

## Svevende Arkitektur

Konseptuell design av moderne  
konstruksjoner

## Sebastian Backer Lemming

Bygg- og miljøteknikk (2-årig)

Innlevert: desember 2013

Hovedveileder: Anders Rönquist, KT

Medveileder: Bendik Manum, Fakultet for Arkitektur og Billedkunst

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for konstruksjonsteknikk





## MASTEROPPGAVE 2013

FAGOMRÅDE: Konseptuell design	DATO: 22.12.2013	ANTALL SIDER: 111
----------------------------------	---------------------	----------------------

TITTEL:

**Svevende Arkitektur**

Hovering Architecture

UTFØRT AV:

Sebastian Backer Lemming



SAMMENDRAG:

Noen bygninger har en arkitektur som har noe ekstra ved seg, som fanger blikket og ens nysgjerrighet. "svevende arkitektur" er ikke noen anerkjent arkitektonisk stilart som kategoriserer en type bygg. I denne oppgavens betegner det bygg som på en eller annen måte ser ut til å trosse gravitasjonen og får en til å undres på hvordan denne konstruksjonen er løst.

For å få en større forståelse for vikemåten til konstruksjoner som realiserer denne arkitekturen har bærekonstruksjoner blitt analysert og vurdert ved hjelp av tilgjengelig materiale, litteratur, overslags beregninger og beregningsprogram.

Gjennom analyser av tre realiserte referanseprosjekt med tilhørende innspirende prosjekter med likhetstrekk, har tre arkitektoniske hovedvirkemidler blitt identifisert. De tre er: utkragende konstruksjoner, kutt i volumet til en visuell tung bygning og uoversiktlige bæresystem.

Fag verk og rammekonstruksjoner konstruert med en overhøyde for å oppnå en god utnyttelse materialet og ønsket form er den mest benyttede løsningen for utkragende bærekonstruksjoner. Smale utkragende konstruksjoners med avstivende system i planet for å hindre utknekking gir korte egensvingeperioder som kan resultere i store seismiske laster. Det uoversiktlige bæresystemene viser utfordringer ovenfor seismiske laster grunnet skiftende plassering av den avstivende konstruksjonen. Felles for de fleste konstruksjonene bak den "svevende arkitekturen" er at enkelte konstruksjonsdeler får en høyere konsentrasjoner av krefter enn mer ordinære bygg. Det kan stilles spørsmål ved materialforbruket ved noen design, ettersom lasten må gå en lenger vei enn på ordinære bygg for å nå grunnen.

Glass har stått frem som et virkningsfullt og nødvendig materiale for å realisere mye av den "svevende arkitekturen". Samtidig har det vist seg at dets sprøhet og manglede stivhet er en utfordring når det skal benyttes over større spenn uten annen avstivende konstruksjon.

Gjennom arbeidet med denne oppgaven har forståelse for hva "svevende arkitektur" er, hvilke virkemidler en kan benytte og hvordan det kan løses på en praktisk måte økt.

FAGLÆRER: Førsteamanuensis Anders Rönquist

VEILEDER(E):

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU

# Problemformulering

Masteroppgave for Stud.techn. Sebastian B Lemming, høsten 2013

## **Ingeniørarkitektur - Konseptuell design av moderne konstruksjoner**

### **Svevende arkitektur**

Engineering Architecture - Conceptual design of modern structures

Hovering architecture

For å utvikle nye og gode konstruksjoner i et samfunn under stadig utvikling er det stort behov for kunnskap om og interesse for konseptuell design av konstruksjoner. Som ingeniører skal komplekse funksjonelle og kontekstuelle parametere håndteres i tillegg til relevant konstruksjonsteknikk fra tradisjonelle prosjekteringsfag.

Svevende arkitektur; det er noen bygninger som fanger blikket til en raskere enn andre. Det er noe ved dem som fanger ens nysgjerrighet. Ved første blick er det noe ved bygget som ikke stemmer. Hvordan har de fått det til? For noen bygninger eller deler av bygninger ser det ut som om det skulle falt ned eller ha noen usynlige søyler. Denne typen design kan bli beskrevet som svevende arkitektur. Tanken ved denne typen av konstruksjoner er å få enkelte av oss til å lure, hvordan de har fått det til?

Oppgaven er å fokusere på hvordan slik arkitektur er mulig konstruktivt. Hvilke utfordringer kommer med denne typen av konstruksjoner og hvordan mestres de. I tillegg til tradisjonelle konstruktive styrke- og bruksegenskaper vil begrep som funksjonalitet i bred forstand og konstruksjonsform som visuelt uttrykk stå sentralt i oppgaven. Det er derfor avgjørende å få kartlagt svevende arkitektur utfra et konstruktivt og arkitektonisk syn ved bruk av referanse bygg. Da med fokus på praktiske problemstillinger ved utvikling, design og produksjon. Et viktig aspekt i slik arkitektur ut fra en ingeniørs ståsted er selve byggeprosessen, hvordan skal de mest ekstreme variantene som en kan tenke seg rent fysisk faktisk realiseres.

I masteroppgaven skal kandidaten til slutt selv velge et prosjekt for å videreutvikle designen. Prosjektet kan være eksisterende, evt. prosjektert men ikke bygd, under prosjektering eller helt nytt. Uansett valg av prosjekt må kandidaten redegjøre for opprinnelige intensjoner og videreføre/utvikle intensjonen med hensyn på form og konstruksjon. Dette kan innebære å utvikle eksisterende eller å utforme unike nye konstruktive system.

Oppgaven gjennomføres i samarbeid med fakultet for arkitektur og billedkunst på NTNU og mulige eksterne partnere ved et arkitektkontor. Gode overslagsberegninger og sammenlikninger av ulike konstruksjonsløsninger vil bli tillagt større vekt enn detaljert dimensjonering av en enkelt løsning.

Litteratur studie, numerisk modellering og state-of-the-art innen svevende arkitektur:

- Hvilke konstruksjoner som ligger bak den svevede arkitekturen.
- Redegjøre for arkitektoniske og visuelle intensjonen bak svevende konstruksjoner.
- Basis former og deres mekaniske funksjonalitet.
- Komplekse strukturer, oppbygning, muligheter og begrensinger.

- Muligheter for enkle kontroller og overslagsberegninger i et tidlig stadium av skisse prosjekter.
- Bruk av beregningsprogram til å evaluere former og deres respons.
- Referansebygg og deres funksjonalitet.
- Identifisere generelle kritiske faktorer ved konstruksjonen for svevede arkitekturen.
- Egendefinert- eller samarbeidsprosjekt med arkitekt.
- Utvikle flere alternative løsninger basert på studie av referansebygg.

Det vil være opp til kandidaten at selv vektlegge de enkelte delene i oppgaven. Selve rapporten utføres i henhold til retningslinjer for utførelse av hovedoppgaven ved Institutt for konstruksjonsteknikks gitt på instituttets hjemmesider.

Faglærer: Anders Rönnquist, NTNU

Besvarelsen skal leveres til Institutt for konstruksjonsteknikk innen 21. desember 2013

# Forord

Denne oppgaven utgjør den avsluttende delen i mitt masterstudie ved Norges Tekniske-Naturvitenskaplige Universitet (NTNU) i Trondheim. Oppgaven er skrevet over 19 uker i løpet av høstsemesteret 2013 i samarbeid med Institutt for konstruksjonsteknikk.

Opgaven er et selvvalgt tema under foreslått oppgaver av Institutt for konstruksjonsteknikk, ingeniørarkitektur - konseptuell design av moderne konstruksjoner. Det er interessen for arkitektur og nysgjerrigheten til bygg som har det lille ekstra som fanger ens oppmerksomhet som er bakgrunnen for valgt tema, som har fått tittelen "svevende arkitektur". Det var et ønske om å få en bedre forståelse av visjonene og tankene bak denne type konstruksjoner som utfordrer ingeniøren på en litt annen måte. Samtidig som jeg tror at det å ha større kjennskap til arkitektens fagfelt og uttrykksmåte vil gjøre meg bedre i stand til å samarbeide med dem i en designprosess.

Valg av de forskjellige referansebyggene som er analysert og omtalt i oppgaven er gjort med mål om å belyse en bredde av virkemidler og konstruksjonstyper som finnes innen denne arkitekturen. Ettersom oppfattelsen av hva som kan være "svevende arkitektur" er en subjektiv mening er det ikke sikkert leseren er ening i mine vurderinger.

Et stadig dilemma har vært hvor dypt og nøye en skal gå på de forskjellige analysene og utregningene. Det kan virke for leseren at vesentlige faktorer er utelukket eller tatt for lett på. Jeg har i størst mulig grad argumentert for de valgene jeg har tatt. Det kan virke som om noen ting som er presentert i denne oppgaven er ganske opplagt, men det har vært god trening for den undertegnede å gjøre denne jobben med tanke på å forstå konstruksjoner virkemåte utenfor et ordinært bygg.

Det å skrive en masteroppgave av denne art har noen dager vært frustrerende, men oftest veldig givende og inspirerende. Jeg har i løpet av denne høsten sett på mange spennende prosjekter og konstruksjoner som jeg gjerne skulle sett nærere på og besøkt. Det er samtidig merkelig å se hvordan arbeidet med denne oppgaven materialiseres på de kommende sidene.

Det er et mål at oppgaven skal være inspirerende ovenfor leseren, gi en større forståelse av slike konstruksjoner og ufarliggjøre dem, slik at hvis en møter slike konstruksjoner i sin fritid eller virke er det med nysgjerrighet og en positiv innstilling. Prosjektene i seg selv viser at det er mulig.

Kapittel 1 starter med bakgrunnen til denne type arkitektur, litt arkitektur historie, konkretisering av hva "svevende arkitektur" kan være og hva motivasjonen bak slike designe.

I kapittel 2 er tre prosjekter gjennomgått en dypere analyse for å vise deres arkitektoniske virkemidler, konstruksjoner, virkemåte og alternative måter å

realisere arkitekturen på har blitt vurdert. I slutten av hvert analyserte prosjekt er det oppsummerede punkter.

I kapittel 3 er kunnskapen som er opparbeidet i det foregående kapitlet brukt til å vurdere arkitekturen og konstruksjonen til seks andre prosjekter hvor tre av den er i Norge. Dette som mål å vise bredden i den ”svevende arkitekturen”.

Kapittel 4 ohandler de laster og materialer som er benyttet i analysene. Glass har blitt omtalt noe mer siden det er viktig for denne arkitekturen og forkunnskapene har vært beskjedne.

Til slutt blir det som er kommet fram i de foregående kapitlene diskutert, konkluderende punkter presentert og videre arbeid foreslått.

Jeg vil først takke Anders Rönquist for muligheten til å skrive en oppgave som omhandler arkitektur. Videre vil jeg takke han for gode diskusjoner rundt problemstillinger i oppgaven og diskusjoner om bransjen og ingeniørarkitektur. Bendik Manum for hjelp til å finne relevante referanseprosjekter og diskusjoner rundt i fagfeltet arkitektur som jeg ikke er så kjent med. Arne Aalberg for veiledning innen stålkonstruksjoner.

Bilde på forsiden er MVRDV arkitektkontors designforslag til det nye Operahuset i Oslo, 2000.

Sebastian B Lemming

Trondheim, desember 2013

# Sammendrag

Noen bygninger har en arkitektur som har noe ekstra ved seg, som fanger blikket og ens nysgjerrighet. ”svevende arkitektur” er ikke noen anerkjent arkitektonisk stilart som kategoriserer en type bygg. I denne oppgavens betegner det bygg som på en eller annen måte ser ut til å trosse gravitasjonen og får en til å undres på hvordan denne konstruksjonen er løst.

For å få en større forståelse for vikemåten til konstruksjoner som realiserer denne arkitekturen har bærekonstruksjoner blitt analysert og vurdert ved hjelp av tilgjengelig materiale, litteratur, overslagsberegninger og beregningsprogram.

Gjennom analyser av tre realiserte referanseprosjekt med tilhørende innspirende prosjekter med likhetstrekk, har tre arkitektoniske hovedvirkemidler blitt identifisert. De tre er: utkragende konstruksjoner, kutt i volumet til en visuell tung bygning og uoversiktlige bæresystem.

Fagverk og rammekonstruksjoner konstruert med en overhøyde for å oppnå en god utnyttelse materialet og ønsket form er den mest benyttede løsningen for utkragende bærekonstruksjoner. Smale utkragende konstruksjoner med avstivende system i planet for å hindre utknekking gir korte egensvingeperioder som kan resultere i store seismiske laster. Det uoversiktlige bæresystemene viser utfordringer ovenfor seismiske laster grunnet skiftende plassering av den avstivende konstruksjonen. Felles for de fleste konstruksjonene bak den ”svevende arkitekturen” er at enkelte konstruksjonsdeler får en høyere konsentrasjon av krefter enn mer ordinære bygg. Det kan stilles spørsmål ved materialforbruket ved noen design, ettersom lasten må gå en lenger vei enn på ordinære bygg for å nå grunnen.

Glass har stått frem som et virkningsfullt og nødvendig materiale for å realisere mye av den ”svevende arkitekturen”. Samtidig har det vist seg at dets sprøhet og manglende stivhet er en utfordring når det skal benyttes over større spenn uten annen avstivende konstruksjon.

Gjennom arbeidet med denne oppgaven har forståelse for hva ”svevende arkitektur” er, hvilke virkemidler en kan benytte og hvordan det kan løses på en praktisk måte økt.



# Abstract

Some buildings have an architecture that has an extra dimension to it that catches the eye and one's curiosity. However "hovering architecture" is not a recognized architectural style that categorize a type of building. This thesis describes buildings that somehow seems to defy gravity and causes one to wonder how this construction have been created.

To obtain a greater understanding of the behavior of the structures that represents this type of architecture, the load bearing structures have been analyzed and evaluated using available material, literature, calculations and calculation software.

By analyzing three reference projects with projects that has been inspired by similarities to the reference projects, three main architectural measures has been identified. The three are: cantilever structures, cut in the volume of a visual heavy building and complex supporting system.

Trusses and frame structures in steel constructed with an increased elevation in order to achieve a good utilization of the material used and desired shape is the most widely used method for cantilever load bearing structures. Slim cantilevered structures with stiffening systems in the plane to prevent buckling create short natural frequency time periods which can result in large seismic loads. The complex supporting show challenges in respect to seismic loads due to the different anchoring location of the stiffening structure. Common to most of the structures that involves "hovering architecture" is that structural components create a higher concentration of forces than more ordinary building. The material used may be questioned in some designs, since the loads have to travel further than ordinary building to reach the ground.

Glass has emerged as a powerful and necessary material to create much of the "hovering architecture". It has also been found that its brittleness and it's insufficient stiffness is a challenge when used over a greater span with no other stiffening construction.

This thesis has elaborated what "hovering architecture" is, what effects can be utilized and how it can be solved in a practical way has been increased.

# Innholdsfortegnelse

<b>Kapittel 1</b>	<b>Innledning .....</b>	<b>1</b>
1.1	Bakgrunn.....	1
1.2	Moderne arkitektur .....	3
1.3	Hva er ”svevende arkitektur”? .....	5
1.4	Motivet for ”svevende arkitektur” .....	6
<b>Kapittel 2</b>	<b>Analyser av referansebygg .....</b>	<b>8</b>
2.1	Gjennomføring av analyser.....	9
2.2	The Balancing Barn .....	10
2.2.1	Bakgrunn og beskrivelse .....	10
2.2.2	Arkitektur .....	11
2.2.3	Hvorfor The Balancing Barn? .....	12
2.2.4	Viktige faktorer for å oppnå ønsket arkitektonisk uttrykk .....	12
2.2.5	Andre inspirerende prosjekter .....	12
2.2.6	Konstruksjonen.....	14
2.2.7	Laster .....	14
2.2.8	Analyse originaldesign .....	15
2.2.9	Gjennomføring av byggingen.....	22
2.2.10	Andre design .....	22
2.2.11	Oppsummering .....	28
2.3	Museum aan de Stroom .....	29
2.3.1	Bakgrunn og beskrivelse .....	29
2.3.2	Arkitektur .....	30
2.3.3	Hvorfor Museum aan de Stroom? .....	32
2.3.4	Viktige faktorer for å oppnå ønsket arkitektonisk uttrykk .....	33
2.3.5	Andre inspirerende prosjekter .....	33
2.3.6	Konstruksjonen.....	34
2.3.7	Laster .....	36
2.3.8	Analyser av originaldesign .....	37
2.3.9	Gjennomføring av byggingen.....	42
2.3.10	Andre design .....	43
2.3.11	Oppsummering .....	47
2.4	Leutschenbach Skole .....	49
2.4.1	Bakgrunn og beskrivelse .....	49

2.4.2	Arkitektur .....	51
2.4.3	Hvorfor Leutschenbach skole?.....	52
2.4.4	Viktige faktorer for å oppnå ønsket arkitektonisk uttrykk .....	53
2.4.5	Andre inspirerende prosjekter .....	53
2.4.6	Konstruksjonen.....	54
2.4.7	Laster .....	57
2.4.8	Analyse av originaldesign .....	57
2.4.9	Gjennomføring .....	64
2.4.10	Andre design .....	65
2.4.11	Oppsummering .....	66
<b>Kapittel 3</b>	<b>Svevende arkitektur i dag.....</b>	<b>68</b>
3.1	Super C, Pape Arkitektur .....	69
3.2	DNB Hovedkontor, MVRDV .....	71
3.3	Casa cielo og Casa tierra, XPIRAL .....	73
3.4	CCTV Hovedkontor, OMA .....	75
3.5	Mortensrud kirke, SJA .....	77
3.6	Munkvollveien 76, Studio 4 Arkitekter .....	78
<b>Kapittel 4</b>	<b>Laster og materialegenskaper .....</b>	<b>81</b>
4.1	Laster .....	81
4.1.1	Egenlaster .....	81
4.1.2	Nyttelaster .....	82
4.1.3	Vindlaster .....	82
4.1.4	Seismiske laster .....	83
4.1.5	Lastkombinasjoner .....	85
4.1.6	Vibrasjoner som følge av bruk .....	85
4.2	Materialegenskaper .....	86
4.2.1	Stål.....	86
4.2.2	Armert betong .....	87
4.2.3	Glass .....	88
<b>Kapittel 5</b>	<b>Diskusjon.....</b>	<b>92</b>
<b>Kapittel 6</b>	<b>Konklusjon.....</b>	<b>95</b>
<b>Kapittel 7</b>	<b>Videre arbeid .....</b>	<b>97</b>
<b>Kapittel 8</b>	<b>Referanseliste .....</b>	<b>98</b>

# Kapittel 1

## INNLEDNING

### 1.1 Bakgrunn

Arkitektur er ofte et blikkfang på mange forskjellige måter. Hvordan en opplever det er opp til den enkelte person, og derfor kan det finnes like mange meninger om et bygg i en by som innbyggere. De kan beskrive den som flott, provoserende, fremragende, stygt eller smart. Andre ganger fanger bygget vår nysgjerrighet, en stopper opp og begynner og lurer på hvordan det er mulig at det kan stå slik. Det er noe i vår fornuft og logikk som sier at det en ser ikke er mulig å få til sånn uten videre.

Et underverk som er uløst og som stadig vekker folks nysgjerrighet er pyramidene i Egypt. Hvor den største, Kheopspyramiden Figur 1.1-1 som var det høyeste menneskeskapte byggverket i over 3800 år og bygget rundt 2560 f.Kr. [1]. Her stiller en seg det samme spørsmålet gang på gang, hvordan fikk de til å bygge slikt på den tiden, uten moderne hjelpemidler som en har i dag? Det er noe en ikke helt forstår. Det foreligger ikke noen forklaring. Selv om en hadde fått en forklaring på hvordan egypterne hadde gjort det, ville en fortsatt undret seg over det.



Figur 1.1-1:Kheopspyramiden, Egypt [2]

Når en ser en ”standard” boligblokk er det ikke vanskelig forstå at den ikke faller ned. Den har den samme formen fra kjeller til tak, et par små balkonger og et inngangsparti med et takoverbygg støttet opp av noen søyler. Alt er veldig logisk og vanlig. Det er ikke ved den som får oss til å vurdere dens stabilitet.



Figur 1.1-2: Eksempel på "standard" boligblokk [3]



Figur 1.1-3: Eksempel på mer utfordrende arkitektur, The Sharp Center [4]

Det finnes mange eksempler der arkitektene leker med de fysiske lovene og den logiske sansen. De lager lange spenn, skrå søyler, utkragende konstruksjoner, komplisert geometri og i tillegg skal det være slankt. Hvorfor gjør de det? Ønsker de å tøyne grensene, vise hva som kan være mulig eller er det for å skape et blikkfang. Det er ikke alltid like enkelt å forstå hva arkitektene vil, eller ønsker å fortelle. Hvilken drivkraft er det som ligger bak deres tanker om at det ikke skal ha noe enkelt og tradisjonelt bæresystem?

Infrastruktur i form av broer er konstruksjoner som stadig flytter grenser i form av krysslengde, lengde på individuelle spenn, havdybde og plassering. Det er lettere å se nødvendigheten av broene, ettersom verdens levestandard og transportbehov blir høyere.

Ofta er ikke det statiske bæresystemet løst når en arkitekt legger fram et designforslag til for eksempel en arkitektkonkurranse. De har et konsept, en visjon eller et bilde på hvordan de ønsker at det skal se ut og uttrykke seg ovenfor publikum. Det kan mangle et overordnet statisk system eller ha noen urimelig lange spenn som får en ingeniør til å sette spørsmålsteget ved gjennomføringen av designet. Det kan rett og slett se ut som et luftslott. De har kanskje tegnet inn noen søyler for at det skal se ut som om det er bundet til noe. Det blir da opp til ingeniøren å gi dette luftslottet en løsning som ikke ødelegger det arkitektoniske uttrykket som ønskes. Hva må ligge bakom dette luftslottet for at det kan kunne stå slik? Hvordan har de løst denne svevende effekten med tanke på konstruksjonens bæresystem? Uansett hvordan arkitekturen fremstår er det noe som må bære den.

Selv om det finnes forskjellige løsninger til forskjellige bygg vil noen av disse ha samme tankegang og oppbygning. En kan kalle disse for konseptuelle løsninger for bæresystemet. Det vil da muligens finnes noen nøkkelfaktorer eller kritiske faktorer som er med på å begrense hva en får til med de forskjellige konseptene. Hvilke faktorer er disse og er det mulig å tøyne eller unngå dem?

Hvordan går en fram når en skal bestemme det konseptuelle bæresystemet? Det krever antagelig både kunnskap, erfaring og teft. Finnes det noen triks eller faktorer som en raskt kan ta tak i?

## 1.2 Moderne arkitektur

Tidsepoken til den moderne arkitekturen strekker seg fra 1850 tallet og frem til i dag. Som igjen er delt opp i en tidlig, sen og postmoderne periode, hvor skillet mellom tidlig og sen er rundt 1900. Periodene kjennetegnes av bygningsmaterialene og måten de ble brukt på. En gikk fra støpejernsrammer utfyllt med teglstein og glass hvor støpejernet hadde begrenset strekkapasitet grunnet sin sprøhet. En benyttet bueformer som ga støpejernet en større kapasitet på grunn av den styrkende formen. Med den industrielle tidsalder kom det bedre produksjonsformer og en klarte å utnytte stålet på en ny måte, slik en kjenner det i dag. Betong og mørtel som hadde vært et kjent materiale lenge, fikk nå større kapasitet grunnet kunnskapen om armering i strekksonen. I løpet av den sen moderne perioden kom arkitektstilen ”International style” og er bakgrunnen og inspirasjonskilden til den ”svevende arkitekturen”. Den postmoderne arkitekturen startet rundt 1960 tallet og strekker seg fram til i dag hvor den stadige utviklingen i byggematerialer og kunnskaper om dets utnyttelse kjennetegner byggene. Det er vanskelig å generalisere arkitekturen i denne tidsepoken, men et uttrykk som brukes om det er ”alt går” [5].

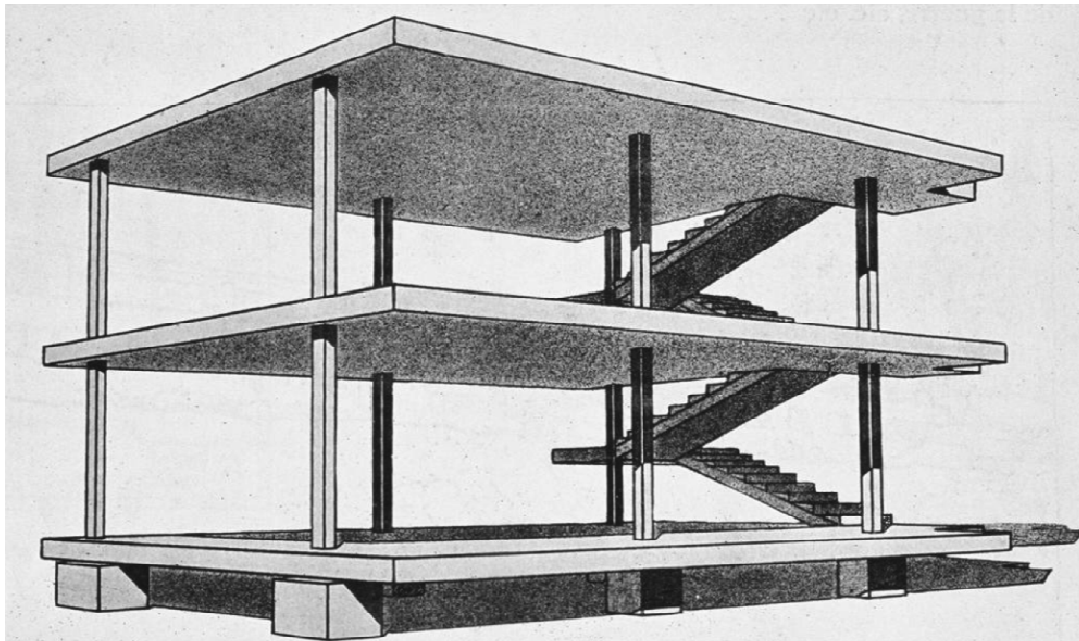
Le Corbusier var en av mest innflytelsesrike personene i utviklingen av stilarten ”International style” sammen med Walter Gropius og Ludwig Mies van der Rohe [5]. Stilen var inspirert av det en trodde skulle bli ”maskin alderen” hvor maskiner og teknologi skulle skape en høyere leveform. Le Corbusier`s prosjekt Villa Savoye, Figur 1.2-1 stod ferdig i 1929 og står fram som et av de fremste eksemplene på denne stilen og den moderne arkitektur. Corbusier la stor vekt på funksjonalitet og at det skulle være tilpasset brukeren.



Figur 1.2-1: Villa Savoye av Le Corbusier, vestfasade [6]

Bygget er et resultat av Le Corbusier "Five Points of a New Architecture" som er en liste på fem virkemidler en måtte ha med i sin design, skrevet i 1927 [7].

- Pilotis – søyler: Løfte bygningen opp fra bakken og skape rom under.
- Flat roof terrace – flat tak terrasse: Et flatt tak som tar igjen det "tapte" arealet ved bakkenivå med en funksjon som terrasse og hage.
- Free plan – fri planløsning: Planløsningen kan endre seg fra etasje til etasje. Utformingen på planløsningene var ikke lenger bundet opp bærende vegger som måtte ha samme plassering i alle etasjene.
- Ribbon windows – horisontale vinduer: Horisontale vinduer langs hele fasaden uten strukturelle elementer slik at en fikk mye større vinduer.
- Free facade – ikke bærende fasade: Fasaden måtte ikke være langs kanten til etasjene for å bære den, men kunne trekkes inn eller utebli.



Figur 1.2-2: Le Corbusier fem virkemidler illustrert [8]

De fem punktene er summert opp i Figur 1.2-2. Dette er virkemidler en tar som en selvfølge i dag, men på denne tiden var dette helt nytt og bare mulig på grunn av utviklingen i materialteknologien. For Villa Savoye var det armert betong som gjorde det mulig.

Ludwig Mies van der Rohe komplimenterte "International style" med sin bruk av stålkonstruksjoner utfylt med glass. Et av de drivende mottoene hans var "less is more", mindre er mer, noen han viste gjennom med Seagram Building, Figur 1.2-3. Kontorbygget stod ferdig i 1958, med sine 39 etasjer og totale høyde på 157 meter. Mies overbeviste sin kunde at et høyt tårn med åpent og "ubrukt" rom ved bakkenivå, Figur 1.2-4, ville øke følelsen og prestisjen av bygget [9]. Den vertikale konstruksjonen på utsiden er også med på å øke den visuelle høyden til bygget.



Figur 1.2-3: Seagram Building [10]



Figur 1.2-4: Seagram Building, åpent rom ved bakkenivå [10]

Videreutvikling av kjente materialer og nye kunnskaper om hvordan en kan bruke dem, har realisert den moderne arkitektur slik en kjenner den i dag. Stilartene ”High-tech architecture” og ”Structural Expressionism” har likhetstrekk med hva som denne oppgaven blir omtales som ”svevende arkitektur” og i økt grad benytter seg av nye materialkunnskaper.

### 1.3 Hva er ”svevende arkitektur”?

”Svevende arkitektur” er ikke noen anerkjent arkitektonisk stilart som kategoriserer en type bygg, men hører til tidsepoken den sene og postmoderne arkitekturen. Vil i dette kapitlet prøve å konkretisere det noe, men vil ikke lage noen definisjon på ”svevende arkitektur”, ettersom oppfattelsen av hva svevende er en subjektiv mening som varierer fra person til person.

”Svevende arkitektur” er den typen konstruksjoner som gir et bilde av ikke å være i kontakt med landskapet eller andre underliggende konstruksjoner på en forventet måte. Det skal se ut som om den henger i luften. Første gang en ser den skal en ikke forstå at det er mulig. Det er nysgjerrighet som blir vekket og fornuften blir provosert.

Det er mange måter å uttrykke dette på. Det kan være store konstruksjonsdeler som spenner ut fra hoveddelen av bygget, som en utragende bjelke. Andre ganger er det mer en optisk illusjon hvor en har gjemt vekk den bærende konstruksjonen bak glass, fasade eller åpne volum. Opplevelsen av den ”svevende arkitekturen” er forskjellig fra utsiden og innsiden, samtidig som vinkelen en ser den fra har mye å si.



Det er mange navn som kan beskrive denne type arkitektur og et utvalg er vist i Tabell 1.3-1 på norsk og engelsk.

Norsk	Engelsk
Svevende arkitektur	Hovering architecture
Flyvende arkitektur	Flying architecture
Flytende arkitektur	Floating architecture
Gravitasjonfornektende arkitektur	Gravity defying architecture
Utkragende konstruksjoner	Cantilever structures
Himmelkrok arkitektur	Skyhook architecture

Tabell 1.3-1: Beskrivende ord for svevende arkitektur

En konkret arkitekturstil som bruker noen av de samme virkemidlene som "svevende arkitektur" er "Googie style", som stammer fra USA. Den startet på slutten av 1940 tallet som en respons til at folk flest begynte å få biler. Butikkene trengte ikke lenger å ligge i sentrum og de kunne flytte ut til forstedene hvor det var bedre plass. Arkitekturstilen handlet om å trekke kundens oppmerksomhet og lage et bygg som kunden kjente igjen. Virkemidlene som ble brukt var utkragede konstruksjoner, spisse vinkler, slanke og oppover vinklede tak. Stilen bærer også noen trekk av bilkultur, jetfly og USA's rom- og atomkappløp. Mot midten av 1960 tallet var den imidlertid over [11].



Figur 1.3-1: Eksempel på "Googie style"

## 1.4 Motivet for "svevende arkitektur"

Amy Watson har gjennom en artikkel om arkitekten Zaha Hadid, som har designet mange bygg som kan kategoriseres som svevende, kommet opp med påstanden: "The idea of defying gravity does not come from flying in the air, but from being freed from confining laws and conventions and making a new kind of space; consequently, answering a child's question in an adult manner" [12].

En ønsker ikke å være hengt opp i eller bundet til de tradisjonelle lover og begrensninger som verden har "satt". En ønsker å designe noe som trosser dette på en konstruktiv måte. Hvis en klarer å trosse gravitasjonen, som alle kjenner virkningen av, i sin design kan en si at en ikke er bundet av noe.

Arkitektene vil nok stort sett være den største pådriveren til den "svevende arkitekturen" ettersom det ligger i deres natur å tøyne grensene og finne nye design.

En vil alltid ha arkitektur som ikke er mulig å realisere, eller som samfunnet ikke har behov for ennå. Disse vil være viktige bidrag i arkitekturen for å vise hva fremtiden kan bringe [13].

## Kapittel 2

# ANALYSER AV REFERANSEBYGG

I dette kapitlet blir tre gjennomførte byggeprosjekter analysert for deres ”svevende arkitektur” og konstruksjonen som ligger bak dem. De tre har noen av de samme arkitektoniske virkemidlene, men har et som er mer framtrede.

De tre byggeprosjektene er:

- The Balancing Barn av MVRDV, utkragende konstruksjon.
- Museum aan de Stroom av Neutelings Riedijk Architects, kutt i volumet til en visuell tung konstruksjon.
- Leutschenbach School av Christian Kerez, komplekst og misvisende bæresystem.

## 2.1 Gjennomføring av analyser

Først blir det gjort rede for hvor bygget er plassert i verden, hvem som har vært arkitekt, rådgivende ingeniør for bærekonstruksjonen og hvem som eier bygget. Videre kommer det en kort beskrivelse av byggets opprinnelse, hvilke funksjoner det skal tjene og hvordan det er utformet på et overordnet nivå.

For å forstå det bygde designet er det viktig å få frem arkitektenes visjoner, idéer og symboler bak prosjektet. De arkitektoniske virkemidlene som er benyttet for å få frem de svevende effektene blir fremhevet. Arkitekter henter ofte inspirasjon fra andre prosjekter. For å øke bredden i oppgaven er et par nevnt ved deres arkitektur, og noen er sterkere koblet opp mot det analyserte bygget enn andre.

Videre er det konstruksjonen bak formen og utseende som det skal sees på. Hvilken type konstruksjon er det og hvordan er det tenkt at den skal virke og hvordan virker den. Hva var de største utfordringene sett med en ingeniørs øyne og hvordan er det løst? Disse blir utredet og analysert dypere for å øke forståelsen.

Med den type arkitektur som det blir sett på i oppgaven er gjennomføringen av byggeprosessen interessant å se på, ettersom den kan være utfordrende.

Det er mange måter å løse konstruksjonen på, hvilke andre løsninger kunne en valgt for å få den samme eller få økt den svevende effekten. Hvilke er disse og hvor er begrensningene for disse og den valgte konstruksjonen? Hvordan endrer responsen til konstruksjonen seg med andre randbetingelser og geometri?

Generelt er det gjort forenklinger i bergninger av lastene for ikke å bruke for mye tid samtidig som en ikke har tilgang til alle nødvendige opplysninger og faktorer.

Gjentagende data som laster, kombinasjoner, materialeegenskaper og beregningsformler er redegjort for i kapittel 4. Grunnverdier for naturlaster hentes fra det området bygget er lokalisert og er presentert i dette kapittelet sammen med resultatene. Laster og kapasiteter beregnes etter norske standarder.

## 2.2 The Balancing Barn

**Eier:** Living Architecture

**Arkitekt:** MVRDV

**Rådgivende ingeniør konstruksjon:** Jane Wernick Associates

**Ferdigstilt:** 2010

**Hvor:** England, Suffolk

**Program:** 210 m<sup>2</sup>, Er en av Living Architecture flere arkitekttegnede feriehus i England som leies ut hele året [14].

**Beliggenhet:** Ligger rett ved Suffolk Wildlife Nature Reserve, skjermet fra vei og annen bebyggelse [14].



Figur 2.2-1: The Balancing Barn [15]

### 2.2.1 Bakgrunn og beskrivelse

Living Architecture ønsker å tilby sine kunder og gjester mulighet til å oppleve moderne arkitekturdesignede feriehus i verdensklasse [14]. Ved dette prosjektet ønsket de seg en låve som utgangspunkt, som en finner mange av i de nære omgivelsene [16].

The Balancing Barn(TBB) ligger rett ved Suffolk Wildlife Nature Reserve, Figur 2.2-2, skjermet fra vei og annen bebyggelse, Figur 2.2-3. Over bakkenivå er bygget en etasje med saltak, 30 meter langt og 7 meter bredt hvor halve bygget spenner fritt ut over terrenget. Under bakkenivå er det en liten kjeller med en utgang under den utkragende delen. Bygget har store vinduer i gulv, vegger og tak. Det er kledd i metallplater og går for å være et energieffektivt bygg [14].



Figur 2.2-2: TBB lokalitet i England markert på kartet [17]



Figur 2.2-3: TBB sett fra nordøst [15]

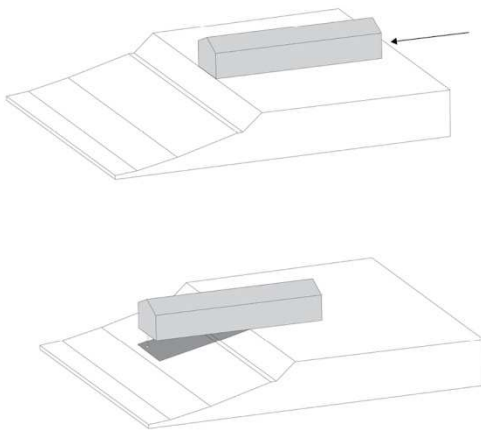
## 2.2.2 Arkitektur

En låve i seg selv er ikke så spennende, så arkitektene MVRDV stilte seg spørsmålet hva en kunne gjøre med for å gjøre den mer interessant. De valgte da å utnytte tomten og terrenget til sin fordel ved å skyve låven ut over skråningen til den 30 meter lange konstruksjonen nådde sitt vippepunkt Figur 2.2-4. Da begynner en å spørre seg selv om dette er trygt og om det er mulig. Samtidig kom en mer i kontakt med naturen uten å berøre den, og en leker med den tryggheten som et feriehus vanligvis har. Siden bygget er over fire ganger så langt som bredt får det en slankhet som forsterker inntrykket av utkrageren. For å få en følelse av utkragningen, det frie spennet og vippeelementet, var det et ønske at brukeren skulle merke bevegelser i konstruksjonen når en oppholdt seg ytterst [16]. For å poengtere vippemomentet har en montert en huske for enden av bygget.

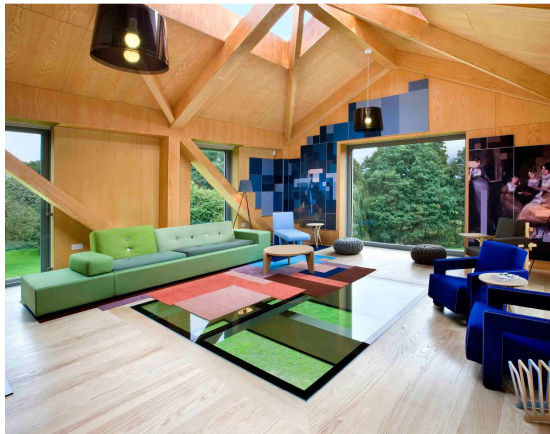
Når en sitter i stuen som er lengst ut og vinduer i gulv, vegger og tak forteller Winy Maas i et intervju med Dezeen.com [18] "den optimale tredimensjonale opplevelsen av Suffolk kan finnes der, og at det er hemmeligheten med huset".

Det er ikke bare den tredimensjonale opplevelsen av Suffolk en opplever her, men også en økt grad av å ikke være i kontakt med bakken gjennom de transparente omgivelsene, Figur 2.2-5.

Bygget er kledd i stålplater som skal reflektere omgivelsene det ligger i [19]. Det oppleves ensformig som låver generelt, selv med de store vinduene. Stålplatene virker også fremmed for omgivelsene og forsterker tilstedeværelsen. Siden vegger og tak ligger på utsiden av den bærende konstruksjonen står en helt fritt i plasseringen av vinduene. Vinduene avslører noe av bærekonstruksjonen, men det meste er skjult fra utsiden. Når en kommer på innsiden finner en stålkonstruksjonen kledd inn i treverk, men en kan allikevel "se" den og forklaringen på den utkragende konstruksjonen.



Figur 2.2-4: Konsept, skyve låven utover skråningen [20]



Figur 2.2-5: TTB, utsikt fra stuen [15]

### 2.2.3 Hvorfor The Balancing Barn?

MVRDV er et arkitektkontor som har hatt mange prosjekter som kan betegnes som ”svevende arkitektur”. TBB er et av de mindre, men fortsatt det samme prinsippet ved at en ønsker å leke med opplevelsen av tryggheten og komforten ved å flytte konstruksjonen ut i luften. Det er også en måte å skape mer volum over et areal som ikke er ”tilgjengelig”. For å gjøre dette mulig benyttes ofte stålfagverk.

Med TBB blir det sett på stålfagverkets som løsning for å oppnå den ”svevende arkitekturen”. Det er interessant å se på responsen og mulighetene til utkragende stålfagverk med ulike utkragende lengder og randbetingelser. Hvor ligger de kritiske snittene og hvordan endrer de seg? Når en har en mye masse langt vekk fra oppleggspunktene har det en betydning for jordskjelv og svingninger under bruk.

### 2.2.4 Viktige faktorer for å oppnå ønsket arkitektonisk uttrykk

Noe av det første som fanger blikket er det fremmede elementet som er plassert midt i skogen. Med fasadekledning i rustfritt stål, kan det se ut som om det kommer fra verdensrommet og at det har landet der. Det får en ekstra dimensjon når en ser utkragningen, det blir enda mer fremmed. For at den skal få det uttrykket som er ønsket er det viktig at det ikke blir noen synlig nedbøyning. Noe som vil være lett å se når en står på oversiden av skråningen og hvis en har en siktelinje fra adkomstveien. Det er et lite bygg som ikke har plass til for store konstruksjoner hvis en skal oppnå gode romløsninger.

### 2.2.5 Andre inspirerende prosjekter

Under er to prosjekter som har likhetstrekk med TBB og kan ha vært en inspirasjonskilde gjennom de utkragende konstruksjonsdelene og det å skape mer volum enn det tomten ”tillater”. Det er ikke bare en arkitektonisk inspirasjon, men også for konstruksjonen.

Boligblokken Wozoco i Amsterdam, Nederland er et eksempel på kreativ arkitektur av MVRDV har løst kundens ønske, og skapt mer plass. Det stod ferdig i 1997 og

har blitt et populært besøksmål. Utgangspunktet var en smal tomt med kortsidene i en øst-vest orientering. Reguleringsbestemmelsene tillot ikke mer enn ni etasjer, leiligheter som bare hadde fasade mot nord og bebygd areal av tomten var satt av hensyn til solforhold og overbebyggelse. Det vil da si at en standard boligblokk med tilkomst i midten av bygget og leiligheter på hver side ikke var mulig. Med disse betingelsene var det ikke plass til mer enn 87 leiligheter mot de 100 som kunden ønsket. For å få plass til de resterende 13 ble disse hengt ut i fra nord fasaden som benyttes til tilkomstarealer [21]. Stålfagverk bærer de utkragende enhetene hvor den utkragende lengden varierer og det lengste er på 7,2 meter. For de utkragede enhetene var byggekosten 50 prosent mer enn de i hovedkonstruksjonen. Gjennom effektivt design, innsparinger på materialer og forenklinger på finish reduserte en kostnaden på hoveddelen med syv til åtte prosent, nok til å kompensere for de økende kostnadene [22]. Dette har ført til at bygget har fått et litt røffere uttrykk enn det ville fått uten disse innsparingene. Det er arkitektoniske resultat er en fasade mot nord, Figur 2.2-6, med varierende volumer som er videreført til fasaden mot syd med små balkonger som ikke er satt i system, Figur 2.2-7. En har skapt mer volum enn det tomten tillot, men har ikke klart å utfordre tryggheten til brukeren på grunn den store konstruksjonen.



Figur 2.2-6: Wozoco, fasade mot nord [21]  
Figur 2.2-7: Wozoco, fasade mot syd [21]

Feriehuset House in Geres av Correia/Ragazzi Architectures, ferdig i 2008 og har mange likhetstrekk med TBB, men skiller seg veldig ut i valg av materiale. Bygget er plassert på en gammel ruin og en utkragende del som spenner ut over en skråning med utsikt over en innsjø, Figur 2.2-8. På syd siden av bygget er det en mer åpen plass og mer vindusarealer i full høyde som reduserer inntrykket av betongen. Undersiden av den utkragende konstruksjonen har form som bordet "Less" av Jean Nouvel, her er midten av den bakerste delen tykkest for så å bli redusert mot rendene, Figur 2.2-9 [23]. Dette gir en elegant design og konstruksjonen får en større styrke. Det er vanskelig å få et godt bilde av hele bygget siden det er så godt integrert i ruinene, terrenget og vegetasjonen. Sammen med betongen og utkragende delen, som utgjør to femtedeler av lengden av bygget, blir ikke tryggheten utfordret, på samme måte som hos TBB. Den svevende effekten er heller ikke den største.





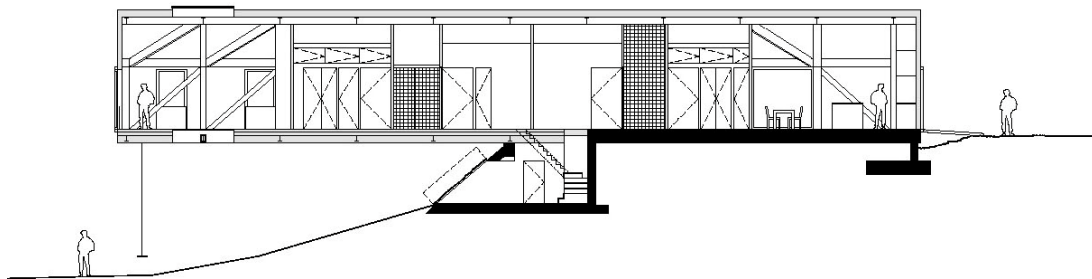
Figur 2.2-8: House in Geres, fasade mot nordvest [23]



Figur 2.2-9: House in Geres, fasade mot vest [23]

## 2.2.6 Konstruksjonen

Hovedkonstruksjonen består i to fagverk i stål langs hver langvegg med rammer for hver tredje meter, totalt ti rammer. Selve vippepunktet er midt på, men motvekten starter ikke før en ramme inn på fast grunn. Rammen som ligger over kjelleren og mellom "vippepunktet" og motvekten har ingen kryss og midten av denne er symmetrilinjen for fagverkskonstruksjonen. I tillegg er det en fagverkskonstruksjon i taket som er med på å ta opp kreftene i utkrageren. Motvekten som virker over de fire innerste rammene er består av 300 millimeter med betong i tillegg til et ekstra fundament ved enden av bygget som ligger en drøy halvmeter under betongdekket [19]. En har jobbet med konstruksjonen for å få en følelse av bevegelse når en oppholder seg i stuen, samtidig som en ikke skal få resonans og utrygghet [24]. Selve fagverkskonstruksjonen ligger på innsiden av klimaveggen og er kledd inn i finér. Dette gjør at en stiller helt fritt med tanke på plassering av vinduer og dører. I tillegg kan en velge den tykkelsen en trenger på klimaveggen uten å få ekstra kasser rundt fagverkskonstruksjonen. Problematikken med kuldebroer blir også løst.



Figur 2.2-10: Lengdesnitt TBB [19]

## 2.2.7 Laster

Snølast blir neglisjert i denne oppgaven ettersom bygget er plassert i Suffolk England som ligger 60 moh, hvor karakteristisk snølast mark er  $0,3 \text{ kN/m}^2$  [25]. I tillegg er det et saltak med helt glatte flater. Skjevstillingslaster er heller ikke relevant siden bygget er en etasje. De seismiske lastene kan ikke bestemmes før

egensvingeperiodene er estimert, som igjen er avhengig av byggets utforming og tyngde. Derfor blir ikke redegjort for de seismiske lastene før senere i kapittelet.

Egenlaster for klimavegger, tak og permanente egenlast er gitt i Tabell 4.1-2. Byggets nyttelaster faller inn underbrukskategori A og er gitt i Tabell 4.1-3.

### 2.2.7.1 Vindlaster

Den kritiske vindretningen for The Balancing Barn er på tvers av lengderetningen med tanke på stivhet og svingninger til bygget. Samtidig er dette det størst belastede arealet.

Grunnverdier:

- Referansevindhastighet( $v_{b,0}$ ) etter figur 6 [26] region Suffolk: 25 m/s
- Referansehøyde( $z_e$ ): 10 m
- Terrenghet kategori: II
- Samlet veggareal( $A_{ref}$ ): 105 m<sup>2</sup>
- Vindkasthastighetstrykket( $q_p(10)$ ) etter figur V.1.a [27]: 0,66 kN/m<sup>2</sup>
- Den samlede formfaktoren( $c_f$ ) for vind på tvers av lengderetningen fra tabell 7.1 [27] er 1,3.

Vindtrykket på takflaten dekomponeres i horisontal og vertikal retning. Karakteristiske linjelaster som påføres analysemodellen:

- Undergrut horisontalt: 2,07 kN/m
- Overgrut horisontalt: 2,56 kN/m
- Mønebjelke vertikal negativ: 1,13 kN/m.

Friksjonsbidraget som følge av vind mot fasaden neglisjeres grunnet at bidraget er av liten betydning.

## 2.2.8 Analyse originaldesign

Opplagerreaksjoner, kapasitetsutnyttelse, stivhet, stabilitet, egensvingeperioder og seismiske egenskaper vil bli sett nærmere på i dette avsnittet. For konstruksjonens geometri er tilgjengelige tegninger [19] og beskrivelser lagt til grunne. I analysen blir det benyttet en lastkombinasjon i bruddgrense A(EQU) for å finne maksimal påkjenning og lastkombinasjonen bruksgrense for å finne nedbøyning, Tabell 4.1-6. Enkelte elementer kan få en mindre lokal påkjenning når det bare sjekkes mot en lastkombinasjon.

### 2.2.8.1 Modellering Focus Konstruksjon 3D

Analysen av konstruksjonens respons blir gjort i Focus Konstruksjon 3D versjon 2013, som baserer seg på bjelkeelementer. En ønsker en modell som oppfører seg så lik den virkelige konstruksjonen som mulig. Stivheter i knutepunkter og sammenføyninger er en utfordring. Dette er vanskelig å få til uten å gå i detalj, og en velger ofte en konservativ løsning i den globale analysen. Resultat er at en velger leddet forbindelser som gir en mindre stiv konstruksjon enn i virkeligheten og større deformasjoner og nedbøyninger. I stedet for en leddet forbindelse kan en velge definerte fjærstivheter for hver enkelt forbindelse. Disse må bestemmes ut i fra mer

lokale analyser og gitte standarder. Dette er omfattende arbeid som krever for mye tid for denne oppgaven.

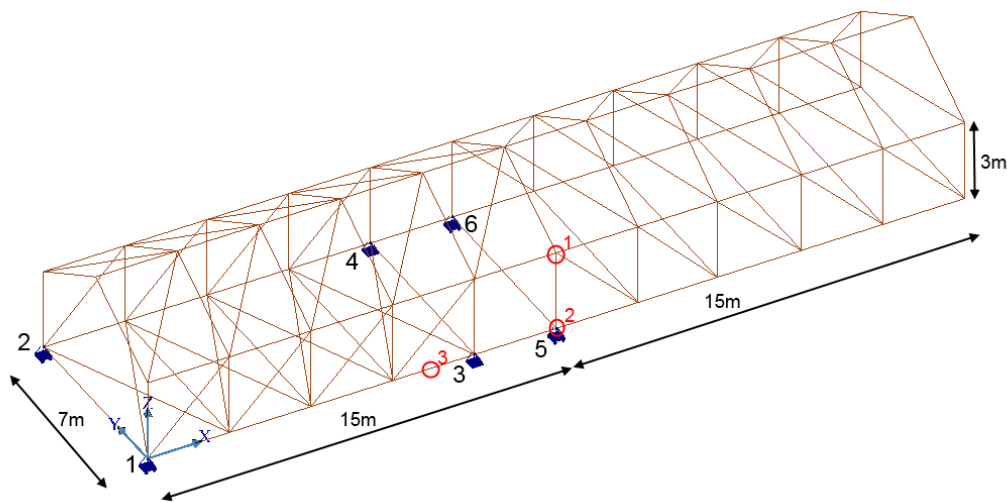
Under- og overgurtene, samt bjelken i mønet er modellert som kontinuerlig elementer. Vertikale og diagonale forbindelser i fagverket er modellert med stive forbindelser samt mellom de to fagverkene og mønebjelken. De diagonale bjelkene mellom mønebjelke og overgurten er modellert med leddet forbindelser. De tversgående bjelkene mellom fagverkene har stive forbindelser. Kryssene på motveksiden er der for å gi en riktigere modell, hvor det i virkeligheten er utstøpt betong.

Det globale aksesystemet er plassert i opplager en, hvor den positive x-aksen peker i lengderetningen av bygget, y-aksen i bredden og z-aksen i høyden. Se Figur 2.2-11 under.

Opplagerbetingelsene til bygget er tenkt slik at en ikke skal få noen laster på grunn av termiske tøyninger. Dette er gjort ved at opplager tre og fire er holdt fast mot forskyvning i de tre akseretningene. De fire andre opplagerne er bare holdt fast i y- og z-retning slik at bygget kan bevege seg fritt i lenderetningen x.

Alle laster for den statiske analysen er påført som linjelaster som angriper i elementets senterlinje. For den dynamiske analysen er de vikende massene summert opp og fordelt utover midten av det horisontale planet langs lenderetningen av bygget.

### 2.2.8.2 Statistiske resultater



Figur 2.2-11: Oversiktfigur originaldesign

Tabell 2.2-1 vises et utdrag av de viktigste opplagerreaksjonene i vertikal retning. Figur 2.2-11 viser hvor de er lokalisert.

Opplagspunkter	Brudd(A(EQU))	Bruks
1Rz	-23,07	-89,19
2Rz	-50,77	-42,77
Sum 1Rz og 2Rz	-73,84	-131,96
3Rz	449,66	347,46
4Rz	453,18	350,45
Sum 3Rz og 4Rz	902,84	697,91
5Rz	620,87	479,72
6Rz	618,88	479,33
Sum 5Rz og 6Rz	1239,75	959,05

Tabell 2.2-1: Opplagerreaksjoner i vertikal retning, kN.

Noen snitt i fagverket får større påkjenninger enn andre. Disse snittene kategoriserer som kritiske snitt som har stor betydning for om valgt løsning kan gjennomføres og må derfor studeres nærmere. Under er snittene beskrevet hvor de er i fagverket og hva som gjør dem kritiske. Snittene er markert på Figur 2.2-11. De gjelder for begge veggfagverkene.

- Snitt 1: Overgurt i fagverket over oppleggspunkt fem og seks. Største strekk i konstruksjonen, kombinert med moment om den globale z-aksen.
- Snitt 2: Undergurt i fagverket over oppleggspunkt fem og seks. Største moment i konstruksjonen om den globale y-aksen, kombinert med trykk.
- Snitt 3: Undergurt i fagverket midt i fakk fire talt fra oppleggspunkt en og to. Største trykkpåkjenning i konstruksjonen.

Tabell 2.2-2 viser kreftene i de ulike snittene. Verdiene i tabellen referer til bjelkenes lokale koordinatsystem hvor x peker i lengden av bjelken, y er profilets sterke akse og z svake (høyrehåndsregelen).

Nr	Enhet	Snitt 1	Snitt 2	Snitt 3
Tverrsnitt		IPE300	HEB300	HEB300
N	kN	729,9	-1006,2	-1061,6
Vy	kN	5,5	15,1	2,1
Vz	kN	17,9	67,2	28,2
My	kNm	37,0	135,5	21,7
Mz	kNm	7,0	24,0	1,4

Tabell 2.2-2: Krefter i de ulike snittene original design

Beliggenheten til snitt 1 og 2 er ikke noe overraskelsene, men forteller oss at konstruksjonen fungerer som en utragende bjelke. Snitt 3 kan ikke direkte kalles kritisk, med et tar opp store strekkrefter fra overgurten i fagverket.

### 2.2.8.3 Kapasitetsutnyttelse av stålfagverk

Kapasiteten til fagverket kontrolleres på et overordnet nivå etter formel ( 4.2-1) og ( 4.2-2).

Resultatene er vist i Tabell 2.2-3 som viser at alle de tre snittene har tilstrekkelig kapasitet i bruddgrense. Mindre tverrsnitt i over og undergrut kan benyttes for å redusere egenvekt og materialkost.

Nr	Snitt 1	Snitt 2	Snitt 3
Tverrsnitt	IPE300	HEB300	HEB300
Utnyttelsesgrad	86 %	58 %	28 %

Tabell 2.2-3: Utnyttelsesgrad av de ulike snittene original design

#### 2.2.8.4 Stabilitet og likevekt

Noe som gjelder for alle konstruksjoner er at de stabiliserende kreftene må være større enn de veltende. Det er nettopp dette MVRDV ønsker å leke med når de har skjøvet bygget ut over skråningen. Som en ser av Tabell 2.2-1 er det et større behov for stabiliserende krefter ved bruksgrensetilstand.

De stabiliserende kreftene for TBB bygde løsning er motvekter i form av betongfundamenter, samtidig som de har flyttet vippepunktet litt lengre ut under bakkenivå. Som en konservativ antagelse settet vippepunktet likt med designrens ønske, midt på. Tyngdetettheten til normalarmert betong er  $25,0 \text{ kN/m}^3$  og i dette tilfellet regnes lasten som gunstig siden det er en stabiliserende kraft. Etter NA.A1.3.1[28] er partialfaktoren for gunstige laster 0,9. Det er støpt ut betong i de fire innerste feltene med en tykkelse på 0,3 m og et ekstra fundament helt i bakkant som har en bredde på 7,0 m, lengde 2,5 m og en tykkelse på 0,5 m.

Med de ovenfor stabiliserende kreftene og en nødvendig forankring i bruksgrensetilstand på 131,96 kN har TBB god stabilitet mot vipping. Det er en stabiliserende reserve i bakkant av bygget på 405 kN.

#### 2.2.8.5 Forskyvning

Når det videre i avsnittet snakkes om forskyvninger i de ulike retningene er det i forhold til det globale koordinatsystemet. I bruksgrensetilstand er den maksimale nedbøyningen målt ytterst på den frie enden Tabell 2.2-4.

Retning	[29]
Resultant	51,8
x-retning	-6,4
y-retning	9,5
z-retning	-50,5

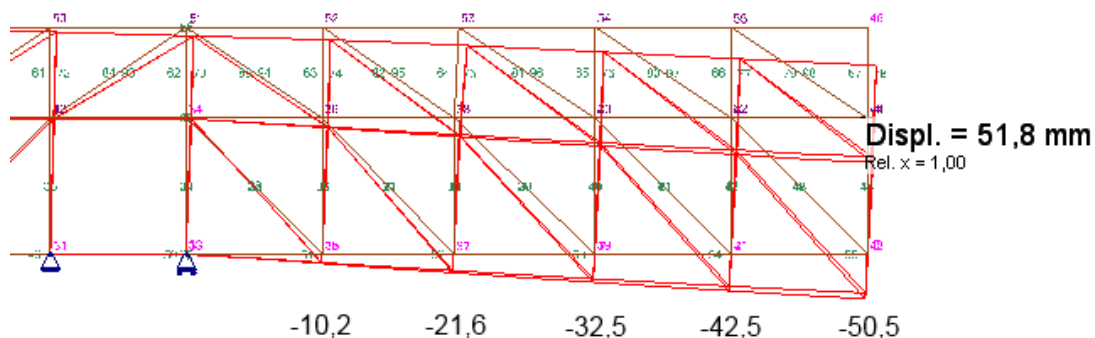
Tabell 2.2-4: Forskyvning originaldesign

For lasttilfellet med bare vind er forskyvningen ytterst 25,7 millimeter i y-retning. Den horisontale forskyvningen i y-retning under bruksgrensetilstand er akseptabel. Forskyvningen under maksimal vindpåkjenning er nok akseptabelt for konstruksjonen, siden det ikke er en varig forskyvning. For de som oppholder seg lengst ute i den utkragende delen kan det nok bli ubehagelig, siden det er en bevegelse som brukene ikke har kontroll over. Dette henger veldig i sammen med svingninger og vibrasjoner som blir omtalt senere.

Den horisontale forskyvningen i y-retning kan reduseres ved å legge inn kryss i den utkragende delen. Dette har også en stabiliserende effekt med tanke på utknekking/vipping den utkragede delen.

Den vertikale nedbøyningen i bruksgrensetilstand er noe som en ønsker å minimalisere med tanke på ønsket uttrykk til det ferdige bygget. Nedbøyningen er i dette tilfellet like viktig innvendig som utvendig. Det å øke dimensjonene og sette inn flere avstivende elementer er en mindre gunstig løsning med tanke på økonomi, gjennomføring og effekt. Den vanligste løsningen er å bygge med overhøyde for å kompensere for nedbøyningen. Dette vil si at en konstruerer fagverket med den beregnede deformasjon motsatt vei slik at når bygget står ferdig har det ønskede utseende. For at dette skal bli mest mulig riktig må en vurdere nøye hvilke og andeler av lastene som skal rette opp den konstruerte overhøyden. Her er det hovedsakelig store deler av egenlasten og noe av nyttelasten en tar med. Det kan være nødvendig å gjøre mer nøyaktige beregninger av egenlasten for ikke å bli for konservativ [30]. Vind- og snølast utelates ettersom det varierer mye.

Den praktiske gjennomføring er at under- og overgurten får en knekk ved vippepunktet slik at konstruksjonen får en liten positiv vinkel. Som en ser av Figur 2.2-12 er nedbøyningen nesten lineær. Denne knekken kan lages ved at det gjøres et kutt enten i overflensen, underflensen eller begge deler for så å kutte eller sveise inn et lite stykke i flensene. Det er snakk om veldig lite. Det må også gjøres noe med steget. Ved bare å gjøre tiltak ved vippepunktet sikrer en kontinuerlig konstruksjon videre som er med på å redusere avvikene i geometrien. Samtidig må en passe på at en ikke får en merkbar knekk når en beveger seg over ”vippepunktet” i den ferdige konstruksjonen.



Figur 2.2-12: Nedbøyning i mm z-retning original design

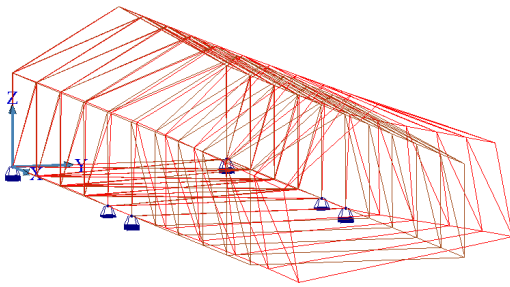
### 2.2.8.6 Egensvingeperioder

Byggets egensvingeperioder ble funnet ved hjelp av en dynamisk analyse i Focus Konstruksjon 3D versjon 2013. De tre første svingemodene med denne frekvens i Hz, periode og svingeform er presentert i Tabell 2.2-5 under. Figur 2.2-13 og Figur 2.2-14 viser svingeform til svingemode 1 og 2.

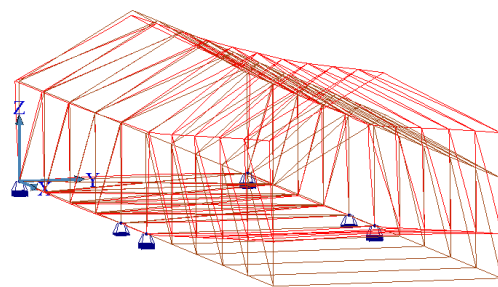
Svingemode	Beskrivelse av svingeform	Frekvens [Hz]	Periode [s]
1	Horisontal translasjon og rotasjon	2,81	0,36
2	Vertikal translasjon	5,49	0,18
3	Rotasjon om midten av planet	7,97	0,13

Tabell 2.2-5: Egensvingeperioder original design

TBB første egensvingeperiode på 0,36 sekunder i horisontal retning er en forholdsvis kort periode. Et mer tradisjonelt bygg har en periode på mellom 0,5 og 1,5 sekunder [31]. Den andre egensvingeperioden i vertikal retning er interessant med tanke på vibrasjon fra menneskelig aktivitet. Fra Tabell 4.1-8: Vibrasjoner som følge av menneskelig aktivitet ser en at frekvensen fra hobbing 1,8-3,4 Hz ikke vil by på problemer for sikkerheten til konstruksjonen, men noe bevegelse vil en nok klare å lage.



Figur 2.2-13: Svingemode 1 TBB



Figur 2.2-14: Svingemode 2 TBB

### 2.2.8.7 Seismiske egenskaper

TBB er et enetasjes småhus som ligger under seismisk klasse I etter tabell NA.4(902) [32]. Etter utelatelseskriteriene kreves det normalt ikke påvisning av tilstrekkelig sikkerhet etter standarden. Bygget kan ikke karakteriseres som et normalt småhus på grunn av sin utragende konstruksjon som gjør at en må gjøres vurderinger innenfor seismiske påvirkninger. Bygget oppfylder kravene til lav seismisitet i henhold til formel (4.1-3) og har da en konstruksjonsfaktor  $q$  lik 1,5.

Har ingen opplysninger om de geotekniske forholdene. Bygget ligger i en skråning med som kan være avsetninger av leire. Gjør derfor en forutsetning om grunntype C etter tabell NA.3.1. Grunntype C er karakterisert som ”Dype avleiringer av fast eller middels fast sand eller grus eller stiv leire med en tykkelse fra et titalls meter til flere hundre” [32].

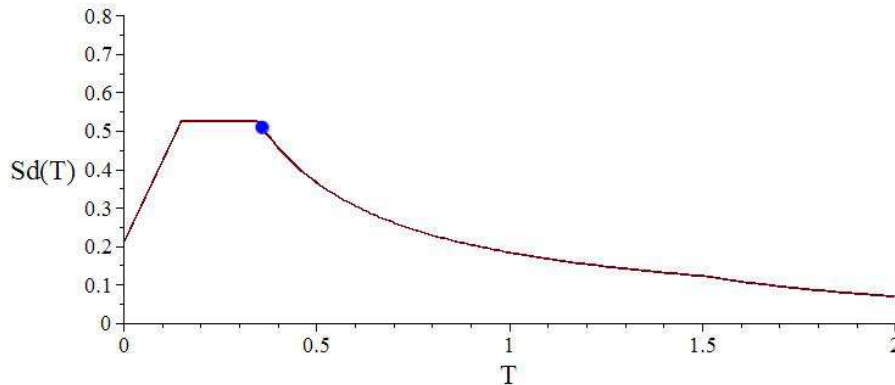
Spissverdien for berggrunnes akserelasjon i Suffolk etter Seismic Hazard Assessment for Central, North and Northwest Europe [33].

$$a_{g40Hz} = 0,4 \text{ [m/s}^2\text{]}$$

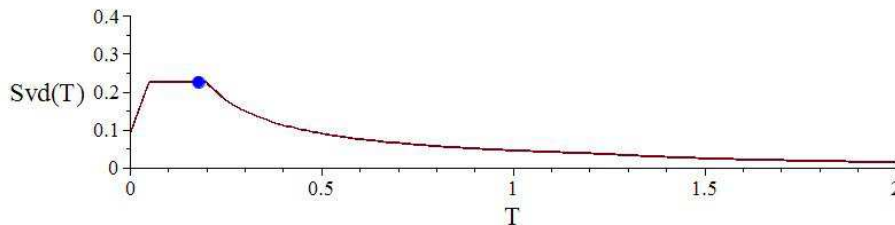
Det bør merkes at TBB oppfylder utelatelseskriterier for lav seismisitet og dimensjonerende spektrum, som betyr at det ikke kreves påvisning av byggets sikkerhet mot seismiske laster. Videre beregninger er allikevel utført for å vurdere byggest respons.

Figur 2.2-15 og Figur 2.2-16 vises dimensjonerende spektrum i henholdsvis horisontal og vertikal retning. Siden TBB andre svingemode har en tydelig vertikal

komponent benyttes denne egenperioden for det vertikale dimensjonerende spekteret. Den blå sirkelen markerer den første egensvingeperioden i horisontal retning på 0,36 sekunder og vertikal retning på 0,18 sekunder.



Figur 2.2-15: Horisontalt dimensjonerende spektrum TBB



Figur 2.2-16: Vertikalt dimensjonerende spektrum TBB

I Tabell 2.2-6 er resultatene av dimensjonerende grunnakserelasjon og spektrum, summert seismisk last på fundamentnivå sammen med summert vindlast for bruddlastkombinasjon A(EQU) hvor vind er dominerende variabel last. Den samlede massen av egenvekten av bygget og 30 prosent av nyttefasten er beregnet til 132 597 kg. For vertikal retning er bare halve massen medregnet siden det er den utkragende delen som er interessant.

Retning	Dimensjonerende grunnakserelasjon $a_g$ [ $m/s^2$ ]	Dimensjonerende spektrum $S_d(T_1)$ [ $m/s^2$ ]	Summet seismisk last fundamentnivå $F_b$ [34]	Summert vindlast $F_w$ [kN]
Horisontal	0,224	0,508	67,4	208,2
Vertikal	0,134	0,224	14,9	51,0

Tabell 2.2-6: Seismiske laster og vindlaster original design

Ettersom bygget er i en etasje som benyttes som seismisk last i de ortogonale retningene i planet. De seismiske lastene er vesentlig mindre enn vindlastene og vil derfor ikke gi noen større belastninger på konstruksjonen etter Tabell 4.1-6: Lastkombinasjoner. Grunnet at seismisk last og vindlast ikke virker samtidig. For at den seismiske lasten skal bli større enn vindlasten med de samme antatte grunnforholdene må spissverdien for berggrunnens akserelasjon være større enn  $1,2 m/s^2$ . Med grunntype E etter tabell NA.3.1. [32] øker de seismiske lastene med 21 prosent.



## 2.2.9 Gjennomføring av byggingen

Det sikreste med tanke på den nødvendige konstruerte overhøyden og minst mulig avvik i geometrien er å produsere fagverkene helt ferdig på et verksted. For så å transportere det ut til byggeplass og løfte det på plass. Transportdelen av denne planen er mindre praktisk gjennomførbart og det blir lang konstruksjon å håndtere. Det å produsere fagverkene i mindre moduler, med boltede forbindelser er mer praktisk gjennomførbart. Det er viktig å holde "unødvendige" skjøter til et minimum med tanke på kostnad og deformasjon. Skrudde forbindelser har en liten tøyning som gir et bidrag til nedbøyning. Disse forbindelsene må en også ta hensyn til når en bestemmer nødvendig overhøyde. Ved å dele opp fagverket i tre deler i henholdsvis ni, ni og tolv meter kan en sette sammen en stabil konstruksjon på den delen som står forankret til grunnen. En vil da ha et fakk på tre meter av den utkragende delen hvor en har laget den lille vinkelen som trengs for å oppnå den nødvendige overhøyden. Videre kan en montere den siste delen av fagverket og de tversgående bjelkene med bolter. Dette krever en mobilkran og ikke noe stillas. For montering av mønebjelke og bjelker mellom denne og fagverkene krever ikke stålarbeidene stillas, men det gjør jobben enklere. Det må uansett opp når en skal bygge klimavegger og tak. Det vil være nødvendig med et løft fra en kran for å få forbindelsene mellom hovedfagverk og takfagverk sammen dette som følge av større nedbøyning av hovedfagverk før hele konstruksjonen virker sammen.

Med denne løsningen slipper en midlertidige støtter av den ukragende delen og en får mulighet til å gjøre målinger for å se om den tenkte løsningen med overhøyde virker slik den er tenkt. Den vil nok ikke være like egnet for større konstruksjoner av samme art.

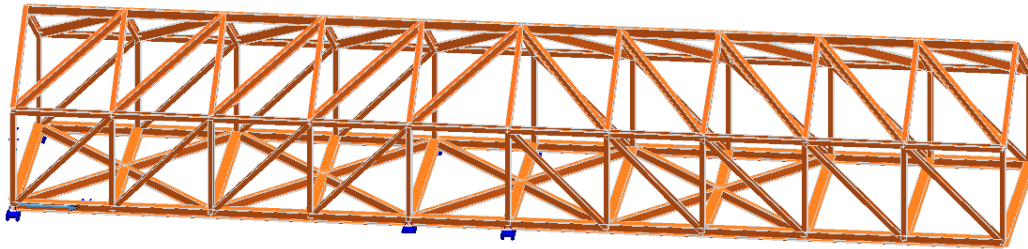
## 2.2.10 Andre design

For å se på hvilke andre responser det gir og for å få en større forståelse av konstruksjonen, vil det i dette avsnittet bli gjort endringer på originaldesignet. Formen på bygget er den samme, men gjør endringer i konstruksjonen og randbetingelsene. Sammenlikner også relevante faktorer opp mot hverandre og originaldesignet.

Konstruksjonens egenperiode er en interessant faktor som er spennende å se nærmere på ettersom en endrer geometri og randbetingelser.

### 2.2.10.1 Stive av det horisontale planet

Ønsker å redusere forskyvningen sideveis ved å legge inn avstivende diagonaler mellom de to fagverkene. Gjør det ikke i de seks ytterste meterne ettersom det ikke er plass til det her grunnet vinduet i gulvet. Tilstreber at diagonalene skal ha 45 grader på fagverket for best mulig effekt. Benytter IPE300 og momentstive forbindelser. Det vil gi en endring av konstruksjonens egsvingeperioder som det er interessant å se på.



Figur 2.2-17: Konstruksjon med diagonaler i planet

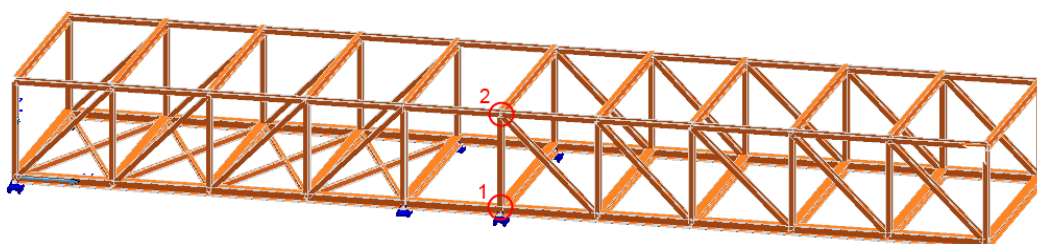
Svingemode	Beskrivelse av svingeform	Frekvens [Hz]	Periode [s]
1	Vertikal translasjon	5,49	0,18
2	Horisontal translasjon de seks ytterste meterne	6,12	0,16
3	Rotasjon om midten av planet	8,12	0,12

Tabell 2.2-7: Egensvingeperioder for konstruksjon avstivninger i horisontalplanet

Diagonalene har som ventet stivet av konstruksjonen sideveis som har ført til en reduksjon av forskyvningen i global y-retning fra 9,5mm til 1,9mm. Den første svingemoden har nå blitt vertikal translasjon istedenfor horisontal translasjon og rotasjon som har blitt svingemode to. Dette var faktorer som en ville ønske å gjøre noe med i det opprinnelige designet.

### 2.2.10.2 Uten takfagverk

Uten saltaket og en enda tydeligere kant ved vippepunktet i form av en vertikal vegg endres det arkitektoniske uttrykket. En konstruksjon som er mer rektangulær vil fremstå mer fremmed, og mer som en bjelke som ligger på vippepunktet. Ønsker her å se på hvor mye har stålbjelken i mønet og fagverket mellom denne og hovedfagverkene har å si for styrken til konstruksjonen. Lastene som er satt på mønedrageren flyttes til hovedfagverkene. Legger inn tversgående bjelker av IPE300 mellom fagverkene med momentstive forbindelser.



Figur 2.2-18: Konstruksjon uten takfagverk

I bruksgrensetilstand er den maksimale nedbøyningen målt ytterst på den frie enden, se Tabell 2.2-8. Forskyvningen i z-retning er 43,2 prosent større for konstruksjonen uten mønebjelken og takfagverket, som viser at det spiller en vesentlig rolle i

stivheten til bygget. Forskyvningen i y-retning er 206,3 prosent større, og viser stor mangel på horisontal avstivning.

Retning	Originaldesign [mm]	Uten takfagverk [mm]
Resultant	51,8	78,7
x-retning	-6,4	-10,8
y-retning	9,5	29,1
z-retning	-50,5	-72,3

Tabell 2.2-8: Forskyvning originaldesign og uten takfagverk

De to kritiske snittene er markert på Figur 2.2-18 med røde sirkler og kontrollert opp mot formel (4.2-1) og (4.2-2).

Snitt 1: Utnyttet 81,4 prosent

Snitt 2: Utnyttet 98,3 prosent

Egensvingeperiodene har blitt lengre og første svingeform har blitt en ren horisontal translasjon som igjen viser mangel på horisontal avstivning.

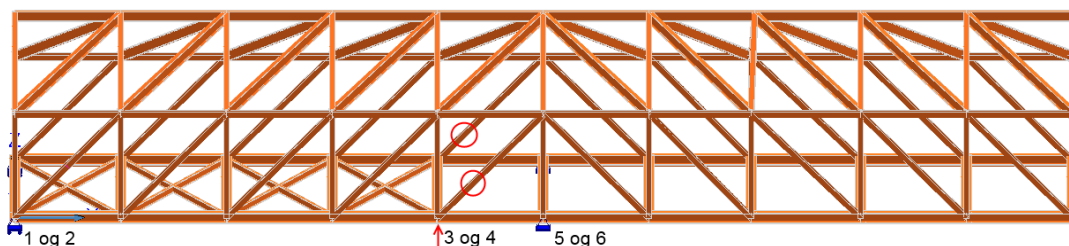
Svingemode	Beskrivelse av svingeform	Frekvens [Hz]	Periode [s]
1	Horisontal translasjon	1,84	0,54
2	Vertikal translasjon	4,88	0,20
3	Rotasjon om midten av planet	5,52	0,18

Tabell 2.2-9: Egensvingeperioder for konstruksjon uten takfagverk

Denne konstruksjonen er fullt mulig, men trenger horisontal avstivning i planet som i avsnitt 2.2.10.1. Samtidig må konstruksjonen bygges med en større overhøyde enn originaldesignet og flere diagonaler i midten av veggfagverket kan ha en positiv effekt.

### 2.2.10.3 Fjerne opplager tre og fire

Hvordan oppfører konstruksjonen seg uten opplager tre og fire, får en ren bjelke som ligger på et vippepunkt og holdes igjen i den ene enden? Opplager tre og fire, markert med rød pil på Figur 2.2-19, i originaldesignet har en samlet positiv reaksjon på 902,84 kN. Hvor blir det av disse kreftene når de ikke er der lenger? For å få en konstruksjon som er bedre rustet for slike opplagerbetingelser legges det inn en diagonal i fakk fem markert med en rød sirkel i Figur 2.2-19.



Figur 2.2-19: Konstruksjon uten opplager tre og fire

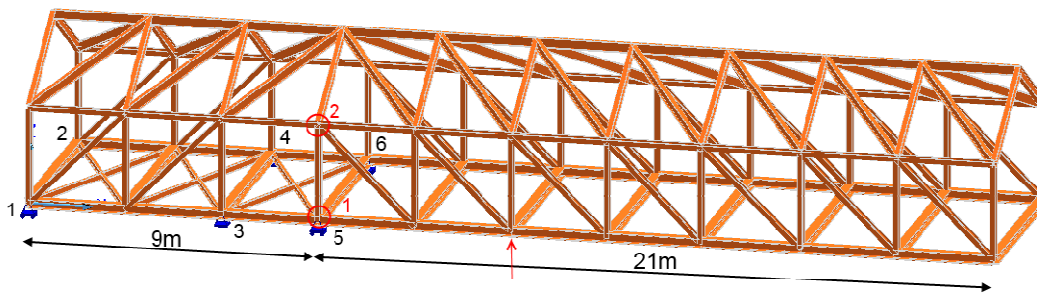
Uten opplager tre og fire flyttes kreftene til vippepunktet i opplager fem og seks, men den absolute summen på opplagerkreftene er 8,17 prosent mindre. Dette kan

komme av at det er mindre tvangskrefter i konstruksjonen. Kraftene i bjelkene er nesten de samme. Momentet over opplager fem og seks er redusert med 8,1 prosent og aksialkraften i undergurten i fakk fire har økt med 8,4 prosent. Hvis en ser bort ifra naturlaster vil konstruksjonen ligge og hvile på vippepunktet, og som i teorien er stabil. I praksis vil det ikke være slik grunnet varierende bruks- og naturlaster. Endringene i egensvingeperiodene er minimale.

#### 2.2.10.4 Skyve konstruksjonen lengre utover

For å få en større svevende effekt kan konstruksjonen skyves lengre ut. Dette vil kunne gjøre den mer spennende og kanskje flytte det vippende element til et mer tippende. Følelsen av det å gå utover kan bli mer som å gå ut mot et stup hvor en tar små skritt og strekker hals for å se utover kanten. Hvor mye har det å si for funksjonaliteten og responsen til konstruksjonen når den skyves enda lengre ut?

Den utragende delen er nå 21 meter og stabiliserende 9 meter, det opprinnelige vippepunktet er markert med rød pil, Figur 2.2-20. Det gjøres endringer i hovedfagverkene for å oppnå en konstruksjon som samsvarer med opplagerbetingelsene.



Figur 2.2-20: Konstruksjon skjøvet lengre ut

I bruddgrensetilstand blir det en økning av absoluttverdien til de vertikale opplagerreaksjonene på 165,7 prosent. Opplagerpunkt en og to må nå forankre konstruksjonen med 1961 kN. De andre opplagerparene må hver støtte opp med nesten det samme. De to kritiske snittene er markert på Figur 2.2-20 med røde sirkler og kontrollert opp mot formel ( 4.2-1) og ( 4.2-2).

Snitt 1: Utnyttet 102,8 prosent

Snitt 2: Utnyttet 166,3 prosent

Egensvingeperiodene har blitt noe lengre enn originaldesignet, men svingeformene er de samme.

Svingemode	Beskrivelse av svingeform	Frekvens [Hz]	Periode [s]
1	Horisontal translasjon og rotasjon	1,86	0,54
2	Vertikal translasjon	3,19	0,31
3	Rotasjon om midten av planet	6,35	0,16

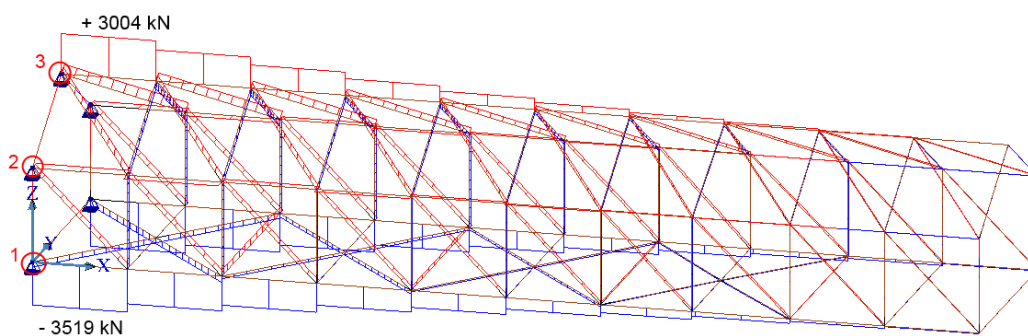
Tabell 2.2-10:Egensvingeperioder konstruksjon skjøvet lengre ut

Konstruksjonen bør stives av sideveis i det horisontale planet på samme måte som i avsnitt 2.2.10.1. Dette vil gi kortere svingeperioder, hindre at konstruksjonen knekker ut som den er i stor fare for å gjøre nå og trolig gi mindre momenter i snitt

to. Uansett må tverrsnittet forsterkes eller økes i de to snittene i tillegg til andre elementer som er innenfor opplager fem og seks.

### 2.2.10.5 Spenne inn konstruksjonen i enden

Hvis låven hadde spent helt fritt ut fra kanten av skråningen med sine 30 meter ville det blitt bokstavelig talt svevende. Dette forutsetter at konstruksjon i bakkant, som den er spent inn i er minimalistisk. Overgurten og undergurten i hovedfagverket og mønebjelken er fastholdt mot forskyvning og rotasjon i alle retninger. Det gjøres endringer i fagverkene for å oppnå en konstruksjon som samsvarer med randbetingelsene. Samtidig som konstruksjonen stives av horisontalt på samme måte som i avsnitt 2.2.10.1.



Figur 2.2-21: N-diagram innspent konstruksjon

Nedbøyningen i bruksgrensetilstand i z-retning for enden av konstruksjonen er 166,9 millimeter, men er ikke like lineær som originaldesignet. Momentkreftene er som forventet størst inne ved innspenningen på 133,7 kNm, men etter det første fakket er det redusert til under 40,0 kNm. Dette indikerer et effektivt og velutformet fagverk. De tre kritiske snittene er dominert av aksiale krefter og er markert på med røde sirkler på Figur 2.2-21 og kontrollert opp mot formel ( 4.2-1) og ( 4.2-2).

- Snitt 1: Utnyttet 99,8 prosent
- Snitt 2: Utnyttet 98,6 prosent
- Snitt 3: Utnyttet 185,9 prosent

Egensvingeperiodene er litt lengre enn i den avstivede konstruksjonen i 2.2.10.1, men svingeformene er de samme. Sideveis er konstruksjonen stiv med tanke på sitt lange spenn og forholdsvis smale bredde.

Svingemode	Beskrivelse av svingeform	Frekvens [Hz]	Periode [s]
1	Vertikal translasjon	3,07	0,33
2	Horisontal translasjon	4,23	0,24
3	Rotasjon om midten av planet	7,48	0,13

Tabell 2.2-11: Egensvingeformer innspent konstruksjon

For å oppnå ønsket form på dette designet må den bygges med en liten positiv vinkel ved innspenningen, men samtidig må det nok gjøres tiltak utover i konstruksjonen ettersom nedbøyningen ikke er lineær. Det er store krefter ved innspenningen av konstruksjonen som en må få overført på en trygg måte. Tverrsnittet til mønebjelken

må forsterkes betraktelig. Over- og undergruten i hovedfagverkene er høyt utnyttet, og en bør forsterke disse også. Ved å tillate rotasjon i opplagrene til undergurten reduserer det maksimale momentet i konstruksjonen til det halve uten at aksialkreftene blir markant større. Utknekking sideveis er det ikke noe fare for med den avstivningen den har i det horisontale planet. For fundamentering kan en flytte vippepunktet utover under bakkenivå sammen med mye betong som motvekt eller strekkpeler.

### 2.2.11 Oppsummering

Det hersker liten tvil om at MVRDV har designet et feriehus utenom det vanlige. Et feriehus i disse omgivelsene vil nok vanligvis ha sin opprinnelse i en gård eller tidligere fast bolig. En kunne valgt å legge huset på fast grunn, men ved å skyve det utover skråningen har en skapt en ekstra dimensjon.

#### Oppnåelsen av ”svevende arkitektur” gjennom utkragende konstruksjoner:

- En utkragende konstruksjon er et blikkfang og kan vekke nysgjerrigheten. For at utkrageren skal få en merkbar effekt må den være større enn bredden av den utkragende delen, eller den utkragende delen må være større eller lik den stabiliserende.
- Utfordre brukeren av byggets trygghet, er et viktig virkemiddel for at en skal få en svevende effekt.
- Følelsen av å sveve i luften blir større jo lengre en beveger seg utover i bygget. Hovedårsaken til dette er ikke den økende høyden, men at det blir mer vindusarealer som tillater brukeren å se ut og blir bevisstgjort at det ikke er en direkte forbindelse til bakken.

#### Utkragende stålkonstruksjoner:

- Dimensjonerende kriterium er stivhet og nedbøyning.
- For å oppnå en effektiv utnyttelse av stålet må konstruksjonen konstrueres med overhøyde.
- Nøyaktige kalkulasjoner må utføres på byggets egenvekt, permanente installasjoner og hvilken andel av nyttelasten som skal være med for å oppnå en utkragnings ønskede form. Målinger underveis i byggeprosessen er en fordel for å sikre seg at konstruksjonen oppfører seg som foruttatt.
- Vippepunktet får de største påkjenningene i forma av trykk i undergurten og strekk i overgurten.
- Utnyttelsen av den tilgjengelige høyden gjennom fagverket i saltaket som har mindre gunstig geometri i vertikal retning har et vesentlig bidrag til stivheten.
- En større utkragning er mulig, men setter større krav til et stivere horisontalt plan for å motstå utknekning. Kreftene som skal forankres øker i takt med lengden og det er viktig å klargjøre på et tidlig stadium i prosjekteringen hvordan disse skal forankres fra opplagerpunktet til fundament.

#### Svingninger og jordskjelv:

- Originaldesignet til TBB, som ikke har avstivede kryss utenfor vippepunktet, har en kort svingeperiode som fører til at en ligger veldig nærme toppen av responsspektre. Med avstivning havner en i toppen av spekteret.
- Grunnet lav spissverdi for grunnakserelasjonen, lett konstruksjon og lav seismisk klasse er de horisontale vindlastene større enn de seismiske.
- En kontrollert bevegelse vertikal retning i konstruksjonen som kan påvirkes av brukeren er med på å forsterke inntrykket at en ikke er i kontakt med bakken uten å sette påliteligheten til konstruksjonen i fare. Dette virkemiddelet begrenser seg til mindre bygg som TBB.

## 2.3 Museum aan de Stroom

**Eier:** City of Antwerp, Museum of City History Antwerp

**Arkitekt:** Willem Jan Neutelings, Neutelings Riedijk Architects

**Rådgivende ingeniør konstruksjon:** Bureau Bouwtechniek

**Rådgivende ingeniør glass:** ABT, Belgia

**Ferdigstilt:** Februar 2010, åpnet mai 2011

**Hvor:** Hanzestedenplaats 1, Antwerpen, Belgia

**Kostnad:** 56 millioner euro

**Program:** Bymuseum, 19.500 m<sup>2</sup> totalt gulvareal, hvor 5700 m<sup>2</sup> er utstillingsarealer. Museum for byens historie, med tilhørende gallerier for utskiftbare utstillinger.

**Beliggenhet:** Ligger i bydelen Eilandje, som er et gammelt havneområde som er under urbaniseringen og utvides til en ny bydel.



Figur 2.3-1: Museum aan de Stroom, Nord-vest [35]

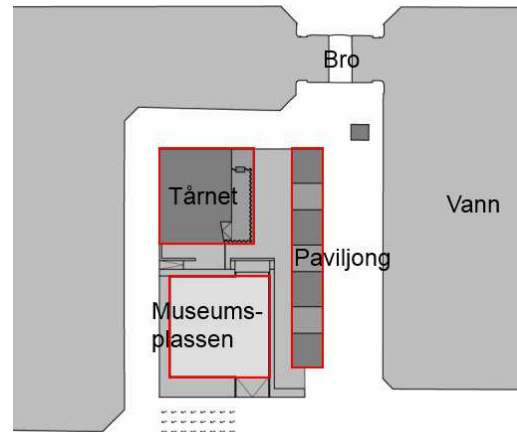
### 2.3.1 Bakgrunn og beskrivelse

Museum aan de Stroom (MAS) ligger i den gamle bydelen og havneområde Eilandje i Antwerpen Figur 2.3-2. Fra gammelt av var det en øy med nær tilknytning til fastlandet med broer. Selve bygget er plassert på den historiske grunn til Hansahuis som var et ledende økonomisk handelssted og en av de viktigste bygningene for Antwerpen i tre århundrer [36].





Figur 2.3-2: Museum aan de Stroom lokalisert i Belgia, Antwerpen markert på kartet [37]



Figur 2.3-3: Situasjonsplan Museum aan de Stroom [36]

Ettersom handelen har blitt flyttet til kontorer rundt om i verden og skipstrafikken til større og mer moderne havner, har bydelen hatt fraflytting. Fra 1990 tallet har byen jobbet med å planlegge og designe den nye urbane bydelen Eilandje. Denne planen inkluderte et nytt bymuseum som skulle samlokalisere flere av byens museer. Plasseringen av MAS er derfor et bevist valg. I tillegg til flere kulturelle bygg og severdigheter skal det bygges over 5000 nye boenheter. MAS var første del av dette urbaniseringsprosjektet og resten er nå i full gang [36].

I 1999 utlyste bystyret i Antwerpen en internasjonal arkitektkonkurranse for det nye bymuseet. Det kom inn 55 forslag, hvor Neutelings Riedijk Architects designkonsept "Stapelhuis", ble kåret til vinner av juryen.

Selve museet, tårnet, har en kvadratisk grunnflate på 37 ganger 37 meter med ti etasjer og en total høyde på 65 meter over bakkenivå. Kjernen av bygget er 12 ganger 12 meter med en utragende del på 12 meter hele veien rundt. Tårnet har en permanent utstilling fra Antwerpens historie, nåtid, gallerier med utskiftende utstillinger, kontorer, restaurant i toppetasjen og en takterrasse med utsikt over hele byen. Over 470 000 objekter er utstilt i museet. I tillegg inneholder anlegget en enetasjes paviljong på 1100 kvadratmeter som inneholder en kafé og en museums plass som er et 1600 kvadratmeter stor mosaikk med navnet "Dead Skull" av Luc Tuymans, Figur 2.3-3. Dette er åpent for alle og er tenkt som et rekreasjonssted for den nye bydelen [38].

Bygget går for å være et miljøeffektivt bygg med bestemte klimasoner og flere spennende løsninger [36].

### 2.3.2 Arkitektur

Bystyret og de som jobbet med urbaniseringen av bydelen ønsket seg mer enn et museum, men også et landmerke og samlingspunkt for bydelen Eilandje og Antwerpen. Samtidig skulle det huse landets skatter og samlinger fra fortiden som setter strenge krav til tyverisikkerhet, brannsikkerhet, lyspåvirkning og kontroll på fuktighet og temperatur.

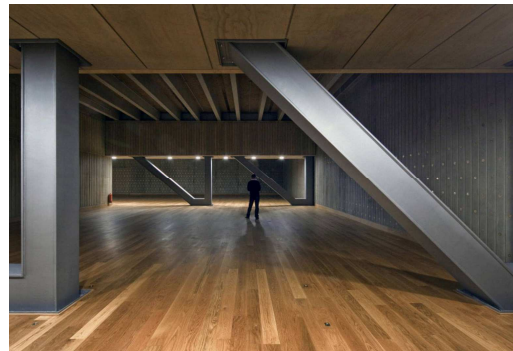
Neutelings Riedijk Architects hovedmål bak designet var å engasjere seg i en prosess med å ”gjenoppdage fremtiden gjennom å bevare fortiden”, som byplanleggerne også jobbet med [39]. Resultat ble design konsept ”Stapelhuis” som direkte oversatt betyr lagerhus, og som er forenlig med omgivelsene som MAS er plassert i. Den eldre bydelen Eilandje som i sin tidligere tid var en travel havn med tilhørende lagerhus i teglstein. Et par av dem er bevart og har tydelig slektskap med den rødfargede sandsteinen fra India som MAS’ fasade er kledd med. Samtidig gir sandsteinen et mer moderne uttrykk enn den tradisjonelle teglsteinen.

Med sin kvadratiske form, store høyde i forhold til omkringliggende bebyggelse og røffe fasade er bygningen i utgangspunktet ruvende rent fysisk og psykisk. Volumet er betraktelig redusert ved at det er foretatt et spiralformet kutt i fasaden gjennom å rotere etasjene 90 grader i forhold til den under. Det åpne volumet som skapes er kledd med glass i hele etasjens høyde uten noen strukturelle elementer som hindrer utsyn eller innsyn. Den bærende konstruksjonen finner en tolv meter lengre inn, noe som gjør at byggets tre ”sandsteinbokser” får en svevende effekt.

Volumet og tilstedeværelsen av bygget er også redusert ved at sandsteinen er hentet fra fire forskjellige brudd for å få forskjellig fargenyanser. De er satt sammen i et tilfeldig mønster ved hjelp av algoritmebasert dataprogram slik at ikke noen av de samme nyansene er i kontakt med hverandre. I tillegg er det 3185 aluminiums nagler formet som hender festet til den utvendige fasaden. Direkte oversatt betyr Antwerp ”hånd kasteren” og er et symbol på opprinnelsen til byens navn, gjennom en gammel myte om en kjempe som kappet av den ene hånden til de som krysset elven uten å betale han toll [40]. Denne utsmykningen er fortsatt på de innvendige sandsteinfasadene, men formet som medaljonger og innfelt i steinen [38].



Figur 2.3-4: Utsikt fra den spiralromede ruten [41]



Figur 2.3-5: Fagverket som en del av interiøret [41]

Spiralen er ikke bare visuell effekt for å redusere den visuelle tyngden til bygget, men en rute en kan følge opp gjennom hele bygget. Gjennom inngangen som er trukket under bygget starter en rute av rulletrapper som er lagt ved glassfeltene og gir tilgang til alle etasjer. Den spiralformede ruten er den raske ruten som forteller om Antwerpens historie, vil en vite mer eller se på noen av de andre utstillingene trekker en inn til kjernen av bygget og andre siden. På denne måten kan en reflektere over byens historie mens en nyter utsikten over den levende byen på vei opp til neste etasje [36]. Denne ruten blir omtalt som det vertikale galleri og byvandring i vertikal retning [42]. Dette gjør MAS til et monument der fortid og nåtid møtes [38].

Mye av den bærende konstruksjonen i betong og stål er en del av interiøret. Betongen har derfor en finis med trestruktur og et mønster av innfelte skruer som kan brukes til oppheng. I galleriene, hvor det er ingen vinduer, var det et ønske om å ”skape en atmosfære av en skattkiste hvor besøkende vil oppdage tusenvis av de utstilte objektene fra Antwerpen rike maritime fortid” [43]. Dette har de klart ved å benytte heltregulv i eik og andre treverk utsykninger som en god kontrast til betongen og stålet, Figur 2.3-5.

### 2.3.3 Hvorfor Museum aan de Stroom?

Neutelings Riedijk Architects har i utgangspunktet benyttet et tungt og voluminøst utseende som ikke trenger de største virkemidlene for at det skal se ut som en har gjort noe med tyngdekraften. Ved å ta en rektangulær blokk med minimalt av vinduer og plane overflater for så å fjerne deler av volumet, tilsvarende som i spillet ”klossmajor”, har en skapt en mindre stabil bygning, Figur 2.3-6.

Når en har fjernet noe av den massive fasaden og samtidig ønsker å beholde volumet som et innvendig rom er glass eneste mulighet.

Med MAS ønsker jeg å se på store glassfasader med et minimum av bæresystemer som virkemiddel for å oppnå ”svevende arkitektur”. Det inntrukne bæresystemet med utkragende etasjer gir utfordringer for stabiliteten til bygget, og store laster skal føres til grunnen på et mye mindre areal enn fotavtrykket. I tillegg er det langt ned til grunnfjellet og dårlige masser, som også er et generelt problem for byer i nærheten av havet. Hvordan bygget oppfører seg under svingninger med de ”påhengte” massene er også interessant å se på.



Figur 2.3-6: Visualisering av stabilitet MAS

### 2.3.4 Viktige faktorer for å oppnå ønsket arkitektonisk uttrykk

Får å få den visuelle luften mellom sandsteinklossene er det viktig at det er minimalt med strukturelle elementer i glassfeltene, spesielt i vertikal retning. Så fort en får en aluminiumsprofil mellom glassene forringes effekten av ”hull i volumet” betydelig.

For at volumet til ”sandsteinboksene” skal opprettholdes må ikke fasadene perforeres av vinduer eller andre synlige utsparinger. Hvis en ser på første, andre og øverste etasje er det noen smale og høye vinder som er med å redusere det visuelle volumet i vesentlig grad.

### 2.3.5 Andre inspirerende prosjekter

Under er tre prosjekter som har likhetstrekk MAS og kan ha vært en inspirasjonskilde, enten gjennom den spiralformede ruten, redusert sitt volum gjennom kutt i fasaden eller benyttet større glassfasader. Det er ikke bare en arkitektonisk inspirasjon, men også for konstruksjonen.

Guggenheim Museum i New York av Frank Lloyd Wright, Figur 2.3-7, har en meget elegant design som tar de besøkende med heis til toppen for så å lede dem nedover en spiralformet rampe. Langs den brede rampen er utstillingene plassert som gir mulighet til å ta en rask tur og studere det en vil nøyere. Står en ved ytterveggen og ser oppover har en utsikt over New Yorks himmel gjennom et horisontalt vindu som følger rampen hele veien. Dette spiralformede kuttet gir luft mellom skivene i fasaden og gir den visuelle effekten av at de sirkulære skivene svever over hverandre. Museet sto ferdig i 1959 etter en lang designprosess [44]. Det har blitt et landemerke som skiller seg ut fra resten av byens bebyggelse, men samtidig er en del av den. Måten gangveien viser frem de utsilte objektene, kuttet i bygningens visuelle volum og at det opptrer som et landemerke i byen, er meget likt MAS.



Figur 2.3-7: Solomon R. Guggenheim Museum [44]

Nederlands paviljong under World Expo 2000 i Hannover Tyskland av MVRDV arkitekter, Figur 2.3-8, er nok det nærmeste visuelle design konseptet før MAS sin tid. "Holland creates Space" var tema for bygget er et rektangulært bygg over flere etasjer som har en spiralformet rute av trapper rundt fasaden [MVRDV, 2009 #34]. Fasaden er i forskjellige former, materialer, farger og har store åpninger uten helt å gjøre bygget ustabil eller svevende som MAS. Når står i bygget vil det nok føles mer svevende sidene i bygget er så åpne.

Casa da Musica i Porto, Portugal av OMA arkitekter, Figur 2.3-9, er tatt med på grunn av dens store i fasader bølget glass. Den største med en bredde høyde forhold på 25 gange 12 meter. Det stod ferdig i 2005 og er et av de første byggene i sitt slag hvor en har så store glassflater med minimalt av strukturelle elementer [45]. Fra utsiden har bygningen et stort volum som er forsøkt å reduseres ved å åpne den opp, uten hel å ha lykkes på samme måte som MAS. De to horisontale linjene opptrer litt for kraftig til at det virker som en glassflate. Samtidig er fasaden mye mer ensformig som også har en volum økende effekt. Når en sitter i konsertsalen og ser ut gjennom det store vinduet vil en få en følelse av å bli trukket ut av "boksen" en sitter i.



Figur 2.3-8: Nederland World Expo 2000  
[46]

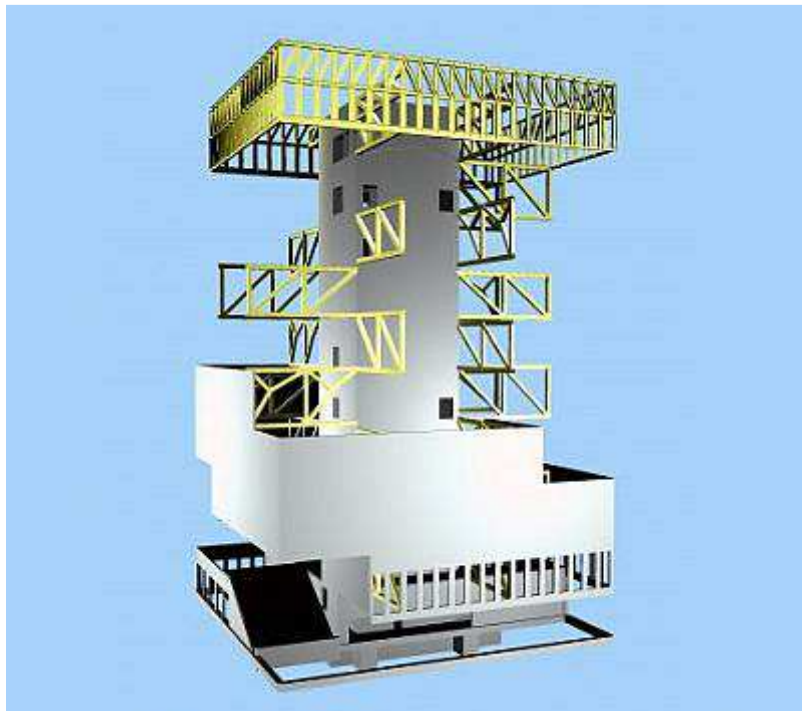


Figur 2.3-9: Casa da Musica[45]

### 2.3.6 Konstruksjonen

MAS konstruksjon kan sammenliknes litt som et tre med sin kjerne i betong og utragende stålfagverk. Betongkjernen på tolv ganger tolv meter med en tykkelse på 400 millimeter bærer hele bygget bortsett fra fasaden i første etasje, dekkene og fasadene på nord og syd siden i andre etasje. Fagverkene står parvis ovenfor hverandre og roterer 90 grader for hver etasje som vil si at hvert fagverk bærer to etasjer med tilhørende fasade, Figur 2.3-10. Etasjeskillene er i 680 millimeter DT-elementer i overkant av fagverkene og underkant er det plasstøpte dekke med en minimum tykkelse på 300 millimeter. Det vil si over glassfeltene. Der hvor

sandsteinen har blitt brukt som gulv har DT-elementene en påstøp på 170 millimeter [47].



Figur 2.3-10: 3D modell av bærekonstruksjonen [48]

Fasadens bærekonstruksjon er prefabrikkerte betongelementer som er seks meter høye, 1,8 meter brede og en tykkelse på 250 millimeter. Disse er satt fast til dekkene og sveiset sammen ved hjelp av innstøpte stålpatser langs de tilstøtende rendene. Utenpå den bærende betongen ligger 80 millimeter med isolasjon, vindsperre, fasadeplatene i rød sandstein med en tykkelse på 50 millimeter [47].

Fagverkene har en utragende lengde på tolv meter og høyde på seks meter. Med disse forholdene mellom lengde og høyde er det fullt mulig å konstruere fagverk som kan bære lastene. For å ta opp strekkraftene fra overgurten gjennom betongkjernen er det trolig støpt inn en større stålkonstruksjon. Utfordringen er nedbøyning som har blitt ivare tatt gjennom en konstruert overhøyde slik at når alle permanente laster er påført skal nedbøyningen være minimal [36]. Fagverkene går igjennom galleriene, men er gjort til en del av interiøret, Figur 2.3-5. Til gjengjeld er det ikke behov for noen søyler, som er en stor fordel når en skal ha åpne gallereier.

Etasjene og utkrager konstruksjonen har et system for hvordan den bærer seg selv og neste. For å få den ønskete avslutningen med toppetasjen må systemet brytes og en må finne en ny løsning på å bære denne og taket. Et fagverk som omkraser hele fasaden, bæres på samme måte som resten av bygget med utkragede fagverk. I toppetasjen er det restaurant og derfor et ønske om å ha utsikt mens en sitter og spiser. Disse vinduene er da plassert mellom stavene i fagverkene.

Glassfeltene med en høyde på 5,5 meter har høy stivhet på grunn av sinn s-form. De er satt i sammen av bredder på 1,8 meter og har en dybde på 0,6 meter. Der hvor glassfeltene i to etasjer møter hverandre er de satt sammen med en stålprofil og fått

en horisontal støtte ved hjelp av et stålrør som ligger på innsiden hengt opp i kjetting og med et avstivende kryss til den innforliggende fasaden [36].

Fundamenteringen er gjort med plasstøpte peler på to forskjellige måter. "Continuous Flight Auger(CFA)" er benyttet langs ytterveggene med diameter 600 og 900 millimeter og lengde på 15 meter. Til fundamentering av betongkjernen, som er to meter større, "Post-grouted bored piles" benyttet. Denne metoden er kjent for veldig små setninger, men er lite benyttet i dag. Under veggene er det benyttet diameter 1070 millimeter og innenfor veggene en diameter på 900 millimeter, alle med en lengde på 14 meter [49]. Det er ingen stive forbindelser mellom fundamentet til betongkjernen og ytterveggene slik at de kan bevege seg "fritt" i forhold til hverandre under setninger i grunnen, som kommer når en øker belastningen. På denne måten kan en påvirke hvor deformasjonen for setningene skal komme som er beregnet til 59 millimeter for betongkjernen og ti millimeter for fasadefundamentene [49].

### 2.3.7 Laster

Byggets laster beregnes i henhold til kapittel 4 og norske standarder. Snølast blir neglisjert i denne oppgaven ettersom bygget er plassert i Antwerpen, Belgia som ligger 5 moh, hvor karakteristisk snølast mark er  $0,2 \text{ kN/m}^2$  [25]. Seismiske laster henger sammen med byggets egensvingeperiode og vil derfor først bli omtalt når denne er estimert.

Egenlaster og nyttelaster for brukskategori C3 er gitt i Tabell 4.1-2 og Tabell 4.1-3.

#### 2.3.7.1 Vindlaster

Vindlasten blir den samme for alle vindretninger ettersom fasaden er kvadratisk og lik høyde. Grunnet høyden deles det opp i to soner.

Grunnverdier:

- Referansevindhastighet( $v_{b,0}$ ) for Antwerpen [50] : 25 m/s
- Referansehøyde( $z_e$ ):  $b < h \leq 2b$ 
  - $z_{eb}$ : 37 m
  - $z_{eh}$ : 65 m
- Terrengruhet kategori: III
- Friksjonsfaktor: 0,02
- Vindkasthastighetstrykket( $q_p(z_e)$ ) etter kap 4.5 [27]
  - $q_p(37)$ :  $1.036 \text{ kN/m}^2$
  - $q_p(65)$ :  $1.211 \text{ kN/m}^2$
- Den samlede formfaktoren( $c_f$ )
  - Global analyse for vind på tvers av lengderetningen fra tabell 7.1 [27]: 1,3
  - Lokal analyse for glassfelt: 1,15

Summert vindlast som en linjelast i vertikal retning:

- $h < 37 \text{ m}$ : 51,36 kN/m
- $h > 37 \text{ m}$ : 66,23 kN/m

Vinduslast for lokal analyse vindusfelt:  $1,40 \text{ kN/m}^2$

### 2.3.8 Analyser av originaldesign

Noen konstruksjoner og løsninger ved det bygde designet krever en mer nærgående analyse for å forstå dens virkemåte. Stabilitet, egensvingeperioder, seismiske egenskaper, og glassfasaden er temaer som vil bli sett nærmere på i dette avsnittet.

#### 2.3.8.1 Modellering i FEM-design 3D Structure

FEM-design 3D Structure versjon 12 benytter bjelke- og skallelementer. Modellen er bygget opp med formål å finne lastene på fundamentet og egensvingeperiodene. Det er modellert etter geometrien i avsnitt 2.3.6, betongkvalitet B45 og HEB 500 i fagverkene bortsett fra det omkransede fagverket i øverste etasje hvor det er brukt HEB 300. Alle forbindelser mellom alle skall og bjelke elementer er modellert stive. Ettersom det ikke er noen stive forbindelser mellom betongkjernen og fasaden er det ikke modellert noen elementer som er støttet av fasadefundamentet. Det er ikke tatt hensyn til utsparinger i betongkjernen da dette gir en mindre redusering av stivheten ettersom kreftene blir omfordelt i virkeligheten. Fundamentet under betongkjernen krysser seg selv i hjørnene og strekker seg to meter lengre ut [51]. Opplagerbetingelsene i underkant av fundamentet er momentstive.

Egenlasten av den modellerte konstruksjonen er medregnet, permanent egenlast på gulv, samt lasten av fasadeplatene der det hvor det ikke er glass. Nyttelasten for brukskategori C3 er benyttet for alle gulvarealer og vindlasten virker direkte på betongkjernen i den minst gunstigste retningen.

#### 2.3.8.2 Stabilitet

Fundamentering av større konstruksjoner er en utfordring når det er en høy konsentrasjon av laster. Lastkombinasjonen B1(STR/GEO) er det totale trykket på fundamentet til betongkjernen 312 634 kN og veltende momentet i vindretningen 226 947 kNm om senter av bygget.

Det foreligger noen grunnundersøkelser i Flor De Cock artikkel "Sense and sensitivity of pile load-deformation behaviour" [51]. Spissmotstanden er minimal og varierende de første åtte meterne for så å gå over til 10-12 N/mm<sup>2</sup> de neste 20 meterne med en hakket kurve som tyder på at det er sand og silt i grunnen. Etter dette sand- og siltlaget faller spissmotstanden til 4 N/mm<sup>2</sup> som tyder på bløt leire, 33 meter under bakken stopper undersøkelsene uten å ha nådd fjell.

Spissmotstand på 10-12 klassifiseres som middels spissmotstand [52].

Som beskrevet i avsnitt 2.3.6 konstruksjon, har fundament til MAS en størrelse lik avtrykket til betongkjernen pluss to meter i hver retning, med hovedvekt av peler under selve kjernen. Det har ingen stive forbindelser til de separate fundamentene til fasadene som ikke henger på den utragende delen. Stabiliteten til bygget er dermed om fundamentet til betongkjernen og de understøttende pelene. Det kan sammenlignes med måten betongplattformene i Nordsjøen er forankret på. For en overordnet kontroll kan en anta at de aksiale kreftene tas opp av spissmotstanden og friksjonen til pelene, mens stabiliteten gis fra den horisontale motstanden til massene. Det stemmer ikke helt med virkeligheten ettersom det veltende momentet i



realiteten ikke virker om midten av fundamentet, men dekomponert i to kraftpar ved hver side av betongkjerne. Det ene gir trykk, det andre strekk.

Aksiallasten fordelt på 64 løpemetere fundament understøttet av peler er dette 4885 kN per meter fundament som er akseptabelt når oppgitt kapasitet på E1070 pelene er 7500 kN [51]. Momentet antas lineært økende med trykket i grunnen fra null i toppen til 3474 kN i enden av de 14 meter lange pelene. Fordelt på det 16 meter brede fundamentet blir det 217,1 kN/m, eller 0,22 N/mm<sup>2</sup>. Dette er en akseptabel påkjenning.

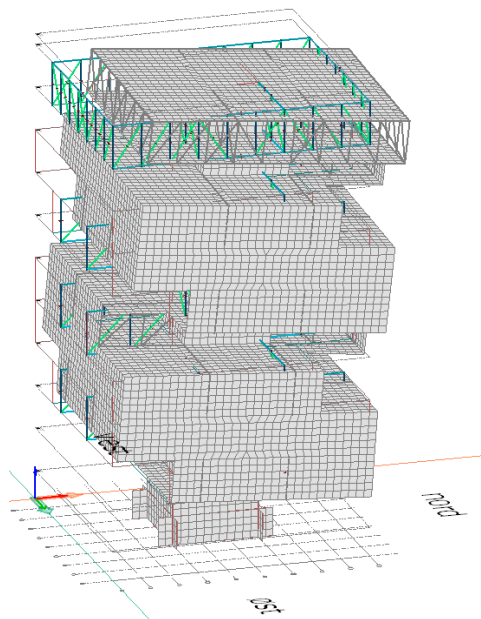
### 2.3.8.3 Egensvingeperioder

Bygget har en regulær avstivning med sin betongkjerne i midten, og burde da få rene translasjonsvingeformer uten for mye torsjon. Hvordan de utkragende massene påvirker den regulære avstivningen i planet og en konstant stivhet i opprisset er noe som er interessant å se på. Siden det er en utkragende etasje ekstra på nord- og østsiden av bygget, er det mer masse her enn på syd- og vestsiden av bygget. Byggets egensvingeperioder er funnet ved hjelp av en dynamisk analyse i FEM-Design. De tre første svingemodene med deres frekvens i Hz, periode og svingeform er presenter i Tabell 2.3-1 under.

Svingemode	Beskrivelse av svingeform	Frekvens [Hz]	Periode [s]
1	Horisontal translasjon nord-øst	0,997	1,003
2	Horisontal translasjon øst-syd	0,997	1,003
3	Rotasjon om midten av planet	2,214	0,452

Tabell 2.3-1: Egensvingeperioder original design MAS

Svingemode en og to har samme periode, men beveger seg i forskjellige retninger. Svingemode en beveger seg dobbelt så langt i nordlig retning enn den gjør i østlig, Figur 2.3-11. Svingemode to beveger seg dobbelt så langt i østlig retning enn den gjør i sydlig.



Figur 2.3-11: Svingemode 1 MAS

### 2.3.8.4 Seismiske egenskaper

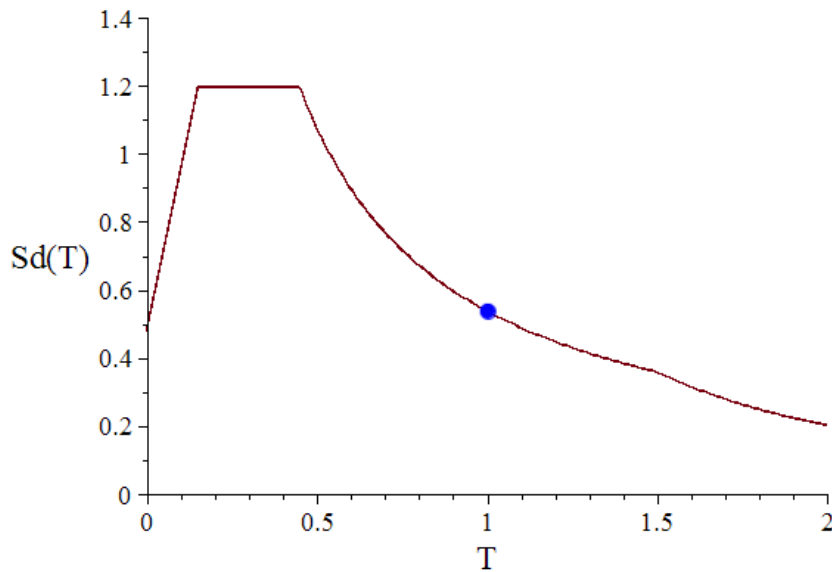
MAS er et høyt bygg hvor det i perioder vil oppholde seg større ansamlinger av mennesker som setter MAS i seismisk klasse III etter tabell NA.4(902) [32]. Bygget oppfyller kravene til lav seismisitet i henhold til formel ( 4.1-3) og har da en konstruksjonsfaktor q lik 1,5.

Med de geotekniske opplysningene fra avsnitt 2.3.8.2 er grunntype D det mest nærliggende etter tabell NA.3.1. Grunntype D beskrives som middels fast kohesjonsløst masse som stemmer godt med sand- og siltlaget som har en middels spissmotstand [32]. For en detaljert prosjektering kreves det at grunnens egenskaper og responspektrum fastsettes av en geotekniker for et bygg i denne størrelsen.

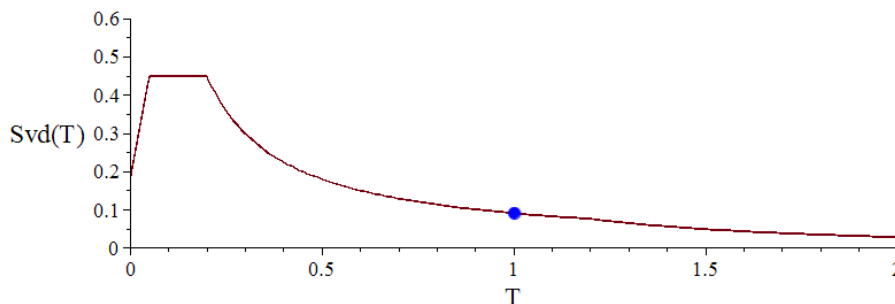
Spissverdien for berggrunnes akserelasjon i Antwerpen etter Seismic Hazard Assessment for Central, North and Northwest Europe [33].

$$a_{g40Hz} = 0,4 \text{ [m/s}^2\text{]}$$

Figur 2.3-12 og Figur 2.3-13 vises dimensjonerende spektrum i henholdsvis horisontal og vertikal retning hvor første egensvingeperiode på 1,003 sekunder markert med den blå sirkelen. Denne ligger godt nedenfor toppen av begge spektrumene.



Figur 2.3-12: Horisontalt dimensjonerende spektrum MAS



Figur 2.3-13: Vertikalt dimensjonerende spektrum MAS

I Tabell 2.2-6 er resultatene av dimensjonerende grunnakserelasjon og spektrum, summert seismisk last på fundamentnivå sammen med summert vindlast for bruddlastkombinasjon A(EQU) hvor vind er dominerende variabel last. Den samlede massen av egenvekten av bygget og 30 prosent av nyttelasten er beregnet til 20 322 tonn.

Retning	Dimensjonerende grunnakserelasjon $a_g$ [m/s <sup>2</sup> ]	Dimensjonerende spektrum $S_d(T_1)$ [m/s <sup>2</sup> ]	Summet seismisk last fundamentnivå $F_b$ [34]	Summert vindlast $F_w$ [34]
Horisontal	0,448	0,536	10892,5	5422,5
Vertikal	0,269	0,089	1815,5	-

Tabell 2.3-2: Seismiske laster og vindlaster original design MAS

De seismiske lastene er dobbel så store som vindlastene i bruddgrense og blir derfor de dimensjonerende lastene for det avstivende bæresystemet.

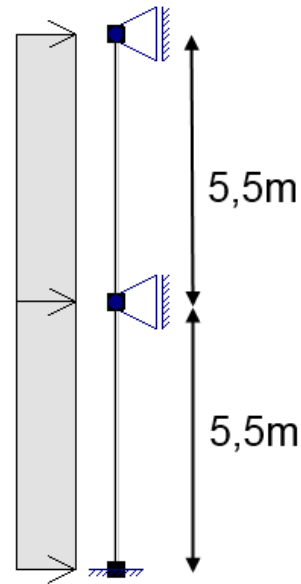
### 2.3.8.5 Bølget glass

Nøkkelen til den svevende effekten av MAS "sandsteinbokser" er glassmateriale og den bølgede s-form. Med sin tykkelse på 12 millimeter og et spenn på 5,5 meter og hvor det på hjørnene av bygget bærer vekten av et glassfelt over er dette et revolusjonerende design, Figur 2.3-14. Hvis en skulle ha et plant glass med dette spennet ville tykkelsen blitt stor og sammen med alle lamineringssjiktene mindre transparent. Samtidig gir ikke den bølgede formen noen stor forstyrrelse av utsikten. En har også spart noe kostnad ved å benytte vanlig floatglass og ikke laminerte eller herdet [53].

Rob Nijse, som er en av de ledende på forskning innen konstruksjonsglass og som jobber i konsulent firmaet ABT, benyttet seg av det bølgede glasset for første gang i Casa da Musica, se avsnitt 2.3.5. Her var det produksjonsfasilitetene som satte begrensinger på det 4,5 meter lange spennet glasset har [54]. Etter suksessen her ble det videreutviklet til MAS. Den dimensjonerende lastvirkningen er vinden med sin "jevnt" fordelte last på glassets flate. Som tidligere nevnt har glasset sin høye stivhet gjennom sin bølgede s-form. Nødvendig dybde på bølgene ble utforsket og en fant ut av at et forhold på 1 til 20 mellom bølgehøyde og spenn ga den beste strukturelle effekten. ABT foreslo da en bølgehøyde på 300 millimeter, hvor arkitektene svarte med å doble det, med argumentet at en ikke kunne stå inne i en bølge på 300 millimeter [54]. Dette er et konkret eksempel på at arkitekturen ble til ved nødvendig konstruksjon.



Figur 2.3-14: Glassfasade MAS [55]



Figur 2.3-15: Statisk system bølget glsss MAS

Det statiske systemet til glassfasaden er vist i Figur 2.3-15 og er designet slik at det skal tilføre glasset minimalt med ekstra spenninger. I bunnen er glasset satt ned i en stålprofil med et mellomlegg av et elastisk materiale som tillater en liten rotasjon. Ved den horisontale skjøten er glasset også klemt fast med en stålprofil og et elastisk mellomlegg, men stålprofilen er ikke kontinuerlig mellom de to glassene. Det har en gummipakning imellom som tillater at glassene kan rotere uavhengig av hverandre. Ved hver konkave bølge sett fra utsiden er stålprofilen festet til det horisontale opplegget i form av en sirkulær stålprofil som er 330 millimeter fra glasset og hengt fra himlingen i kjetting. Det øverste opplegget gir bare støtte i horisontal retning og kan bevege seg helt fritt i vertikal retning. Dette fordi at den utkragende konstruksjonen fra betongkjernen vil bevege seg opp og ned under bruk og det skal ikke mye ekstra spenning til før glasset knuser [54].

De vertikale skjøtene mellom de 1,8 meter brede glasselementene vil bevege seg noe under påkjenning. De er satt sammen med silikon som tillater noe bevegelse mellom glassene, men det er en faktor som øker faren for konsentrerte spenninger.

Når det ene glasset skulle settes opp på det andre dukket det opp noen problemstillinger. Det første var om glasset ville klare den aksiale lasten fra det andre, som viste seg ikke å være noe problem. Spenningene fordelte seg jevnt fra 0 til  $2,0 \text{ N/mm}^2$  noe som gikk innenfor det akseptable nivået. Det andre var om glasset over ville bli stående om det under knuste og var det mulig å erstatte det knuste. Løsningen her ble å konstruere armen mellom stålprofilet i skjøten og det horisontale opplegget sterkt nok til å bære glasset. I tillegg vil glassene ved siden av ha noe bæreevne gjennom de vertikale skjøtene [54].

Det er ikke funnet noe på hvilke vurderinger som er tatt med tanke på personskade hvis glasset skulle knuse. Siden det benyttes floatglass og ikke glass som kvalifiserer som sikkerhetsglass, vil glasset ved brudd løsne flere store og skarpe glasstykker

som vil være farlige for de som oppholder seg i nærheten eller under glasset som går i brudd.

### 2.3.9 Gjennomføring av byggingen

Etter grunn- og fundamenteringsarbeidene er ferdig, er det betongkjernen som må reises først og de andre konstruksjonselementene må følge etter. Når en skal støpe en vertikal konstruksjon med samme tverrsnitt hele veien er en glideforskaling eller klatreforskaling å foretrekke med tanke på fremdrift og geometriske avvik. Likevel er en tradisjonell veggforskaling valgt for MAS, og grunnen til det er nok knutepunktene til de utragende fagverkene og type armering endrer seg for hver rotering.

Påføring av de permanente lastene gjennom fagverkene er gjort med en viss symmetri for ikke å påføre betongkjernen større veltede momenter enn den får i ferdig tilstand.

Der det har vært mulig å benytte prefabrikkerte elementer har det blitt benyttet fordi det krever mindre tilrettelegging og arbeid på plassen. De plasstøpte dekkene over vindusfeltene krever mye forarbeid i form av stillas som på det høyeste nesten strekker seg tolv meter, Figur 2.3-16. Det er kostbart arbeid som samtidig krever store sikkerhetstiltak for de som skal utføre det. Selv om en hadde benyttet prefabrikkerte elementer i disse dekkene, måtte en fortsatt hatt en midlertidig konstruksjon til å støtte dem til ytterveggene til etasjen over hadde vært på plass. Hvis en virkelig ville bygge MAS uten midlertidig støttende konstruksjon kunne en bygge det ovenifra og ned etter at betongkjernen var støpt. Det ville blitt en kompleks konstruksjon og ville krevet flere beregninger for belastninger under oppføring. Å bygge noe ovenifra og ned er også vaskelig med tanke på løfteoperasjoner, logistikk og sikkerhet.



Figur 2.3-16: MAS under oppføring

Alle fagverkene bortsett fra det omkransede i øverste etasje er ikke større enn at de kan ferdigproduseres på verksted og transporteres inn på vei. Siden en hadde mulighet for transport via sjøveien ble hver side av det omkransede fagverket ferdigprodusert og fraktet til byggeplassen på en lekter [56]. Dette er en fordel fordi en har stor kontroll på produksjonen i et verksted og en kan få et fagverk med minimalt av geometriske avvik.

Glassene er montert etter at det meste av de permanente lastene var påført konstruksjonen, slik at utkragningene den tilnærmede permanente geometrien og de største setningene i fundamentet har skjedd. Dette for å utsette glasset for minimalt av ekstra spenninger og skader.

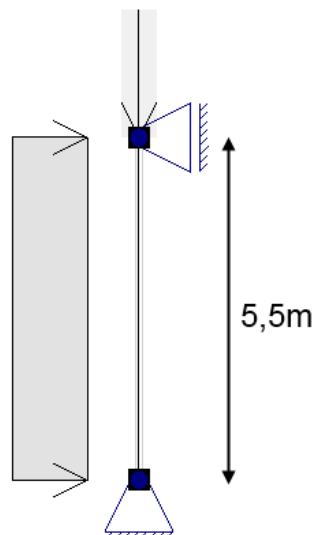
### 2.3.10 Andre design

Dette avsnittet tar for seg hvilke andre måter en kan benytte glass på i konstruksjonen med utgangspunkt i MAS. Kan en ha plane glass og kan glasset bære noe av konstruksjonen, slik at en får et mer tradisjonelt bæresystem hvor yterveggen bærer sin del av dekkene? Et mer tradisjonelt platefundament har også fått en vurdering.

#### 2.3.10.1 Plane glassflater

Ønsker her å se om det er mulig å benytte plant glass istedenfor bølget. Hvilke tykkelser og opplagerbetingelser er nødvendig for dette designet.

Ser på det nederste glasset ettersom dette er det minst gunstigste tilfellet. Bredden av glassene settes til en meter og de vertikale skjøtene fuges med silikon. Glasset er fritt opplatt i begge ender og er fri til å rotere, Figur 2.3-17. Det dimensjoneres analytisk etter avsnitt 4.2.3.5 Analytisk dimensjonering av plant tolags laminert glass.



Figur 2.3-17: Statisk system plant glass

Ettersom lamineringslaget evne til å overføre skjærkrefter mellom glassene har mye å si for utbøyning og spenninger i glasset utføres dimensjoneringen med forskjellig skjærmodul etter Tabell 4.2-4 for å se på forskjellen.

Benytter to lags float glass som er fullherdet og dermed et kvalifisert sikkerhetsglass som lamineres med et sjikt PVB med en tykkelse på 1,52 millimeter.

Dimensjonerende laster inklusiv partialfaktorer etter bruddgrensetilstand A(EQU) Tabell 4.1-6.

- Dimensjonerende aksial last:  $1,2 \times \text{tykkelse glass} \times 25,0 \text{ kN/m}^2$
- Dimensjonerende jevnt fordelt last:  $2,1 \text{ kN/m}^2$

Lastvarigheten settes til 0,29 etter den permanente lasten ettersom denne er størst og reduksjon ved kombinert virkning av vindlast er minimal etter 8.1.3(6) [57]. Dimensjonerende spenningskapasitet er  $69,75 \text{ N/mm}^2$  og tillatt utbøyning midt i spennet 50 millimeter etter ( 4.2-3) og ( 4.2-4). Disse to er de dimensjonerende kriteriene som bestemmer nødvendig tykkelse på glassfeltene.

Tabell 2.3-3 viser den totale tykkelsen på glasset inklusiv lamineringslaget, utbøyning etter ( 4.2-6), største spenning etter ( 4.2-5) og aksial last fra glasset over med de fire forskjellige skjærmodulene.

Skjærmodul	Total tykkelse [mm]	Utbøyning [mm]	Største spenning [ $\text{N/mm}^2$ ]	$N_{Ed}$ [34]
8,060	64,32	35,6	69,65	10,37
0,440	63,92	47,3	69,58	10,30
0,266	67,52	49,6	61,29	10,89
0,0	83,52	49,6	36,61	13,53

Tabell 2.3-3: Resultater dimensjonering plant glass

Med en skjærmodul på 0,266 som er den største verdien en kan regne med for dette lasttilfellet er glasset over 4,5 ganger tykkere en ved bølget glass. Med slike glasstykkelser mister en noe av den transparente egenskapen til glasset og en får ikke den lettheten som ved mindre tykkelser. Det er den store utbøyningen som er den største bidragsyteren til de høye spenningene. Glassets manglede stivhet og innledende deformasjon på 18 millimeter grunnet produksjon er årsakene til dette. Den innledende deformasjonen kan nok reduseres med strengere krav til produksjon og kontroll. Samtidig som et spenn på 5,5 meter nok er i grenseland for denne formelen.

PVB lamineringens virkning på utbøyning og spenning kommer også tydelig frem av Tabell 2.3-3. Ved fullt samvirke har en minst utbøyning, men størst spenning. Når de to glassene virker individuelt blir det størst utbøyning, og dertil mindre spenninger. Dette henger sammen med at de to glassene virker som et element og overfører spenninger til hverandre.

For normalproduksjon av float glass ligger den maksimale tykkelsen på 25 millimeter [58]. For de nødvendige glasstykkelsene som trengs for MAS plane glassfasader er det mer hensiktsmessig å benytte flere lag med laminert glass. Den analytiske beregningsmodellen som er benyttet til resultatene i Tabell 2.3-3 er bare gyldig for tolags glass, men gir en indikasjon på nødvendig tykkelse.

### 2.3.10.2 Alternativ bæresystem

Kunne en hatt et mer tradisjonelt bæresystem hvor fasadeveggene tar sin del av lastene og fører dem ned i grunnen? For å få det samme arkitektoniske uttrykket og reduksjon av volumet kan en ikke ha strukturelle elementer i fasaden som ikke er transparente. Glassfasaden må visuelt opptre homogen og uten forstyrrelser. Disse visuelle egenskapene passer godt med glassets, og vil derfor se på mulighetene på for å bruke glass som en bærende konstruksjon.

Med den samme betongkjernen i midten på tolv gang tolv meter får fasadeveggene en lastbredde på seks meter fra dekkene. Et overslag med egen- og nyttelastene i bruddgrensetilstand med lastkombinasjonen A(EQU) gir en linjelast på 1790 kN/m på fasadeveggen i første etasje. Dette er ikke medregnet ytre påvirkning som vil påføre den bærende fasaden ytterligere belastning som er langt mer variabel.

Det finnes noen mindre nisjeprosjekter i enetasjes boliger der glass er det eneste bærende materialet. Et av dem er Santa Fe Glass House i New Mexico av Ohlhausen DuBois Architects [59].

Med MAS alle etasjer, størrelsen på belastningen, det som kom fram i avsnittet over, Tabell 2.3-3 og glassets materialeegenskaper i delkapittel 4.2.3 er det ikke gjennomførbart med glass som en bærende konstruksjon. I tillegg kommer det en ny vurdering inn når glass blir en del av hovedbæresystemet. Hvilke andre bærekonstruksjoner i bygget skal ta opp lastene hvis glasset går i brudd?

### 2.3.10.3 Andre transparente materialer

Et annet materiale som kunne tenke på å benytte er akrylglass eller bedre kjent som plexiglass. Det er som glass transparent og høy lystransmisjon, samtidig som det ikke er like sprøtt og har nesten halve egenvekten av glass. Trykk- og bøyefastheten ligger på 50 til 80 N/mm er temperaturavhengig som glass. Ulempen er at akrylglass er brennbart materiale som lager mye røyk og giftige gasser når det brenner [60]. Materialet er ganske likt betong bortsett fra at det har samme bøye- og bruddstyrke uten armering.

Et sted hvor akrylglass blir mye benyttet når det er store laster og en ønsker gjennomsiktighet er akvariumtanker. Et av de større eksemplene er "Burgers Ocean Aquarium" i Nederland som har et vindu på 20 gange 5 meter med fire til fem meter vanntrykk. Her har en benyttet et 400 millimeter akrylglass som er sveiset sammen slik at skjøtene er nesten helt usynlige [61].

Det kan være mulig å benytte akrylglass for å oppnå de åpne volumene i fasaden og samtidig være en bærende konstruksjon. Dette forutsetter at en får løst problemet med brannfaren til materialet. Tykkelsen vil uansett bli stor og oppleves mye større enn den gjør i et akvarium hvor det er vann bak.

### 2.3.10.4 Svingeformer med symmetri i massene

Ønsker her å se på svingeformene og egensvingefrekvensene til en konstruksjon lik MAS med lik massefordeling om betongkjernen, for å se om en får rene translasjonsvingeformer i de to akseretningene.



Det har blitt lagt til etasjer for å skape denne likevekten om betongkjernen, men en liten forskjell vil det være. Byggets egensvingeperioder er funnet ved hjelp av en dynamisk analyse i FEM-Design 3D Structure. De tre første svingemodene med deres frekvens i Hz, periode og svingeform er presentert i Tabell 2.3-4 under.

Svingemode	Beskrivelse av svingeform	Frekvens [Hz]	Periode [s]
1	Horisontal translasjon nord-øst	0,972	1,029
2	Horisontal translasjon nord-vest	0,973	1,028
3	Rotasjon om midten av planet	2,166	0,462

Tabell 2.3-4:Egensvingeperioder symmetri i massene MAS

Periodene har generelt blitt litt lengre fordi det har blitt mer masser. Svingemode en og to har samme periode, men andre svingeformer. Svingemode en beveger seg like langt nordlig som østlig, mens svingemode to beveger seg like langt nordlig som vestlig. For begge er 45 grader ut fra nordlig retning og ingen rene translasjoner i de to akseretningene i planet. Årsaken til dette er at avstanden til massene fra betongkjernen er lengre i hjørnene.

### 2.3.10.5 Alternativt fundament

Hvordan vil et mer tradisjonelt fundament i form av en bunnplate og jevn fordeling av peler virke for en konstruksjon som MAS?

Ved å fordele de resulterende kreftene fra grunnen gjennom en bunnplate som er litt større enn avtrykket til fasaden, har en mer areal til fundamentering og en større flate til stabilisering. Bunnplaten må ha tilstrekkelig kapasitet til å kunne fordele kreftene fra konsentrerte laster fra bygget og ut til peler og resulterende grunntrykk.

Ettersom grunnundersøkelsene ved MAS stopper på 33 meter under bakken uten å ha nådd fjell, er nok ikke fjell i en umiddelbar nærhet. Grunnen er de øverste meterne er i tillegg veldig dårlig så en ikke medregne kapasitet fra grunntrykket. En må da basere seg på peler med friksjons- og spissmotstand.

Det totale trykket fra betongkjernen fordelt på en bunnplate på 38 gange 38 meter gir  $216 \text{ kN/m}^2$ . I tillegg kommer vekten av bunnplaten som får stor tykkelse og tungt armert fordi den må ta opp store skjærkrefter langs betongkjernen og momenter fra resulterende peletrykk. En antatt tykkelse på 1,5 meter gir en tilleggslast på  $50,63 \text{ kN/m}^2$  inklusiv lastfaktorer for kombinasjon B1(STR/GEO), en økning på nesten 25 prosent.

Faren for lokale setninger i fundamentet øker med størrelsen på fundamenteringsarealet ettersom det er variasjoner i grunnen. En ren vertikal setning er bedre for konstruksjonen enn setninger som gir skjevstilling som følge av variasjoner i setningene til fundamentet. Noen variasjoner i peletrykket fanger fundamentet opp, men store kan gi store tøyninger og riss som igjen kan føre til kortere levetid til fundamentet. En differanse på setningene i fundamentet på 50 millimeter gir et utslag i toppen på 80 millimeter, nok til å endre lastbilde.

### 2.3.11 Oppsummering

MAS er et vellykket prosjekt der kunden, Antwerpen, har fått et landemerke som trekker folks oppmerksomhet mer enn at det er et museum. Arkitekturen trekker til seg de besøkendes nysgjerrighet gjennom de virkemidler som er benyttet.

#### **Oppnåelsen av "svevende arkitektur" gjennom redusering av volumet til konstruksjonen:**

- En trygg konstruksjon kan gjøres mindre trygg ved å foreta kutt i bygningens volum.
- Dette kuttet får større effekt jo mer transparent og homogent kuttet fremstår.
- Vertikale strukturelle elementer i dette kuttet er mer ødeleggende enn horisontale.
- En visuell tung konstruksjon forsterker den svevende effekten.

#### **Glass som transparent materiale i bygningens kuttete volum:**

- Glass er det best egnede materialet for å gjøre det kuttete volumet tilgjengelig. Det har høy transparenthet, lystransmisjon og kan tilføres forskjellige egenskaper gjennom lamineringslaget.
- Glass som bærende hovedkonstruksjon hvor brudd setter byggets stabilitet og bæreevne i fare er ikke mulig siden tilstrekkelig pålitelighet og forvarsel om brudd ikke kan påvises.
- Glass som sekunderkonstruksjoner hvor brudd ikke er en fare for byggets stabilitet eller bæreevne er mulig, men krever en vurdering av konsekvenser ved et eventuelt brudd.
- Plane glass uten andre avstivende materialer kan benyttes ved å øke den effektive tykkelsen gjennom laminering av flere lag med glass. Lamineringslagets egenskaper er viktig og en begrensende faktor her sammen med glassets sprøhet.
- Glasset kan gis en form som gir det en større stivhet mot utknekning og jevnt fordelt last som vind. Ved å minimalisere deformasjon påfører en glasset mindre spenninger.
- Ved prosjektering av glass må en alltid ha fokus på å minimalisere konsentrerte spenninger.

#### **Fundamentering av konsentrerte laster hvor det er dårlige masser og langt til grunnfjellet har MAS vist at er mulig ved å tenke alternativt. Det kan trekkes frem at:**

- Tradisjonelle bunnplatefundamenter som dekker hele fotavtrykket til bygget er ikke eneste løsning for å sikre byggestabilitet. På denne måten kan en bygge et lettere fundament og tilføre grunnen mindre belastninger.
- Ved å ha uavhengige fundamenter som dekker et mindre areal får en mer forutsigbare setninger og en kan bestemme hvor de kommer. De største beregnede setningene kommer under byggeperioden og planlagte tiltak kan utføres underveis og i slutfasen.

**Svingninger og jordskjelv:**

- De dynamiske egenskapene til et bygg med inntrukket regulært avstivede bæresystem i planet og opprisset med ”påhengte” etasjer med ikke symmetrisk plassering gir ikke rene svingformer i et av planets to retninger. Den har en hovedretning mot den tyngste siden. Symmetri i etasjene gir en diagonal svingform mellom de to retningene.
- En svingeperiode på over et sekund gjør at en kommer godt nedenfor toppen av responspekteret, men en tung konstruksjon gjør at de seismiske lastene blir større enn summert vindlast.

## 2.4 Leutschenbach Skole

**Eier:** Zürich kommune

**Arkitekt:** Christian Kerez

**Rådgivende ingeniør konstruksjon:** Dr. Schwartz Consulting

**Ferdigstilt:** August 2009

**Hvor:** Zürich, Sveits

**Kostnad:** 51 millioner euro

**Program:** 11500m<sup>2</sup>, Grunnskole og videregående skole for 500 elever fordelt over 22 klasserom, gymsal, arbeidsplasser lærere, administrasjon, kantine og bibliotek.

**Beliggenhet:** Utkanten av byen i et lite grøntområde som er omkranset av boligblokker, kontorer og industribygg.



Figur 2.4-1: Leutschenbach skole, fasade mot nordvest [62]

### 2.4.1 Bakgrunn og beskrivelse

Leutschenbach Skole (LS) ligger i en forstad nord for Zürich, Figur 2.4-2. Det er en del av et gammelt industriområde som har gjennomgått en forvandling til en blanding av industri og boliger for middelklassen. I denne prosessen har også rekreasjons områder i form av grønne "lunger" blitt etablert [63].



Figur 2.4-2: Leutschenbach skole, lokalitet i Sveits markert på kartet [64]



Figur 2.4-3: Tomten til Leutschenbach skole [64]

Når et område får mer boliger er det også et behov offentlige og servicebygg for de som bor der. Zürich så at det ville være et stort behov for nye skoler og renovering av gamle. Som følge av dette begynte en på midten av 1990 tallet å jobbe med nye retningslinjer for hvilke kriterier de nye skolene skulle designes etter for å møte den nye skole hverdagen og 100 år fram i tid. Utviklingen har gått fra store klasse undervisninger til mindre gruppe undervisninger hvor en har mindre rom og læreren fungerer mer som en mentor. Samtidig som det trengs mer fleksible rom og flere spesialrom. I tillegg blir det gitt et krav om at volumet skal være dynamisk slik at en kan gjøre endringer etter hvert som utviklingen setter krav. Retningslinjene ble utformet på en slik måte at var mulig for ulike design og ved hvert enkelt prosjekt blir det utlyst en design konkurranse [65].

Sammen med de nye retningslinjene, krav til kapasitet og tilgjengelig tomt utlyste Zürich en design konkurranse i 2003 hvor Christian Kerez konsept vant.

Resultatet er et 33 meter høyt bygg med en etasje under bakkenivå og seks over i varierende høyder og åpne arealer. Grunnflaten til første etasje er 42 ganger 27 meter, men det største fotavtrykket er 49 ganger 34 meter som følge av at fasaden er trukket inn og at de overliggende etasjene har en omkransende balkong med en bredde på ca to meter. Det vertikale bæresystemet er i skiftende stålfagverk og dekkene er i plasstøpt betong. Fasaden er i glass hvor det vertikale bæresystemet er lagt på utsiden i fire av etasjene [63].

I første etasje er det kantine, personalrom og større åpne arealer som kan brukes til det meste. Andre til fjerde etasje er ordinære klasserom med et større fellesrom i midten. Femte har også et større fellesrom i midten hvor et bibliotek, en større forelesningssal og andre spesialrom er plassert rundt. I øverste, sjettede etasje er gymsalen [63].

Det er kvalifisert som et lavenergibygg og varmes opp av vannbåren varme i gulvene og har naturlig lufting gjennom taket [63].

## 2.4.2 Arkitektur

Christian Kerez tok de nye retningslinjene om hvordan fremtidens skole skulle se ut godt innover seg og tenkte tilbake på det han satte pris på da han gikk på grunnskolen i Zürich. Det var de store åpne arealene og det å kunne bevege seg fritt rundt i disse. Han ønsket derfor å beholde mest mulig av tomtearealet til en park for elevene og beboerne i området. Dette løste han gjennom å bygge i høyden som har resultert i et fotavtrykk på ca. 10 prosent av den tilgjengelige tomten, Figur 2.4-3 [63]. Hovedmålet for selve bygget var å optimalisere enkeltheten til bygningen med de restriksjoner som de valgte materialene og konstruksjon gir [66]. Resultatet har blitt en kompakt bygningsmasse hvor volumene er stablet oppå hverandre, med mulighet til nesten helt åpne arealer innenfor fasaden.

Ved første øyekast ser det ikke så veldig spesielt ut. Blikket trekkes mot de store glass fasadene og de omkransede balkongene. Når dette inntrykket har satt seg begynner en å legge merke til det alternative bæresystemet til bygget.

Første etasje har en lavere høyde enn de fire neste og fasaden trukket lengre inn enn de over. Bæresystemet er trukket langt inn og det er ingen synlige strukturelle elementer i glassfasaden annet enn de vertikale skjøtene i glasset, Figur 2.4-4. I kombinasjon med dette og den lave etasjehøyden gir det et visuelt uttrykk at bygget svever på en "luftpute" og ikke er i kontakt med bakken. Dette kommer best frem på Figur 2.4-1.



Figur 2.4-4: Første etasje LS [67]

De neste tre etasjene er fasaden i glass omkranset av et fells fagverk som går over hele høyden til de tre etasjene med bare diagonale staver som er synlig. Selv ikke i hjørnene der fagverkene møtes er det satt opp noen vertikale staver, som gjør at det ikke blir noe innramming av fasaden. I femte etasje er bærekonstruksjonen trukket på innsiden av glass fasaden, men den får ikke den samme svevende effekten som den første grunnet høyden og fasade livet som er lik de tre under. Så kommer den siste etasjen som får en til å lure på om bygget er snudd på hode. Den er 2,5 ganger høyre enn de fire foregående og er den fasaden med flest strukturelle elementer i form av et fagverk med tette diagonale staver. Det ser ut som fagverket heller litt utover i toppen, siden det ikke er noen vertikale staver i hjørnene. Alt glasset i

fasaden har høy transparenthet og gir en stor åpenhet av bygget. Sammen med de omkransede balkongene virker etasjene fra innsiden mye større enn de er, det slutter liksom ikke.

På innsiden fortsettes bruken av glass for å opprettholde den åpne løsningen. Der hvor det av praktisk årsaker ikke er heldig med transparente glass er det brukt frosted glass for å slippe gjennom det naturlige lyset. Som mellom undervisningsrom, arbeidsplasser, ganger og toaletter. Første etasje er det mulig for en helt åpen løsning, men en har valgt å ha en ramme rundt de seks bærende trefotene, hvor den doble trappen går opp til femte etasje. Grunnskolen og den videregående skolen har hver sin inngang og hver sin trapp som danner delingen av de to skoletrinnene. Det er også trapp og heis rett innenfor fasaden mot nord midt på, og en utvendig trapp på sydøst hjørnet. De neste fire etasjene har et stor åpent areal rundt trappen med omkringliggende undervisningsrom. I øverste etasje er tilkomsten flyttet til den ene langsiden for å gjøre plass til gymsalen som er så transparent at en får en følelse av å være på taket, Figur 2.4-5.

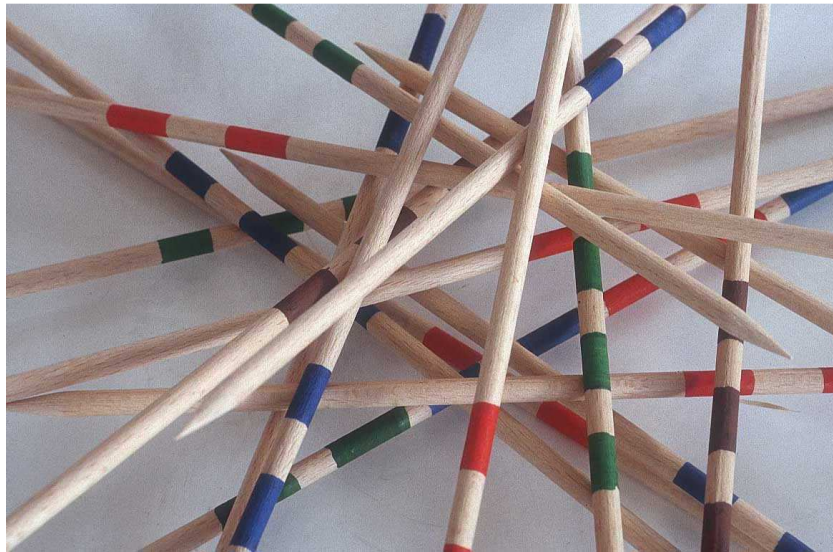


Figur 2.4-5: Gymsal LS, [68]

LS er et transparent og luftig bygg uansett hvor du oppholder deg over bakkenivå. Det er plass til å undervise, lære og leke på alle plan. Det er ingen massive strukturer som sperrer av noe areal, som for eksempel en betongkjerne. Det unike bæresystemet gir de største mulighetene til fri planløsning og dynamiske rom. Avhengig av hvem en spør så er arkitekturen formet av bæresystemet eller bæresystemet formet av arkitekturen.

### 2.4.3 Hvorfor Leutschenbach skole?

Christian Kerez har en arkitektur som skiller seg litt ut fra annet en ser innen ”svevende arkitektur”. Det er perfektionerte konstruksjoner hvor det ikke tillattes absolutt mer bærende eller avstivende elementer enn det som er nødvendig. Det skal ikke være større en det som trengs for å opprettholde sin funksjon. Det er noe en tilstreber på de fleste byggeprosjekter med tanke på økonomi, men med Kerez’ prosjekter er det arkitekturen som har vært drivkraften. Gjennom et tett samarbeid med bygningsingeniøren Joseph Schwartz har de klart dette på flere bygg, hvor LS er et av de best gjennomførte eksemplene.



Figur 2.4-6: Visualisering av LS uoversiktlige bæresystem [69]

Virkemidlene LS bruker for å oppnå ”svevende arkitektur” er et uoversiktlig bæresystem med en tilsynelatende perfektionert konstruksjon og transparente fasader. Det er litt som et ”pinnespill”, Figur 2.4-6, hvor en har ikke helt oversikt over hvilke andre pinner som vil bevege seg når en løfter på en. Ønsker å se nærmere på lastbilde og hvordan lastene føres ned til grunnen gjennom kombinasjonene av fagverk. Hvordan er stabiliteten? Et åpent bygg som LS har utfordringer i forhold til barnsikkerhet, hvordan har en løst dette? Det å legge en gymsal på toppen av alt annet er et originalt valg som har sine fordeler og ulemper.

#### 2.4.4 Viktige faktorer for å oppnå ønsket arkitektonisk uttrykk

Rene linjer som ikke ødelegger transparentheten og minimalisering av strukturelle elementer er nøkkelfaktorer her. Ikke å skape store kontraster mellom de strukturelle elementene, men la de gli inn i hverandre. Her er samme farge på betong og stålkonstruksjoner en enkel måte å gjøre det på. Forstyrrende elementer som lys, sprinkler, ventilasjon og senket systemhimling er løst ved å integrere tekniske installasjoner i betongdekkene. En senket systemhimling er ikke noe alternativ når fasaden består av glass i hele høyden.

#### 2.4.5 Andre inspirerende prosjekter

Christian Kerez og hans samarbeidspartner Joseph Schwartz har hatt flere prosjekter sammen før LC. To av dem som er veldig like i materialbruk og konsept er Forsterstrasse Apartments fullført i 2003, Figur 2.4-7 og House with one Wall i 2007, Figur 2.4-8 begge ligger i Sveits. Konseptet er enkelt, en vegg i hver etasje fordi det ikke trengs mer [70].

Det var under arbeidet med ”Forsterstrasse Apartments” at Kerez og Schwartz begynte å jobbe sammen. Schwartz var da byggingeniør nummer tre på prosjektet, de to foregående hadde gitt opp. Den vertikale hovedkonstruksjonen er to betongvegger som krysser 90 grader på hverandre. De er forskjøvet for hver etasje og i krysningspunktet. Fra hver av de fire fasadene ser en enden av en vegg og flaten



til en annen i hver etasje. Det er noen mindre betongvegger innimellom, men de ser en ikke fra utsiden fordi de skyldes av hovedkonstruksjonen. Betongdekkene blir enten understøttet av en vegg eller holt oppe av en utragende vegg på oversiden [70].



Figur 2.4-7: Forsterstrasse Apartments [71]

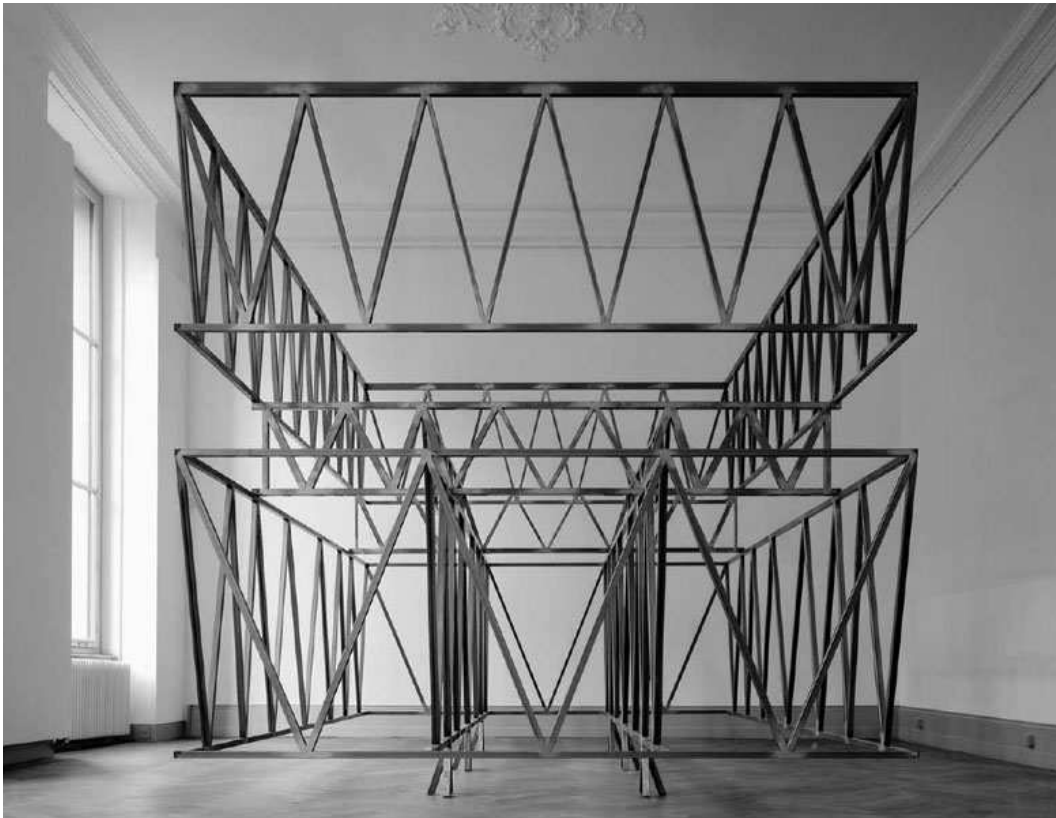
Figur 2.4-8: Modell av "House with one Wall" i skala 1:10 [72]

Som navnet tilsier er det ikke mer enn en vegg i hver etasje, og det er ikke mer som behøves for det vertikale bæresystemet og dele bygget opp i to leiligheter. Den 400 millimeter tykke veggen er kontinuerlig hele veien, men knekker forskjellig for hver etasje som gir bygget stabilitet og ulike rom. Det eneste rommet som kan stenges helt av er badet, ellers har alt en åpen løsning som gir en større romfølelse fra innsiden og gjør bygget mindre når en ser det fra utsiden. For begge byggene er de åpne betongrommene er lukket igjen med transparent glass og muligheter for å lage et privat rom med gardiner [70].

Begge prosjektene har på samme måte som LS ikke mer konstruksjon enn det som er nødvendig. Med dette prinsippet og bruken av betong satt opp mot det transparente materialet glass får en et stort åpent volum mellom et visuelt tungt materiale. Litt det samme virkemiddelet MAS har, men med en mer perfekt konstruksjon.

## 2.4.6 Konstruksjonen

Som arkitekturen ser ikke bæresystemet så spesielt ut i begynnelsen, annet enn at noe av bærekonstruksjonen er lagt på utsiden av fasaden. Når en kommer nærmere og begynner å se etter bæresystemet er det uoversiktlig og gir ikke noe klart lastbilde. Når en fjerner glasset og betongdekkene kommer den vertikale bærekonstruksjonen i stål fram, Figur 2.4-9.

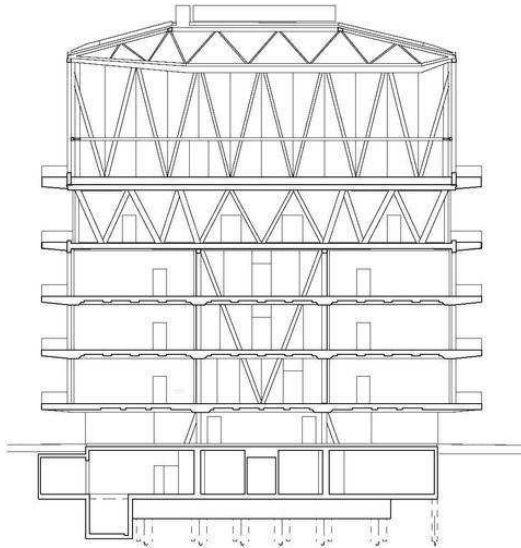


Figur 2.4-9: Strukturell modell av Leutschenbach skole [73]

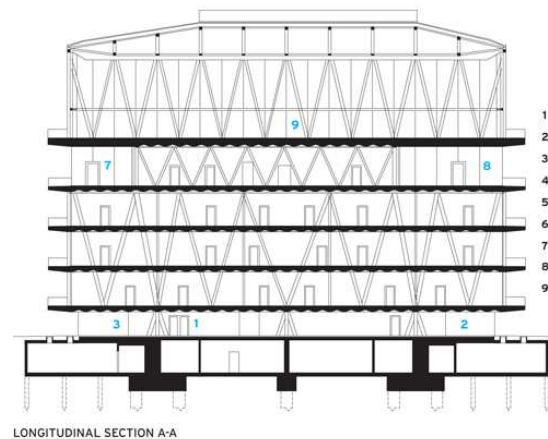
Det er en sammensetning av forskjellige fagverk som støtter oppunder eller holder andre fagverk oppe fra oversiden. Den vertikale bærekonstruksjonen er integrert i det avstivende systemet, eller motsatt om en vil. Dermed har en redusert antall vertikale konstruksjons elementer.

Konstruksjonen over første etasje bæres kun av seks treføtter i nesten massivt stål, som er trukket under resten av konstruksjonen. Det felles fagverket for de neste tre etasjene krager ut ti meter i lengderetningen og tolv meter i bredden inkludert balkongene. Som en ser av Figur 2.4-9 er to fagverk over treføttene i lengderetningen som bærer fagverkene på kostsiden av bygget, som igjen er knyttet opp til fagverkene på langsiden. Senteravstand mellom de langsgående fagverkene er ti meter. Det er sveiset inn horisontale bjelker hvor de mellomliggende etasjene kommer for å bære disse og stive av stavene i det store fagverket. Staverne i fagverket er i hullprofil med bredde 300 og varierende høyde fra 250 til 500 millimeter og tykkelse. Fram til nå har det vært symmetri i konstruksjonen. I femte etasje er de to tversgående fagverkene skjøvet 2,5 meter mot den ene kortsiden for å gjøre plass til et større auditorium på den andre. Hullprofilet her har en bredde på 200 og varierende høyde på 200 til 400 millimeter og tykkelse. Til å stive av disse er det to mellomliggende fagverk i 200 millimeter kvadratisk hullprofil. Disse er trukket 1,5 meter lengre ut, for å lage bedre plass i midten av bygget, enn de to andre fagverkene i lengderetningen som er understøttet av treføttene. De to tversgående fagverkene som en utkragende bjelke som henger opp det underliggende fagverket i fasaden for andre til fjerde etasje og støtter opp fagverkene til den øverste etasjen. Den øverste etasjen har et omkransende fagverk som ligger an på fire punkter til de

to underliggende tversgående fagverkene. Fagverket har en hullprofil med bredde på 300 og en varierende høyde på 250 til 400 millimeter og tykkelse. Den horisontale bjelken ca tre meter opp på fasaden, som en kan se på Figur 2.4-1, har ingen strukturell virkning på fagverket, bare for glassfasaden. Takkonstruksjonen spenner fritt mellom det omkransende fagverket som gjør at en får et plan uten strukturelle elementer som er nødvendig for en gymsal [70].



Figur 2.4-10: Tverrsnitt LS [63]



Figur 2.4-11: Lengdesnitt LS, [63]

Kjelleren støpt som en vanntett konstruksjon siden grunnvannet ligger på høyde med bunnplaten. Bunnplaten har en tykkelse på 400 millimeter, med en forsterkning på 1,5 meter i områdene ved de seks søylene hvor det er en høy konsentrasjon av krefter. Under disse forsterkningene er det 30 meter lange plasstøpte peler med en diameter på 1,2 meter. For de to midtsøylene er det en rekke på seks stk på tvers av lengderetningen. For søylene på enden er det to rekker med seks stykker. Disse pelene har en beregnet kapasitet på 6500 kN hvor 60 prosent er på spissmotstand og resterende på friksjon. Resten av bunnplaten er fundamentert på 20 meter lange plasstøpte peler med en diameter på 400 millimeter med et grid på fem meter. Disse har en beregnet kapasitet på 650 kN hvor 20 prosent sitter på spissmotstand, resterende på friksjon [74].

De plasstøpte dekkene virker hovedsakelig i en retning. For andre til femte etasje er det på tvers av lengderetningen og sjetten på langs. En har redusert egenvekten til betongdekkene ved å bruke lette tilslag og resirkulert betong [75]. Samtidig har en redusert vekten med et optimalisert tverrsnitt slik at dekket virker mer som en bjelke enn et toveis dekke. Tverrsnittet er litt som en T-profil med bredde 1520, flenstykkelse 280 og total høyde på 480 millimeter, men skrår opp fra bunnen av steget og opp til flensen. Oppe på dekket ligger 50 millimeter trinnlysplater, vannbåren varme og 100 millimeter avrettningsmasse med fliser på toppen [70].

Det er benyttet dybler og andre konstruksjonsløsninger for å gi best mulig samvirke mellom stål og betong. Et kontinuerlig betongdekke gjennom fasaden er en stor kuldebro som ikke kan tillates når en skal ha et energieffektivt bygg. Samtidig ligger mye av den bærende konstruksjonen på utsiden av fasaden. Kuldebroen er brutt med

80 millimeter isolasjon i fasadelivet og kontinuiteten i betongdekket er sikret med HEB 160 [70].

Glassfasaden består av tre lag med glass fylt med argon gass imellom for å gi fasaden tilstrekkelig isoleringsevne [63]. På grunn av de lange spennene, fra 3,6 meter i de fleste til 6 meter i gymsalen, er en nødt til å stive av glasset hvis ikke en skal ha veldig tykke glass. I et ønske om en mest mulig transparent fasade var det ikke noen mulighet til å benytte stål eller aluminium i fasaden. Løsningen ble tre lags laminerte glassbjelker med for hver 2,5 meter. For første etasje hvor spennet er 2,5 meter er det ikke nødvendig med stivere [70].

## 2.4.7 Laster

Byggets laster beregnes i henhold til kapittel 4 og norske standarder. Seismiske laster henger sammen med byggets egensvingeperiode og vil derfor først bli omtalt når denne er estimert.

Egenlast og nyttelaster for brukskategori C1 til C4 er gitt i Tabell 4.1-2 og Tabell 4.1-3.

### 2.4.7.1 Vind

Videre i oppgaven er summerte vindlaster på kortsiden og langsiden, samt vindlast på kortsiden som fagverket fra andre til fjerde etasje skal ta opp.

Grunnverdier:

- Referansevindhastighet( $v_{b,0}$ ) for Zürich [29]: 27 m/s
- Referansehøyde( $z_e$ ): 33 meter
- Terrengruhet kategori: III
- Friksjonsfaktor: 0,02
- Vindkasthastighetstrykket( $q_p(33)$ ) etter figur V.1.c,d [27]: 1.225 kN/m<sup>2</sup>
- Den samlede formfaktoren( $c_f$ ) for vind på tvers av lengderetningen fra tabell 7.1 [27] er 1,3.

Summert vindlast veggarealer uten friksjonstillegg:

- Kortsiden: 1787 kN
- Langsiden: 2575 kN

Summert horisontale vindlaster for kortsiden som fagverkene fra andre til fjerde etasje antas å ta opp:

- De to midtre fagverkene: 254,8 kN
- De to fagverkene i fasaden som også får et friksjonsbidrag: 162,7 kN

## 2.4.8 Analyse av originaldesign

Noen konstruksjoner og løsninger ved det bygde designet krever en mer nærgående analyse for å forstå dens virkemåte. Stabilitet, fagverkene, skråstilte søyler, seismiske egenskaper, glassfasaden er temaer som vil bli sett nærmere på her.

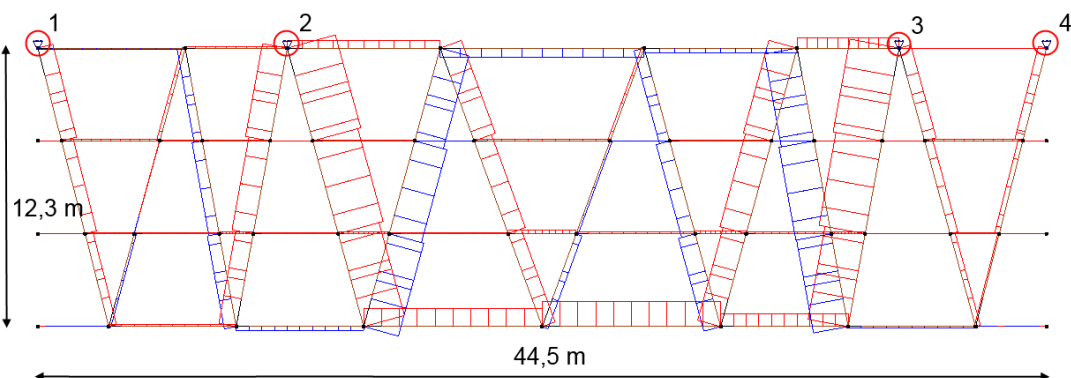
### 2.4.8.1 Fagverkens virkemåte

Ser her nærmere på hvordan fagverket som går fra andre til fjerde etasje i fasaden mot nord ved hjelp av en plan modell i Focus Konstruksjon 2D versjon 2013. Det er et fagverk med stor høyde på 12,3 meter kontra lengde på 44,5 meter. Det kan diskuteres om det kan kalles et fagverk og ikke en ramme siden den har horisontale elementer med momentstive forbindelser mellom de diagonale stavene som har spisse vinkler.

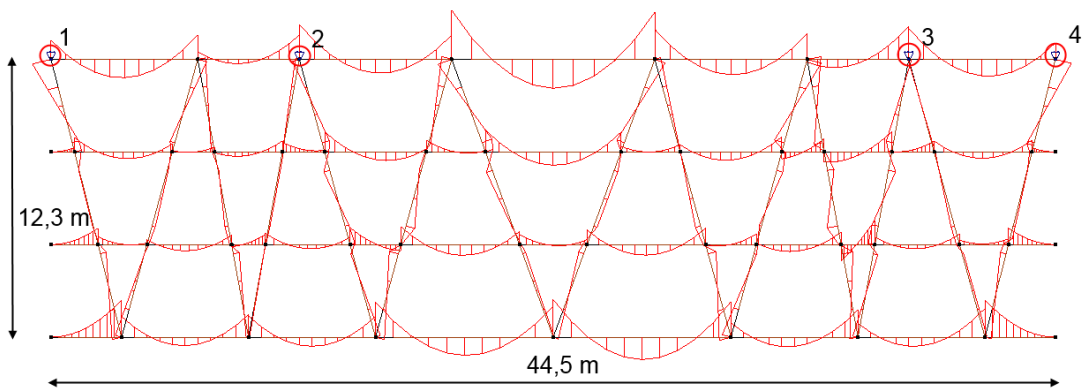
Overgurt, undergurt og diagonale stavnene er modellert som bjelkeelement med kvadratisk hullprofil med sider på 300 millimeter. De horisontale stavnene mellom diagonalene er modellert som bjelkeelement i kanalprofil med bredde 300 og høyde 100 millimeter. Alle knutepunkt er modellert stive ettersom alle er sveiset. Fagverkskonstruksjonen er symmetrisk om midten, men opplagerbetingelsene er ikke symmetrisk. Fagverket er konstruert på en slik måte at det "henger" fra toppen i de to fagverkene på kortsiden og de to tversgående fagverkene fra femte etasje. Fagverket har flere forbindelser med de to fagverkene på enden, men de kan ikke regnes som opplagerbetingelser da dette er bjelker med hensikt å bære dekkene. Egen- og nyttelaster er påført som linjelaster i elementets senterakse. Dette er et forenklet tilfelle, siden i virkeligheten ville dekkene påføre alle horisontale staver torsjon ettersom dekkene og stålet er en samvirkekonstruksjon. Vindlaster fra kortsiden er fordelt som punktlaster på de fire etasjene fagverket. Lasttilfelle A(EQU) bruddgrensetilstand, Tabell 4.1-6. Lastbredde 7,5 meter inkludert balkong. Påførte laster uten lastfaktorer er da:

- Egen 280 millimeter betongdekker: 52,5 kN/m
- Egenlast dekker: 11,25 kN/m
- Glassfasade: 3,6 kN/m
- Nyttelast C3 dekker: 22,5 kN/m
- Vindlast i lengderetningen: 162,7 kN

Resultatet av den lineære analysen er vist i Figur 2.4-12 og Figur 2.4-13 i form av et aksialkraftdiagram og momentdiagram. Rød sirkel fremhever opplagerpunktene og i aksialkraftdiagrammet viser rødt strekkraft og blått trykkraft.



Figur 2.4-12: Aksialkraftdiagram fagverket



Figur 2.4-13: Momentdiagram fagverk

Figurene illustrer forholdet mellom påkjenningen til de ulike staven i fagverket. Største strekkraft er i diagonale staven til høyre for opplager to på 5882 kN og trykkraft i staven til høyre for denne igjen på 4237 kN. Største moment er støttemomentet til den lengste staven i overgurten på 746 kNm. Momentene i staven på endene av fagverket er ikke riktige ettersom det i sammenkobling med fagverkene på kortsiden vil få andre randbetingelser. Den største momentkraften i diagonalene nærmer seg 200 kNm, som er en ikke ville fått i et mer tradisjonelt fagverk hvor en har leddete knutepunkter. Vindlasten gir ikke det store bidraget til momentene i diagonalstavene. Det er fortsatt aksialkreftene som står for den største påkjenningen.

Når en sammenlikner aksialkraftdiagrammet og momentdiagrammet med fagverket i nord fasaden, Figur 2.4-14 kan en se at der er en optimalisert fagverkskonstruksjon med tanke på tverrsnittsdimensjoner. Når det kommer til formen er det et fagverk med spisse vinkler som nesten fungerer mer som stråstilte søyler, som er mindre gunstig. Bob Barton [75] poengterer i sin analyse av konstruksjonen at selve formen til fagverkene ineffektive for lastene de blir utsatt for.

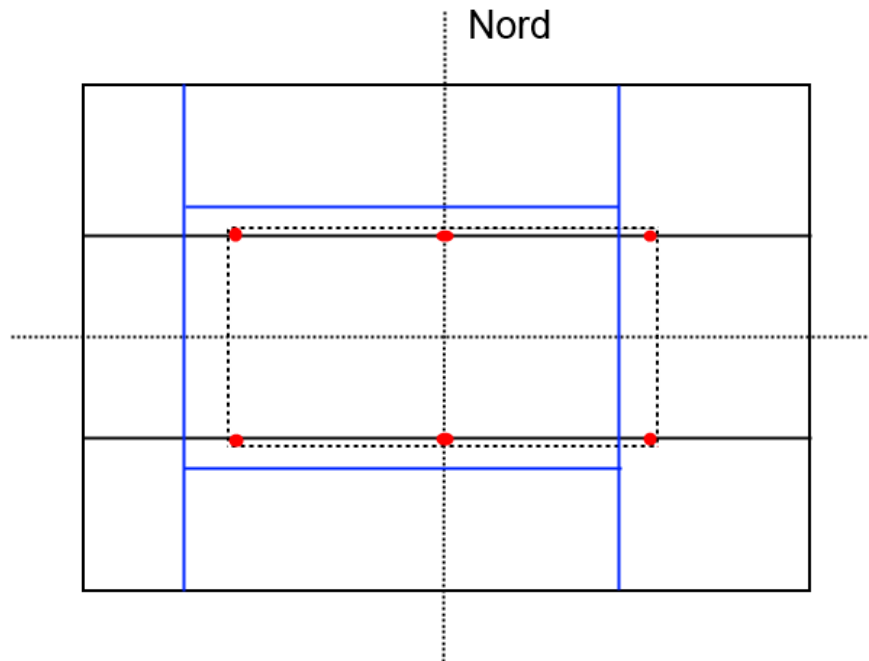


Figur 2.4-14: Leutschenbach skole, fasade mot nord [68]

### 2.4.8.2 Stabilitet

Byggestabilitet er om de seks treføttene som er trukket inn under bygget og danner en grunnflate på 27 gange 13 meter. Litt under en fjerdedel av arealet til

fotavtrykket av bygget. Figur 2.4-15 viser den vertikale og avstivende konstruksjonen for alle etasjene i en plan skisse. Hvor søylene i første er markert med rødt, fagverkene far andre til fjerde i heltrukket svart linje, fagverkene i femte i blått og det omkransede fagverket sjette følger det ytterste rektanget.



Figur 2.4-15: Stabilitet LS

Når en følger den stabiliserende konstruksjonen og de horisontale lastene fra toppen går de gjennom diagonalene i det omkransende fagverket, ned i dekke som fungerer som en skive og videre til de diagonale stavene i fagverket i femte. Dette gjelder for begge retninger i planet. Herfra går de horisontale lastene i lengderetningen en kort vei gjennom dekket og ned gjennom de to midtre fagverkene og ned i søylene. De to fagverkene i fasaden tar sin del av avstivningen for tredje til femte etasje, men det meste går gjennom dekkeskivene til de to midterste. For kortsiden er det de to fagverkene i fasaden hvor de horisontale lastene må gå igjennom ned til dekkeskiven i andre etasje og ned i søylene. De seks søylene i første etasje har form som en trefot som mer stabile enn en innspent søyle. En har ikke valgt en trefot fordi det er dekorativt, men som følge av at en trenger en søyle som kan føre de horisontale lastene til grunnen. Trefontene er støpt ned godt forankert med stål ned i fundamentet.

Det er symmetri om lengdeaksen for de vertikale lastene og avstivningskonstruksjonen, for breddeaksen er det forskjøvet mot vest. For den overordnede stabiliteten til bygget, er ikke det mindre stabiliserende arealet gir ikke noen problemer når bygget er så jevnt lastet, og omtrent 70 prosent av disse lastene er permanente. Den resulterende vindlasten for langsiden på 2575 kN kombinert med en skjevstillingslast klarer ikke å lage noe veltende moment som setter stabiliteten i fare. Grunnvannet som ligger på høyde med bunnplaten og den oppdriften som det måtte gi tar byggets egen tyngde seg av.

### 2.4.8.3 Seismiske egenskaper

LS er et skolebygg hvor det i perioder vil oppholde seg større ansamlinger av mennesker som setter bygget i seismisk klasse III etter tabell NA.4(902) [32]. Bygget oppfyller kravene til lav seismisitet i henhold til formel ( 4.1-4) og har da en konstruksjonsfaktor q lik 1,5.

Det er ikke utført noen dynamisk analyse for å finne byggets egensvingeperiode siden komplekse bæresystemet gjør denne jobben omfattende. Det er fortsatt interessant å se på elastiske responsspektrumet for å se hvilke perioder som er kritiske.

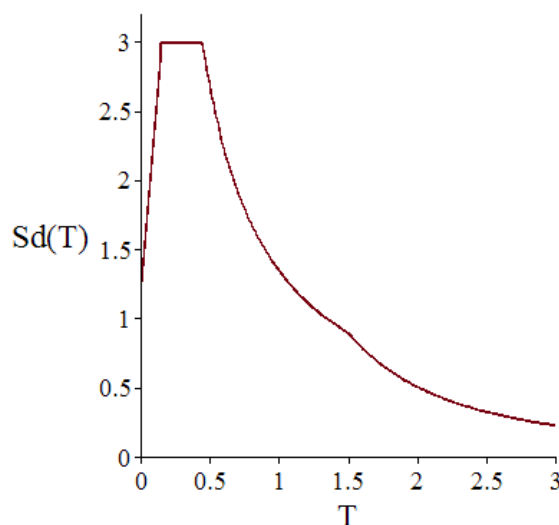
Regulært avstivede system har mye å se for svingeformen hvor en er tjent med rene retninger i det horisontale planet. Torsjon påfører konstruksjonen ekstra belastinger. LS har regulær avstivning i hver etasje, men plasseringen endrer seg mellom etasjene som kan gi store lastkonsentrasjoner. Første etasje med sine seks treføtter har nok en mindre evne til å ta opp horisontale laster og kan betenes for det en kaller ”soft story”.

Grunnen består av avsetninger etter istiden, hvor det de elleve første meterne under matjorden består av sand. Videre kommer det et lag med leire med en varierende dybde på åtte til 18 meter og under dette sandigleire. Dybden til grunnfjellet er over 50 meter. Grunntype D det etter tabell NA.3.1 [32] mest nærliggende. Grunntype D beskrives som middels fast kohesjonsløst masse som stemmer godt med sand- og siltlaget som har en middels spissmotstand [32]. For en detaljert prosjektering kreves det at grunnens egenskaper og responsspektrum fastsettes av en geotekniker for et bygg i denne størrelsen.

Spissverdien for berggrunnens akserelasjon i Zürich etter Seismic Hazard Assessment for Central, North and Northwest Europe [33].

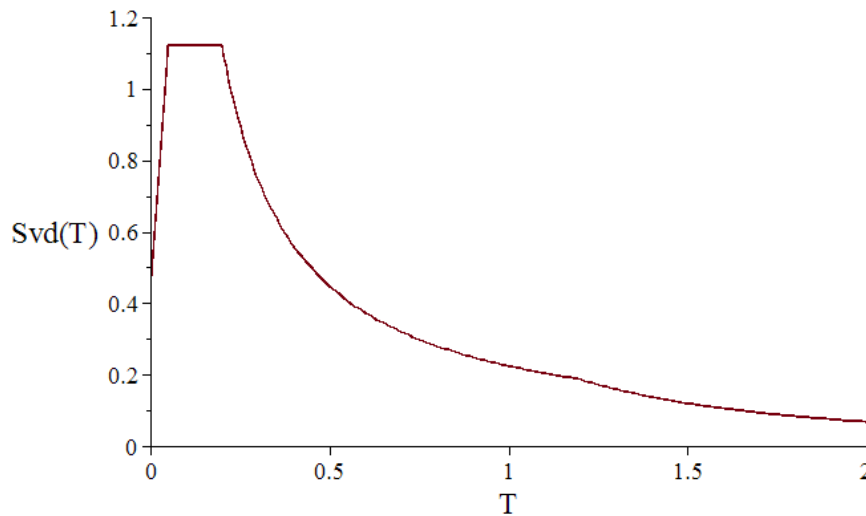
$$a_{g40Hz} = 1,0 \text{ [m/s}^2\text{]}$$

Figur 2.4-16 og Figur 2.4-17 vises dimensjonerende spektrum i henholdsvis horisontal og vertikal retning. En kort periode tilfører bygget store horisontale laster ved et jordskjelv, så en periode på over 1,5 sekunder er å foretrekke.



Figur 2.4-16: Horisontalt dimensjonerende spektrum LS





Figur 2.4-17: Vertikalt dimensjonerende spektrum LS

Ved korte egenperioder er den utragende konstruksjonen på tolv meter utsatt for jordskjelv. Vertikal bevegelse i betongdekkene har store konsekvenser for glassfasaden og de innvendige veggene i glass når en vet at glassets evne til å motstå trykk er liten. Det er tatt høyde for noe vertikal bevegelse i dekkene ved å lage noe ekstra plass over glassinnfettingen.

#### 2.4.8.4 Glassfasade og glasskillevegger

Begge deler er gjort med tanke på å få mest mulig naturlig lys inn i bygningen og gjøre den så transparent som ønskelig.

Glassfasaden består av tre lags isolerglass fylt med argon gass imellom for å gi fasaden tilstrekkelig isoleringsevne [63]. Fasaden påkjenninger er vindlast representert som en jevnt fordelt last og punktlaster som følge av sammenstøt med inventar og personer.

I et ønske om en mest mulig transparent fasade var aluminiumsprofiler mellom glassfeltene utelukket for å gi den tilstrekkelige stivhet. Løsningen ble stivere i laminert glass som har kontakt med alle de tre glasslagene gjennom transparente silikonfuger, Figur 2.4-18. Det er det samme prinsippet som på stålplater med stivere, men samvirke er begrenset. Stiveren består av tre lag laminert glass a 12 millimeter og en høyde på 250 millimeter for etasjene andre til femte. Senteravstand mellom stiverne er 2,5 meter. For glassfasaden i øverste etasje hvor gymsalen befinner seg og de aktivitetene det fører med seg er det lite gunstig med en transparent stiver. Løsningen ble her en horisontal bærekonstruksjon tre meter over gulvet festet i fagverket. Over er det et glassfelt på seks meter med 400 millimeter høye stivere som bæres av denne, under er det ingen stivere. I mangel på verifiserte løsninger for spennet på seks meter ble det gjennomført fullskalatesting Lucerne universitet [34]. En har oppnådd en jevn flate der det foregår aktiviteter med høy fart en transparent fasade i synshøyde. En glassfasade med en høyde på ni meter er ikke mulig uten avtining etter det som kom fram i 2.3.10.1 Plane glassflater.



kunne rømme uten assistanse. Dette reduserer kravet til byggets evne til å motstå brann.

Siden bygget stort sett består av stål, betong og glass er det ikke mye annet enn inventaret som står for de brennbare materialene. Det meste av stålkonstruksjonen er eksponert ved at den ikke er bygget inn i noen annen konstruksjon. Brannbeskyttende materialer må påføres direkte på stålet uten å ødelegge det arkitektoniske uttrykket ved at det blir pakket inn. Det er benyttet rundt 1100 tonn med brannbeskyttende materiale til stålkonstruksjonen [77].

For personene som oppholder seg i bygget er det røyken som er farlig og det skal ikke mye brennbart materiale til for å fylle et rom med røyk. Ettersom hovedtrappeløpet i midten er en del av et større åpent areal har en bare et adskilt trapperom langs fasaden mot nord hvor en kan kontrollere røyken. Det er ikke nok med en og i et ønske om å ha minimalt med vertikale konstruksjoner ligger løsningen i de omkransede balkongene og den utvendige trappen. De fleste rommene har en utgang til balkongen og da en mulighet til å rømme ut i friskluft og ned den utvendige trappen [75]. I tillegg er bygget fullsprinklet. Med raske og effektive rømningsveier senkes byggets krav til å motstå brann. En slipper da ekstra tiltak for brannsikre rømningsveier.

## 2.4.9 Gjennomføring

Prosjektet ble forsinket med et år grunnet tekniske utfordringer med konstruksjonen. Byggetiden var tre år. Det er et komplekst bygg som har krevd mye detaljprosjektering og koordinering mellom de ulike fagene. Siden en ikke har noen senket systemhimling eller vegger hvor føringene til alle de tekniske systemene pleier å gå, må disse integreres i betongdekkene eller det 50 millimeter tykke trinnlydsplatene. I tillegg er det mange detaljer i dekkene for å kunne montere glasset med et minimum av strukturelle elementer. Når dekkene er støpt er det kostbart og tidkrevende å gjøre endringer.

Med lange spenn må en ta høyde for nedbøyninger som følge av permanente laster når en konstruerer fagverket. Ved å konstruere det med overhøyde får en bedre utnyttelse av materialet. Her må en også tenke rekkefølgen ting blir montert i slik at det passer sammen.

Stålfagverkene ble seiset sammen liggende innenfor rekkevidde til kranen. To midlertidige støttekonstruksjoner bestående av to fagverkstårn med diagonaler imellom måtte oppføres mellom de to rekkene av søylene for å gi konstruksjonen stabilitet under oppføring. Først ble de to fagverkene i lengderetningen over søylene montert, videre to tversgående fagverk i femte etasje også de to mellomliggende. Dette utgjør hovedrammen i konstruksjonen. Videre ble de to ytterste fagverkene i lengderetningen montert til det tversgående i femte etasje og til sist de to fagverkene på kortsiden. Stålkonstruksjonen for den øverste etasjen avventes til dekkene er støpt.

En tradisjonell understøttet forskaling blir benyttet til å støpe dekkene. Som følge av dette må en ha midlertidige støtter gjennom alle etasjene ned til første eller bunnplaten i kjelleren. Den øverste etasjen blir også støpt før stålfagverket er montert, men undergurtan støpes inn i dekket og fagverket blir montert med en stav

avgangen [78]. Skal en løfte på plass en så stor seksjon må en ha midlertidige konstruksjoner til å stabilisere det. Samtidig har ikke fagverket like stor belastning som de andre og derfor kan forbindelsene være enklere å kreve og krever mindre sveisetimer.

Ettersom glass er et materiale som ikke bør bli utsatt for unødvendige belastninger kunne en ikke montere glassfasaden før konstruksjonen hadde nådd sinn permanente form. Derfor ble nedbøyningen og spenningene i stålkonstruksjonen målt under hele byggeperioden [66].

## **2.4.10 Andre design**

Kan bærekonstruksjonen løses med et annet bæresystem og samtidig opprettholde det arkitektoniske uttrykket.

### **2.4.10.1 Vertikale søyler**

Kunne en benyttet vertikale søyler og strategisk plasserte kryss for LS vært mulig og samtidig oppnå det samme transparente arkitektoniske uttrykket?

I et mer tradisjonelt bæresystem i stål deler en opp de forskjellige lastvirkningene til bestemte konstruksjon deler. Søyler bærer vertikale laster og en setter inn nødvendige kryss for å stabilisere. På den måten har en mer ”kontroll” på kreftene. For betongvegger blir det en kombinert virkning mellom vertikale laster og stabiliserende skiver.

For å få det åpne arealet i første etasje må en ha et vertikalt bæresystem i midten av bygget for så å ha en utkragende konstruksjon som en har i femte etasje. Beholder samme plasseringen på søylene. Fagverkene forlenges i lengderetningen av bygget slik at den når ut til fasaden og et fagverk til på tvers av lengderetningen på midten er nødvendig. Krysningpunktene må plasseres midt over søylene i første etasje. Største frie ende i fasaden mellom fagverkene på 13 meter. Platene i hvert hjørne som har to frie ender på henholdsvis elleve og 14 meter er for stort til å kunne ha utkragende dekker med dekketykkelse under 300 millimeter.

Ved å beholde det omkransende fagverket i øverste etasje kan en ”henge” søylene fra dette og helt ned til dekket i andre etasje. Avstivende kryss kan plasseres strategiske steder i veggene som omkranser det åpne rommet mellom klasserommene. Avstivende kryss er nødvendig i fasaden, men disse kan utformes i stag som gjør at de ikke blir alt for fremtredende.

Et transparent bygg med høy lystranspirasjon er mulig å oppnå ved vertikale søyler og avstivende kryss. Arealene vil bli mindre fleksible og noe mer ”forstyrrede” konstruksjoner blir det. En trenger en konstruksjon som omkranser fasaden i toppen for å bære etasjene under. Andre konstruksjoner enn fagverk er mulig her.

### 2.4.11 Oppsummering

LS er et vellykket prosjekt etter Zürich sine retningslinjer for utformning av den moderne skole. Det er en dynamisk planløsning som kan endres i takt med behovene uten store konsekvenser. Kerez ønske om å bevare mest mulig av tomtearealet lek og rekreasjon er oppfylt når han har designet en skole til 500 elever som ikke bruker mer en ti prosent av tomten. Elevene, lærerne og de som bor i området er fornøyd med bygget og det tilgjengelige arealet rundt det [79].

#### **Oppnåelse av den "svevende arkitekturen" gjennom et komplekst og misvisende bæresystem:**

- Den lave høyden til første etasje og det "åpne" volumet lager en "pute" av luft som resten av bygget svever på.
- De transparente fasadene og innerveggene med høy lystransmisjon gir stor åpenhet i bygget som får rommene til å virke større og mer befriende. Et annet godt virkemiddel her er de omkransende balkongene som gir en effekt av at rommet ikke slutter.
- Det komplekse bæresystemet og de optimaliserte tverrsnittene er med på fremhever den "svevende arkitekturen" ved at en ikke kan se noe klart lastbilde.
- Et vertikalt bæresystem med strategisk plasserte avstivende kryss vil redusere inntrykket av den "svevede arkitekturen" fordi det er mer logisk og vanlig.

#### **Kombinasjonen av en vertikalt bærende stålkonstruksjon med det avstivende systemet kan oppsummeres med følgende:**

- Det gir et mindre oversiklig bæresystem hvor en må ta større hensyn til kombinerte lastvirkninger under dimensjonering av stålet.
- Den overordnede stabiliteten anses som god selv om de vertikale avstivede systemene skifter plassering i etasjene. Dette med forutsetning om at det er god kraftoverføring mellom fagverkene og betongdekkene.
- En kan si at materialet i stålkonstruksjonen er godt utnyttet når det benyttes som vertikal- og avstivedekonstruksjon. Når en tar i betakning at om lag en tredjedel av byggets egen- og nyttelaster må gå gjennom konstruksjonen to ganger for å nå bakken er ikke utnyttelsesgraden like god.

#### **Vibrasjon og jordskjelv:**

- En kompleks geometri som gjør det vanskelig å forutse seismiske laster.
- Stor fare for konsentrerte laster som følge av endringer i stivhet og plasseringen.
- For byggets plassering er det ikke nødvendig med dimensjonering ut over ordinære relevante standarder, men påvisning om tilstrekkelig kapasitet for horisontale laster må gjennomføres.
- Å sette hele bygget på seks søyler er kontroversielt etter den kunnskapen en har i dag om "soft storys". Det vil bli konsentrerte laster mellom første og andre etasje ved et eventuelt jordskjelv. Trefot utformingen og den lave høyden gjør den mer motstanddyktig enn ordinære "soft storys".

**Bruk og sikkerhet ved glass:**

- Brukerens krav til romkvalitet er ivaretatt gjennom de materialene og utformingene som er gjort uten bekostning på transparenthet og lystransmisjon.
- Norsk byggt teknisk forskrift (TEK 10) setter skjerpete krav til sikring av glassfelt ved skoler. LS sitt design vil skape et tolknings spørsmål om disse er ivaretatt.
- Brann sikkerheten er ivaretatt uten at det har gått på bekostning av arkitekturen. De omkransede balkongene er en effektiv rømningsvei, og gir mulighet til å bevege seg bort fra eller rundt en brann.

## Kapittel 3

# SVEVENDE ARKITEKTUR I DAG

Gjennom arbeidet så langt har noen arkitektoniske virkemidler og konstruksjonene som må ligge bak disse for å oppnå ”svevende arkitektur” blitt analysert. Det dekker bare et fåtall av de eksemplene som finnes innen denne type arkitektur, men virkemidlene bygger på mye av det, men brukt på forskjellige måter. De tre byggene som til nå har blitt presentert, analysert og gjennomarbeidet, har litt ulikt fokus for å fremheve de virkemidlene som er blitt brukt.

Prosjektene som blir presentert i dette kapitlet skal være med på å vise bredden i den ”svevende arkitekturen” i dag. Kunnskapen som er tilegnet tidligere i oppgaven vil bli benyttet for å gi en vurdering av byggets arkitektur og virkemåte. Det vil ikke bli utført noen utregninger eller analyser. Kritiske faktorer for designet vil i den grad det er mulig bli identifisert og omtalt. Der hvor det sees muligheter til forbedring i oppnåelse av den ”svevende arkitekturen” vil det bli kommentert, både arkitektonisk og konstruksjonsmessig.

Kapitlet inneholder seks prosjekter hvor tre av dem er plassert i Norge. To av disse er tegnet av norske arkitekter, hvor det siste ikke ble gjennomført slik det var tenkt opprinnelig. De norske prosjektene er nødvendigvis ikke de mest imponerende eller best representative, men det viser at det er gjennomførbart her også her i landet.

Figurer er valgt med vekt på å vise den ”svevende arkitekturen”, og kan oppleves manglende for å få et inntrykk av hele bygget. Ønsker en bedre oversikt kan en benytte oppgitte referanser.

### 3.1 Super C, Pape Arkitektur

Formen til byggets tverrsnitt er en stor c og derav navnet Super C. Bygget er et resultat av en arkitektkonkurranse som RWTH, universitetet i Aachen, som Pape arkitektkontor vant i 2000 med arkitektene Susanne Fritzer og Eva-Maria Pape i spissen. Bygget stod ferdig i 2008 og fungerer som et servisesenter for studentene. Energieffektive løsninger har stått i høyt fokus og noe av designet bærer preg av [80].



Figur 3.1-1: Super C, fasade mot øst [81]

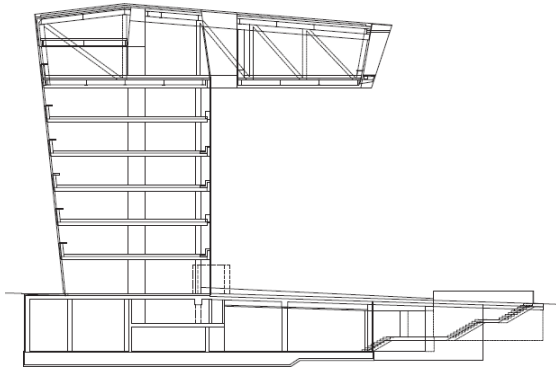
Bygget har en høyde på 28 meter over bakkenivå og den øverste etasjen har en bredde på 32 meter hvor ca. 17 av dem utgjør den utkragende delen [82]. Den utkragende konstruksjonen har en større funksjon enn å gjøre mer areal tilgjengelig og bevare en åpen plass. Den fungerer som en solskjerm når solen står høyt på himmelen om sommeren. Om vinteren når solen står lavere tillater den passiv oppvarming av bygget gjennom glassfasaden[80].

Her er det hovedsakelig den utkragende delen, kledd i ensformig materiale, uten for store åpninger til vinduer som står for den svevende effekt. Det er flere vinduer mot syd siden enn det øye ser, gjemt bak perforerte plater. Glassfasaden under den utkragende delen, som dekker halve fasaden mot øst og hele fasaden mot vest, er med på å forlenge den visuelle lengden av utkrageren. Den vertikale bærekonstruksjonen på innsiden av fasaden, ca. en meter, er lite fremtredende grunnet sin enkle form. Med mindre forstyrrende elementer i selve glassfasaden som nedsetter transparentheten kunne dette bli forsterket ytterligere.

Når en beveger seg over til den utkragende delen blir en bevisstgjort på at det ikke er noen direkte kontakt med bakken ved at det er laget to utsparinger i glass som utgjør



litt under halvparten av lengden til bygget, Figur 3.1-1. En annen måte enn hos TBB hvor det er gass i tak, vegger og guly, men samme effekt.

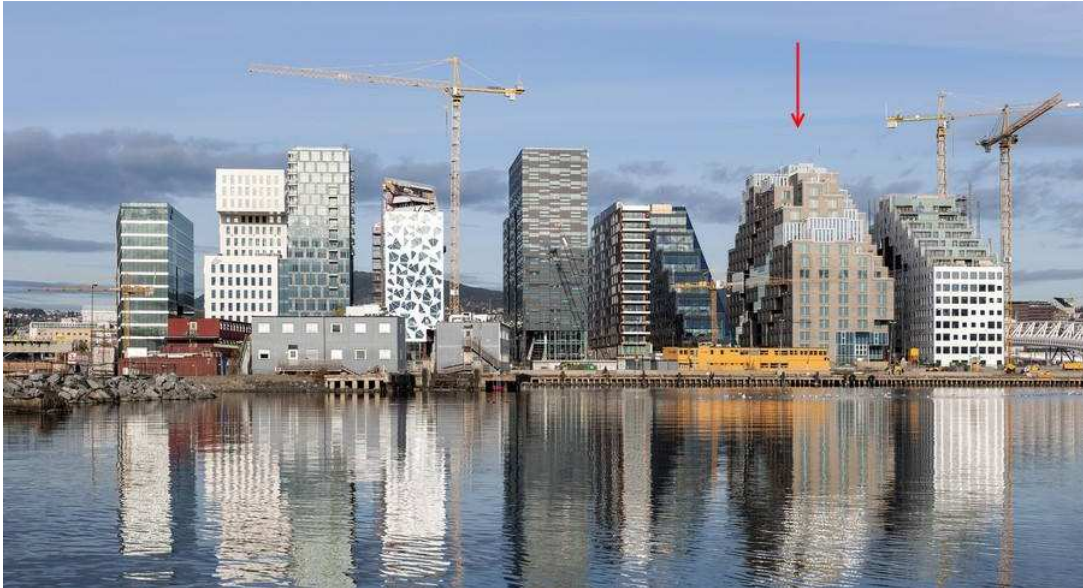


Figur 3.1-2: Super C, fasade mot syd [81]      Figur 3.1-3: Tverrsnitt fra vest [82]

Som det fremgår av tverrsnittet i Figur 3.1-3 **Feil! Fant ikke referanseskilden.** har en benyttet kjelleren til å flytte frem vippepunktet og en tyngre bunnplate som motvekt. En kan se konstruksjonen litt som en tårnkran med to støttepunkter, men istedenfor en motvekt i bakkant har en direkte forankring til bakken i form av oppspente stålkabler [83]. I planet er det behov for mer avstivende konstruksjoner i retning av utkrageren enn lengden av bygget. Siden veggen mot nord skråer litt utover hele veien og er med på å flytte massesenteret mot der stivhetsenteret vil ligge, som reduserer faren for rotasjon hvis bygningen blir satt i bevegelse.

### 3.2 DNB Hovedkontor, MVRDV

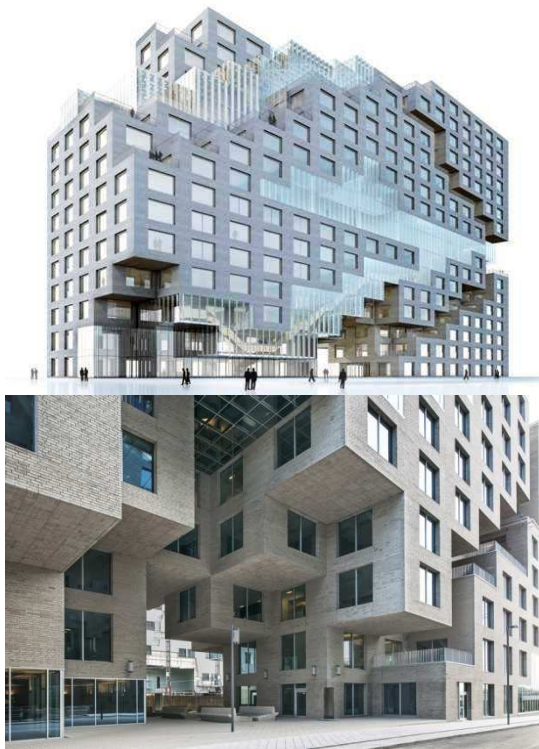
MVRDV vant sammen med DARK og A-lab i 2003 utarbeidelsen av hovedplanen for Operakvarte, som har fått navnet Barcode. Barcode-rekken ligger i Bjørvika i Oslo mellom Oslo sentralstasjon og havnefronten og har utsikt ut over Oslofjorden. Utbygger spurte MVRDV om å designe et av de tre byggene som utgjør det nye hovedkontoret til DNB i Barcode-rekken, Figur 3.2-1. Programmet er på 36.500 m<sup>2</sup>, over 2000 arbeidsplasser og stod ferdig i 2012 [84].



Figur 3.2-1:Barcode, DNB Hovedkontor av MVRDV markert med rød pil [85]

Bygget har en kompleks form som endrer seg for hver etasje. MVRDV beskriver bygget som et fjell en kan klatre på begrenset av linjene i Barcode. Dette ”fjellet” er kledd i grå murstein, med takterrasser eller hager for nesten alle etasjer [84]. Volumet i bygningen er redusert på flere måter gjennom diagonale kutt i fasaden som er åpne eller lukket med glass. Disse kuttene i volumet tas med inn i bygget når en har designet gangveiene og fellesrommene, Figur 3.2-3. Hovedinngangen er godt markert ved at hjørnet av bygget er trukket godt inn på fasaden mot sydøst, Figur 3.2-2, øverst. I tillegg til denne er det to innganger på hver side av bygget gjennom en diagonal åpning i midten av bygget mot Oslo sentralstasjon, Figur 3.2-2, nederst.

Bygget har en noe annen form for ”svevende arkitektur” enn det som er omtalt tidligere. På et globalt nivå er det ikke så mye som utfordrer tryggheten eller stabiliteten til konstruksjonen. De to inntrukne hjørnene og den diagonale ruten gjennom bygget er ikke nok. På et mer lokalt nivå er dette sammen med de diagonale kuttene i fasaden med på å gi en følelse av åpenhet for de som oppholder seg i bygget. Gjennom virkemidler som glass i gulvet, utsyn en vei en ikke forventer, gangbroer som er hengt opp nær fasaden og store rom med transparente fasader.



Figur 3.2-2: Rendret bilde av fasade mot øst [84] og diagonal rute gjennom bygget [85]



Figur 3.2-3: Innvendige gangveier [86]

Bærekonstruksjonen er ikke veldig problematisk. Det er plass til større og tyngre bæresystemer i midten av bygget som gir den overordnede stabiliteten. Grunnet kuttene i bygget må en del bæres fra oversiden, som lar seg løse med stålrammer med diagonale staver.

Bygget hadde nok kommet mer til sin rett hvis det hadde fått litt mer plass rundt seg. Det blir litt innestengt av byggene som ligger ved siden av og får dermed ikke vist sitt potensial. En vil aldri kunne se fasaden mot øst som i Figur 3.2-2.

### 3.3 Casa cielo og Casa tierra, XPIRAL

Her har XPIRAL med Javier Peña Galiano i spissen designet to boenheter delt i det horisontale planet med utgangspunktet i to tomter og boenheter delt vertikalt i Murcia, Spania. Den totale bredden av tomten ble 12 meter, som ligger på enden av det en kan beskrive som et rekkehus i Spania. En ønsket å benytte seg av de to tomtene på en ny måte, begrenset av høyden i reguleringsplanen og en tilpassing til topografien. Ferdigstilt i 2008 [87].



Figur 3.3-1: Casa cielo av XPIRAL, fasade mot nord [88]

For øvre boenhet Casa cielo som betyr "himmelhus", er det benyttet betong og speilglass, Figur 3.3-1. Den nedre delen Casa tierra som betyr "jordhus" har en fasade i teglstein med sirkulære hull fylt med glass i forskjellige farger for å gå mer i et med landskapet, Figur 3.3-2, høyre. Det er den øvre boenheten som er interessant for denne oppgaven, mens den nedre er med på å fremheve den.



Figur 3.3-2: Casa cielo, fasade mot syd og Casa tierra, fasade mot nord [88]

Den ”svevende arkitekturen” er en kombinasjon av en utkragende konstruksjon som TBB og et visuelt tungt materiale over et transparent som hos MAS. ”Betongklossen” strekker seg over hele tomtens bredde på 12 meter, hvor halvparten er utkragende. Konstruksjonen som bærer ”betongklossen” er kledd i speilglass som slipper lys inn, men hindrer innsyn. En får ikke se den bærende konstruksjonen fra utsiden og speilglasset reflekterer omgivelsene i det skarpe sollyset som reduserer framtoningen av denne konstruksjonen.

”Betongklossen” kan bæres av to søyler over vippepunktet og en betongskive i bakkant som opp til taket og gir stabiliserende motvekt og stivhet. Vinduet i fasaden mot syd har liten effekt på stivheten i lengderetningen. Gulv og tak gir stor stivhet i det horisontale planet. Svingeformen vil nok trolig være om bakveggen, og grunnet stor endring i stivhet vil det nok bli konsentrasjoner av laster over søylene ved et jordskjelv.

Hvis en ønsket å redusere volumet til ”betongklossen” ville det vært gjennomførbart med speilglass i begge langveggene, litt på samme måte som Kerez Forsterstrasse Apartments, avsnitt 2.4.5. Det kan nok bygges uten en søyle eller vegg i ”betongklossen”, men for en enklere konstruksjon kunne en trekke søylen ved vippepunktet til midten og ville ikke vært synlig fra utsiden. Ved å gjøre dette vil en også redusere den visuelle tyngden til ”betongklossen” og en vil nok ikke oppnå en like høy grad av ”svevende arkitektur”.

### 3.4 CCTV Hovedkontor, OMA

Office for Metropolitan Architecture (OMA) vant arkitektkonkurransen i 2002 om å designe China Central Television (CCTV) nye hovedkontor. I forbindelse med dette lovet Rem Koolhaas at de ville ”drepe skyskraperne”. Skyskraperne hadde blitt ”korrupte” av sin spredning rundt om i verden og repeterende banalitet. De ønsket ikke å være med i dette kappløpet om den høyeste bygningen i verden [89]. Resultat har blitt to tårn som forenes i toppen med en massiv utkrager. Bygget ligger i Beijing, Kina og tilhører Kinas statlige kringkasting for tv og radio. Programmet på 473.000 m<sup>2</sup> inneholder kontorer, studioer, produksjon og alle andre fasiliteter en trenger innad, til og med et hotell. Det stod ferdig i 2012, fire år forsinket [90].



Figur 3.4-1: CCTV Hovedkontor av OMA, fasade mot syd [91]

Begge tårnene, hvor det høyeste er på 234 meter, heller seks grader i to retninger og møtes i en utkrager i 37 etasje på 162 meter over bakken. Det lengste spennet på 75 meter er fra det laveste tårnet og det andre på 67 meter går fra det høyeste tårnet [90]. Volumet er kraftig redusert gjennom ”hullet” i bygningen, og selve formen er unik ved at den ikke er lik fra noen vinkel. Fra en vinkel kan den virke enorm som en firkantet kloss og fra en annen betraktelig mindre som et skjevt tårn. Fasaden er kledd i sotet glass som reduserer solens oppvarming av bygget og glir inn med Beijings forurensede atmosfære [89].

Bærekonstruksjonen er designet gjennom et samarbeid mellom europeiske og kinesiske ingeniører. I hvert av de to tårnene er det en vertikal bærekonstruksjon i stål støpt inn i betong for å øke styrke og brannsikkerhet. Denne inneholder trapper og heiser. Det var et ønske om at disse skulle følge vinkelen til fasaden, men kostnadene med skrå heiser ble for store. Den innovative delen i samarbeidet ligger i et stålnett i fasaden som blir tettere jo større kreftene er [90]. Dette kommer tydelig frem av Figur 3.4-1 og Figur 3.4-2. Det kan sammenliknes som en FEM-analyse hvor områdene med størst spenning er rødt. Utkrageren bæres hovedsakelig av et to

etasjers rammeverk i stål som går i forskjellige retninger og kan beskrives som tett, Figur 3.4-3, nederst. Grunnet vinkelen til tårene blir dette ”spennet” lengre enn det som synes i fasaden. Som alle andre høye bygninger må naturlaster vurderes nøye.



Figur 3.4-2: CCTV Hovedkontor under utkrager [91]



Figur 3.4-3: Utsiktshull utkrager [91] og sikt mot hjørne i utkrageren [92]

Det kan diskuteres hvor svevende CCTV er når konstruksjonen er så massiv, men en kan uten tvil si at en utfordrer gravitasjonen. ”Skywalk” er noe mange skyskrapere reklamerer med ovenfor publikum, men da står en oftest og ser utover eller i en mindre konstruksjon som henger på utsiden. Når en befinner seg 162 meter over bakken og ser rett ned gjennom vinduet i Figur 3.4-3, vil det nok kile i magen til de fleste. På en annen måte blir ikke tryggheten utfordret på samme måte som TBB når en ser den massive stålkonstruksjonen i Figur 3.4-3, nederst. De forskjellige virkemidlene som utkrageren, skjeve tårnene, rammekonstruksjonen i fasaden som varierer og transparent fasaden som glir inn med omgivelsene er der, men det meste forsvinner i størrelsen og volumet til bygget.

### 3.5 Mortensrud kirke, SJA

Her har de norske arkitektene Jensen og Skodvin Arkitektkontor(SJA) designet en kirke i stål, betong, natursteinsmurer og glass tett innpå naturen. Bygget ligger på en kolle omgitt av furuskog på Mortensrud, Oslo [93]. Formen er langstrakt rektangel med en åpen plass i midten, hvor det bebygde arealet utgjør 460 m<sup>2</sup> [94].

Det virker som om de først har designet en kirke som om den skulle vært bygget med flere hundre år gammel konstruksjonskunnskaper, for så å oppdage moderne stål- og glasskonstruksjoner. Mange av steinveggene er løftet over synshøyde av en stålkonstruksjon, mørtelen som skal tette veggene er utelatt slik at naturlig lys slippes inn og fasaden er gjort lufttett med glass.

Bærekonstruksjonen er ikke noe problematisk. Gjennomføringen har nok vært en større utfordring.



Figur 3.5-1: Mortensrud kirke [95]

Figur 3.5-2: Mortensrud kirke, prekestol og kirke [95]

Den ”svevende” effekten oppleves større fra innsiden enn fra utsiden. Bygget er så godt integrert i naturen og omgivelsene at det ikke er mulig å se hele bygget på en gang. Når en kommer på innsiden og spesielt kirkerommet, Figur 3.5-1, har en visuell tung ”fasade” som er over en transparent, som MAS. En føler ikke at en sitter med en boks over hodet, siden noe naturlig lys slippes igjennom. Søylene står stort sett under veggen av stablet stein så en skjønner at det er mulig, men mot alteret er disse flyttet ut og veggen bæres fra oversiden, Figur 3.5-2. Hadde det vært gjort med det meste av veggen hadde effekten blitt større, men for kirken er den symbolske effekten oppnådd ”tro kan flytte fjell” [93].



### 3.6 Munkvollveien 76, Studio 4 Arkitekter

Dette bygget ligger på Byåsen i Trondheim og har derfor hatt mulighet til å befare dette bygget selv og føle litt mer på det. Har også vært i dialog med Studio 4 Arkitekter som har delt noen tegninger med meg.

Fra før av var det en bensinstasjon og grillrestaurant som skulle integreres i programmet som inneholdt seks leiligheter. Det var integreringen av disse to funksjonene i et boligprosjekt som ble sett på som utfordringen. På framsiden av bygget som vender nordover går Byåsveien og på baksiden er et opparbeidet gårdsrom skjermet for veien. Bygget stod ferdig i 2008 [96].



Figur 3.6-1: Rendret bilde av det opprinnelige designet til Studio 4 Arkitekter, fasade mot nord [96]

I det opprinnelige designet, Figur 3.6-1, var det tre moduler vinkelrett på hverandre forent i andre etasje. Dette kommer tydeligere frem av plantegningen nederst i kapitlet, Figur 3.6-3. Den utkragende modulen har et fritt spenn på syv meter utover gårdsplassen og litt over tre meter mot vest. Dette gjør arealet tilgjengelig for skjermet parkering. Bredden på den utkragende modulen er litt over åtte meter og den totale høyden over de to etasjene er syv meter. Dette designet ble ikke gjennomført.

I den bygde løsningen, Figur 3.6-2, har den utkragende modulen har fått en v-søyle for enden og er sideveis trukket lengre inn til litt over to meter. En har klart å bygge det samme antall leiligheter og gjøre arealet under tilgjengelig for parkering, men en disponerer ikke arealet like fritt.

Etter en samtale med Studio 4 Arkitekter kom det frem at original designet ikke ble gjennomført grunnet ekstra kostnad som byggherren ikke ville ta på seg. En løsning for bærekonstruksjonen var skissert og estimert til å koste 200.000 kroner ekstra. I tillegg var en redd for økte kostnader med andre utfordringer som ville følge med. Blant annet kuldebroer og tapt areal til konstruksjon.

Med det tenkte designet hadde en fått en svevende effekt, spesielt når en kommer kjørende østover på Byåsveien, eller oppover om en vil. Fra denne siden er det minst kontakt mellom den utkragende delen og resten. Når en ser det fra vest er det ikke like virkningsfullt. Selv om en har prøvd å distansere den utkragende modulen ved å endre til en vertikal retning på kledningen henger det fortsatt godt sammen.



Figur 3.6-2: Bygd design, fasade mot nord

Ettersom en var redd for økte kostnader i forbindelse med kuldebroer var nok planen å legge bærekonstruksjonen i yttervegg. Det er først utredet en løsning for den opprinnelige planløsningen, Figur 3.6-3, også en hvor leilighetene er delt i lengderetningen av bygget.

### **Opprinnelig planløsning**

For den opprinnelige planløsningen må bærekonstruksjonen integreres i de to ytterveggene. En fagverkskonstruksjon i stål er det beste med tanke på gjennomføring. Utkragningen er ikke større enn av fagverkene trenger mer enn en etasjehøyde. Grunnet utkragningen på litt over tre meter mot vest må dette fagverket ha et komplimenterende fagverk over ”vippepunktet” som spenner ut til fagverket i vestveggen. Dette fagverket vil ligge i veggen som skiller de to leilighetene og forankres videre inn i den tilstøtende modulen. De to fagverkene i langveggene får ikke noen store forankringskrefter grunnet motvekten som ligger på innsiden av ”vippepunktet” som utgjør et større areal.

Med denne løsningen må plassering og størrelser av vinduer gjøres i forhold til fagverket.

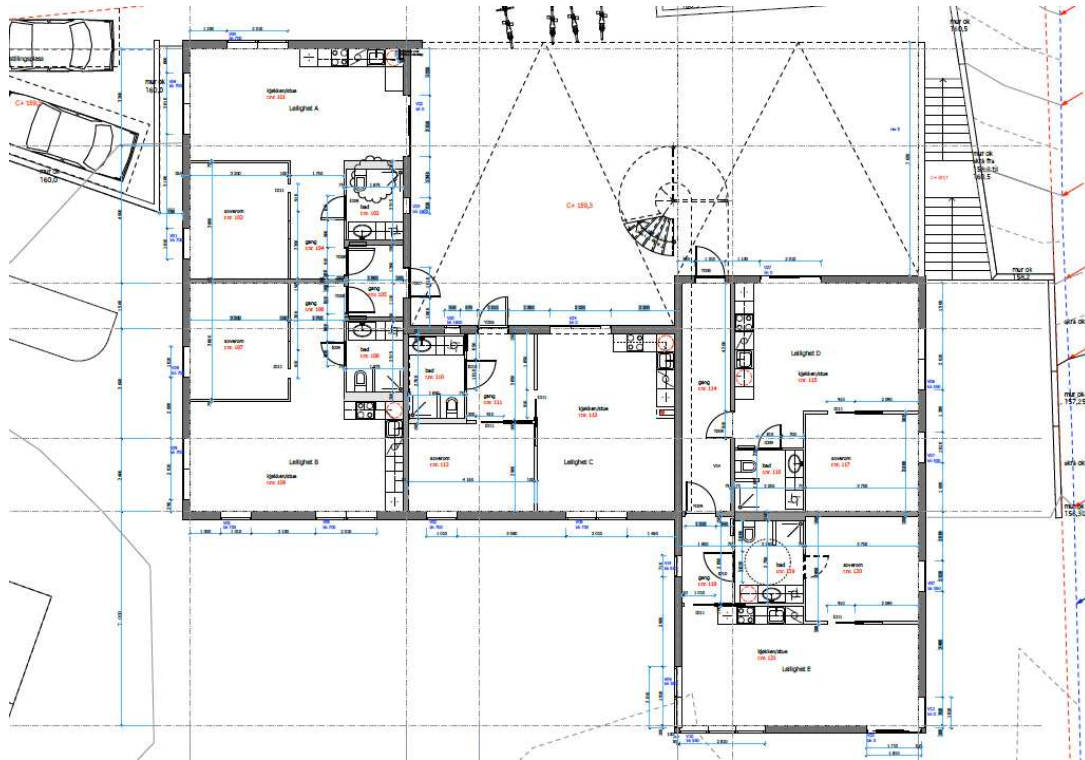
Etter det som er erfart for TBB vil ikke jordskjelvlasterne være større enn vindlastene for denne konstruksjonen.

### **Alternativ planløsning**

Den andre løsningen er å dele leilighetene i lengderetningen av bygget, med en fagverkskonstruksjon over begge etasjene. I nord veggen kunne en ha 45 graders diagonaler til en IPE bjelke som ligger for enden av hver etasje, med samme utstrekning som dagens understøttende v-søyle.

Stålrammen får motvekt av det arealet på innsiden av vippepunktet som reduserer nødvendig forankring. Løsningen forutsetter stive etasjeskille med god forbindelse til fagverket som hindrer at det knekker ut sideveis. Etasjeskillene videre ha god forbindelse til den tilstøtende modulen. Stålrammen gipses på begge sider og er da beskyttet mot brann og hindrer lydtransmisjon mellom leilighetene.

De fire leilighetene får hver sin utvendige inngang fra sydsiden, hvor det da er mulighet til å etablere en liten balkong i andre etasje. En leilighet som er 14,5 meter lang og 3,7 meter bred er ikke den enkleste å finne noen god romløsning og det kan bli mye gangareal. På en annen måte har en spart en del areal ved at alle leilighetene har en egen utvendig inngang.



Figur 3.6-3: Plantegning andre etasje bygd løsning

# Kapittel 4

## LASTER OG MATERIALEGENSKAPER

Kapittelet inneholder bakgrunnsdata og formler for til de analysene som er gjennomgått i kapittel 2.

### 4.1 Laster

De karakteristiske lastene, formelverk og framgang for bestemmelse av naturlaster og kombinasjonene som benyttet i analysene i kapittel 2 er presentert i dette delkapittelet. I tillegg er det et avsnitt om vibrasjoner som følge av bruk.

#### 4.1.1 Egenlaster

NS-EN 1991-1-1 Laster på konstruksjoner – Allmenne laster [97] er lagt til grunne for spesifikke tyngdetettheter til byggematerialer, Tabell 4.1-1.

Materiale	Tyngdetetthet [kN/m <sup>3</sup> ]
Normalarmert betong	25,0
Stål	77,1
Sandstein	24,0
Glass i plater	25,0

Tabell 4.1-1: Tyngdetetthet for byggematerialer

Sammen med Tabell 4.1-1, byggdetaljblad 471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler til SINTEF Byggforsk [98] og egne vurderinger er benyttede egenlaster vist i Tabell 4.1-2.

Type	Konstruksjon	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Egenlast dekker	Gulv, himling, lettvegger	1,5
250mm klimavegg	Isolert bindingsverk i treverk med kledning	1,0
Bjelkelag	Isolert trebjelkelag med gulv	1,5
Takkonstruksjon	Taksperrer i tre, isolert og teknet	1,5
Sandsteinfasade	50 millimeter sandstein	1,2
Trelags isolerrute	Tre lag med glass fylt med isolerende gasser	1,0

Tabell 4.1-2: Egenlaster

Skjevstillingslaster som følge av geometriske avvik er det ikke tatt hensyn til i denne oppgaven da dette ikke utgjør de store lastene og det er noe en tar hånd om under detaljprosjektering.

### 4.1.2 Nyttelaster

NS-EN 1991-1-1 Laster på konstruksjoner – Allmenne laster [97] legger grunnlaget for definering av bruk etter tabell NA 6.1 og karakteristiske verdier etter tabell NA.6.2.

Brukkategori	Spesifikk bruk	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
A	Bolighus	2,0
B	Kontor	3,0
C1	Møblerte arealer, restaurant, skole	3,0
C2	Fastmonterte møbler, forelesningssaler	4,0
C3	Uten hindring for bevegelse, museer, ankomstarealer	5,0
C4	Fysiske aktiviteter, gymnastikkrom	5,0

Tabell 4.1-3: Nyttelaster

### 4.1.3 Vindlaster

Utgangspunktet for bestemmelse av vindlaster er NS-EN 1991-1-4 Laster på konstruksjoner – Vindlaster [27].

Vindlasten påvirkes av mange faktorer og er en tidkrevende karakterisering som blir for omfattende for denne oppgaven når en følger til det fulle. Derfor gjøres beregningene av vindkasthastighetstrykket ( $q_p(z)$ ) etter veiledningen "Forenklet beregninger av vindkasthastighetstrykket" [27]. Her benyttes figur V.1 a-f og tre følgende parametere. Referansevindhastighet ( $v_{b,0}$ ) hentes fra det området bygget er lokalisert, terrengruhet etter tabell NA.4.1 og referansehøyde utvendig vindtrykk ( $z_e$ ) målt fra planert terreng til møne. For de referansehøyder hvor den forenklete metoden ikke dekker er kapittel 4.5 benyttet til å bestemme vindkasthastighetstrykket.

For den globale virkningen blir vindkasthastighetstrykket blir multiplisert med areal og utvendig formfaktorer for lo- og leside etter kapittel 7.2. Det anses som tilstrekkelig der bygninger ligger i et terreng uten store variasjoner. For lokale analyser tas det hensyn til innvendig vindtrykk med en innvendig formfaktor som baserer seg på åpningsforholdet i fasaden. Der hvor dette ikke er mulig å fastsette settes det til minst gunstigste av 0,2 og -0,3 etter merknad 2 i punkt 7.2.9(6).

Resulterende vindtrykk  $F_w$  etter formel 5.3:

$$F_w = c_s c_d * c_f * q_p(z_e) * A_{ref} \quad (4.1-1)$$

Konstruksjonsfaktoren  $c_s c_d$  tar hensyn til vindkasttrykkene ikke oppstår samtidig på overflaten og dynamiske virkningen som følge av turbulens. Konstruksjonsfaktoren blir satt til 1,0 som en konservativ antagelse. Formfaktoren ( $c_f$ ) og referansearealet ( $A_{ref}$ ) bestemmes etter kapittel 7. Reduksjonsfaktor som tar hensyn til korrelasjon mellom lo- og leside blir ikke tatt hensyn til i denne oppgaven som en konservativ antagelse, selv om dette kan være aktuelt for flere av byggene.

Resulterende friksjonskrefter  $F_{fr}$  etter formel 5.7:

$$F_{fr} = c_{fr} * q_p(z_e) * A_{fr} \quad (4.1-2)$$

Friksjonsfaktoren ( $c_{fr}$ ) er gitt i tabell 7.10 [27].

#### 4.1.4 Seismiske laster

Utgangspunktet for bestemmelse av seismiske laster NS-EN 1998-1:2004+NA:2008 Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning – Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger [32].

Seismiske betraktninger kan bli et omfattende arbeid. Derfor er det viktig å klargjøre i starten av prosjekteringen hva som kreves for det aktuelle bygget.

Regularitet i de avstivende systemene i planet og opprisset har vist seg å være fordelaktig for konstruksjoner utsatt for seismiske laster. Jo nærmere massesenteret og stivhetssenteret ligger hverandre, jo mindre sjanse er det for større torsjonspåkjenninger under jordskjelv. Samtidig som det er enklere å regne på de seismiske lastene når det regulært [31].

Det nasjonale tillegget etter punkt 3.2.1(5) har fire utelatelseskriterier for når det normalt ikke kreves påvisning av byggest sikkerhet mot seismiske laster hvis en av dem er oppfylt:

- Konstruksjoner i seismisk klasse I
- Lette trekonstruksjoner
- Lav seismisitet,  $a_g S < 0,05g = 0,49 \text{ m/s}^2$
- Dimensjonerende spektrum,  $S_d < 0,05g = 0,49 \text{ m/s}^2$ ,  $q \leq 1,5$

For en konstruksjonsfaktor ( $q$ ) lik 1,5 eller lavere dimensjoneres bygget i henhold til lav seismisitet og duktilitetsklasse DCL, lav duktilitet. Dette vil si at konstruksjonen har lite energiabsorpsjon. Det gjør at en ordinær dimensjonerings framgang etter de ordinære kapasitetsberegningene etter relevante standarder. Kravet til lav seismisitet er gitt ved punkt NA.3.2.1(4):

$$a_g S = \gamma_I * (0,8 * a_{g40\text{Hz}}) * S < 0,1 * g = 0,98 \text{ m/s}^2 \quad (4.1-3)$$

For bygg i stål og betong eller samvirke mellom dem kan denne grensen økes til:

$$a_g S = 0,25 * g = 2,45 \text{ m/s}^2 \quad (4.1-4)$$

Denne økningen forutsetter at skjærkraften som følge av seismiske laster utregnet med konstruksjonsfaktor for DCL ved fundamentnivå er gunstigere enn andre lastkombinasjoner.

Seismisk faktor i henhold til tabell NA.4(901). Faktoren blir høyere jo større konsekvensen er av et eventuelt sammenbrudd.

Seismisk klasse	$\gamma_I$
I	0,7
II	1,0
III	1,4
IV	2,0

Tabell 4.1-4: Seismisk faktor

Dimensjonerende grunnakserelasjon i horisontal retning etter punkt 3.2.2.2.

$$a_g = 0,8 * \gamma_I * a_{g40Hz} \quad (4.1-5)$$

Dimensjonerende grunnakserelasjon i vertikal retning etter punkt NA. 3.2.2.3.

$$a_{vg} = 0,6 * a_g \quad (4.1-6)$$

For å finne de seismiske lastene som bygget blir utsatt for, må det gjøres beregninger på byggets engensvingeperioder i de ulike retningene. Massene og fordelingen av disse er en viktig faktor for denne beregningen. Etter RIF sin veileder for "Dimensjonering for jordskjelv" [31] anbefales det å medregne byggets egenvekt og 30 prosent av byggets nyttelast for boliger og kontorer. Egensvingeperioden benyttes til å bestemme dimensjonerende horisontalt spekter  $S_d(T)$  etter punkt 3.2.2.5(4) og dimensjonerende vertikalt spekter  $S_{vd}(T)$  etter punkt 3.2.2.5(5) for elastisk analyse. Vertikale seismiske laster må vurderes for utkragende konstruksjoner på over fem meter etter punkt 4.3.3.5.2 hvis den vertikale grunnakserelasjonen er større enn  $2,5 \text{ m/s}^2$ . Dette er langt over aktuelle verdier i Norge og store deler i Europa, men velger likevel å vurdere det i oppgaven for konstruksjoner med en stor utkragende del. I Tabell 4.1-5 vises aktuelle grunnverdier fra tabell NA.3.3 og tabell NA.3.4 for å beregne elastiske responsspektrum etter formlene i punkt 3.2.2.5(4) for ulike grunntyper.

Grunntype	Grunnens forsterkningsfaktor	Knekkpunkter i responsspekteret		
Horisontalt	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
C	1,40	0,15	0,35	1,50
D	1,60	0,15	0,45	1,5
Vertikalt	1,00	0,05	0,20	1,20

Tabell 4.1-5: Verdier for anbefalte elastiske responsspektre

Den samlede seismiske lasten i horisontal retning ved fundamentnivå etter punkt 4.3.3.2.2. Som en forenkling beregnes den samlede vertikale seismiske lasten på samme måte.  $m$  er de samme massene en benytter for finne byggets engensvingeperioder og  $\lambda$  er lik 0,85 når  $T_1$  er mindre enn  $2T_C$  og over to etasjer, ellers 1,0.

$$F_b = S_d(T_1) * m * \lambda \quad (4.1-7)$$

Hvor spektrumet( $S_d(T)$ ) mellom knekkpunktene  $T_C$  og  $T_D$  er gitt etter 3.2.2.5(4) for både horisontal og vertikal retning:

$$S_d(T_1) = a_g * S * \frac{2,5}{q} * \left(\frac{T_C}{T_1}\right), T_C \leq T \leq T_D \quad (4.1-8)$$

$$S_d(T_1) \geq \beta * a_g, \beta = 0,2$$

Den samlede seismiske lasten i horisontal retning skal fordeles på bygget etasjer i de ortogonale retningene i planet. For utkragende konstruksjoner påføres den vertikale seismiske lasten hver enkelt utkragende del.

### 4.1.5 Lastkombinasjoner

NS-EN 1990 NA.A1.3.1 [28] gir partialfaktorer og kombinasjonsfaktorer for bygninger i bruddgrensetilstanden.

NS-EN1990 A1.4.1 [28] gir partialfaktorer og kombinasjonsfaktorer for bygninger i bruksgrensetilstand.

NS-EN 1990 A1.3.2 [28] gir partialfaktorer og kombinasjonsfaktorer for bygninger under seismisk påkjenning.

Type	Permanente laster	Dominerende variable laster	Øvrige variable laster	Seismiske laster	Hensikt
Bruddgrense					
A(EQU)	1,20/0,90	1,50	$1,50\psi_{0,i}$	0,00	Grunnleggende kombinasjoner (6.10)
B1(STR/GEO)	1,35/1,00	$1,50\psi_{0,1}$	$1,50\psi_{0,i}$	0,00	Grunnleggende kombinasjoner (6.10a)
Brukgrense	1,00	1,00	$1,00\psi_{0,i}$	0,00	Forskyvning under normal bruk
Seismisk	1,00	$1,00\psi_{2,i}$	$1,00\psi_{2,i}$	1,00	Seismisk påkjenning

Tabell 4.1-6: Lastkombinasjoner

Aktuelle  $\psi$ -faktorer er gitt i NS-EN 1990 Tabell NA.A1.1[28] er vist i tabellen under.

Lastkategori	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Grad av påvirkning	Variabel	Ofte forekommende	Tilnærmet permanent
Kategori A,C	0,7	0,5	0,3
Snølast	0,7	0,5	0,2
Vindlaster	0,6	0,2	0,0

Tabell 4.1-7: Kombinasjonsfaktorer

### 4.1.6 Vibrasjoner som følge av bruk

Bruken av bygget i form av menneskelig aktivitet og maskiner i bygget kan sette konstruksjonen i vibrasjoner og svingninger. Svingningen isolert sett trenger ikke gå ut over konstruksjonens sikkerhet. Det kan gi noen større statiske laster, tretthetseffekter og svingninger kan være ubehagelig for brukerne. Når en ser på det sammen med egenfrekvensen til konstruksjonen kan det by på problemer for dens sikkerhet. Når en får to frekvenser som er helt like eller ligger veldig nærme hverandre kan en få den en kaller resonans, som er at vibrasjonen bygger opp energi. Dette kan gi svingninger med store amplituder som en ikke har kontroll på. For å unngå resonans på et overordnet nivå kan en påse at konstruksjonens egenfrekvenser



ikke ligger i samme område som de som er påførte av menneskelig aktivitet og maskiner. I Tabell 4.1-8 er et utdrag av frekvenser og laster i vertikal retning som følge av menneskelig aktivitet fra "Vibrations in Structures: Induced by Man and Machines" [99]. Den horisontale i de to ortogonale retningene i planet er lasten er mye mindre enn den vertikale og blir stort sett bare et problem for myke konstruksjoner.

Aktivitet	Frekvens [Hz]	Skrittlengde [m]	Økning av vertikal statistisk last for en person
Normal gange	1,5-2,5	0,75	minimal
Jogging	2,4-2,7	1,30	maks 2,5
Rask løping	3,2-3,5	1,75	maks 3,0
Hopping	1,8-3,4	-	maks 6,0

Tabell 4.1-8: Vibrasjoner som følge av menneskelig aktivitet

For tilfeldig gange øker lasten som en funksjon av roten av antall personer involvert, mens for hopping øker lasten som en lineær funksjon med antallet. For en større gruppe som hopper ikke helt synkronisert ligger den øvre grensen på vertikal last 4,5 ganger vekten av gruppen [99].

## 4.2 Materialegenskaper

Materialegenskapene til de benyttede materialene i oppgaven og formelverk for deres kapasitetsutnyttelser og dimensjoneringskriterier presentert i dette delkapittelet. Siden kunnskapen om glass som et konstruksjonsmateriale ut over vinduer i fast ramme var liten, er det dypere omtalt enn de andre.

### 4.2.1 Stål

Stål er et godt kjent konstruksjonsmateriale som ved rett utforming har høy styrke i forhold til sin vekt. Konstruksjonsstålet slik en kjenner det i dag kom på slutten av 1800 tallet, og har fortsatt sin utvikling med former og legeringer siden den tid.

Utgangspunktet for fastsetting av stålets egenskaper og kapasitet er gjort i henhold til NS-EN 1993-1-1 Prosjektering av stålkonstruksjoner – Allmenne regler og regler for bygninger [100].

Om ikke annet blir spesifisert brukes følgende stålegenskaper vist i Tabell 4.2-1.

Hva	Styrke
Karakteristisk flytespenning, $f_{yk}$	355 [N/mm <sup>2</sup> ]
Elastisitetsmodul, E	210 000 [N/mm <sup>2</sup> ]
Skjærmodul, G	81 000 [N/mm <sup>2</sup> ]
Poisson-tall, $\mu$	0,3
Temperaturutvidelseskoeffisient, $\alpha$	12x10 <sup>-6</sup> [per K]
Materialfaktor bruddgrense, $\gamma_M$	1,05

Tabell 4.2-1: Materialegenskaper stål

Stål er utsatt materiale for brann og høye temperatur og mister sin kapasitet raskt over 400 °C som fører til at det må gjøres beskyttende tiltak.

#### 4.2.1.1 Kapasitetsutnyttelse

Kapasiteten til enkelte stålsnitt kontrolleres på et overordnet nivå etter likning 6.2 [100]. Her må også medregnes en reduksjon i kapasiteten av hensyn til samtidig vikende skjærkraft etter punkt 6.2.8. En mer nøyaktig likning for kontroll av kombinert virkning er 6.61 og 6.62, men denne er mer omfattende. Den tar hensyn til bøyingsknekking og vipping, i tillegg til at den har faktorer for interaksjon mellom moment og aksialkraft. Ved å anta at bjelken er tilstrekkelig fastholdt mot vipping og benytte 6.2 og den reduserte kapasiteten ved hensyn til bøyingsknekking får en konservativ kontroll på utnyttelsesgraden til det utsatte snittet. Formel ( 4.2-1) for kombinert virkning for snitt i strekk og formel ( 4.2-2) for kombinert virkning for snitt i trykk.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad (4.2-1)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad (4.2-2)$$

Utforming og kontroll kapasitet i knutepunktene er tidkrevende arbeid. Etter punkt 5.1.2 ”kan det vanligvis ses bort i fra knutepunktene stivhet for fordeling av lastvirkningene og for konstruksjonens globale forskyvninger” [100]. Dette er noe som løses ved detaljprosjektering og vil derfor ikke bli vurdert nærmere i denne oppgaven.

#### 4.2.2 Armert betong

Armert betong er et mye benyttet konstruksjonsmateriale som oppnår stor styrke når en benytter armering i strekksonen enten ved form av kamjern(slakkarmering) eller oppspente stålkabler(spennarmering). Trykkapasiteten kan også økes med armering om nødvendig. Bruken slik en kjenner den i dag har ikke eksistert i litt mer enn 100 år, så det er et ungt byggingsmateriale som fortsatt har mange år med utvikling foran seg.

Utgangspunktet for fastsetting av betongen og armeringens egenskaper og kapasitet er gjort i henhold til NS-EN 1992-1-1 Prosjektering av betongkonstruksjoner – Allmenne regler og regler for bygninger [101].

Hva	Styrke
Karakteristisk trykkfasthet B45	45 [N/mm <sup>2</sup> ]
Elastisitetsmodul B45, E <sub>cm</sub>	36000 [N/mm <sup>2</sup> ]
Poisson-tall urisset, μ	0,2
Temperaturutvidelseskoeffisient, α	10x10 <sup>-6</sup> [per K]
Materialfaktor betong bruddgrense, γ <sub>c</sub>	1,5
Reduseringsfaktor langtidslast, α <sub>cc</sub>	0,85

Tabell 4.2-2: Materialeegenskaper armert betong

Armert betong har større motstand mot brand og høye temperatur enn konstruksjonstål.

### 4.2.3 Glass

Glass er et materiale som er godt likt av arkitekter på grunn av sine to viktigste egenskaper: høye transparenthet og lystransmisjon. Som konstruksjonsmateriale er det mest kjente bruken vinduer, dører, rekkverk og innvendige skillevegger hvor det stort sett ikke får noen annen påkjenning enn sin egen vekt og/eller vind. Som et bærende konstruksjonsmateriale er det lite benyttet.

Hva	Styrke
Trykkfasthet	900-1000 [N/mm <sup>2</sup> ]
Elastisitetsmodul, E	70 000 [N/mm <sup>2</sup> ]
Poisson-tall, $\mu$	0,22
Temperaturutvidelseskoeffisient, $\alpha$	8-9 x10 <sup>-3</sup> [per K]
Karakteristisk bøyestyrke behandlet, $f_{g,k}$	45 [N/mm <sup>2</sup> ]
Karakteristisk bøyestyrke fullherdet float glass, $f_{b,k}$	120 [N/mm <sup>2</sup> ]

Tabell 4.2-3: Materialegenskaper glass

#### 4.2.3.1 Materialegenskaper glass

Glass har teoretisk høy styrke med en tykkfasthet fra 900-1000 N/mm<sup>2</sup> og en veiledende strekk- og bøyefasthet på 30 N/mm [102]. Den realistiske styrken er mye mindre grunnet glassets materialegenskaper. Glass er et lineærelastisk materiale som ikke har noen flytetøyning eller plastisk kapasitet som stål og tre. Det går oppløsning uten forvarsel når det når brudd og mister all kapasitet [103]. Grunnen til dette er at glass er et meget sprøtt materiale, hvor styrken begrenses av de mikroskopiske sprekker og uregelmessigheter som er i glassets overflate og kanter. Det er her bruddet starter og selv om en har strenge kvalitetskrav til produksjonen, tilvirkningen og monteringen kan de ikke unngås. I tillegg kommer det sprekker fra riper og hakk under bruk, og slitasje som følge av vind, snø, egenvekt og andre mekaniske påkjenninger. Derfor mister glass også kapasitet tiden [103].

#### 4.2.3.2 Materialegenskaper laminering

Det effektive tverrsnittsareal av flere glass som laminert må regnes ut lamineringmaterialets evne til å kunne overføre skjærkrefter mellom lagene. Noen av de mest benyttede er polyvinylbutyral(PVB), ionomer(SG) og ethylene-vinylacetate(EVA). Hvor gode disse overføringsegenskapene er avhenger sterkt størrelsen på lasten, varigheten og temperaturen. For PVB kan en ved temperaturer over 50 grader celsius se bort i fra samvirke mellom de laminerte glassene [58].

Skjærmodul [N/mm <sup>2</sup> ]	Temperatur [°C]	Lastvarighet
8,060	20	3 sekunder
0,440	50	3 sekunder
0,266	20	1 år
0,0	50	1 år <

Tabell 4.2-4: Skjærmodul PVB under forskjellige forhold [104]

#### 4.2.3.3 Innfestinger

Siden glass er et så sprøtt materiale uten noen som helst evne til å omfordele høye konsentrerte spenninger gjennom flyting er det veldig utsatt for brudd ved konsentrerte spenninger. Dette byr på utfordringer når en skal feste glass til et annet hardt materiale som stål. Hovedregelen er at en må legge noe imellom som har en lavere elastisitetsmodul enn glass. Dette kan være stiv gummi, plast, aluminium, polyeter, polyamid og fugemasser [58]. En bør unngå å ta hull i glasset siden det nesten er unngåelig at dette lager flere mikrosprekker nær hullkanten, som alltid er starten på bruddet.

En annen ting en må passe på når en fester glass til andre materialer er differansen på den termiske utvidelsen av materialene. Stålet sitt er en tredjedel større og kan være med på å gi glasset ekstra spenninger langs kantene.

Gummi, silikon og andre materialer har nødvendigvis ikke den samme levetiden som glasset og kan miste sine egenskaper over tid som igjen kan føre til høyere belastning på glasset. Derfor er det viktig at en har mulighet til å kontrollere og for å bytte det ut.

#### 4.2.3.4 Standarder og regelverk

Per i dag (1.nov 2013) forligger det ikke noen Europeisk standard på prosjektering av bærende glasskonstruksjoner. Det er et utkast på høring under navnet prEN 13474-3 [57] som tar for seg tillatte spenninger, utbøyning og generelle metoder for dimensjonering. Dimensjoneringskriteriet er at spenningene i glasset skal være så lave at det ikke starter brudd i noen av de mikroskopiske sprekkene.

Byggteknisk forskrift (TEK 10) [105] setter krav til brukerens sikkerhet ved bruk av glass.

Siden det ikke finnes noen gjeldende regelverk for prosjektering av glass, legges høringsutkastet til grunne sammen med relevant litteratur og forskningsartikler når glassets styrke skal bestemmes.

#### 4.2.3.5 Analytisk dimensjonering av plant tolags laminert glass

Her benyttes prEN 13474-3 [57] tillatt spenning i glasset og maksimal utbøyning av glassflaten. For en analytisk utregning av spenningene og utbøyning som glasset får under aksial og jevnt fordelt last benyttes Claudio Amadio og Chirara Bedon sin artikkel "Buckling of Laminated Glass Elements in Compression"[104]. Denne baserer seg på Newmark sin kompositte teori for en fritt opplagt bjelke med delvis samvirke mellom elementene utsatt for et bøyemoment. En annen teori som er benyttet i andre artikler baserer seg på sandwich bjelke teori hvor en regner ut en

effektiv tykkelse av glasset. Amadio og Bedon sin analytiske tilnærming vektlegger lamineringslagets egenskaper under endring av lastvarighet og temperatur. Samtidig som den benytter den reelle tykkelsen til glasset ved bestemmelse av utbøyning og fastsette knekklast.

Hva	Verdi	Hvor
Sikkerhetsfaktor herdet glass, $\gamma_{M,A}$	1,8	Tabell 2 [57]
Sikkerhetsfaktor jevnt fordelt last, $\gamma_{M,v}$	1,2	Tabell 2 [57]
Faktor for profil på glassoverflate, $k_{sp}$	1,0	Tabell 6 [57]
Produksjonsfaktor, $k_v$	1,0	Tabell 10 [57]
Innledende deformasjon fullherdet float glass	300/L	5.2.2 [58]

Tabell 4.2-5: Karakteristiske verdier for dimensjonering av glass

Dimensjonerende spenningskapasitet for herdet glass [57]:

$$f_{g,d} = \frac{k_{mod} * k_{sp} * f_{g,k}}{\gamma_{M,A}} + \frac{k_v(f_{b,k} - f_{g,k})}{\gamma_{M,v}} \quad (4.2-3)$$

Største utbøyning [57]:

$$w_{maks} = \frac{\text{spenn}}{65}, \leq 50 \text{ millimeter} \quad (4.2-4)$$

Dimensjonerende spenning [104]:

$$\sigma_{Ed} = -\frac{N_{Ed}}{A} + \frac{N_{Ed} * w_{maks}}{W_y} + \frac{q_{Ed} * L^2}{8 * W_y} + \frac{F}{A_{min}} \quad (4.2-5)$$

A er det totale arealet av tverrsnittet inkludert lamineringslaget.  $A_{min}$  er arealet av det minste av de to glassene.  $W_y$  er elastisk motstansmoment av det totale tverrsnittet.

Utbøyning som følge av aksial og jevnt fordelt last[104]:

$$(4.2-6)$$

$$w_{maks} = \frac{L^2(\alpha^2 * EJ_{abs} * L^2 + EJ_{full} * \pi^2)(L^2 * q_{Ed} + 8 * N_{Ed} * w_0)}{8(\alpha^2 * EJ_{abs} * L^2(EJ_{full} * \pi^2 - N_{Ed} * L^2) + EJ_{full} * \pi^2(EJ_{abs} * \pi^2 - N_{Ed} * L^2)) + w_0}$$

Faktor for laminatets skjæregenskaper:

$$\alpha^2 = \frac{K * EJ_{full}}{EA' * EJ_{abs}} \quad (4.2-7)$$

Faktor for laminatets skjæregenskaper:

$$K = \frac{G_{int} * b}{t_{int}} \quad (4.2-8)$$

$t_1$  og  $t_2$  er tykkelsen på de respektive glassene.  $t_{int}$  er tykkelsen av lamineringssjiktet.

Ekvivalent aksial stivhet av bjelke:

$$EA' = \frac{E * b * t_1 * t_2}{t_1 + t_2} \quad (4.2-9)$$

Lagdelt bøyestivhet, ingen samvirke mellom glassene:

$$EJ_{\text{abs}} = \frac{E * b}{12} (t_1^3 + t_2^3) \quad (4.2-10)$$

Full bøyestivhet, samvirke mellom glassene:

$$EJ_{\text{full}} = EJ_{\text{abs}} + E * b \left( t_1 \left( \frac{t_1}{2} + \frac{t_{\text{int}}}{2} \right)^2 + t_2 \left( \frac{t_2}{2} + \frac{t_{\text{int}}}{2} \right)^2 \right) \quad (4.2-11)$$

Aksial last på hvert enkelt glass som følge av utbøyning:

$$F = \frac{(N_{\text{Ed}} * w_{\text{maks}} + q_{\text{Ed}} * L^2) + \chi_{\text{maks}} * EJ_{\text{abs}}}{d} \quad (4.2-12)$$

Hvor d er senteravstanden mellom de to glassene.

Kurvaturen(krumningsradius) til den laminerte glassbjelke som følge av forskyvning:

$$\chi_{\text{maks}} = -\frac{\pi^2}{L^2} * w_{\text{maks}} \quad (4.2-13)$$

#### 4.2.3.6 Bølget glass

Bølget glass blir tilvirket ved at vanlig floatglass blir lagt over en form og satt inn i et brennkammer der den smelter over formen. De fleste former kan lages. Tommelfingerregelen til glassindustrien er at "hvis du kan beskrive formen med et stykke papir, kan glassindustrien produsere det" [54]. Det betyr at det er ingen karv om symmetri og en kan ha krumning om to plan. En symmetrisk form på glasset er faktisk med på å øke spenningen i glasset med opp til 25 prosent fordi den konkave formen er sterkere enn den konvekse. Den konvekse deformerer seg lettere under påkjenning og får da en liten rotasjon som holdes igjen av den konkave som resulterer i spenningskonsentrasjoner [54]. Bølgede glass gir bare en liten forstyrrelse av gjennomsikten til glasset [53]. Dimensjonering av glass med bølgene- og krummede former bør gjøres ved hjelp av numeriske analyser.

#### 4.2.3.7 Numeriske analyser av glass

Numeriske lineære og ikke lineære analyser er et nyttig verktøy for å se hvor det oppstår spenningskonsentrasjoner i glassfeltet med forskjellige randbetingelser og lastpåvirkninger. Spenningskonsentrasjoner sammen med mikroskopiske sprekker, som det blir flere av med tiden og lastsykluser, er som tidligere nevnt det som gjør at glasset går i brudd. For å få en sterkere og mer reell numerisk analyse bør en ta hensyn til dette. Professor Jan Rots har utviklet en analyse som han kaller "Sequential Elastic Calculation" som kort fortalt starter analysen på nytt hver gang nye mikrosprekker forekommer [106].

## Kapittel 5

# DISKUSJON

### Arkitektur

Når en ønsker å designe ”svevende arkitektur” er forståelsen av hvordan rom oppleves viktig. Da idéen til denne oppgaven kom var det utvendige rommet og volumet som sto i fokus, men gjennom de analyserte prosjektene er opplevelsen av det innvendige rommet kommet fram som et like viktig moment for å skape ”svevende arkitektur”. The Balancing Barn er et av de beste eksemplene på dette; her blir gjort en gjort mer bevisst på at bygget og rommet en beveger seg i mister kontakt med bakken gjennom vinduene i siden. Når en kommer helt ytterst har rommet vinduer i gulv, vegger og tak som forteller at hvis forankringen løsner, blir det et fall. Tryggheten blir utfordret. Dette virkeliggjøres enda mer ved at konstruksjonen tillater bevegelse hvis en hopper litt.

De arkitektoniske virkemidlene for den ”svevende arkitekturen” er flere, men det er tre hovedtrekk som går igjen for flere av prosjektene i oppgaven. De kan med fordel kombineres.

Den enkleste formen å visualisere ”svevende arkitektur” på er gjennom en utragende konstruksjon over et åpent areal som en kan disponeres fritt. The Balancing Barn, Wozoco, Super C og originaldesignet til Munkvollveien 76 er de fremste eksemplene på dette i denne oppgaven.

Som det kom frem av MAS, Casa cielo og Mortensrud kirke gir et visuelt tungt materiale over et åpent eller transparent volum en virkningsfull effekt. Med en visuell tung fasade, kan et kutt fylt ut med glass og et minimum av strukturelle elementer, trenger ikke det åpne rommet bak å være dypt.

Med et komplekst bæresystem som gir et uoversiktlig lastbilde som Leutschenbach skole, trenger en mer modningstid og nærmere observasjon før en setter spørsmålstegn ved dets stabilitet enn de to andre virkemidlene. Noen vil nok aldri se det, og det er kanskje for de litt mer interesserte.

Store prosjekter med de største utragende konstruksjonene lengst over bakken er nødvendigvis ikke de med størst svevende effekt. Dette er CCTVs hovedkontor et eksempel på. Selv om bygget har alle de tre hovedvirkemidlene som nevnt over, forsvinner det i den massive konstruksjonen. Det blir for størrelsen som blir blikkfanget og imponerer oss.

For at arkitekter skal få designe bygg som kan kategoriseres som svevende må det være en kunde som ønsker noe ”annet”. Living Architecture, eierne av The Balancing Barn, ønsket et feriehus med arkitektur i verdensklasse. Antwerpen by, eier av MAS, ville ha et landemerke til sin nye bydel. Zürich kommune hadde

utviklet retningslinjer for hvordan den nye skolen skulle være med dynamiske rom, men lot det være opp til arkitektene i hvert enkelt prosjekt å forme dette rommet. De ville ha en ny type skolebygning og en kreativ prosess, og det har de fått gjennom den arkitektkonkurransen de utlyste. Hvis de hadde ønsket et bygg som var mer ”standard”, kunne de henvendt seg til et arkitektfirma som hadde erfaring med å tegne slike bygg.

I denne oppgaven er det noen arkitektkontorer som går igjen, og det er ikke tilfeldig. De fleste av dem har gjennomført flere prosjekter som kan beskrives som svevende i arkitektonisk forstand, og enda flere prosjekter som ikke er gjennomført. Hvis MVDRV hadde vunnet arkitektkonkurransen til det nye operahuset i Oslo ville en ikke hatt et isfjell som lå grunt i vannkanten, men et høyt fjell med utragende konstruksjoner.

### **Gjennomføring**

Arkitekturen og prosjektene som er presentert i denne oppgaven har kun vært mulig gjennom økende kunnskap om hvordan en kan benytte eksisterende materialer, men også gjennom utviklingen av nye materialer. Sammen med kraftigere og bedre verktøy til å vurdere hvordan ulike former og geometrier responderer ovenfor ulike laster. Det gir en mulighet til å vurdere flere design med større nøyaktighet over en kortere tid [107].

Pådriveren for utviklingen av denne type arkitektur står arkitektene for, men som Uihlein uttrykker det i sin artikkel: ”Arkitektonisk nyskapning kan drive utviklingen av strukturelle konstruksjoner, og strukturelle fremskritt kan drive arkitekturen lengre” [13]. Resultatet er at arkitekter designer bygg som før var umulig å gjennomføre.

Designprosessen for å realisere denne type arkitektur krever et høyere samarbeid mellom arkitekt, ingeniør, utførende og andre involverte som andre komplekse byggeprosjekter. Under designprosessen av Forsterstrasse Apartments var Schwartz den tredje ingeniøren som ble engasjert av Christian Kerez, etter at de to andre hadde gitt opp. Siden den tid har samarbeidet fortsatt og prosjektene har blitt større og mer spektakulære. Det er nok ikke alle ingeniører som synes at slike prosjekter er like interessante eller nødvendige, men med rett innstilling kan partene gjøre hverandre gode.

Om det er bærekraftig å bygge ”svevende arkitektur” er en subjektiv mening som vil variere etter de verdier den enkelte person verdsetter. Hvis en betrakter det ut i fra materialforbruk er nok svarene for de fleste byggene negative. Det er fordi lastene ofte må gå en lengre vei for å nå grunnen og har dermed et større materialforbruk. På en annen side kan en beslaglegge et mindre areal som Super C.

### **Konstruksjoner**

Felles for de fleste prosjektene som er gjennomgått i denne oppgaven er at det blir en større konsentrasjon av laster enn et mer ”standard” bygg. Spesielt i den siste delen av konstruksjonen ned mot fundamentet er dette tilfelle. Både MAS og Leutschenbach skole løst dette på en god måte uten å tilføre grunnen unødvendig mer belastning.



For utragende konstruksjoner med lite stabiliserende volum eller som er direkte hengt på en annen konstruksjon, er det viktig å få en tidlig avklaring i designprosessen hvordan det skal håndteres. Vippepunktet får de største påkjenningene, og lokale forsterkninger i disse områdene kan være en effektiv løsning. Etter standarden for prosjektering av konstruksjoner for seismiske påvirkning [32], må en vurdere utragende konstruksjoner over fem meter høyere, spesielt i vertikal retning. Gjennom den dynamiske analysen av The Balancing Barn kom det frem at konstruksjonen hadde en kort egensvingeperiode som gjør at den kommer i toppen av spekteret. Med en høyere grunnakselerasjon, vil de seismiske lastene få konsekvenser for utragende konstruksjoner.

Stålkonstruksjoner i form av rammer med diagonale staver og fagverk er de mest benyttede for utragende konstruksjoner. Det er den store styrken gjennom den konstruktive formen som står for dette. Det er gode muligheter for å forutse nedbøyning og konstruere med en overhøyde slik at en kan utnytte materialet effektivt og oppnå ønsket form på konstruksjonen ved ferdigstillelse. Samtidig som det er egnet til å produsere det under tilrettelagte forhold med større nøyaktighet på et verksted, frakte det ut til byggeplassen, sette det sammen til enda større konstruksjoner og til slutt heise det på plass. Dette og konstruering av overhøyde er gjort med samtlige prosjekter i kapittel 2.

Armert betong som en utragende konstruksjon er ikke utredet noe dypere i denne oppgaven. Selv om armert betong har en egenvekt en tredjedel av stålets, er den konstruktive formen, styrken og gjennomføringsevnen overlegen hos stålkonstruksjoner. Et konkret eksempel på dette er MAS' betongvegger i fasaden som er produsert i elementer og sveiset sammen med innstøpte stålbraketter. Det er lite gjennomførbart med en forskaling i "løse luften". Som materiale oppleves betong som et tyngre og mer massivt enn stål, så en trenger ikke mye åpent volum under for å få en svevende effekt som i Casa cielo. Betong er et ungt bygningsmateriale og den videre utviklingen av det vil nok tillate nye konstruksjoner i fremtiden.

Samtlige prosjekter som er fokusert på i denne oppgaven, benytter glass med ulike egenskaper for å fremheve den svevende effekten spesielt fra innsiden av byggene. Glass er nesten et uunnværlig materiale når en skal designe slik arkitektur. De gjennomførte prosjektene taler for seg selv. Glassfasader utsatt for aksial og jevnt fordelt last i form av vind har visst seg å være avhengig av en styrkende form eller avstivende tilleggskonstruksjon hvis ikke det blir benyttet tykt glass. Den effektive tykkelsen kan økes ved å laminere sammen individuelle glass, men det har vist seg at egenskapene til lamineringen over tid er utsatt for temperatur og langtidslast. Glassets reduserte styrke over tid, manglende pålitelighet og forvarsel om brudd gjør det lite egnet som en hovedkonstruksjon. Glass som et konstruksjonsmateriale er forholdsvis nytt, det er den kommende standarden [57] for bestemmelse av glassets styrke et bevis på.

Når ser på utviklingen fra Le Corbusier's Villa Savoye i avsnittet 1.2 Moderne arkitektur, er det den økende kunnskapen om materialers mulighet som er med på å definere nye rom og volum.

## Kapittel 6

# KONKLUSJON

”Svevende arkitektur” er fullt realiserbart, det er prosjektene som det er sett på i denne oppgaven et bevis på. Gjennom analysene i kapittel 2 og de komplimenterende prosjektene i kapittel 3, kan noen slutninger trekkes for virkemidler, konstruksjonstyper og materialer.

### Arkitektoniske virkemidler for ”svevende arkitektur”:

- For at et bygg kan beskrives som svevende må det ha et blikkfang.
- I tillegg må det ha minst ett av de tre hovedvirkemidlene:
  - Utkragende konstruksjon over et åpent areal som kan disponeres fritt. Lengden av den utkragende konstruksjonen må være større enn bredden. For størst effekt bør det utkragende volumet være større enn det stabiliserende
  - Et kutt i volumet til en visuell tung konstruksjon slik at den oppleves som mindre stabil. Det kuttede volumet må være mest mulig transparent.
  - Et uoversiktlig bæresystem som ikke gir noen god oversikt over hvordan lastene til konstruksjonen føres til grunnen.
- Utfordre brukerens trygghet gjennom å visualisere og bevisstgjøre at det ikke er direkte kontakt med bakken. Dette kan gjøres gjennom transparente fasader, gulv og ved at brukeren kan sette konstruksjonen i bevegelse.

### Konstruksjoner:

- Felles for de fleste konstruksjonene bak den ”svevende arkitekturen” er at enkelte konstruksjonsdeler får en høyere konsentrasjon av krefter enn mer ordinære bygg.
- Det er en større fordel å utnytte den tilgjengelige høyden i konstruksjonen selv om det fører til et utradisjonelt fagverk.
- Opplagerpunktene er en kritisk del av designet som bør løses på et tidlig stadium i prosjekteringen.
- For uoversiktlige bæresystem får en større grad av kombinerte virkninger enn mer ordinære bygg.
- Smale utkragende konstruksjoners med avstivende system i planet for å hindre utkneking gir korte egensvingeperioder som kan resultere i store seismiske laster.
- Symmetrisk påhengte etasjer til en regulær avstivende geometri gir ikke rene svingeformer.

- Uoversiktlige bæresystemene viser utfordringer ovenfor seismiske laster grunnet skiftende plassering av den avstivende konstruksjonen.

### **Materialer:**

- For utkragende konstruksjon i stål er stivhet og nedbøyning dimensjonerende kriterium. For å utnytte stålets fulle kapasitet er det nødvendig å konstruere med overhøyde på bakgrunn av laster i en bestemt bruksgrensetilstand.
- Betong som en utkragende konstruksjon er mindre egnet grunnet høy egenvekt ved strukturell form, og er derfor heller ikke noe særlig utbredt.
- Det kan stilles spørsmål ved materialforbruk og utnyttelsen av det ved noen design, ettersom lasten må gå en lenge vei enn ordinære bygg for å nå grunnen. Samtidig som det samme arealet kunne vært oppnådd med en mer ordinær konstruksjon.
- Glass er det best egnede materialet for høy transparenthet og lystransmisjon til bruk i bygninger. Utsatt for en jevnt fordelt last over et større spenn, er en styrkende form eller avstivende tilleggskonstruksjon nødvendig. Som en bærende hovedkonstruksjon er glass uegnet på grunn av sin manglede pålitelighet og reduksjon av styrke over tid.

# Kapittel 7

## VIDERE ARBEID

Oppsummeringer og konklusjoner som er trukket i denne oppgaven er begrenset til de analyserte og gjennomgåtte prosjektene. For å få en større oversikt og kunnskap på hva ”svevende arkitektur” kan være og hvilke virkningsmidler, konstruksjoner og materialer bør flere prosjekter gjennomgås.

Gjennom arbeidet med oppgaven har andre interessante temaer og problemstillinger innenfor ingeniørarkitektur og konseptuell design av moderne konstruksjoner kommet frem. Noen er nærmere beslektet med temaet i denne oppgaven enn andre.

- Denne oppgaven har sett på naturlaster på et overordnet nivå, det vil derfor være interessant å se på utragende konstruksjoners respons ovenfor naturlaster. Skal en være med å designe disse må en ha større kunnskap om dette.
- Christian Kerez og Dr. Schwartz Consulting har flere interessante samarbeidsprosjekter hvor en ønsker å benytte et minimum av strukturelle elementer for å opprettholde byggets form og stabilitet. En dypere analyse av enkeltprosjekter eller mer generell analyse av deres konsept vil gi en større forståelse for alternative måter å føre lastene til grunnen enn det en ser i tradisjonelle bygg.
- Selve designprosessen fra ide til ferdigstillelse og drift bak arkitektur av denne typen. Hva mer enn en kunde som ønsker noe mer må til for å realisere slike bygg?
- Mulighetene i glasskonstruksjoner er mange selv om det i denne oppgaven karakteriseres som et usikkert konstruksjonsmateriale som ikke kan bære stort mer enn sin egen vekt. Med den kommende standarden for å bestemme glassets styrke vil det være mer tilrettelagt for å bruke glasskonstruksjoner. I takt med dette vil det være nødvendig med mer kunnskaper om prosjektering av glass
- Mange av byggene i denne oppgaven går fram for å være energieffektive samtidig som de har store glassfasader og eksponerte stålkonstruksjoner. Energikravene til nye bygg blir stadig større. Hvordan løser en dette uten at det går ut over arkitekturen?

# Kapittel 8

## REFERANSELISTE

- [1] Wikipedia. (2013, 23. august ). *Great Pyramid of Giza*. Available: [http://en.wikipedia.org/wiki/Great\\_Pyramid\\_of\\_Giza](http://en.wikipedia.org/wiki/Great_Pyramid_of_Giza)
- [2] N. A. Thune, "Kheops-Pyramid," ed. en.wikipedia.org, 2005.
- [3] Tanty, "Apartment Series # 23," ed. stavangerphotobytanty.blogspot.no, 2008.
- [4] R. Johnson, "The Sharp Centre," ed. all-worldwide.com, 2004.
- [5] E. Humanities. (2013, 19. november 2013). *Modern Architecture*. Available: <http://www.essential-humanities.net/western-art/architecture/modern/>
- [6] Ville-Poissy, "La Villa Savoye," ed. ville-poissy.fr, 2013.
- [7] S. Glynn. (2011, 19. november 2013). *Villa Savoye, Poissy, France* Available: <http://www.galinsky.com/buildings/savoye/index.htm>
- [8] L. Corbusier, "Le Corbusier and the double message of the Conscious Inspiration," ed. archdialog.com, 1927.
- [9] Wikipedia. (2013, 20. november 2013). *Ludwig Mies van der Rohe*. Available:[http://en.wikipedia.org/wiki/Ludwig\\_Mies\\_van\\_der\\_Rohe#Seagram\\_Building](http://en.wikipedia.org/wiki/Ludwig_Mies_van_der_Rohe#Seagram_Building)
- [10] H. Stier, "AD Classics: Seagram Building / Mies van der Rohe," ed. archdaily.com, 2006.
- [11] Wikipedia. (2013, 20. november 2013). *Googie architecture*. Available:[http://en.wikipedia.org/wiki/Googie\\_architecture#Wildwood.2C\\_New\\_Jersey](http://en.wikipedia.org/wiki/Googie_architecture#Wildwood.2C_New_Jersey)
- [12] A. Watson. (1997, 3. september 2013). *Zaha M. Hadid*. Available: [http://www.users.muohio.edu/shermalw/honors\\_2001\\_fall/honors\\_papers\\_2000/watson\\_hadid.html](http://www.users.muohio.edu/shermalw/honors_2001_fall/honors_papers_2000/watson_hadid.html)
- [13] M. S. Uihlein, "Architecture, Structure, and Loads: A Moment of Change?," *ARCC Journal*, vol. 9, pp. 53-61, 2012.
- [14] L. Architecture. (2011, 2. september). *The Balancing Barn*. Available: <http://www.living-architecture.co.uk/the-houses/balancing-barn/overview/>
- [15] E. Sumner, "The Balancing Barn / MVRDV," ed. ideasn.com, 2010.
- [16] W. Maas and MVRDV, "Living Architecture, Balancing Barn," L. Architecture, Ed., ed. <http://www.living-architecture.co.uk/the-houses/balancing-barn/photos/23/>: Living Architecture, 2009.
- [17] maps.google.co.uk, "United Kingdom," ed, 2013.

- [18] W. Maas and MVRDV, "Winy Maas og MVRDV on Balancing Barn," Dezeen.com and O. Manzi, Eds., ed. <http://www.dezeen.com/2011/02/21/interview-winy-maas-of-mvrdv-on-balancing-barn/>; dezeen.com, 2011.
- [19] R. Etherington. (2010, 2. september). *Balancing Barn by MVRDV and Mole Architects*. Available: <http://www.dezeen.com/2010/10/14/balancing-barn-by-mvrdv-and-mole-architects-photographed-by-edmund-sumner/>
- [20] MVRDV, "Balancing Barn," ed. mvrdv.nl, 2010.
- [21] HousingPrototypes. (1997, 22. november 2013). Wozoco. Available: [http://www.housingprototypes.org/project?File\\_No=NL011](http://www.housingprototypes.org/project?File_No=NL011)
- [22] MVRDV. (2013, 22. november 2013). Wozoco. Available: <http://www.mvrdv.nl/projects/wozoco/get.pdf.html>
- [23] archdaily. (2008, 21. november 2013). House in Gerês / Graça Correia y Roberto Ragaz. Available: <http://www.archdaily.com/1063/house-in-geres-graca-correia-y-roberto-ragazzi/>
- [24] J. Pallister. (2010, 6. september). *Balancing Barn, Suffolk by MVRDV with Mole*. Available: <http://www.architectsjournal.co.uk/balancing-barn-suffolk-by-mvrdv-with-mole/8607113.article#>
- [25] CEN, "NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008 Laster på konstruksjoner " in *Del 1-3: Allmenne laster - Snølaster*, ed: Standard Norge, 2003.
- [26] B. Standard, "BS 6399-2:1997 Loading for buildings " in *Part 2: Code of practice for wind loads* ed. <http://www.scribd.com>; BSi, 1997.
- [27] CEN, "NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 Laster på konstruksjoner " in *Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster*, ed: Standard Norge, 2005.
- [28] CEN, "NS-EN 1990:2002+NA:2008 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner," ed: Standard Norge, 2002.
- [29] adrianoastagnone.com. (2013, 5. november ). *italy wind map*. Available: [http://www.google.no/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=5&ved=0CDkQFjAE&url=http%3A%2F%2Fwww.adrianoastagnone.com%2Fstadata%2Fsaitu%2Fprogrammi%2Fdemo%2FWind\\_EC1-txt.xls&ei=DOGgUsryB6fD7Aa1g4HQA&usq=AFQjCNEQIvquofPOy721Mw\\_2StG9QNMHRg&sig2=7epDJFEmIloyOZL07sgSA](http://www.google.no/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=5&ved=0CDkQFjAE&url=http%3A%2F%2Fwww.adrianoastagnone.com%2Fstadata%2Fsaitu%2Fprogrammi%2Fdemo%2FWind_EC1-txt.xls&ei=DOGgUsryB6fD7Aa1g4HQA&usq=AFQjCNEQIvquofPOy721Mw_2StG9QNMHRg&sig2=7epDJFEmIloyOZL07sgSA)
- [30] E. W. Downey, "Specifying Camber," *Modern Steel Construction*, Juli 2006.
- [31] Ø. Løset, M. M. Loo, Å. L. Døsseland, M. Gjestvang, A. M. Kaynia, and C. Bråten, *Dimensjonering for jordskjelv* Oslo: Rådgivende Ingeniørers Forening 2010.
- [32] CEN, "NS-EN 1998-1:2004+NA:2008 Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning," in *Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger* ed: Standard Norge, 2004.
- [33] G. Grünthal, "Seismic Hazard Assessment for Central, North and Northwest Europe," *Annali Di Geofisica*, vol. 42, desember 1999.
- [34] U. Knaack and T. Klein, *The Future Envelope 3: Facades - The Making Of*: IOS Press, 2010.
- [35] S. Rolies, "MUSEUM AAN DE STROOM MAS," ed. danda.be, 2010.
- [36] D. K. (2010, 18. oktober). *Museum Aan de Stroom (MAS), Neutelings Riedijk Architects*. Available: <http://plusmood.com/2010/09/museum-aan-de-stroom-mas-neutelings-riedijk-architects/>

- [37] maps.google.be/maps, "Belgium," ed, 2013.
- [38] P. O. M. a. H. Antwerp, "Museum aan de Stroom, Press information 17 May 2010," ed: Press Office Museums and Heritage Antwerp, 2010.
- [39] M. Passarivaki. (2013, 24. oktober ). *Museum aan de Stroom in Antwerp*. Available: <http://www.demagazine.co.uk/architecture/museum-aan-de-stroom-in-antwerp>
- [40] Wikipedia. (2013, 24. oktober). *Antwerp*. Available: <http://en.wikipedia.org/wiki/Antwerp>
- [41] Scagliola/Brakkee, "MAS, Museum aan de Stroom," ed. archrecord.construction.com, 2010.
- [42] A. Record. (2010, 25. oktober 2013). MAS | Museum aan de Stroom. Available: [http://archrecord.construction.com/PROJECTS/BUILDING\\_TYPES\\_STUDY/MUSEUMS/2010/MUSEUM\\_AAN\\_DE\\_STROOM.ASP](http://archrecord.construction.com/PROJECTS/BUILDING_TYPES_STUDY/MUSEUMS/2010/MUSEUM_AAN_DE_STROOM.ASP)
- [43] T. A. Review. (2011, 29. oktober). *American White Oak by Rudy de Keyser*. Available: <http://www.architectural-review.com/american-white-oak-by-rudy-de-keyser/8616705.article>
- [44] A. Perez. (2005, 26. oktober). *AD Classics: Solomon R. Guggenheim Museum / Frank Lloyd Wright*. Available: <http://www.archdaily.com/60392/>
- [45] OMA. (2005, 26. oktober). *CASA DA MUSICA*. Available: <http://www.oma.eu/projects/2005/casa-da-musica>
- [46] MVRDV. (2009, 26. oktober 2013). EXPO 2000. Available: <http://www.mvrdv.nl/projects/EXPO/#>
- [47] T. Plan. (2010, 16. oktober 2013). Architecture and Stone: Mas Museum Aan de Stroom – Antwerp, Belgium Neutelings Riedijk Architecten. Available: [http://theplan.it/J/dig\\_book.php?id\\_art=1777](http://theplan.it/J/dig_book.php?id_art=1777)
- [48] ABT, "Museum aan de Stroom (MAS)," MAS2\_DET.jpg, Ed., ed, 2003.
- [49] F. D. Cock. (2010, Sense and sensitivity of pile load load-deformation behaviour behaviour. Available: [http://www.wtcb.be/homepage/download.cfm?dtype=services&doc=PDF\\_2\\_BAP\\_V\\_F\\_De\\_Cock.pdf&lang=nl](http://www.wtcb.be/homepage/download.cfm?dtype=services&doc=PDF_2_BAP_V_F_De_Cock.pdf&lang=nl)
- [50] CSTC. (2001). *Carte des vitnesses de reference en Belgique*. Available: <http://www.cstc.be/homepage/index.cfm?cat=publications&sub=bbri-contact&pag=Contact28&art=421>
- [51] F. D. Cock, *Sense and sensitivity of pile load-deformation behaviour.*: Geotechnical Expert Office GEO.BE, 2010.
- [52] M. G. Bæverfjord, *Symboler og definisjoner i geoteknikk*, 2 ed.: Norsk Geoteknisk Forening, 2011.
- [53] J. Minutillo, "Shattering Myths About Glass," *Architectural Record* 2010.
- [54] R. Nijse. (2009, 28. oktober 2013). Corrugated glass as improvement to the structural resistance of glass.
- [55] jennajohansson, "Material Focus: MAS Museum," ed. arch5541.wordpress.com/, 2012.
- [56] I. N.V. (2010, 24. oktober). *Museum Aan de Stroom (MAS) - Antwerp (BE)*. Available: <http://www.iemants.com/photoalbums/museum-aan-de-stroom-mas-antwerp-be#866-1476>
- [57] CEN, "prEN 13474-3 Glass in building - Determination of the strength of glass panes," ed: European Committee for Standardisation(CEN), 2009.

- [58] M. Haldimann, A. Luible, and M. Overend, *Structural use of glass*. Zürich, Switzerland: International Association for Bridge and Structural Engineering, 2008.
- [59] O. D. Architects. (2013, 7. november). *Klein Residence Santa Fe, NM*. Available: [http://www.boishaus.com/projects/residential/klein\\_glass\\_house\\_description.html](http://www.boishaus.com/projects/residential/klein_glass_house_description.html)
- [60] V. N. AS. (2013, 13. november). *Akryl*. Available: <http://www.vink.no/nb-NO/Bruksområde/Skilt-Reklame/Skiltmaterialer/Plexiglas-AKRYL.aspx>
- [61] R. Nijse, *Glass in structures: elements, concepts, designs*. Basel: Birkhäuser, 2003.
- [62] H. Suzuki, "Leutschenbach school by Christian Kerez," ed: El Croquis Editorial, 2009.
- [63] L. C. Lentz. (2012, 24. november 2013). Leutschenbach School. Available: [http://archrecord.construction.com/projects/Building\\_types\\_study/K-12/2012/The-Leutschenbach-School.asp?bts=K12](http://archrecord.construction.com/projects/Building_types_study/K-12/2012/The-Leutschenbach-School.asp?bts=K12)
- [64] maps.google.no/, "Switzerland," ed, 2013.
- [65] M. Ziegler and D. Kurz. (2008, 27. november 2013). Changing School Architecture in Zurich. Available: <http://www.oecd.org/switzerland/40051085.pdf>
- [66] A. Magazine. (2013, 27. november 2013). Schulhaus Leutschenbach. Available: <http://www.archello.com/en/project/schulhaus-leutschenbach>
- [67] W. M. Dario Pfammater, "Schulhaus Leutschenbach," ed. archello.com, 2013.
- [68] Archdaily. (2013, 20. november 2013). Leutschenbach School / Christian Kerez. Available: <http://www.archdaily.com/382485/leutschenbach-school-christian-kerez/>
- [69] makingsenseofspace.com, "'mikado' convivial seating," ed. makingsenseofspace.com, 2008.
- [70] F. Márquez Cecilia and R. C. Levene, *Christian Kerez: 1992-2009*. Madrid: El Croquis Editorial, 2009.
- [71] R. Frei, "House in Forsterstrasse by Christian Kerez," ed, 2005.
- [72] W. Mair, "House with one wall by Christian Kerez ", ed, 2007.
- [73] H. J. Dürr, "frame-leutschenbach-school," ed, 2010.
- [74] P. D. J. Schwartz. (2010, 1. desember 2013). Tragwerksentwurf IV. Available: [http://www.schwartz.arch.ethz.ch/Vorlesungen/Archiv/Dokumente/FS2010/Vorlesungen/Vorlesung\\_20100521.pdf](http://www.schwartz.arch.ethz.ch/Vorlesungen/Archiv/Dokumente/FS2010/Vorlesungen/Vorlesung_20100521.pdf)
- [75] architecturetoday.co.uk. (2010, 24. november 2013). Christian Kerez: Leutschenbach School. Available: <http://www.architecturetoday.co.uk/?p=8485>
- [76] Pilkington. (2010, 8. desember). *Pilkington Profilit™*. Available: [http://www.pilkington.com/resources/pilkingtonprofilit\\_deliveryprogramme\\_en\\_092010\\_new.pdf](http://www.pilkington.com/resources/pilkingtonprofilit_deliveryprogramme_en_092010_new.pdf)
- [77] Sika. (2009, 28. november). *Leutschenbach School Zurich, Switzerland*. Available: [http://www.sika.com/en/solutions\\_products/project-references/institutions/education-and-culture-schools/leutschenbach-school-zurich-switzerland.html](http://www.sika.com/en/solutions_products/project-references/institutions/education-and-culture-schools/leutschenbach-school-zurich-switzerland.html)



- [78] dwehrli, "Schulhaus Leutschenbach," ed. youtube.com: <http://www.architekturbild.ch>, 2008.
- [79] C. Kerez. (2012, 8. desember 2013). The Rule of the Game - Christian Kerez, 2012 Kenzo Tange Lecture. Available: <http://www.youtube.com/watch?v=srONiu7ExHo>
- [80] P. Architektur. (2008, 12. desember ). *SuperC Aachen*. Available: <http://pape-architektur.de/?projects=superc-aachen>
- [81] T. Riehle, "Super C, RWTH Aachen University ", ed. rwth-aachen.de geothermie.de, 2009.
- [82] Bauforumstahl. (2010, 12. desember 2013). Preis des Deutschen Stahlbaues 2010. Available: [http://www.bauforumstahl.de/upload/documents/wettbewerb\\_e/Stahlbaupreis/geschossbauten.pdf](http://www.bauforumstahl.de/upload/documents/wettbewerb_e/Stahlbaupreis/geschossbauten.pdf)
- [83] P. E.-M. Pape. (2010, 12. desember 2013). Studien-Service-Zentrum „SuperC“ der RWTH Aachen. Available: [http://www.geothermie.de/fileadmin/useruploads/aktuelles/Veranstaltungen/Berliner\\_Energietage/Pape\\_SUPER-C\\_der\\_RWTH\\_Aachen.pdf](http://www.geothermie.de/fileadmin/useruploads/aktuelles/Veranstaltungen/Berliner_Energietage/Pape_SUPER-C_der_RWTH_Aachen.pdf)
- [84] MVRDV. (2012, 11. desember 2013). DNB Headquarters. Available: <http://www.mvrdv.nl/projects/DNB/get.pdf.html>
- [85] J. Havran, "DNB Bank Headquarters Oslo," ed. e-architect.co.uk, 2012.
- [86] J. Musch, "DNB Bank Headquarters Oslo," ed. e-architect.co.uk, 2012.
- [87] archdaily. (2008, 11. desember 2013). Torreaguera Atresados / XPIRAL. Available: <http://www.archdaily.com/103927/torreaguera-atresados-xpiral/>
- [88] D. Frutos, "Torreaguera Atresados / XPIRAL," ed. archdaily.com, 2008.
- [89] C. A. Pearson. (2012, 14. desember 2013). CCTV Headquarters. Available: <http://archrecord.construction.com/projects/portfolio/2012/11/china-central-television-oma.asp>
- [90] OMA. (2012, 14. desember). *CCTV – HEADQUARTERS, CHINA, BEIJING, 2002*. Available: <http://www.oma.eu/projects/2002/cctv---headquarters>
- [91] I. Baan, "CCTV Headquarters," ed. archrecord.construction.com, 2012.
- [92] C. Pearson, "CCTV Headquarters," ed. archrecord.construction.com, 2012.
- [93] J. S. A. AS. (2001, 15. desember). *Mortensrud kirke*. Available: <http://www.google.no/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=11&ved=0CF4QFjAK&url=http%3A%2F%2Fwww.arkitektur.no%2Fhouens-fonds-diplom-2008%3Fiid%3D398404%26pid%3D10005.-20201&ei=cfOtUqDoM4GshQesmYDwBw&usg=AFQjCNGF8OJQ8TqA-n4fTadjuWK1vSp48w&sig2=GEJCx0nNOpBcwubqQhvaLg>
- [94] Archdaily. (2011, 12. november). *Mortensrud church / JSA*. Available: <http://www.archdaily.com/1929/mortensrud-church-jsa/>
- [95] J. O. Jensen and P. Berntsen, "Mortensrud church / JSA," ed. archdaily.com, 2002.
- [96] S. Arkitekter. (2008, 6. desember). *Munkvollveien 76, Trondheim*. Available: <http://www.studio4arkitekter.no/>
- [97] CEN, "NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008 Laster på konstruksjoner " in *Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egnevekt, nyttelast i bygninger* ed: Standard Norge, 2002.
- [98] M. K. Silseth, *471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler*. <http://bks.byggforsk.no/>; SINTEF Byggforsk, 2013.

- [99] H. Bachmann and W. Ammann, *Vibrations in Structures: Induced by Man and Machines*. Zurich, Svitzerland: IABSE-AIPC-IVBH, 1987.
- [100] CEN, "NS-EN 1993-1-1:2006+NA:2008 Prosjektering av stålkonstruksjoner " in *Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*, ed: Standard Norge, 2005.
- [101] S. Norge, "NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 Prosjektering av betong konstruksjoner " in *Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger* ed: Stanadard Online AS, 2004.
- [102] S. Grynning, *571.951 Bygningsglass*. <http://bks.byggforsk.no/>: SINTEF Byggforsk, 2013.
- [103] J. Wurm, *Glass Structures: Design and Construction of Self-supporting Skins*. Berlin: De Gruyter, 2007.
- [104] C. Amadio and C. Bedon, *Buckling of Laminated Glass Elements in Compression*. Journal of Structural Engineering, 2011.
- [105] K.-o. regionaldepartementet, "Forskrift om tekniske krav til byggverk (Byggteknisk forskrift), TEK 10," ed. lovdata.no: Kommunal- og regionaldepartementet, 2010.
- [106] J. Wassink, "The strength of glass," *Delft Outlook, Magazine of Delft University of Technology*, pp. 6-9, September 2011.
- [107] B. Peters, "Computation Works: The Building of Algorithmic Thought," *Architectural Design*, vol. 83, pp. 8-15, March/April 2013.