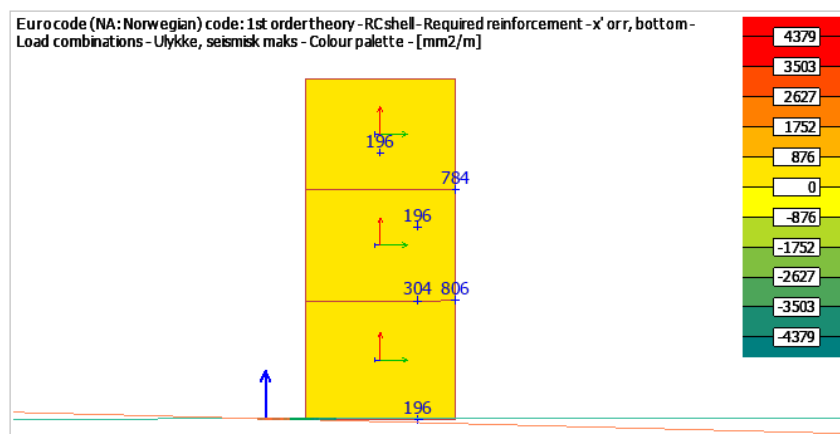
$$A_{s,hmin} = 0,15 * A_c * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$$

Den dimensjonerende minimumsarmeringen blir den største av disse. Denne kontrollen er ikke noe FEM-design utfører på egenhånd. FEM-design har mulighet til å automatisk generere armering for veggene dersom en angir hvilke typer armering en hovedsakelig ønsker. Dette gjør det effektivt å armere opp en vegg, men resultatene og utnyttelsesgradene må studeres.

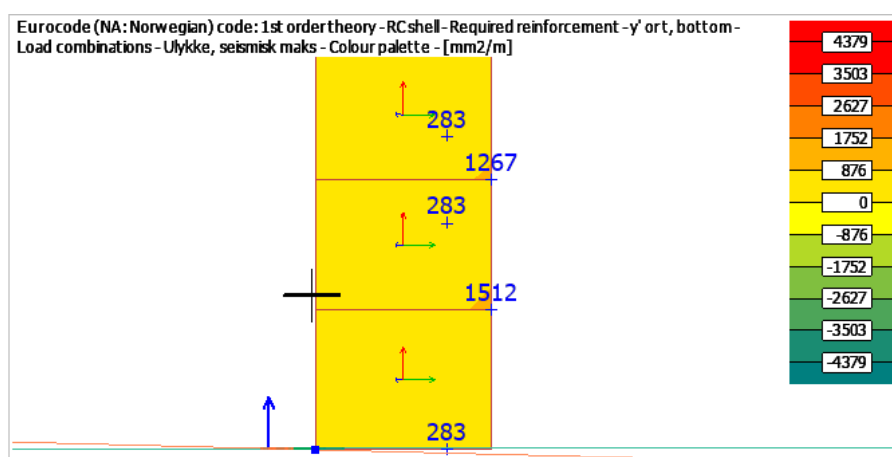
En fullstendig oversikt over armeringsbehov i platene er gitt i vedlegg 14, her kontrolleres av skivene. Dette blir skive nr. 1, 14 og 5 fra nummerering gitt i vedlegg 7.

Skive 1:

Her ble det lagt inn armering manuelt etter armeringsbehovet oppgitt i FEM-design. Som hovedarmering i vertikal retning ble det brukt Ø12 c300 og for horisontal ble det lagt Ø10 c250. Dette ble lagt på begge sider av vegg. I store deler av veggene kunne en her lagt minimumsarmeringen hvilket er 500mm² totalt for en 250mm tykk vegg, men det ville da vært behov for lokal ekstra armering ved flere punkter i veggene.



Figur 4.23: Horisontalt armeringsbehov skive 1



Figur 4.24: Vertikalt armeringsbehov skive 1

Til tross for denne økningen av innlagt armeringen er det også ytterligere behov for lokal armering i punkter ved overgang til dekket i både horisontal og vertikal retning som fremgår på figur 4.22 og 4.23.

Løsningen for skive 1 er å finne i vedlegg 14.

Skive 14:

For denne ble armeringsmengden automatisk generert og var forventet å gi innlagt armering tilsvarende som innlagt i skive 1.

Autogenerering medfører at det ikke i utgangspunktet er lik armering på de to sidene, ettersom FEM-design vurderer en side av gangen. Det anses som hensiktsmessig at armeringen på de to sidene er lik, dermed ble den største av de beregnede mengdene manuelt satt for begge sider. For denne skiven var det bare nødvendig å manuelt endre på armering de steder hvor det var behov for tilleggsarmering, altså var hovedarmeringsnettet likt på begge sider.

Et ferdig armert tverrsnitt er gitt på i vedlegg 14. Av hovedarmering er mengden tilsvarende som for skive 1. I likhet med skive 1 at det ble lagt inn ekstra armering ved overgang til dekkene. Ettersom det fremgår at programmet armerer hensiktsmessig foretas det videre en automatisk generering av armering i de vertikale skivene. Arbeidet med å armere veggene blir da forenklet til kontroll opp mot minimumskrav i Eurokoden og skjærkontroll.

Skive 5:

Av hovedarmering i vertikal retning er det lagt $\varnothing 12$ senteravstand 300. Iht. til krav fra EC2 er den vertikale hovedarmeringen bestemmende på minimumsarmeringen i horisontal retning.

Disse kravene gir følgende horisontal minimumsarmering på skive 5:

$$0,25 * 377 \text{mm}^2 = 94 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad \text{NA.9.6.3 [6]}$$

$$0,15 * 250 * 1000 * \frac{3,2}{500} = 240 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad \text{NA.9.6.3 [6]}$$

Innlagt horisontalarmering er $\varnothing 12$ senteravstand 300 mm hvilket medfører et tvernsnittsareal på $377 \text{mm}^2/\text{m}$ og er derfor godt innenfor minimumskravene.

Med disse armeringsarealene er utnyttelsen som vist på figur 4.24 under.

Shell	Max.	Combination	RBX	RBY	RTX
[-]	[%]	[-]	[%]	[%]	[%]
Skive 5.1.1	75	Ulykke, seis...	52	75	52
Skive 5.2.1	98	Ulykke, seis...	92	81	93
Skive 5.3.1	91	Ulykke, seis...	89	85	91

Shell	RTY	BU	SC	CWB	CWT
[-]	[%]	[%]	[-]	[%]	[%]
Skive 5.1.1	75	0	OK	0	0
Skive 5.2.1	98	0	Not OK	0	0
Skive 5.3.1	87	0	Not OK	0	0

Figur 4.25: Utnyttelse av skive 5

Hvor:

Max: Maks utnyttelse av alle parametere

RBX1: Horisontal armering på bunn av plate

RBY: Vertikal armering på bunn av plate

RTX: Horisontal armering på topp av plate

RTY: Vertikal armering på topp av plate

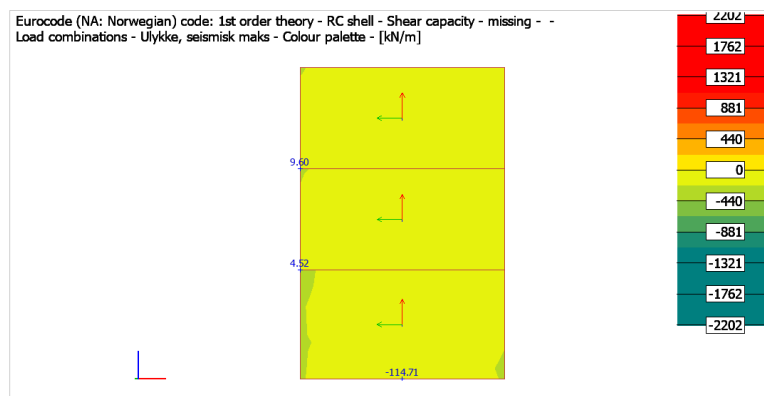
BC: Knekking av skiver

SC: Skjærkapasitet

CWB: Rissvidde på bunnside

CWT: Rissvidde på toppside

Fra den automatiske genereringen av armeringsmengde er det i svært mange tilfeller at skjærkapasitet ikke er tilstrekkelig. Det medfører at en må skjærarmere på visse steder. Disse stedene kan enkelt hentes frem som vist på figur 4.25.



Figur 4.26: Manglende skjærkapasitet for skive 5

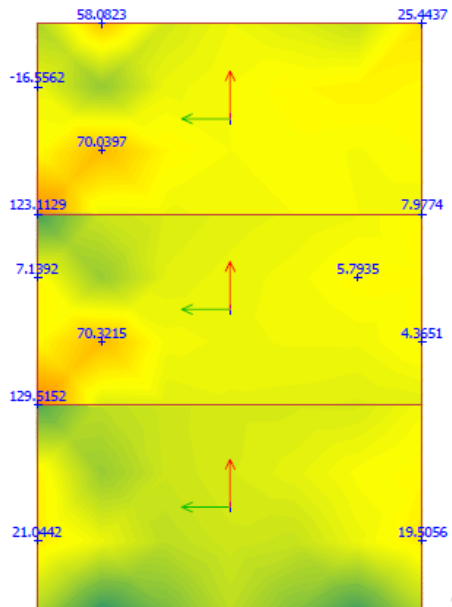
Her kommer det frem at den manglende skjærkapasiteten er ved dekkeovergangen i andre og tredje etasje. Dette er svært lokale soner med forhøyede verdier og kommer sannsynligvis som en konsekvens av elementnettets størrelse i FEM-design. Som beskrevet fra tillegg F i EC2[29] punkt F1(5), bør armering forankres ved alle frie kanter som medfører at det legges bøyer i endekantene som øker skjærkapasiteten.

4.2.4 Kontroll av beregningsmessig armeringsbehov

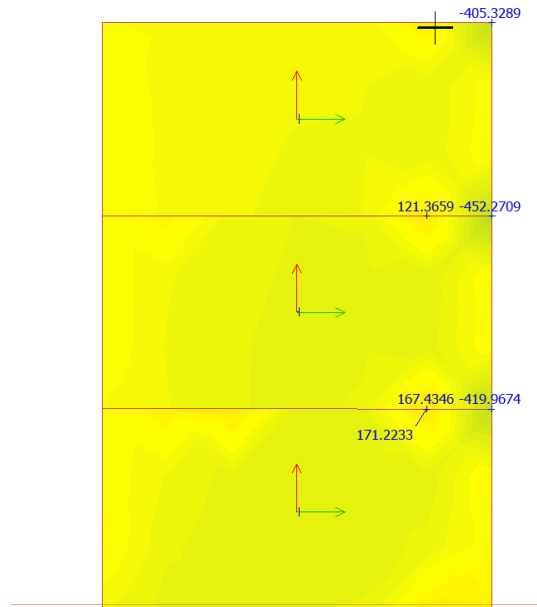
Skive nummer 5 benyttes for å kontrollere armeringsmengdene. De ytre kreftene som virker på de forskjellige elementene hentes også ut av FEM-analysen. I likhet med definisjonen fra 4.1.3 betegner FEM-design strekk som positivt og trykk som negativt når en studerer de ytre kreftene på elementene.

Ved å studere resultatene omkring de indre kreftene vist på fig 19-25 (også vist i vedlegg 14) kan en se at både N_x og N_y har spenningsverdier som stort sett ligger tett mot 0 med litt variasjon i strekk- og trykksoner. Dette gir grunn til å tro at det beregningsmessige behovet for armering i veggen er minimalt i de fleste punkter. Dette medfører at det mange steder vil benyttes en minimumsarmering i henhold til EC2.

For å utføre en kontroll velges ut ett punkt hvor det er spenninger som det antas vil gi armeringsbehov utover minimumsarmeringen. Ved å gjøre dette får en kontrollert hva FEM-design faktisk beregner og ikke bare hvorvidt det er rett at minimumsarmering blir gjeldende.

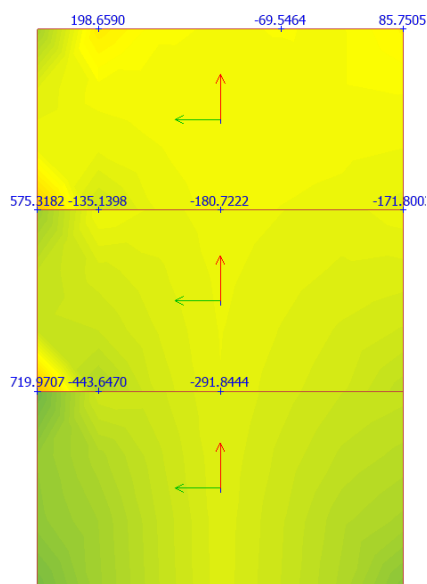


Figur 4.27: Ytre krefter på elementene, N_x

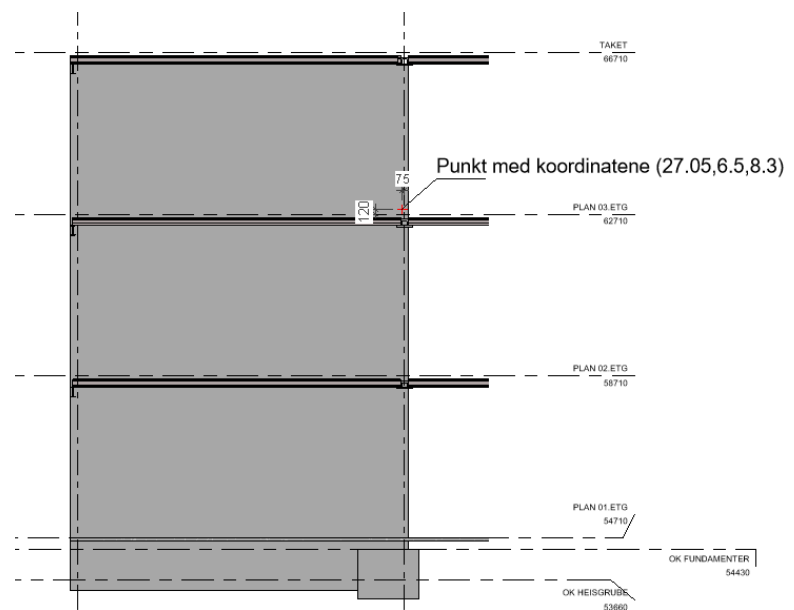


Figur 4.28: Ytre krefter på elementene, N_y

Vurderer punkt med globale koordinater (27.05, 6.5, 8.3) som vist på figur 4.29.



Figur 4.29: Ytre krefter på elementene, N_{xy}



Figur 4.30: Kontrollpunkt for armering

Fra FEM-design får en ut følgende krefter og armeringsbehov i punktet:

N_x	109,9 KN/m
N_y	473,3KN/m
N_{xy}	-335,1
Armeringsmengde Vertikalt (y' or r,top) (A_{sy})	911
Armeringsmengde Horisontalt (x' or r,top) (A_{sx})	483

Tabell 4.4: Indre krefter og armeringsverdier fra FEM-design

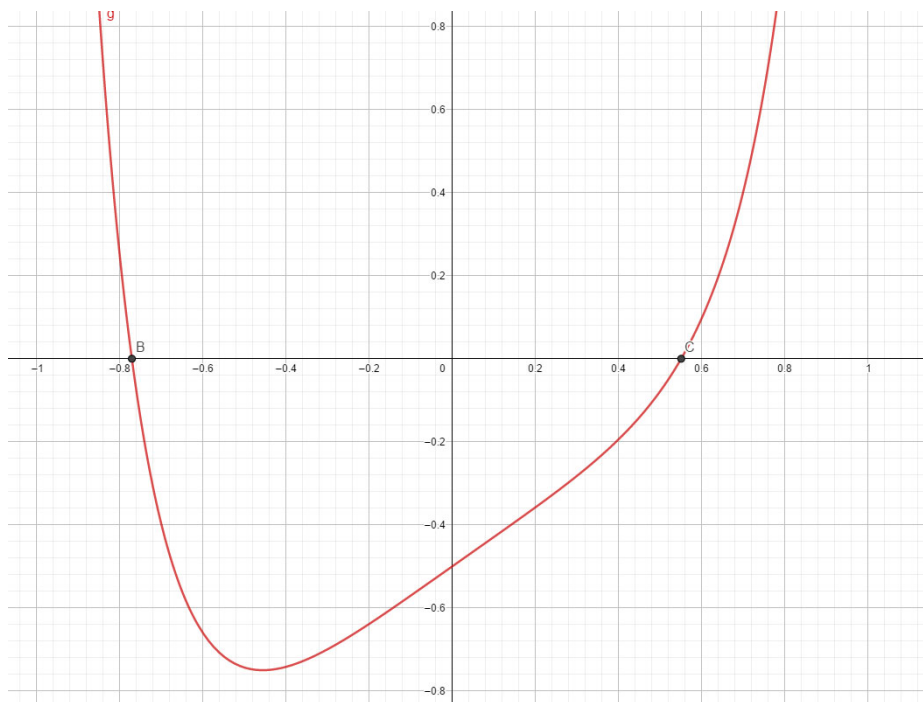
Ettersom det må antas en armeringsmengde for bestemmelse av rissvinkelen velges det i denne kontrollen å bruke tilsvarende armeringsforhold som FEM-design oppgir.

$$\frac{A_{sx}}{A_{sy}} = \frac{483}{911} \approx 0,5$$

Bestemmelse av rissvinkel blir løst ved følgende formel:

$$\tan(\phi)^4 + \frac{109.9}{-335.1} * \tan(\phi)^3 - \frac{473.3}{-335.1} * 0.5 \tan(\phi) - 0.5 = 0$$

Ved å løse formelen grafisk (figur 4.31) får en opp at det er to forskjellige rissvinkler som oppfyller formelen over. En ved ϕ lik -0,77 radianer og en ved ϕ lik 0,55 radianer. Den gjeldende av vinklene vil være den som oppnår størst armeringskrefter i dette tilfellet -0,77 radianer.



Figur 4.31: Grafisk løsning av rissvinkel

Det betyr at en har en rissvinkel lik -44 grader som er svært nært rissvinkelen EC2 bruker til å utlede en optimal armeringsmengde. Videre benyttes derfor en rissvinkel på -45 grader, som medfører følgende armeringskrefter og armeringsbehov:

F_{sx}	445 N/mm
F_{sy}	808 N/mm
A_{sy} totalt	1862 mm ² /m
A_{sx} totalt	1025 mm ² /m
A_{sy} per side	931 mm ² /m
A_{sx} per side	512 mm ² /m

Tabell 4.5: Resultat av manuell kontroll

Armeringsbehovet man regner ut manuelt vil være den nødvendige totalarmeringen i vegg, men FEM-design regner ut verdier for begge sider som nevnt tidligere. Resultatene fra FEM-design kan ha små variasjoner i armeringsbehovet fra en side til en annen, men i praksis legges det likt på begge sider. Resultatet av kontrollen gir armeringsmengder for vegg som er i samme størrelsesorden. En kan med dette konkludere at de armeringsmengdene foreslått av FEM-design virker rimelige.

Videre må en også kontrollere trykkfeltet i betongen, og iht. eurokoden [6] 6.5.2(2) skal betongens trykkfelt kontrolleres opp mot en redusert trykkfasthet.

$$F_c = \frac{335}{\sin 45 * \cos 45} = 670 \text{ N/mm}$$

$$\sigma_c = \frac{670}{250} = 2,7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{(Rd,max)} = 0,6 * \left(1 - \frac{35}{250}\right) * 19,8 = 10,2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Her ser en at påført betongtrykk er langt under den tillatte spenningen og er derfor godt innenfor kravene.

5. Vindlaster

5.1 Beregning

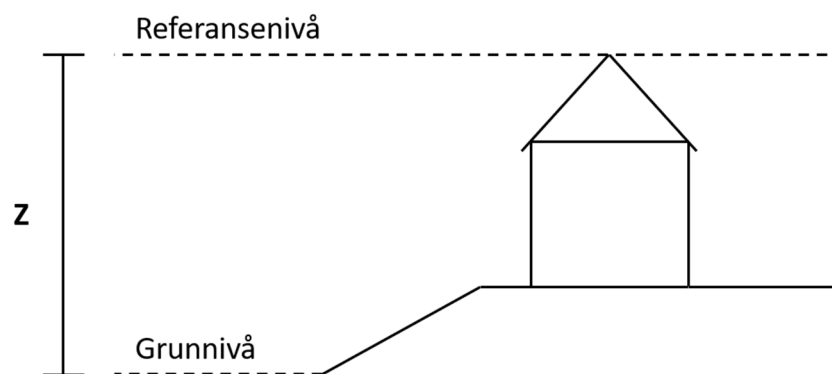
5.1.1 Vindhastighetstrykk

Beregningsprogrammet V-skive ble benyttet til å finne forskyvninger fra horisontale laster. Vindlast og skjevstillingslast vil i dette tilfellet være de eneste horisontale lastene som virker inn. I V-skive ble det ikke lagt inn lastkombinasjoner, men kun vindlasten alene. Vindlasten kan finnes både ved omfattende og forenklet metode etter NS-EN 1991-1-4. I tillegg kan omfattende metode beregnes i programmet «Lastberegning» av Ove Sletten. Alle tre metoder ble benyttet. I tabell 5.1 vises det til svært like resultater fra forenklet metode, omfattende metode og beregningsprogrammet Lastberegning av Ove Sletten. Verdiene fra forenklet metode ble brukt videre i stivhetsberegningene. Videre om en ønsker større grad av nøyaktighet kan en i V-skive modellere inn skjevstillingslasten på lik måte som vindlasten.

Metode for beregning av vindlast	q_{kast} [kN/m ²]	Vedleggsnr.
Forenklet metode	1.25	16
Lastberegning av Ove Sletten	1.23	15
Omfattende metode	1.24	1

Tabell 5.1: Vindhastighetstrykk

Referansevindhastigheten hentes fra Tabell NA.4(901.1)[5]. Os kommune i Hordaland fylke gir referansevindhastighet på 26m/s. Terrengruhetskategori settes etter beskrivelser gitt i Tabell NA.4.1[5]. Kartgrunnlaget tilsier at terrengruhetskategori I egner seg. Ved tvil vil det være til sikker side å gå for det laveste kategorinummeret av de to en vurderer. Videre leser en av grunnverdi for hastighetstrykk fra vindkast av Figur V.1 c) [5]. Verdien en leser ut av figuren er avhengig av z og terrengruhetskategori. Høyden z vil være avstanden fra grunnivå til referansenivå. Ettersom at bygget sto ved grunnivå ble z satt til 12.28m, som også er høyden av bygget. Z lik 12.28m og terrengruhetskategori I gir $q_{p0}(z)$ lik 1.25 KN/m².



Figur 5.1 illustrasjon av "z"

Overgangssonefaktor K3 bestemmes etter Tabell V.1 a) [5]. A-sonen anses å ha terrengkategorinummer 0, og å være 10km unna B-sonen. XB settes derfor til 10km. Δn_{BA} er terrengkategorinummeret til B-sonen minus A-sonen, derav blir denne parameteren 1. Δn_{BA} , XB og terrengkategorinummer på A-sonen gjør at K3 settes lik 1.0. Vindhastighetstrykk ganges med overgangssonefaktoren og en får q_{kast} . Det gir $q_{kast}=1.25\text{kN/m}^2$.

For bestemmelser av størrelsen på vindsonene følger en Figur 7.5 [5]. En må regne for to lastsituasjoner. En hvor vinden treffer kortsiden av bygget og en hvor den treffer langsiden av bygget. Ved vindsoner D på langsiden av bygget vil en som vist i Figur 5.2 kun få vindsoner A og B, ettersom at $e \geq d$. Verdiene av vindsonene bestemmes etter Tabell 7.1 [5]. Verdiene er avhengig av «h/d»-forholdet. For lastsituasjonen hvor vinden treffer langsiden velger en å regne med «h/d» lik 1.0. En kan benytte lineær interpolering for å redusere verdiene på sonene. Ut fra inspeksjon av Tabell 7.1 [5] ser en at å redusere «h/d»-forholdet til 0.83 ikke vil gi stort utslag. Det vil også være til sikker side å ikke interpolere her. For lastsituasjonen hvor vinden treffer kortsiden kan en ikke bruke lineær interpolering. Det siden tabellen ikke gir lavere verdier for «h/d»-forhold under 0.25.

Formfaktor vegger - Langside				$SoneA1 := \frac{e1}{5} = 4.912 \text{ m}$
$d1 := 14.8 \text{ m}$	$b1 := 66.2 \text{ m}$	$h := 12.28 \text{ m}$	$e1 := 2 \cdot h = 24.56 \text{ m}$	$SoneB1 := d1 - \frac{e1}{5} = 9.888 \text{ m}$
e settes lik den minste av b og 2h				
e \geq d gir A- og B-sone				
$C_{pe.10.A.1} := -1.2$	$C_{pe.10.D.1} := 0.8$	$HDforhold := \frac{h}{d1} = 0.83$	Regner med h/d=1.0	
$C_{pe.10.B.1} := -0.8$	$C_{pe.10.E.1} := -0.5$			

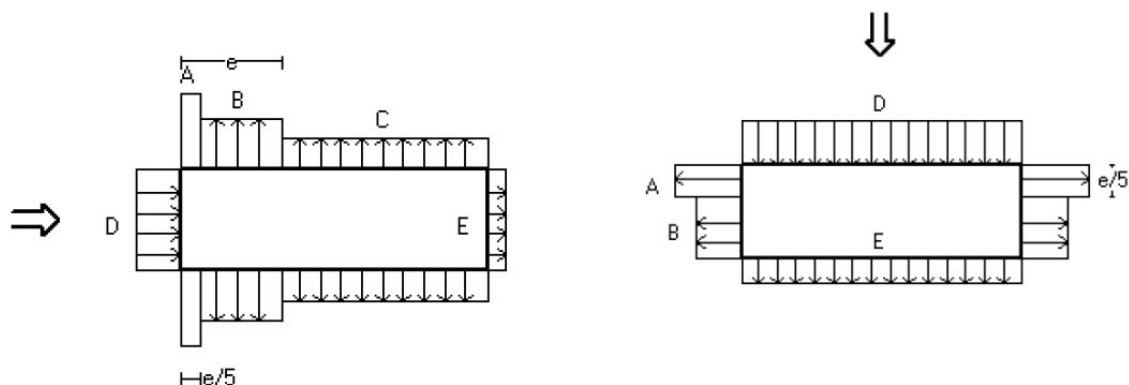
Figur 5.2 Formfaktorer - Langside

Formfaktor vegger - Kortside				$SoneA2 := \frac{e2}{5} = 2.96 \text{ m}$
$d2 := 66.2 \text{ m}$	$b2 := 14.8 \text{ m}$	$h := 12.28 \text{ m}$	$e2 := b2 = 14.8 \text{ m}$	$SoneB2 := \frac{4}{5} e2 = 11.84 \text{ m}$
e settes lik den minste av b og 2h				
e < d gir A-, B- og C-sone				
$C_{pe.10.A.2} := -1.2$	$C_{pe.10.D.2} := 0.7$	$C_{pe.10.C.2} := -0.5$	$SoneC2 := d2 - e2 = 51.4 \text{ m}$	
$C_{pe.10.B.2} := -0.8$	$C_{pe.10.E.2} := -0.3$	$HDforhold := \frac{h}{d2} = 0.185$	Regner med h/d < 0.25	

Figur 5.3 Formfaktorer - Kortside

I en ren forskyvningsberegning er det ingen hensikt i å legge inn vindkraften i vindsoner A, B og C for et rektangulært bygg. Det ettersom at de vil utligne hverandre og ikke gi utslag på forskyvningene. Vindsoner D og E gir forskyvninger og må legges inn, illustrert med figur 5.4. For beregning av innvendig vindtrykk settes C_{pi} lik det ugunstigste av 0.2 (trykk) og 0.3 (sug) etter 7.3 Merknad 2 [5]. Siden bygget ikke har andre åpninger enn moderate dører og

vinduer vil innvendig vindlast virke like mye på hver vegg. De innvendige vindlastene utligner hverandre, derav er det ikke nødvendig å modellere de inn i V-skive. Likt som for vindsone A, B og C.



Figur 5.4: Illustrasjon av vindsoner

Vindlastene vil en omgjøre slik at de virker som linjelaster som treffer etasjeskillerne. For å finne riktig lastintensitet må en multiplisere ut vindlastene for sone D og E med lastbredden, som da vil være høyden mellom etasjeskillerne. Fullstendig beregningsgang er vist i vedlegg 16. Vindlastene omgjort til linjelaster er de faktiske lastene som legges inn i V-skive.

5.1.2 Utbøyning

Endelig krav til utbøyning anbefales å settes mellom $l/1000$ og $l/500$, og er et krav satt i bruksgrensetilstand. Kravet baseres på anbefalinger fra Betongelementboken Bind B 12.5.6 side 157 og 161 [25], og er ikke et krav satt i det norske regelverket. At en ikke har konkrete krav til maksimal utbøyning i det norske regelverket gjør at kravene som blir brukt varierer stort. Det blir i Betongelementboken nevnt at kravene som har blitt stilt i prosjekter varierer fra $l/2000$ til $l/400$. De horisontale forskyvningene fra beregningene er så lave at de vil holde kravet på $l/1000$. For bygg med lav konsekvensklasse ser en vekk fra utbøyningskontroller, gitt at 2. ordens effekter ikke er aktuelt. Det er horisontal forskyvning av de vertikale skivene som må kontrolleres opp mot kravet. Skivene er kontinuerlige og «l» settes til hele høyden av skivene. Resultater presentert under er hentet fra beregningene i V-skive vedlegg 10 og 12.

Maksimal horisontal forskyvning [mm]	
Krav til utbøyning – $l/2000$	6.14
Krav til utbøyning – $l/1000$	12.28
Forenklet modell	1.4
Modell med faktisk avstivning	2.2

Tabell 5.2: Utbøyning i bruksgrense

Hvis en ønsker å finne ut hvor behagelig bygget er med hensyn på bevegelser må en se på akselerasjonen til forskyvningene. Det er selve akselerasjonen av forskyvningene som vil stå for majoriteten av følt ubehag, og ikke forskyvningen alene. Det er de dynamiske egenskapene til konstruksjonen som vil bestemme akselerasjonen av forskyvningene. Derav vil kartlegging av akselerasjonen til forskyvningene kreve en dynamisk forskyvningsberegning.

5.2 Modellering av vindlaster

Vindlaster er behandlet både i V-skive av Ove sletten og i FEM-design. Beskrivelse av modelleringen er beskrevet tidligere for begge programmene. I V-skive er det brukt modellen med den faktiske avstivningen, altså alle vegger med tilhørende utsparinger.

5.2.1 V-skive

Vindlastene vil en omgjøre slik at de virker som linjelaster som treffer etasjeskillerne. For å finne riktig lastintensitet må en gange ut vindlastene for sone D og E med lastbredden, som da vil være høyden mellom etasjeskillerne. Fullstendig beregningsgang vist i vedlegg 16. Vindlastene omgjort til linjelaster er de faktiske lastene som legges inn i V-skive.

Resultantkrefter skive 10 vindlast	
Moment	6669 kNm
Horisontal opplager (skjær)	989 kN

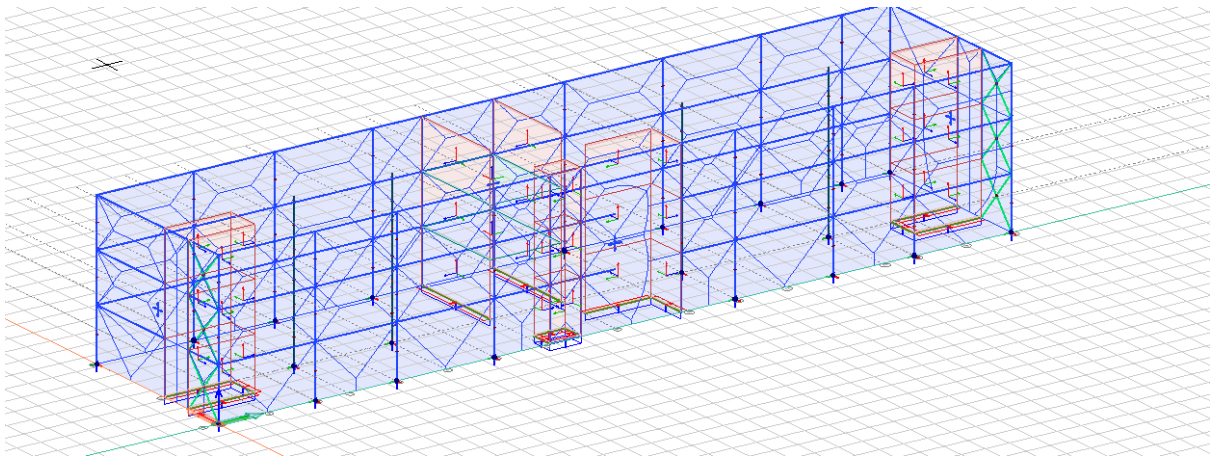
Tabell 5.3: Resultantkrefter fra V-skive. Skive 10

Resultantkrefter skive 15 vindlast	
Moment	527 kNm
Horisontal opplager (skjær)	65.2 kN

Tabell 5.4: Resultantkrefter fra V-skive. Skive 15

5.2.2 FEM-design

Det ble foretatt en opptegning av vindlastene på bygget hvor lasten ble lagt inn som flatelaster. FEM-design modellen er tegnet opp etter bæresystemet og har derfor ingen form for kledning som fordeler flatelasten over til dekkene og deretter til skivene. For å få til denne fordelingen av flatelast ble funksjonen «Cover» benyttet. Dette gir mulighet for å legge inn stive veggelementer som sprer flatelasten inn på dekkene, disse veggelementene blir liggende som rutenett utenpå konstruksjonen som vist på figur 5.5.



Figur 5.5: Cover veggelementer i FEM-design

Det ble generert 4 lasttilfeller av vindlasten, to i X-retning og to i Y-retning. Innlagt i disse ble horisontale vindlaster lagt inn med sonene som beskrevet tidligere. Det ble så satt opp lastkombinasjoner i brudd- og bruksgrense, som vist på figur 5.6.

Load combinations

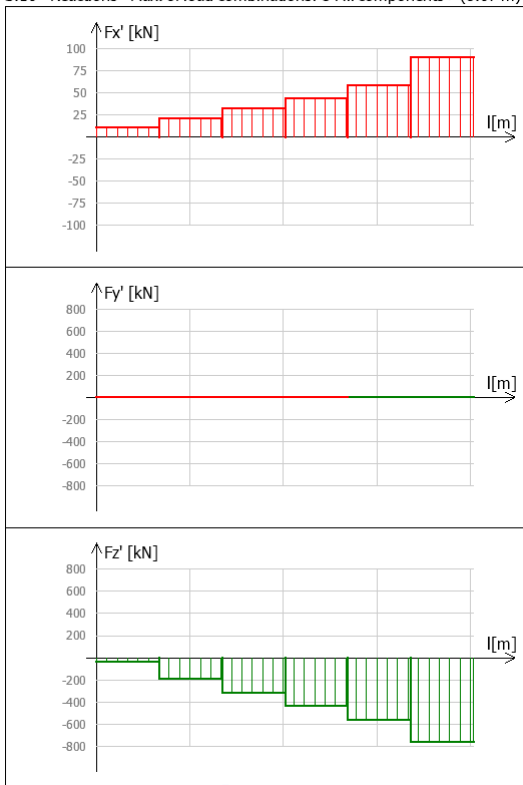
No	Name	Type	Factor	Included load cases
1	Vindlaster langsida 1 med nytte og egenlast brudd	U	1.50	Vind langsida 1
			1.20	prog egenvekt
			1.20	Egenvekt- beregnet
			1.05	Nyttelaster
2	Vindlaster langsida 2 med nytte og egenlast brudd	U	1.50	Vind langsida 2
			1.20	prog egenvekt
			1.20	Egenvekt- beregnet
			1.05	Nyttelaster
3	Vindlasterkortsida 1 med nytte og egenlast brudd	U	1.50	Vind kortsida 1
			1.20	prog egenvekt
			1.20	Egenvekt- beregnet
			1.05	Nyttelaster
4	Vindlaster kortsida 2 med nytte og egenlast brudd	U	1.50	Vind kortsida 2
			1.20	prog egenvekt
			1.20	Egenvekt- beregnet
			1.05	Nyttelaster
5	Vindlaster langsida 1 bruks	Sc	1.00	Vind langsida 1
6	Vindlaster langsida 2 bruks	Sc	1.00	Vind langsida 2
7	Vindlaster kortsida 1 bruks	Sc	1.00	Vind kortsida 1
8	Vindlaster kortsida 2 bruks	Sc	1.00	Vind kortsida 2

Figur 5.6: Lastkombinasjoner for vindlast i FEM-design

Som en ser av utklippet er det bare medtatt bruksgrensefaktorer fra ligning 6.10b i Eurokoden[2], dette for å maksimere momenter i bunn av skivene påsatt fra vindlastene.

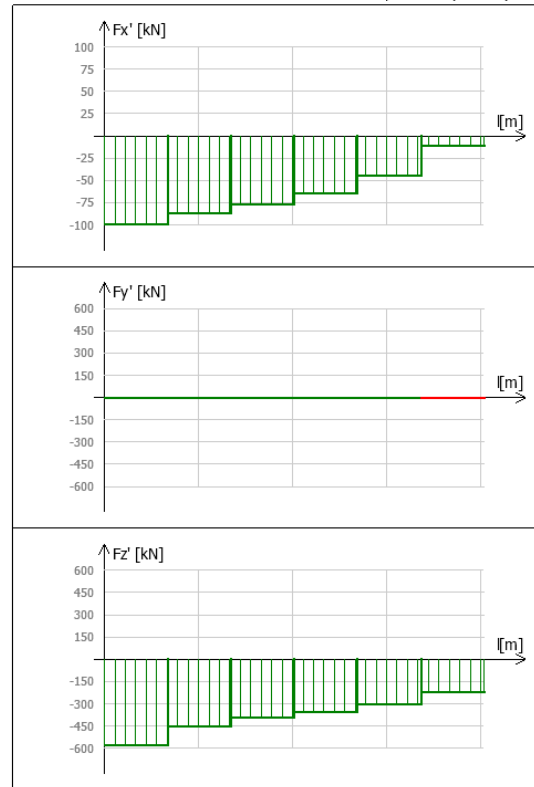
For hver av opplagerreaksjonene ble det tegnet to tilfeller, ettersom vind kan virke fra begge retninger.

S.10 - Reactions - Max. of load combinations: U All components+ (8.07 m)



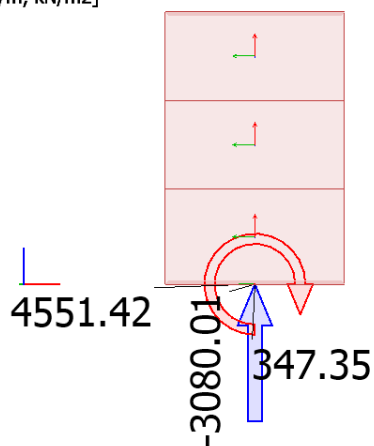
Figur 5.7: Opplagerreaksjoner for vindlaster skive 10 første sett

S.10 - Reactions - Max. of load combinations: U All components- (8.07 m)



Figur 5.8: Opplagerreaksjoner for vindlaster skive 10 andre sett

Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Ultimate - Reactions - All components+ -
 [kN, kNm, kN/m, kNm/m, kN/m²]

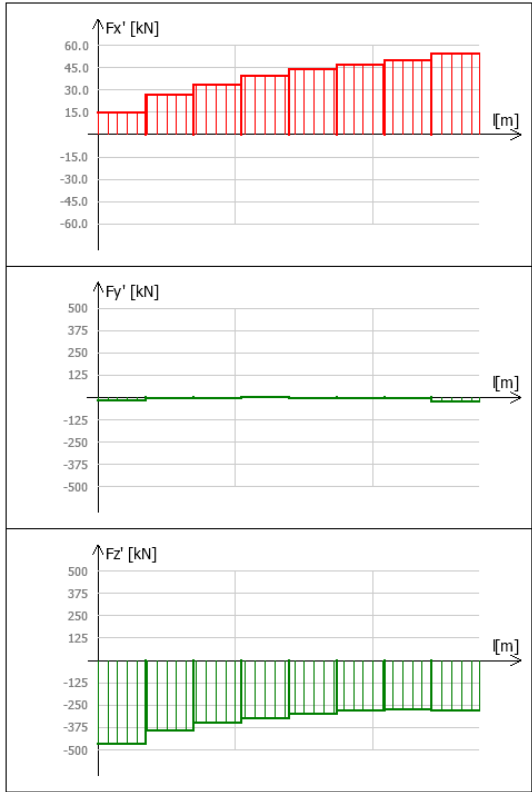


Figur 5.9: Resultantkrefter i bunn av skive 10, vindlaster

Resultantkrefter skive 10 Vindlast	
Moment	4551 kNm
Horisontal opplager (skjær)	347 kN

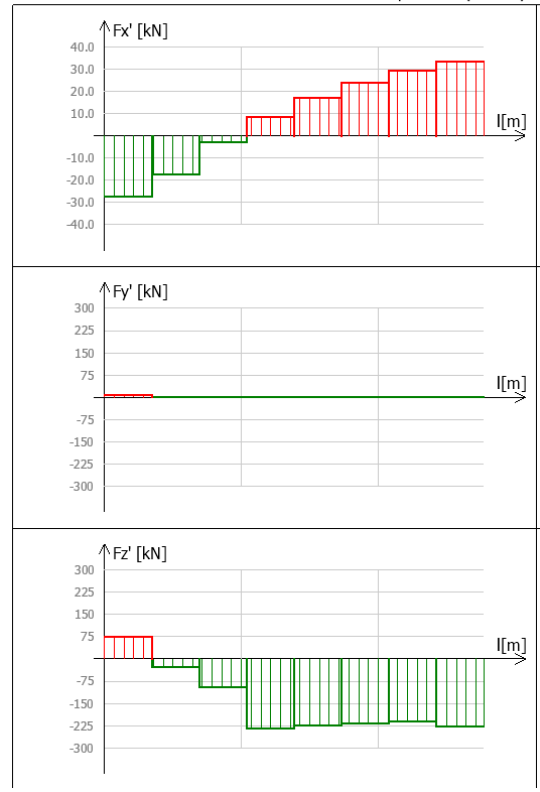
Tabell 5.5: Resultantkrefter skive 10, vindlast

S.15 - Reactions - Max. of load combinations: U All components+ (5.55 m)



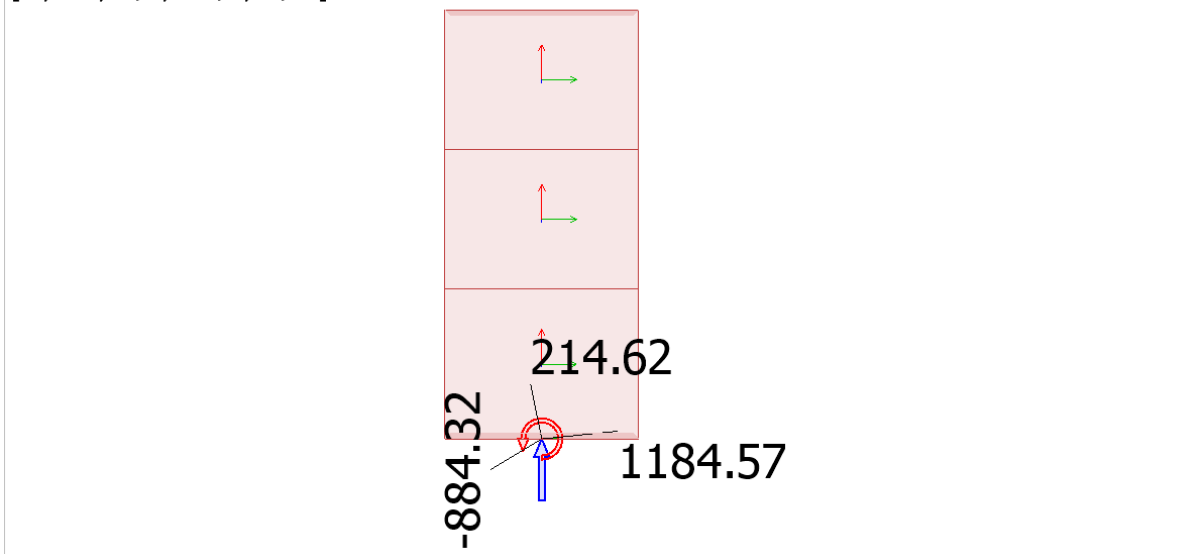
Figur 5.10: Opplagerreaksjoner for vindlaster skive 15 første sett

S.15 - Reactions - Max. of load combinations: U All components- (5.55 m)



Figur 5.11: Opplagerreaksjoner for vindlaster skive 15 andre sett

Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Ultimate - Reactions - All components+ - [kN, kNm, kN/m, kNm/m, kN/m²]



Figur 5.12: Resultantkrefter i bunn av skive 15 Vindlaster

Resultantkrefter skive 15 Vindlast	
Moment	1185 kNm
Horisontal opplager (skjær)	215 kN

Tabell 5.6: Resultanter skive 15 vindlast

5.3 Sammenligning av modeller

Det er flere årsaker til differansen i resultantkrefter mellom FEM-design og V-skive. Kreftene er beregnet på ulikt grunnlag. Resultatene fra V-skive hentet på grunnlag av vindlastene alene, mens i FEM-design er tatt hensyn til lastkombinasjoner med lastfaktorer fra bruddgrensetilstand. Men det anses likevel tilstrekkelig å bruke resultatene til en sammenligning, i og med at andre laster i lastkombinasjonen brukt i FEM-design har mindre innvirkning på momentet. Disse andre lastene har heller ingen innvirkning på skjærkraften.

Sammenligning av vindlaster Skive 10			
Betraktet lastvirkning	V-skive	FEM-design	Differanse
Moment [kNm]	6669	4551	2118
Skjærkraft [kN]	989	347	642

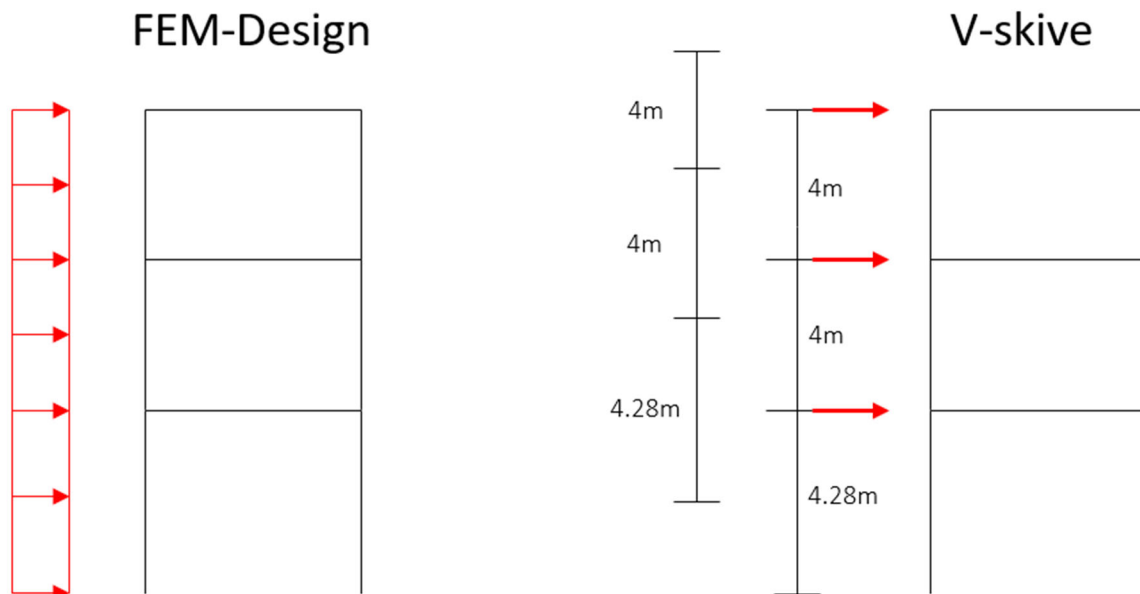
Tabell 5.7: Sammenligning av vindlaster skive 10

Slik det fremkommer av tabellen over at det er en betydelig forskjell i skjærkreftene i skive 10 for de to modellene. Differansen i momenter er mindre markant, men ikke neglisjerbare.

Sammenligning av vindlaster Skive 15			
Betraktet lastvirkning	V-skive	FEM-design	Differanse
Moment [kNm]	527	1185	658
Skjærkraft [kN]	65.2	215	149.8

Tabell 5.8: Sammenligning av vindlaster skive 15

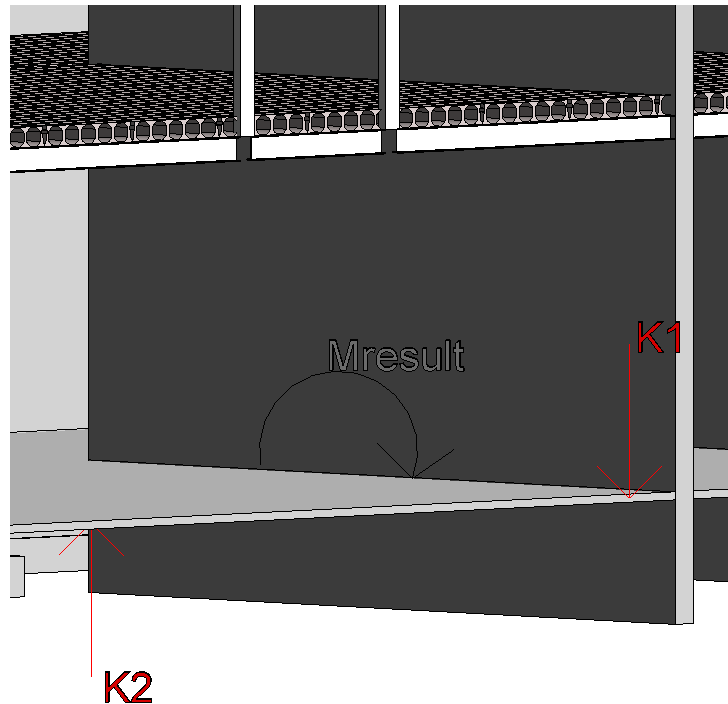
For resultatene fra FEM-design på skive 15 fremgår det at den største lasten påføres på grunn av sug fra sone A og B. Det fremkommer av tabellene over at det er stor forskjell i skjærkraft og moment. Det skyldes at vindlastene som virker på bygget på tvers av vindretningen vil ha innvirkning i FEM-design. Suget som oppstår i A-, B- og C-sonen vil ikke påvirke resultatene i V-skive siden de horisontale skivene antas uendelig stive.



Figur 5.13 Lastbilde ulike modelleringsmetoder for vindlast

I V-skive ble det benyttet linjelaster med angrepspunkt ved etasjeskillerene. For å gjøre om flatelasten til linjelast multipliseres styrken av flatelasten med lastbredden, som i dette tilfellet blir etasjehøyden. Når en antar at linjelastene treffer etasjeskillerene øker en i praksis armen til lastene med en halv etasjehøyde. I FEM-design er den reelle høyden og bredden som angir arealet og videre armen til flatelasten. Dette resulterer i at de to lastbildene gir ulike momenter. Hvor linjelastene resulterer i større momenter ved bunnen av de vertikale skivene. Hvordan vindlastene er modellert inn bidrar altså til differansen i momentene i de vertikale skivene.

Videre vil differansen i modellene fra de to programmene ulikt håndtere hvordan lastoverføringer foregår mellom elementer. Den romlige figuren i FEM-design vil kunne få overført momenter fra dekket inn på skiven, og fra skiven inn på dekket til tross for leddet forbindelse.



Figur 5.14: Illustrasjon- overføring av momenter mellom vegg og dekke

Dette skjer gjennom kreftene ($K1/K2$) som danner et kraftpar og overfører et moment (M_{result}) mellom dekket og skiven som vist på figur 5.14. I V-skive antas dekket å være uendelig stift, dermed vil dermed overføre horisontale krefter til skivene og ikke momenter. På grunn av disse effektene er det forventet en viss differanse i momenter i bunn.

Det forventes også en differanse i skjærkrefter i bunn av skivene ettersom modellenes utgangspunkt for å overføre horisontale krefter til grunn er noe annerledes. For V-skive er det kun de vertikale skivene som kobles mot grunnen og all skjærkraft må da gå gjennom disse. For FEM-design modellen er det et betydelig antall søyler i tillegg til veggene som kan være med på å ta noe av skjærkreftene.

De ulike programmene gir altså ulike resultater for moment og skjærkraft mhp. vindlast. Disse differansene kommer av forutsetninger i programmene som må tas i betraktning før man anvender verdiene til dimensjonering. Resultatene er likevel i samme størrelsesorden, på den måten at det ikke forekommer betydelige avvik i verdiene. På den måten kan verdiene fra V-skive bekrefte at beregningen i FEM-design er akseptabel. Dermed er grunnlaget lagt for å kunne sammenligne FEM-designs resultater for vind- og jordskjelvløstet.

6. Sammenligning av seismiske laster og vindlaster

Sammenligningen av vind og seismiske laster gjennomføres her på grunnlag av opptredende resultantkrefter i skivene. I og med armeringsbehovet pga. seismiske laster i stor grad tilsvarer minimumsarmering, vil det være lite hensiktsmessig å sammenligne armeringsmengder på grunnlag av seismiske laster opp mot vindlaster. Det er derfor valgt å sammenligne resultantkrefter i opplagere slik at det kan beregnes forholdstall som gir tydelige indikasjoner på størrelsesordenen mellom vindlaster og de seismiske lastene.

I kapittel 4 og 5 ble opplagerkrefter fra skive 10 og 15 studert. Under følger resultater fra sammenligning av disse to skivene. Det er ikke foretatt en beregning av forholdstall for den vertikale resultantkraften, det ettersom det kan oppstå trykk ved vindlasten og strekk ved den seismiske lasten og et forholdstall sier lite i den sammenhengen.

Sammenligning av skive 10			
Betraktet lastvirkning	Seismikk	Vind	Forholdstall
Moment [kNm]	8498	4551	1.87
Skjærkraft [kN]	711	347	2.05

Tabell 6.1: Sammenligning av vind og seismikk skive 10

Når kreftene virker langs med Y-aksen, altså når lastene treffer langsiden av bygget, ser man av forholdstallene for de to referanseskivene at den seismiske lasten gir et moment som er nesten det dobbelte av størrelsen til vindlastens moment.

Sammenligning av skive 15			
Betraktet lastvirkning	Seismikk	Vind	Forholdstall
Moment [kNm]	3698	1185	3.12
Skjærkraft [kN]	630	215	2.93

Tabell 6.2: Sammenligning av vind og seismikk skive 15

Når kreftene virker på kortsiden blir forholdstallet over 3 ved sammenligning av skive 15.

Ettersom kreftene fra vind og jordskjelv virker forskjellig på konstruksjonen vil det ikke være tilstrekkelig å kontrollere bare 1 skive i hver retning. Det kontrolleres derfor alle skiver og beregnes gjennomsnittet av forholdstallene i X- og Y-retning som vist i vedlegg 18.

Sammenligning av alle betongskiver		
Betraktet lastvirkning	Forholdstall- for skiver i X- retning	Forholdstall- for skiver i Y- retning
Moment [kNm]	6,6	2,0
Skjærkraft [kN]	4,8	1,6

Tabell 6.3: Sammenligning av vind og seismikk gjennomsnitt

Av tabell 6.3 fremkommer det at jordskjelvlaster vil gi opplagerreaksjoner på Lunde skole som er dobbelt så stor som opplagerreaksjonen forårsaket vindlasten mot langsiden. Mot kortsiden hvor vindlasten har mindre angrepsflate blir dette forholdet over 5 ganger så stort. Det er viktig å merke seg at det gjennomsnittlige forholdstallet ikke alltid vil gjenspeilet forholdet mellom kreftene i hver enkelt skive. Det medfører at denne fremstillingen av gjennomsnittlige forholdstall ikke gir et korrekt tilfelle for de enkelte skivene ved dimensjonering, men de kan samtidig være nyttige nøkkeltall ved en mer helhetlig vurdering.

7. Diskusjon

I utgangspunktet er størrelsen på både jordskjelvets grunnverdi og vindhastighetstrykket uavhengig av hvilken horisontalretning som betraktes. Når de stedlige verdiene for jordskjelvet er bestemt er det utformingen til avstivningssystemet, i form av egenperioden, som avgjør hvor stor jordskjelvlastene som tas opp av konstruksjonen blir. Men for vinden er det utvendig overflate som avgjør størrelsen på lastene. Dette medfører at differansen mellom jordskjelv- og vindlast kan bli stor og variere mellom retningene.

Det kan virke som at jordskjelvlasten er lik i begge retninger, men det er ikke helt korrekt med tanke på den retningsavhengige egenperioden som bestemmer responspektret. Egenperioden varierer i de ulike retningene pga. irregularitet i plan. Jordskjelvkraftene som oppstår ved fundamentnivå uttrykkes ved en variant av Newtons 2. lov som benyttet i utelatelteskriterium 4;

$$F_b = m * S_d(T) * \lambda$$

Når man beregner krefter i de ulike retningene med denne formelen vil responspektret $S_d(T)$ variere, mens massen og reduksjonsfaktoren forblir uendret.

For Lunde skole varierer egenperioden lite i de ulike retningene, og dermed blir de totale jordskjelvlastene noenlunde like. Resultatene fra beregning av horisontalkraft ved fundamentnivå, punkt 3.3.1, viser følgende jordskjelvkrefter:

$$F_{bx} = 2219 \text{ kN}$$
$$F_{by} = 2378 \text{ kN}.$$

Når man ser på vindlaster vil, i de fleste tilfeller, totalkraftene variere i de ulike horisontalretningene. Det kan være fordi bygget har ulik lengde på veggene slik at arealet som tar opp vinden er større i den ene retningen enn i den andre. Eller det kan være at vind er et større problem i den ene retningen på grunn av takvinkling, fallvinder, åser o.l. For eksempel vil et langt og smalt bygg få store vindlaster på langsiden og små vindlaster på kortsiden, noe som er tilfelle for Lunde skole med vindlastene:

$$V_x = 226 \text{ kN}$$
$$V_y = 1315 \text{ kN}$$

Slik resultatene fra sammenligningen i kapittel 6 viser vil jordskjelvlastene gi den desidert største belastning på konstruksjonen. Gjennomsnittet av skivenes forholdstall i x-retning gir at jordskjelv tilsvarende 6,6 ganger vind. Dette er i stor kontrast til skivene i y-retning hvor det gjennomsnittlige forholdstallet er 2. Altså er differansen mellom forholdet i de ulike retningene stor.

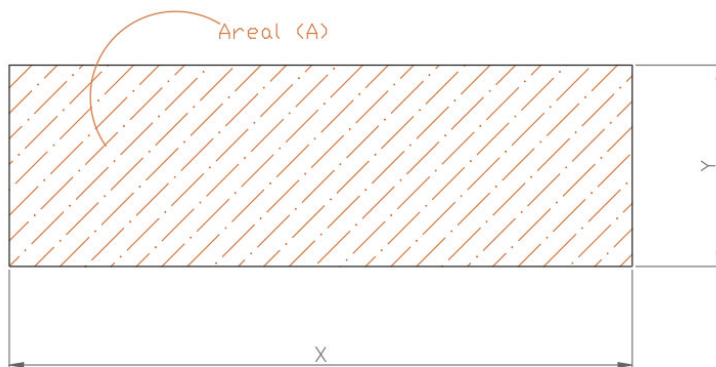
På bakgrunn av at det samme avstivningssystemet skal ta opp begge lasttypene, medfører dette at utnyttelsen av skivene vil variere stort i bruddgrense. Av resultatene for Lunde skole ser man at vindlastene mot langsiden, altså i y-retning, er gjennomsnittlig halvparten av størrelsen til jordskjelvlastene. Da har man en brukbar utnyttelse av avstivningen når vinden blåser. Men på kortsiden med lavere vindlast er jordskjelvlasten 6 ganger så stor og dermed er det meget lav utnyttelse av avstivningen. Med andre ord vil en vesentlig mengde av de avstivende delene i retningen med lite vind bli stående uten å bli utnyttet, inntil et jordskjelv inntreffer.

Grunnen til at det er interessant å se på utnyttelsen i bruddgrense, er at bruddgrensesituasjonen er en lastkombinasjon av laster som inntreffer regelmessig, dog ikke alltid med den størrelsen lastfaktoren gir. Når man sammenligner jordskjelvlaster og vindlaster slik som i kapittel 6, må det tas i betraktning at disse er i forskjellige grensetilstander. Det er av denne grunn forventet høyere krefter fra de seismiske ulykkeslastene som på grunn av ulykkestilstanden tillates en høyere utnyttelse av konstruksjonens komponenter.

Hvis jordskjelvlaster kunne utelates ville sannsynligvis bruddgrensesituasjonen vært dimensjonerende. Det avstivende systemet vil da kunne bli basert og optimalisert mhp. vindlaster. Som følge av lengde og breddeforhold på bygget vil nødvendig avstivning i de forskjellige retningene kunne variere stort. En kan altså sette opp et avstivningssystem med høy utnyttelsesgrad for vindlastene hvilket medfører et økonomisk bygg.

Dersom tilfellet er at de seismiske lastene skal medtas vil det være ønskelig å minimere kostnadene. Jo høyere utnyttelsen i bruddgrense er, altså jo mindre ytterligere tiltak som må innføres, desto mindre blir kostnadsdifferansen. For at et avstivende system ikke skal behøve store ytterligere tiltak og forsterkninger mhp. jordskjelvlaster må differansen mellom laster som behøver avstivning minimeres. Spørsmålet blir da hvordan en oppnår dette.

En kan se for seg et bygg med sidekanter med lengdene X, og Y med areal (A).



Figur 7.1: Teoretisk form av bygg

Massen ($m_{fordelt}$ ses forenklet på som jevnt fordelt.

Fra beregningene om første egenperiode foretatt for Lunde skole ser en at lengdeforskjeller ikke er av betydning og at kreftene som må opptas blir tilnærmet lik i begge retninger. Dette gjelder generelt ettersom jordskjelvkreftene (forenklet vil aksellerere massene likt i begge retninger og belastningen blir lik. Kapasitetsmessig må da avstivende vegger være tilnærmet like som medfører like egensvingningsperioder og horisontale krefter ved fundament. Hvis en legger forenklingen om like jordskjelvkrefter i begge retninger til grunn kan en uttrykke jordskjelvlasten som en funksjon kun avhengig av massen, som igjen er avhengig av arealet.

Uttrykket for kraften fra jordskjelv blir da som følger:

$$F_{jordskjelv} = m * a_{jordskjelv}$$

$$m = m_{fordelt} * A$$

og hvis vindens intensitet antas lik i alle retninger, vil en forenklet betraktning av vindlasten hvor en bare betrakter trykksonen, gi oss en resultantkraft som følger:

$$F_{vind1} = q * x * H$$

$$F_{vind2} = q * y * H$$

Hvor: H er byggets høyde
 q er vindens flatelast

Et optimalt tilfelle ville vært hvor vindlaster og jordskjelvlastene er av lik størrelse. Dette ville medført at F_{vind1} og F_{vind2} blir like:

$$\begin{aligned} F_{vind1} &= F_{vind2} \\ q * x * H &= q * y * H \\ x &= y \end{aligned}$$

En er da avhengig av at bygget er kvadratisk for at det skal være mulig å oppnå den optimale situasjonen. Ved å sette F_{vind} lik $F_{jordskjelv}$ kommer en frem til følgende:

$$F_{vind} = F_{jordskjelv}$$

$$q * x * H = m_{fordelt} * A * a_{jordskjelv}$$

$$\frac{H}{x} = \frac{m_{fordelt} * a_g}{q}$$

En ser av utledningen over at høyde og breddeforholdet vil virke bestemmende på hvorvidt en kan oppnå lik utnyttelse fra vind og jordskjelv. En forenkling som til nå ikke er nevnt med denne modellen er at den fordelte massen ($m_{fordelt}$) ikke er konstant uavhengig av byggets høyde. Det er derfor ikke så enkelt som at ved et visst høyde-breddeforhold vil lastene bli like. Men forenklingen viser allikevel en høyst reell tendens ettersom vindlast ikke er lineært økende i høyden, mens vekten vil øke tilnærmet lineært. Denne modellen med et høyde-breddeforhold vil derfor ikke gi det faktiske konvergensområdet for de to lastene, men i likhet med de faktiske forholdene vise at det er et konvergensområde.

Det interessante med disse resultatene er at en må ha et bygg som er tilnærmet kvadratisk for å ha mulighet til å oppnå likhet i vind og jordskjelvlaster. Ved en gjennomtenkt vurdering av plassering til vertikale skiver vil et kvadratisk bygg også oppfylle alle krav til regularitet. På den måten ser man en potensiell økonomisk gevinst ved å oppfylle krav til regularitet. Dersom en oppnår et bygg hvor vind- og jordskjelvlaster er like vil også utelatelseskriterium 4 kunne oppfylles. En ser derfor at ved å oppfylle krav til regularitet oppnår man et mer økonomisk bygg med tanke på utnyttelsesgrader i tillegg til enklere beregningsgang.

Som utledningen over viser kan høyden på bygget avgjøre omfanget til jordskjelvlaster. Hvis bygget er lavt vil veggarealet og vindfanget bli lite. Men hvis man øker høyden på bygget og medfølgende øker vindlastene, vil vindlastene ved en viss høyde kunne bli større enn jordskjelvlaster. På et høyere bygg kan man kunne oppnå en mindre differanse mellom jordskjelvlaster og vindlaster, og man får da høyere utnyttelsesgrad av avstivningen når det blåser. Med økende høyde vil også egenperioden øke og dermed vil jordskjelvlaster påvirkes, men vindlastene vil øke i større grad. Både veggareal og vindhastighetstrykket øker i henhold til hastighetstrykkprofil når bygget blir høyere. Hvordan vindhastighetstrykket øker med økende høyde kommer til uttrykk i standard for vindlaster punkt 7.2.2(1) [5].

Standard Norge publiserte i 2015 en artikkel hvor det ble diskutert rundt utfordringer knyttet til kravet om dimensjonering for jordskjelv. Bak artikkelen står representanter fra Standard Norge, NORSAR og RIF. Følgende sitat er hentet fra artikkelen:

«Etter at vi her i landet innførte krav til dimensjonering for jordskjelvlaster for ti år siden, har det vært mindre spillerom for arkitektonisk utforming. Jordskjelvkraftene er i mange områder av landet avgjørende for dimensjonering og plassering av avstivning i byggene, ettersom kraftene fra jordskjelv ofte er større enn kraftene fra vind. Dette kan øke kostnadene for råbygget betydelig. I tillegg kan kostnadene til pæling og andre former for fundamentering øke. I

andre deler av Norge er jordskjelvaktiviteten lavere. Da kan man bruke kriterier som utelater dimensjonering for jordskjelv. God presisjon i nivået på horisontal akselerasjon og nøyaktig geografisk angivelse er nødvendig. Da kan man på den ene siden bygge og prosjektere sikre bygg utsatt for jordskjelv, og på den andre siden være trygg når man utelater seismisk dimensjonering.» [27]

Hvorvidt forfatterne sikter til konstruksjoner med ekstraordinær og spektakulær arkitektur, når det uttrykkes om mindre spillerom for arkitektonisk utforming er usikkert. Det som er sikkert er at den grunnleggende arkitekturen, i form av lengde-, bredde- og høydeforhold, samt plassering av avstivende elementer, har stor effekt på hvordan jordskjelvkravet slår ut.

Når man ser på konsekvenser og omfang av beregning av seismiske laster, kan det være aktuelt å se på løsninger for å kunne utelate den seismiske beregningen. For å oppnå det må den seismiske lasten reduseres. Ved å «myke opp» bygget vil man få en større egenperiode og de seismiske lastene blir mindre. Dette kan gjøres ved å legge inn vertikale fuger i skivene. Da blir stivheten til den aktuelle skiven betydelig redusert. På samme måte som tverrsnittet til en bjelke har et treghetsmoment som avhenger av bjelkens høyde og elementenes avstand fra tyngdepunktet, vil skivens stivhet kunne beregnes ut fra dens treghetsmoment. Hvis skiven ikke har annen funksjon enn å gi nettopp stivhet, kan man vurdere å ta vekk skiven for å redusere egenperioden. Men med en lavere stivhet vil bygget pådra seg større forskyvninger. Utbøyningen i topp er en direkte konsekvens av redusert stivhet. For de fleste konstruksjoner foreligger det stort sett et krav, eller et anbefalt krav, til maksimal utbøyning som følge av påkjenning av horisontallaster i bruksgrense. For Lunde skole ser man i resultatene fra beregning av utbøyning i bruksgrense (kapittel 5.2) at den beregnede utbøyningen er lav og bare tilsvarer en fjerdedel av det strengeste kravet betongelementboken foreslår. Her kunne det vært interessant å legge inn én eller flere vertikale fuger for å se om et av utelatelseskriteriene ble oppfylt, uten å overskride kravet for utbøyning.

Det å ta vekk skiver for å redusere stivheten kan gå på bekostning av andre funksjoner skiven har. Mange skiver benyttes for å oppfylle krav for brannsikkerhet, lydisolering eller andre komfortkrav som f. eks utbøyning. Ved å ta vekk skiver for å redusere jordskjelvlastene, vil disse kravene kreve andre løsninger. På denne måten kan jordskjelvlastene ha direkte innvirkning på arkitektoniske valg i form av planløsninger, komfort- og sikkerhetskrav.

Til nettavisen «bygg.no» forteller den geotekniske konsulenten Hans Petter Jensen hvordan han mener jordskjelvkravene har «tatt helt av»[28]. Han mener Norge, i likhet med Sverige, burde søkt om dispensasjon fra EU-regelverket som omhandler jordskjelv. Lav seismisitet i Norge og høye utgifter knyttet til lastreduserende tiltak for jordskjelv er det han legger til grunn for påstanden. Jensen erfarer at det dukker opp ulike løsninger på uavhengige

prosjekter hvor man i utgangspunktet har like forhold, og at dette skaper utfordringer i kombinasjon med kravet om eksternkontroll og en mangel på geoteknikere. Jensen har over 25 års erfaring som geoteknisk rådgiver og mener mange i bransjen deler hans syn på jordskjelvkravet.

Når man ser hvor stor betydning avstivende komponenter og byggets geometri har for størrelsen på jordskjelvlastene, blir det viktig å kjenne konsekvensene gjennom den totale prosjekteringen. Veloverveide valg innledningsvis vil ha stor effekt. Dette vil kunne oppnås ved tidlig involvering av RIB (rådgivende ingeniør bygg) og RIG (rådgivende ingeniør geoteknikk). F.eks totalentrepriseprosjekter vil det være fordelaktig for budgivere å finne kostnadsbesparende tiltak for å kunne vinne anbudskonkurransen. Dette kan gjøres ved å justere forutsetningene slik at lastene blir mindre.

Resultatene fra beregningen av Lunde skole og den påfølgende drøftingen underbygger påstandene som kommer fram i artikkelen til Standard Norge. Sammenligningen mellom vind og jordskjelv for Lunde skole kan tolkes dithen at byggets form er avgjørende for størrelsen på jordskjelvlastene og utnyttelsesforholdet for vindlast. Det vil være ønskelig å ha vindlaster som ikke avviker stort fra jordskjelvlastene. Dette oppnås blant annet ved å forme bygget slik vindkraftene er like store i begge himmelretninger. En mykt bygg vil gi lavere jordskjelvlaster, men dette går på bekostning av andre krav. Selv om Lunde skole er i grunntype A og har god regularitet i plan, i form av masse- og stivhetssenter, er utelatelseskriteriene overskredet med god margin. I tillegg til seismisk klasse og geografisk lokasjon er altså byggets geometri utslagsgivende for håndtering av jordskjelvlastene.

8. Konklusjon

Lunde skole oppfylte ingen av utelatelseskriteriene og det måtte påvises kapasitet for seismiske laster. Det ble valgt å gjøre en modal analyse i programmet FEM-design. Resultatene viser at konstruksjonen, i form av de vertikale skivene, har god kapasitet for de seismiske lastene, hvor det i stor grad armeres med minimumsarmering. Kraftene som føres ned på fundament er på et akseptabelt nivå.

For å se på forholdet mellom vindlast og jordskjelvlast, ble det valgt å sammenligne momentet som opptrer i bunnen av skivene som følge av de respektive lastene. Av dette kan det konkluderes med at jordskjelvlastene er betydelig større enn vindlastene. Lengdeforholdet på bygget spiller en viktig rolle for hvor store jordskjelvlastene blir i forhold til vindlastene. Kravet om påvisning av kapasitet for seismiske laster er omdiskutert, og dette har blitt knyttet opp mot resultatene fra Lunde skole.

9. Referanseliste

- [1] H. B. o. Eiendom, «Lunde Barneskole 2016-2017,» [Online]. Tilgjengelig: <http://hbe.as/prosjekter/pagaende-prosjekter/lunde-skole-2/>, Hentet: 08.04.2019.
- [2] S. Norge, *Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner* (Norsk standard). Standard Norge, 2016.
- [3] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger* (Norsk standard). Oslo: Standard Norge, 2019.
- [4] *Eurokode 1: : Laster på konstruksjoner. Del 1-3. Allmenne laster. Snølaster = Eurocode 1: Actions on structures : Part 1-3: General actions, Snow loads* (Norsk standard). Oslo: Standard Norge, 2008.
- [5] N. Standard, *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner = Eurocode 1: Actions on structures. Part 1-4: General actions. Wind actions : Del 1-4 : Allmenne laster. Vindlaster* (Norsk standard). Lysaker: Standard Norge, 2009.
- [6] *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner = Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings : Del 1-1 : Allmenne regler og regler for bygninger* (Norsk standard). Lysaker: Standard Norge, 2008.
- [7] *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning: Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger* (Norsk standard). Lysaker: Standard Norge, 2014.
- [8] H. D. Young, *Sears and Zemansky's university physics : with modern physics*, 13th edition, Global edition. utg. (University physics). Essex: Pearson, 2010.
- [9] Strusoft, «FEM-Design User's Guide,», 2010.
- [10] S. S. Rao, *Mechanical vibrations*, 5th ed.in SI Units. utg. (Always learning). Singapore: Pearson/Prentice Hall, 2011.
- [11] A. S. Elnashai, *Fundamentals of earthquake engineering : from source to fragility*, L. Di Sarno og O.-s. Kwon, red., 2nd ed. utg. Chichester, England: Wiley, 2015. [Online]. Tilgjengelig, Hentet: Access Date.
- [12] T. E. Martinsen, «(Det får være) måte på jordskjelvdimensjonering,» 2015.
- [13] A. K. Chopra, *Dynamics of structures : theory and applications to earthquake engineering*, 4th ed. utg. (Prentice-Hall international series in civil engineering and engineering mechanics). Upper Saddle River, N.J: Prentice Hall, 2012.
- [14] P. K. Larsen, *Konstruksjonsteknikk - Laster og bæresystemer*. Vigmostad & Bjørke AS, 2014.
- [15] H. B. Fossen, Hilmar, «jordskjelv,» 2018. [Online]. Tilgjengelig: <https://snl.no/jordskjelv>, Hentet: 29. april.
- [16] S. Askheim, «Valdivian Earthquake,» 2009. [Online]. Tilgjengelig: https://snl.no/Valdivian_Earthquake, Hentet: 29. april 2019.
- [17] H. Bungum, «Jordskjelv - Store jordskjelv i Norge,» 2015. [Online]. Tilgjengelig: https://snl.no/jordskjelv - Store_jordskjelv_i_Norge, Hentet: 29. april.
- [18] H. Fossen, «Moment-magnitudeskala for jordskjelv,» 2017. [Online]. Tilgjengelig: https://snl.no/Moment-magnitudeskala_for_jordskjelv, Hentet: 29. april.
- [19] H. Fossen, «Seismisitet,» 2018. [Online]. Tilgjengelig: <https://snl.no/seismisitet>, Hentet: 28. mars.
- [20] Standard.no, «NS-EN 1998 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning,» 2019. [Online]. Tilgjengelig: <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/eurokode-8/>, Hentet: 28. mars.
- [21] H. Ormestad, «svingninger,» 2018. [Online]. Tilgjengelig: <https://snl.no/svingninger>, Hentet: 1. mai.
- [22] R. i. forening, *Dimensjonering for Jordskjelv- Veileder til NS-EN 1998-1:2004+NA:2008*. 2010.
- [23] O. Lohne, «Duktilitet,» 2018. [Online]. Tilgjengelig: <https://snl.no/duktilitet>, Hentet: 26. april.

- [24] Betongelementforeningen, *Betongelementboken Bind H- Dimensjonering for jordskjelv*. 2011.
- [25] Betongelementforeningen, *Betongelementboken Bind B - Avstivning og kraftoverføring*. GRØSET, 2016.
- [26] S. I. Sørensen, *Betongkonstruksjoner : beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*, 2. utg. utg. Trondheim: Akademika, 2013.
- [27] R. Sægrov, C. Lindholm, Ø. Løset og A. Soilammi, «Sløser vi penger på dimensjonering for jordskjelvlaster i Norge?», 2015. [Online]. Tilgjengelig: <https://www.standard.no/nyheter/nyhetsarkiv/bygg-anlegg-og-eiendom/2015/sloser-vi-penger-pa-dimensjonering-for-jordskjelvlaster-i-norge/>, Hentet: 11. mars.
- [28] J. Hindklev, «Rystes av jordskjelvkrav», 2012. [Online]. Tilgjengelig: <http://www.bygg.no/article/84996>, Hentet: 15. mars.

10. Vedleggsliste

Vedleggsnummer	Beskrivelse	Sidenummer
1	Utelatelseskriterier	1
2	Massesenter-Autocad	14
3	Kontroll regularitet	15
4	Masse- og stivhetscenter	21
5	Lunde skole-Fasade Nord og Vest	22
6	Lunde skole-Fasade Sør og Øst	23
7	Skivenummerering	24
8	3D-Lunde skole	25
9	Forskyvninger-bruddgrense u. utsparing	26
10	Forskyvninger-bruksgrense u. utsparing	48
11	Forskyvninger-bruddgrense m. utsparing	70
12	Forskyvninger-bruksgrense m. utsparing	91
13	Formel 4.9 utelatelseskriterier	112
14	Seismisk dokumentasjon FEM-design	134
15	Vindlast V-skive	193
16	Vindlaster for modellering	197
17	Betongekvivalenter til vindkryss	199
18	Forhold Vind og seismikk	201
19	Vindlaster dokumentasjon	202
20	Egenvektlaster for FEM-design	225