

Martin Eikrem
Fredrik Honningsvåg
Sondre Aarseth

Prosjektering og dimensjonering av Kolvikbakken ungdomsskole

Bacheloroppgave i Byggingeniør
Veileder: Kristian Normann (NTNU)
Christoffer Dahlstrøm Nilsen (Norconsult)

Mai 2020

Martin Eikrem
Fredrik Honningsvåg
Sondre Aarseth

Prosjektering og dimensjonering av Kolvikbakken ungdomsskole

Bacheloroppgave i Byggingeniør
Veileder: Kristian Normann (NTNU)
Christoffer Dahlstrøm Nilsen (Norconsult)
Mai 2020

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for naturvitenskap
Institutt for havromsoperasjoner og byggteknikk



Kunnskap for en bedre verden

Obligatorisk egenerklæring/gruppeerklæring

<p><i>Du/dere fyller ut erklæringen ved å klikke i ruten til høyre for den enkelte del 1-6:</i></p>		
1.	<p>Jeg/vi erklærer herved at min/vår besvarelse er mitt/vårt eget arbeid, og at jeg/vi ikke har brukt andre kilder eller har mottatt annen hjelp enn det som er nevnt i besvarelsen.</p>	<input checked="" type="checkbox"/>
2.	<p>Jeg/vi erklærer videre at denne besvarelsen:</p> <ul style="list-style-type: none"> • ikke har vært brukt til annen eksamen ved annen avdeling/universitet/høgskole innenlands eller utenlands. • ikke refererer til andres arbeid uten at det er oppgitt. • ikke refererer til eget tidligere arbeid uten at det er oppgitt. • har alle referansene oppgitt i litteraturlisten. • ikke er en kopi, duplikat eller avskrift av andres arbeid eller besvarelse. 	<input checked="" type="checkbox"/>
3.	<p>Jeg/vi er kjent med at brudd på ovennevnte er å <u>betrakte som fusk</u> og kan medføre annullering av eksamen og utestengelse fra universiteter og høgskoler i Norge, jf. Universitets- og høgskoleloven §§4-7 og 4-8 og Forskrift om eksamen §§14 og 15.</p>	<input checked="" type="checkbox"/>
4.	<p>Jeg/vi er kjent med at alle innleverte oppgaver kan bli plagiatkontrollert i Ephorus, se Retningslinjer for elektronisk innlevering og publisering av studiepoenggivende studentoppgaver</p>	<input checked="" type="checkbox"/>
5.	<p>Jeg/vi er kjent med at høgskolen vil behandle alle saker hvor det forligger mistanke om fusk etter høgskolens studieforskrift §31</p>	<input checked="" type="checkbox"/>
6.	<p>Jeg/vi har satt oss inn i regler og retningslinjer i bruk av kilder og referanser på biblioteket sine nettsider</p>	<input checked="" type="checkbox"/>

Publiseringsavtale

Studiepoeng: 20

Veileder: Kristian Normann

Fullmakt til elektronisk publisering av oppgaven

Forfatter(ne) har opphavsrett til oppgaven. Det betyr blant annet enerett til å gjøre verket tilgjengelig for allmennheten ([Åndsverkloven §2](#)).

Alle oppgaver som fyller kriteriene vil bli registrert og publisert i Brage HiM med forfatter(ne)s godkjenning.

Oppgaver som er unntatt offentlighet eller båndlagt vil ikke bli publisert.

Jeg/vi gir herved NTNU i Ålesund en vederlagsfri rett til å gjøre oppgaven tilgjengelig for elektronisk publisering: ja nei

Er oppgaven båndlagt (konfidensiell)? ja nei

Er oppgaven unntatt offentlighet? ja nei
(inneholder taushetsbelagt informasjon. [Jfr. Offl. §13/Fvl. §13](#))

Dato: 20.05.20

FORORD

Denne bacheloroppgaven er skrevet som et avsluttende hovedprosjekt ved NTNU i Ålesund, våren 2020. Oppgaven representerer 20 studiepoeng og skal derfor tilfredsstillende krav til omfang og innhold. Hensikten med arbeidet som er gjort er å vise god ingeniørfaglig innsikt og fagkunnskap. Vi ønsket å fordype oss i ulike tema og tilegne oss ny kunnskap som vi tror vil være nyttig videre i arbeidslivet.

Vi er takknemlig for muligheten til å prosjektere et spennende, utfordrende og relevant prosjekt i Ålesund kommune i samarbeid med Norconsult AS. Utgangspunktet for arbeidet som er gjort er arkitekttegninger av Kolvikbakken Ungdomsskole utarbeidet av Slyngstad Aamlid Arkitekter AS. Vi ønsket å fordype oss i et konvensjonelt bygg i stål og betong, i tillegg til å lære mer om prosessen rundt prosjektering og dimensjonering av et bygg. Fordypning i en av de mest brukte byggemåtene i dag ser vi på som en fordel når vi skal ut i jobb som ingeniører til sommeren.

Vi har fått disponere arbeidsplass hos Norconsult AS. Våren 2020 har bydd på ekstraordinære utfordringer i form av pandemien COVID-19. Ettersom folkehelseinstituttet våren 2020 gikk ut og anbefalte hjemmekontor, har vi fått veiledning digitalt og lagt opp til best mulig samarbeid ut ifra de retningslinjer som er gitt.

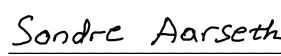
Vi vil takke Norconsult AS og veileder Christoffer Nilsen for disponering av arbeidsplass, veiledning og et godt arbeidsmiljø.

Ønsker også å takke veileder ved NTNU i Ålesund, Kristian Normann for konstruktive tilbakemeldinger.

Ålesund

20.05.20


Martin Eikrem


Sondre Aarseth


Fredrik Honningsvåg

SAMMENDRAG

Formålet med oppgaven har vært å prosjektere og dimensjonere et nytt skolebygg i Ålesund kommune. Kommunen har vedtatt å rive eksisterende bygningsmasse og føre opp et nytt bygg til Kolvikbakken Ungdomsskole. Skisseprosjektet inneholder rom- og funksjonsprogram for en skole med inntil 450 elever og ca. 60 ansatte. I samarbeid med Norconsult AS har vi gjort en detaljprosjektering av bygget, med utgangspunkt i arkitekttegninger fra Slyngstad Aamlid Arkitekter AS.

I den første delen av oppgaven har vi beskrevet teorien og de metodene som er brukt for å besvare problemstillingene som vi har definert. Gjennom arbeidet med oppgaven har vi møtt på utfordringer knyttet til statikk, lastberegninger, jordskjelvsdimensjonering og bruk av ulike beregning- og modelleringsprogrammer. Vi har laget en 3D-modell av bygget i Revit, som er basert på dimensjoneringer utført i FEM-Design, Ove Sletten og Eurocode Express.

Prosjektet er presentert i en rapport og illustreres ved bruk av en 3D-modell med tilhørende arbeidstegninger. Vedlagt ligger grunnlaget for de beregningene og dimensjoneringene som er utført.

ABSTRACT

The purpose of this assignment has been to design and calculate dimensions of a new school building located in the city of Ålesund, Norway. The city council of Ålesund made a decision to demolish all existing buildings at Kolvikbakken secondary school and erect a new school building on the same site. The design and access statement allows for the school to comfortably accommodate up to 450 pupils and approximately 60 employees.

In collaboration with Norconsult AS, Norway's largest and one of the Nordic region's leading interdisciplinary consulting companies, we present a detailed design of the building based on architectural drawings from the architectural firm Slyngstad Aamlid Arkitekter AS.

In the first part of the assignment we have described the theories and the methods used to answer the predefined issues. Through the work with this assignment we have encountered challenges related to statics, load calculations, earthquake dimensioning and the use of various calculation and modeling programs. We have created a 3D-model of the building in Autodesk Revit, which were based off of dimensions made in FEM-Design, Sletten Byggdata and Eurocode Express.

The assignment is presented in the form of this report and illustrations using the beforementioned 3D-model with associated working drawing. Attached are background data that formed the basis for the calculations and dimensions that have been performed.

INNHOOLD

FORORD	III
SAMMENDRAG	IV
ABSTRACT	V
FIGURLISTE	IX
TERMINOLOGI	XI
1 INNLEDNING	1
1.1 BAKGRUNN	1
1.2 FORMÅL OG PROBLEMSTILLINGER	2
1.3 AVGRENSNINGER	2
1.4 RAPPORTENS OPPBYGGING	2
2 TEORETISK GRUNNLAG	4
2.1 REGELVERK	4
2.1.1 <i>Lover</i>	4
2.1.2 <i>Forskrifter</i>	4
2.1.3 <i>Standarder</i>	4
2.2 GRUNNFORHOLD OG FUNDAMENTERING	5
2.2.1 <i>Bæreevne</i>	5
2.2.2 <i>Jordtrykk og stabilitet</i>	6
2.2.3 <i>Generelt om fundamentering</i>	7
2.2.4 <i>Setninger</i>	8
2.2.5 <i>Punktfundament</i>	8
2.2.6 <i>Stripefundament</i>	8
2.3 STØTTEMUR	9
2.3.1 <i>Generelt</i>	9
2.3.2 <i>Ulike typer støttemur</i>	9
2.3.3 <i>Dimensjonering av støttemurer</i>	10
2.4 STATISK SYSTEM	11
2.4.1 <i>Skivesystem</i>	11
2.5 BÆRESYSTEM	16
2.5.1 <i>Generelt</i>	16
2.5.2 <i>Bjelker</i>	16
2.5.3 <i>Søyle</i>	17
2.5.4 <i>Dekke/plater</i>	18
2.5.5 <i>Lett-Tak takelementer</i>	19

2.5.6	<i>Fagverk</i>	20
2.5.7	<i>Forbindelser og knutepunkt</i>	21
2.6	LASTER	22
2.6.1	<i>Dimensjonerende laster</i>	22
2.6.2	<i>Karakteristiske laster</i>	22
2.6.3	<i>Pålitelighetsklasser</i>	23
2.6.4	<i>Reduksjonsfaktorer</i>	24
2.6.5	<i>Grensetilstander og lastkombinasjoner</i>	24
2.6.6	<i>Nedbøyninger</i>	26
2.7	STÅL SOM KONSTRUKSJONSMATERIALE	26
2.7.1	<i>Generelt</i>	26
2.7.2	<i>Fasthetsklasser</i>	27
2.7.3	<i>Konstruksjonsstål</i>	27
2.8	BETONG SOM KONSTRUKSJONSMATERIALE	27
2.8.1	<i>Generelt</i>	27
2.8.2	<i>Fasthetsklasser</i>	28
2.8.3	<i>Kryp og svinn</i>	28
2.8.4	<i>Forskaling</i>	30
2.8.5	<i>Utstøping</i>	30
2.8.6	<i>Fuger/støpeskjøter</i>	30
2.8.7	<i>Riss og risskontroll</i>	31
2.8.8	<i>Armert betong</i>	31
2.8.9	<i>Prefabrikkert betong</i>	32
2.8.10	<i>Hulldekker</i>	33
2.8.11	<i>Prinsipp for montering av hulldekker</i>	34
2.9	JORDSKJELV	35
2.9.1	<i>Generelt</i>	35
2.9.2	<i>Jordskjelv i Norge</i>	36
2.9.3	<i>Jordskjelvdimensjonering</i>	36
2.10	TEGNINGER	38
3	MATERIALER OG METODE	39
3.1	DATA	39
3.2	METODE	40
3.2.1	<i>Fremgangsmåte</i>	40
3.2.2	<i>Kvantitativ metode og kvalitativ metode</i>	41
3.2.3	<i>Reliabilitet og validitet</i>	41

3.3	MATERIALER	42
4	RESULTATER	44
4.1	STATISK SYSTEM	44
4.2	FEM-DESIGN MODELL	44
4.2.1	<i>Import til FEM-Design</i>	44
4.2.2	<i>Dekke og tak</i>	46
4.2.3	<i>Opplegg</i>	48
4.2.4	<i>Cover</i>	50
4.2.5	<i>Laster</i>	52
4.2.6	<i>Analyse</i>	58
4.2.7	<i>Dimensjonering i FEM-Design</i>	61
4.3	DIMENSJONERING AV BÆRESYSTEM	65
4.3.1	<i>Bjelke</i>	65
4.3.2	<i>Søyle</i>	67
4.3.3	<i>Dekke/plater</i>	69
4.3.4	<i>Tak</i>	73
4.3.5	<i>Avstivning</i>	75
4.3.6	<i>Fundamenter</i>	76
4.3.7	<i>Støttemur</i>	76
4.3.8	<i>Fagverk</i>	77
4.4	DIMENSJONERING FOR JORDSKJELV	79
4.5	TEGNINGER	79
4.5.1	<i>Arkitekttegninger fra Slyngstad Aamlid</i>	79
4.5.2	<i>Egenproduserte tegninger</i>	80
5	DRØFTING	82
5.1	STATISK SYSTEM	82
5.2	DIMENSJONERING	82
5.3	JORDSKJELV	83
5.4	TEGNINGER	83
5.5	KRITIKK TIL OPPGAVEN	84
6	KONKLUSJON	85
7	REFERANSER	87
	VEDLEGG	90

FIGURLISTE

Figur 1: Illustrasjonsbilde Kolvikbakken ungdomsskole (Arkitektmodell).....	1
Figur 2: Oversikt over Eurokoder [6].....	5
Figur 3: Bæreevne for sentrisk vertikallast [7].....	6
Figur 4: Metode for beregning av jordtrykkskoeffisient etter NS-EN 1997-1. Fig, 341 a og b [7].	7
Figur 5: Prinsipp for direkte fundamentering [3].	8
Figur 6: Vinkelstøttemur [10].	9
Figur 7: Gravitasjonsmur av betongblokker forankret med jordarmering [10].	10
Figur 8: Krefter som virker på en støttemur (egenprodusert tegning).	11
Figur 9: Forskjellen mellom plater og skiver [11].	12
Figur 10 Skivesystem enkelt bygg [11].....	13
Figur 11 Skivesystem flere-etasjers bygg [11].....	13
Figur 12 Rammesystem [11].	14
Figur 13 Kombinasjonssystem [11].	15
Figur 14 Statisk ustabil avstivningssystem [11].....	15
Figur 15 Statisk bestemt avstivningssystem [11].....	15
Figur 16: Eksempel på forskjellige bjelker av stål [13].	16
Figur 17: Eksempel på forskjellige søyler av stål [13].....	17
Figur 18:Eksempel på ulike plater [14].....	18
Figur 19: Prinsipiell oppbygning av Lett-Tak takelementer [15].	19
Figur 20: Fagverk i takkonstruksjon [16].....	20
Figur 21 Eksempel knutepunkt [11].....	21
Figur 22 Eksempel knutepunkt [11].....	21
Figur 23 Eksempel knutepunkt [11].....	21
Figur 24: Grunnlag for beregning av dimensjonerende snølast [18].	23
Figur 25: Referansevindhastighet [20]	23
Figur 26: Lastkombinasjoner i Bruddgrensetilstand [18].	24
Figur 27: Lastkombinasjoner i Bruksgrensetilstand [18].....	25
Figur 28: Krav til maksimal nedbøyning [18].....	26
Figur 29 Fasthetsklasser betong [24]	28
Figur 30: Virkning av spenningsnivå og varighet på betongtøyning, Kryp [27].	29
Figur 31: Virkning av svinntøyning på spenning – tøyning diagram [27].	29
Figur 32: Prefabrikkerte hulldekke elementer [35].	33
Figur 33 Karakteristisk spennvidde hulldekke [36].	33
Figur 34: Montering av hulldekke [37].	34
Figur 35:Utsparing ved hjelp av utvekslingsjern [36].....	35
Figur 36: Registrerte jordskjelv i Norden [38].	36
Figur 37: Ideell fremstilling av EC8 behandling av jordsjeldimensjonering [11].	37
Figur 38 StruSoft fanen i Revit.	44
Figur 39 Revit modellen som ble eksportert til FEM-design.	45
Figur 40 Modellen åpnet i FEM-Design.	45
Figur 41 Generering av nytt material, HD 265.	46
Figur 42 Plane plate funksjonen i FEM-Design.	47
Figur 43 Stivhetsmatrise Lett-Tak (Norconsult AS).	47
Figur 44 Fictitious shell.....	48
Figur 45 Leddet opplegg ved begge ender.	48
Figur 46 Line connection.	49

Figur 47 Line support group	50
Figur 48 Point support group.	50
Figur 49 «Cover» lagt inn i modell.	51
Figur 50 «Cover» delt inn i mindre deler.	51
Figur 51 Lasttilfelle «Egenlast» FEM-Design.	52
Figur 52 Lasttilfelle «påførte egenlast» i FEM-Design.	52
Figur 53 Visualisering av Påførte egenlast.	53
Figur 54 Lasttilfelle «nyttelast» FEM-Design.	53
Figur 55 Visualisering av Nyttelaster.....	54
Figur 56 Lasttilfelle "vindlast" FEM-Design.	54
Figur 57 Vindlast fra Nord.	55
Figur 58 Vindlast fra Sør.....	55
Figur 59 Vindlast fra Øst.....	56
Figur 60 Vindlast fra Vest.	56
Figur 61 Lasttilfelle «snø» FEM-Design.	57
Figur 62 Fordeling av snølast.....	57
Figur 63 Fonndannelse snølast.....	57
Figur 64 Analyse verktøy FEM-Design.....	58
Figur 65 Massesenter i bygget.	59
Figur 66 Egenfrekvens parameter	59
Figur 67 Andel masser i jordskjelsanalyse.....	60
Figur 68 «Horizontal spectra».....	60
Figur 69 Seismic analysis.....	61
Figur 70 Auto design.....	61
Figur 71 Auto design, Stål.....	62
Figur 72 Auto design, Betong.	63
Figur 73 Design parameters	63
Figur 74 Calculations prameters.	64
Figur 75 Vertikal armering sjaktvegger.	64
Figur 76 Horisontal armering sjaktvegger.	65
Figur 77 Bjelke B.99.1 utklipp fra FEM-Design.	66
Figur 78 Bjelke B.173.1 utklipp FEM-Design.....	66
Figur 79 Søyلة C.32.1 utklipp fra FEM-Design.....	67
Figur 80 Søyلة C.46.1 utklipp FEM-Design.	68
Figur 81 Søyلة C.158.1 utklipp fra FEM-Design.....	68
Figur 82: Eksempel på oppbygging av flytende gulv på grunn [47].....	69
Figur 83: Gulvklasser ved prosjektering og utførelse av flytende gulv [47].	69
Figur 84: Eksempler på tilleggsarmering for detaljer som er utsatt for riss [48].	70
Figur 85: Eget notat for beregning av bruksgrenselast og spennvidder, valg av hulldekke basert på samlediagram fra spenncon [49].	71
Figur 86: Samlediagram for dimensjonering av hulldekke. Diagram hentet fra spenncon sine nettsider [49].	72
Figur 87: Spennviddetabell publisert av Lett-Tak Systemer AS [50].....	73
Figur 88: Elementbetegnelser for Lett-Tak takelementer [50].....	74
Figur 89: Skivevirkning representativt for Lett-Tak (NS-EN 1993 1-3, fig 10.12 og 10.13)..	75
Figur 90: Skiver for horisontalavstivning sett fra sør.	76
Figur 91: Skiver for horisontalavstivning sett fra øst.....	76
Figur 92: Ferdig generert fagverksbjelke i FEM-Design.....	78
Figur 93: Skisse av søyleplassering og spennretning hulldekke.....	80
Figur 94: Inndeling av bygget.	80

TERMINOLOGI

Karakteristisk snølast:

S_{k0}	Grunnverdien for karakteristisk snølast i kommunen
S_k	Karakteristisk snølast på mark på byggestedet
S	Snølast på tak pr. m^2
ΔS_k	Tillegg i karakteristisk snølast pr. 100m kotehøyde
H	Byggestedets høyde over havet
H_g	Høydegrense for gjeldende kommune
n	Faktor for høydetillegg
μ	Formfaktor
μ_w	Faktor for fonndannelse på grunn av høydeforskjell
h	Høydeforskjell
b_n	Bredde ved beregning av fonndannelse
l_n	Lengde på fonndannelse på grunn av høydeforskjell
C_e	Eksponeringskoeffisient
C_t	Termisk koeffisient
α	Takvinkel
μ_n	Formfaktor for takets utforming

Karakteristisk vindlast:

Z	Høyde over referansenivå
K_t	Terrenguhetsfaktor
Z_o	Ruhetslengde (m)
Q	Hastighetstrykk
$q_{p,0}$	Grunnverdi for hastighetstrykk
K_w	Vindlastfaktoren
V	Basisvindhastigheten
V_{Ref}	Referanseverdivindhastighet
K_n	Turbulensfaktor
C_{dir}	Retningsfaktor
C_{season}	Årstidsfaktor
C_{prob}	Returperiode per. 50 år
C_{alt}	Nivåfaktor
W_e	Utvendig vindlast
$C_{pe,1}$	Formfaktor for utvendig vindlast for et belastet areal $A \leq 1 m^2$
$C_{pe,10}$	Formfaktor for utvendig vindlast for et belastet areal $A \geq 10 m^2$
e	Minste verdi av b og $2h$
H	Høyde på bygning
b_n	Bredde/lengde for gitte vegger
A	Areal

Jordskjelv:

A_{g40Hz}	Spissverdi for berggrunnens akselerasjon
γ_1	Seismisk faktor
ag	Dimensjonerende grunnakselerasjon
S	Forstærkningsfaktor (avhenger av grunnforholdene)
$S_d(T)$	Dimensjonerende responsspektrum
$T_b(S)$	Knekkpunkt i kurve, elastisk responsspektrum. Nedre grenseverdi av området med konstant spektralakselerasjon
$T_c(s)$	Knekkpunkt i kurve, elastisk responsspektrum. Øvre grenseverdi av området med konstant spektralakselerasjon
$T_D(S)$	Knekkpunkt i kurve, elastisk responsspektrum. Verdien som definerer begynnelsen på spekterets område for konstant forskyvning
q	Konstruksjonsfaktor (duktilitetsklasse)
β	Faktor for nedre grenseverdi for det horisontale dimensjonerende spekteret
A_{vg}	Dimensjonerende grunnakselerasjon i vertikal retning
ζ (ksi)	Dempingsfaktor (%)
ψ	Ulykkesreduksjonsfaktor
q_d	Konstruksjonsfaktoren for forskyvning
C_t	Koeffisient knyttet til byggets horisontale avstivningssystem
A_c	Totale effektive arealet av skjærveggene i første etasje i bygningen (m ²)
l_{wi}	Lengde på skjærveggen i i retning parallelt med de påførte kreftene (m)
H	Byggets høyde fra fundament eller overkant stiv kjeller
$T[S]$	Svingningstid
T_1	Første egensvingeperiode
F_i	Seismisk last per. etasje
$m_x'[\%]$	Masseprosent i x-retning
$m_y'[\%]$	Masseprosent i y-retning

Lastkombinasjoner:

U :	Ultimate limit state (Bruddgrensetilstand)
S_q	Serviceability limit state, quasi-permanent (Bruksgrensetilstand)
U_s	Ultimate limit state, accidental (Ulykkesgrensetilstand)
γ_f	Lastfaktor
γ_m	Materialfaktor

Betong:

P	Variabel last
G	Permanent last
g	Egenlast
p	Nyttelast
N	Normalkraft
V_z	Skjærkraft i z-retning
V_y	Skjærkraft i y-retning
γ_m	Materialfaktor
f_{cd}	Betongens dimensjonerende trykkfasthet
f_{ck}	Karakteristisk trykkfasthet i betong
C_{nom}	Nominell overdekning

C_{min}	Minste overdekning
ΔC_{dev}	Avvik
$C_{min,b}$	Minste overdekning som følge av krav til heft
$C_{min,dur}$	Minste overdekning som følge av miljøpåvirkninger
s	Senteravstand mellom armeringsjern
ϵ	Total svinntøyning
Σ	Kryptall
\emptyset	Tverrsnittdimensjon armering
e_0	Minsteeksentrisitet

Stål:

S355	Fasthetsklasse
f_y	Karakteristisk flytespenning
γ_m	Materialfaktor
F_{yd}	Dimensjonerende flytespenning
F_{ud}	Dimensjonerende strekkfasthet
E	Elastisitetsmodul
G	Skjærmodul
W_{el}	Tverrsnittets elastiske tverrsnittsmodul
W_{pl}	Tverrsnittets plastiske tverrsnittsmodul
W_{eff}	Tverrsnittets effektive tverrsnittsmodul
I	Annet arealmoment
i	Treghetsradius
L_k	Knekk lengde
A	Tverrsnittsareal
A_{eff}	Effektivt tverrsnittsareal
A_s	Spenningsareal
A_v	Skjærareal
e_{min}	Minsteeksentrisitet
K_{yy}, k_{zy}	Interaksjonsfaktor
σ	Normalspenning
ϵ	Flytespenningsforholdet
χ	Reduksjonsfaktor
χ_{LT}	Reduksjonsfaktor for vipping
λ_{LT}	Relativ slankhet for vipping
q_{Ed}	Dimensjonerende last i bruddgrensetilstand
N_{Ed}	Dimensjonerende normallast
N_{Rd}	Dimensjonerende kapasitet
M_{Ed}	Dimensjonerende moment
M_{Rd}	Dimensjonerende momentkapasitet
V_{Ed}	Dimensjonerende skjærkraft
V_{Rd}	Dimensjonerende kapasitet i skjærkraft

FORKORTELSER

CAD	Computer-aided design
DAK	Data assistert konstruksjon
BIM	Bygningsinformasjonsmodellering
3D	Tredimensjonalt
2D	Todimensjonalt
ULS	Ultimate limit state (Bruddgrensetilstand)
NORSAR	Norwegian Seismic Array
PBL	Plan- og bygningsloven
TEK	Forskrift om tekniske krav til byggverk
SBE	Statens byggtekniske etat
NS	Norsk standard
NS-EN	Europeisk standard som er fastsatt som norsk standard
CEN	Den europeiske standardiseringsorganisasjonen
ISO	Den internasjonale standardiseringsorganisasjonen
EC	Eurocode
NC	Duktilitetsklasse
HUP	Hulprofil søyle
HD	Huldekke
XPRO AS	Firma innen prosjektadministrative tjenester
ÅKE	Ålesund kommunale eiendom
KUSK	Nye Kolvikbakken Ungdomsskole
RVT-fil	Filformatet til Revit
StruXML-fil	Eksport filformat fra Revit til FEM-Design
FEM-Design	Finite Element Method Design

1 INNLEDNING



Figur 1: Illustrasjonsbilde Kolvikbakken ungdomsskole (Arkitektmodell).

1.1 Bakgrunn

Gruppesammensetningen ble bestemt tidlig høsten 2019. Vi har samarbeidet tett gjennom studietiden, og har fått god erfaring som gruppe med prosjektarbeid. Vi kontaktet Norconsult AS og fikk presentert ulike oppgaver som var aktuelle. Ønsket vårt var at oppgaven skulle være utfordrende og tilnærmet lik en reell arbeidssituasjon. På bakgrunn av dette bestemte vi oss for å skrive om nye Kolvikbakken Ungdomsskole.

XPRO AS har sammen med ÅKE og representanter fra skolen laget et skisseprosjekt med rom- og funksjonsprogram for en skole med inntil 450 elever og ca. 60 ansatte. I løpet av våren 2020 skal forprosjektet være klart, før det godkjennes av byggekomiteen og rammesøknad sendes. Prosjektet er fortsatt i en samspillsfase, og arbeidet med prosjekteringen vil bli gjort parallelt med vårt prosjekt. Muligheten til å få jobbe parallelt med et dagsaktuelt prosjekt og følge utviklingen hos Norconsult AS, gjør at vi er godt fornøyd med valg av oppgave.

1.2 Formål og problemstillinger

Problemstillinger:

- Bestemme statisk system og finne dimensjonerende laster
- Dimensjonering av bære- og avstivningssystem, (horisontalkrefter/jordskjelvdimensjonering) og fundamenter
- 3D-modellering av bygget og utarbeiding av arbeidstegninger

1.3 Avgrensninger

Vårt hovedfokus i arbeidet med oppgaven vil være å prosjektere og dimensjonere bæresystemet til konstruksjonen. Vi har bestemt at dersom vi mot slutten av oppgaven opplever tidsmangel, vil vi redusere antallet arbeidstegninger.

Vi har valgt å avgrense oppgaven ved å ikke beregne dimensjoner på forbindelser og innfestninger, men under våre detaljtegninger er det illustrert noen eksempler på hvordan dette kan utføres.

Beregning av lyd og brann er ikke utført i denne oppgaven, siden dette ikke er vårt hovedfokus.

I enkelte tilfeller har vi valgt å bruke forenklede metoder og forutsetninger i våre beregninger.

1.4 Rapportens oppbygging

Kapittel 2 «Teoretisk grunnlag» tar for seg betong og stål som material og byggemåte. Vi tar for oss hvilke standarder, lover og normer som gjelder og ser på teorien bak de metodene som er brukt.

Kapittel 3 «Materialer og metode» omhandler hvilke programvarer vi har valgt å bruke, hvordan og hvorfor vi har samlet inn data og hvor gyldig/pålitelig disse er.

Kapittel 4 «Resultater» belyser de ulike slutningene vi trekker fra beregningene og vurderingene som er blitt gjort.

Kapittel 5 «Drøfting» er våre egne tanker om de resultatene vi har kommet frem til. Her vil vi også komme med kritikk til oppgaven.

Kapittel 6 «Konklusjon» er en kortfattet oppsummering av resultater og erfaringer.

2 TEORETISK GRUNNLAG

2.1 Regelverk

2.1.1 Lover

All byggevirkksomhet er regulert av lover og offentlige regelverk. Det overordnede ledd i hierarkiet er plan- og bygningsloven [1], jf. § 1-1 i PBL er lovens formål:

«Lovens skal fremme bærekraftig utvikling til beste for den enkelte, samfunnet og fremtidige generasjoner» [1].

Plan- og bygningsloven er bygget opp i fem deler. Der første del er fellesbestemmelser og definisjoner. Andre del er en plandel med regler om statlig, regional og kommunal planlegging. Tredje del er en gjennomføringsdel. Fjerde del en byggesaksdel og siste del en håndhevings- og gebyrregdel [2].

2.1.2 Forskrifter

Neste ledd i hierarkiet er byggeforskriftene, også kalt forskrift om tekniske krav til byggverk (TEK). Denne loven inneholder detaljbestemmelser om kartverk, bygningsdeler og installasjoner. Forskriftene gir også generelle funksjonskrav til materialer, konstruksjoner og bygningsdeler. Statens bygningstekniske etat (SBE) har ansvaret for utarbeidelse og forvaltning av byggeforskriftene [3]. Formålet med forskriften er:

«Gi næringslivet forutsigbare krav, og sikre at kunder kan forvente en viss standard» [4].

2.1.3 Standarder

Det siste leddet i hierarkiet er standarder for produkter, prosjektering og utførelse.

Prosjektering og utførelse av bygningskonstruksjoner skal gjennomføres i samsvar med reglene i norsk standard (NS) [3]. Standardene definerer en felles oppskrift på hvordan noe skal lages eller gjennomføres. Gjennom medlemskap i Den europeiske standardiseringsorganisasjonen (CEN) og Den internasjonale standardiseringsorganisasjonen (ISO) blir norsk standard samordnet med internasjonale standarder [5].

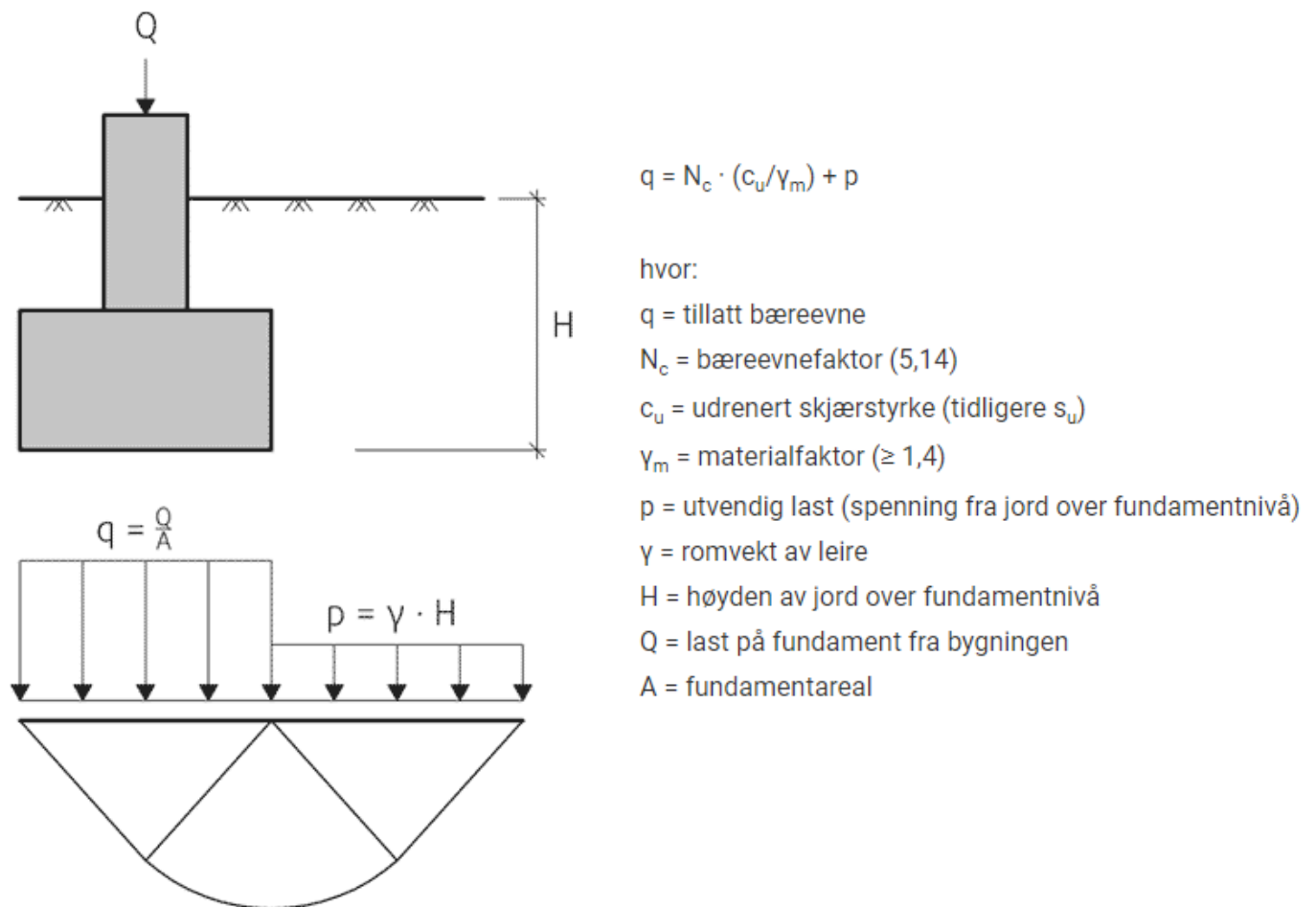
NS-EN 1990	Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
NS-EN 1991	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner
NS-EN 1992	Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner
NS-EN 1993	Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner
NS-EN 1994	Eurokode 4: Prosjektering av samvirkekonstruksjoner av stål og betong
NS-EN 1995	Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner
NS-EN 1996	Eurokode 6: Prosjektering av murkonstruksjoner
NS-EN 1997	Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering
NS-EN 1998	Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning
NS-EN 1999	Eurokode 9: Prosjektering av aluminiumskonstruksjoner

Figur 2: Oversikt over Eurokoder [6].

2.2 Grunnforhold og fundamentering

2.2.1 Bæreevne

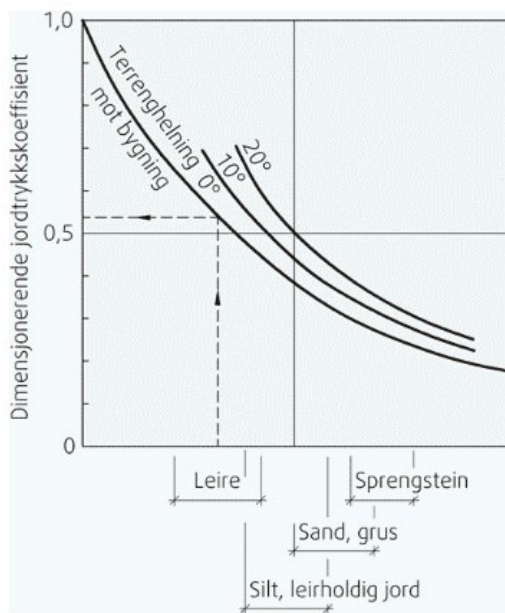
Byggegrunnens bæreevne bør alltid baseres på geotekniske undersøkelser, utført av en geotekniker. Resultatet av en slik undersøkelse danner grunnlaget for valg av fundamenteringsmetode. Bæreevnen til et fundament avhenger av styrken til de underliggende massene, samt om overføring av lastene virker sentrisk eller eksentrisk på fundamentet [7]. Bæreevnen til et fundament med jevnt fordelt sentrisk belastning, kan beregnes som vist i figur 3.



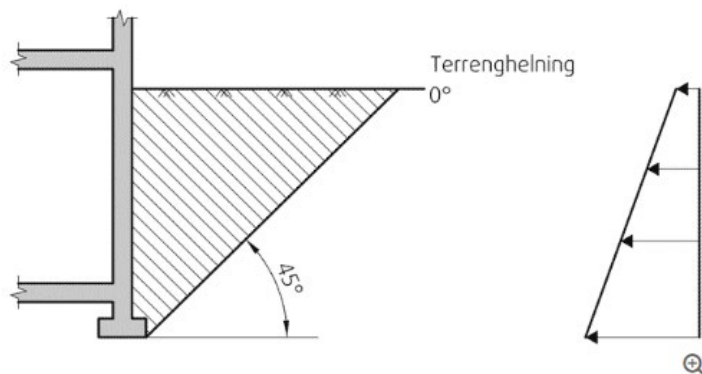
Figur 3: Bæreevne for sentrisk vertikallast [7].

2.2.2 Jordtrykk og stabilitet

Jordtrykk er det trykket som utøves fra jord mot kjellermurer og støttemurer. Jordtrykkets størrelse er avhengig av jordart (stein, grus, sand, silt eller leire) og materialeegenskapen til konstruksjonen. Andre viktige parametere for beregning av jordtrykk er fyllingshøyden og terrengbelastningen, samt konstruksjonens mulighet til å bevege seg. Beregning av jordtrykk kan gjøres etter NS-EN 1997-1 Fig. 341 a og b. Her bestemmes jordtrykkskoeffisienten som er mål på det horisontale trykket som oppstår mot konstruksjonen, fra massene rundt [7].



a



b

Fig. 341 a og b

Jordtrykk

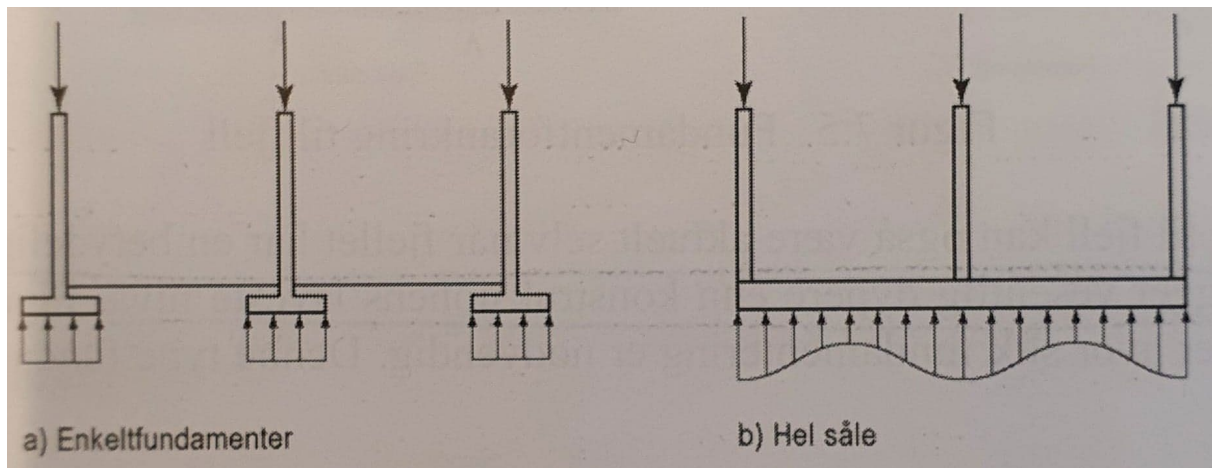
a. Aktiv jordtrykkskoeffisient, K_a , for ulike materialer

b. Jordtrykksfordelingen nedover langs vegg. Det ugunstigste materialet i den skraverte sonen skal legges til grunn når jordtrykket bestemmes. Det ugunstigste materialet er det som gir størst jordtrykk.

Figur 4: Metode for beregning av jordtrykkskoeffisient etter NS-EN 1997-1. Fig. 341 a og b [7].

2.2.3 Generelt om fundamentering

For enhver konstruksjon utgjør fundamenteringen en viktig del. Gjennom fundamentet skal alle krefter overføres fra konstruksjonen ned i grunnen. Det finnes mange ulike måter å fundamenterer på, valg av fundamenteringsmetode bestemmes av grunnforholdene og konstruksjonens bæresystem [3].



Figur 5: Prinsipp for direkte fundamentering [3].

2.2.4 Setninger

Setninger er en langsom sammensynkning i undergrunnen ved mekanisk belastning, for eksempel ved vekten av bygninger, eller ved landheving. I bygningssammenheng kan setninger i grunnen føre til strukturelle skader på bygninger og andre konstruksjoner. Dette kalles setningsskader [8].

2.2.5 Punktfundament

En belastning på en konstruksjon kan overføres til grunnen gjennom punktfundamenter, det vil si banketter for hver vegg eller fundament for hver søyle som vist i figur 5a. Et viktig aspekt ved fundamentering på punktfundament er at fundamentene kan få ulik setning dersom søylelastene har forskjellige størrelse eller at grunnforholdene under fundamentene varierer sterkt. En slik variasjon i setninger kan medføre betydelige tvangsspenninger i konstruksjonen [3].

2.2.6 Stripefundament

Stripe- eller sålefundament (figur 5b) er særlig aktuelt for tyngre konstruksjoner. Fordelen med fundamentering med stripefundament er at kontaktrykket mellom såle og grunn varierer over sålen og gir momenter i sålen. Samtidig gir denne formen for fundamentering liten setning og relativt liten variasjon i setningene over fundamentflaten [3].

2.3 Støttemur

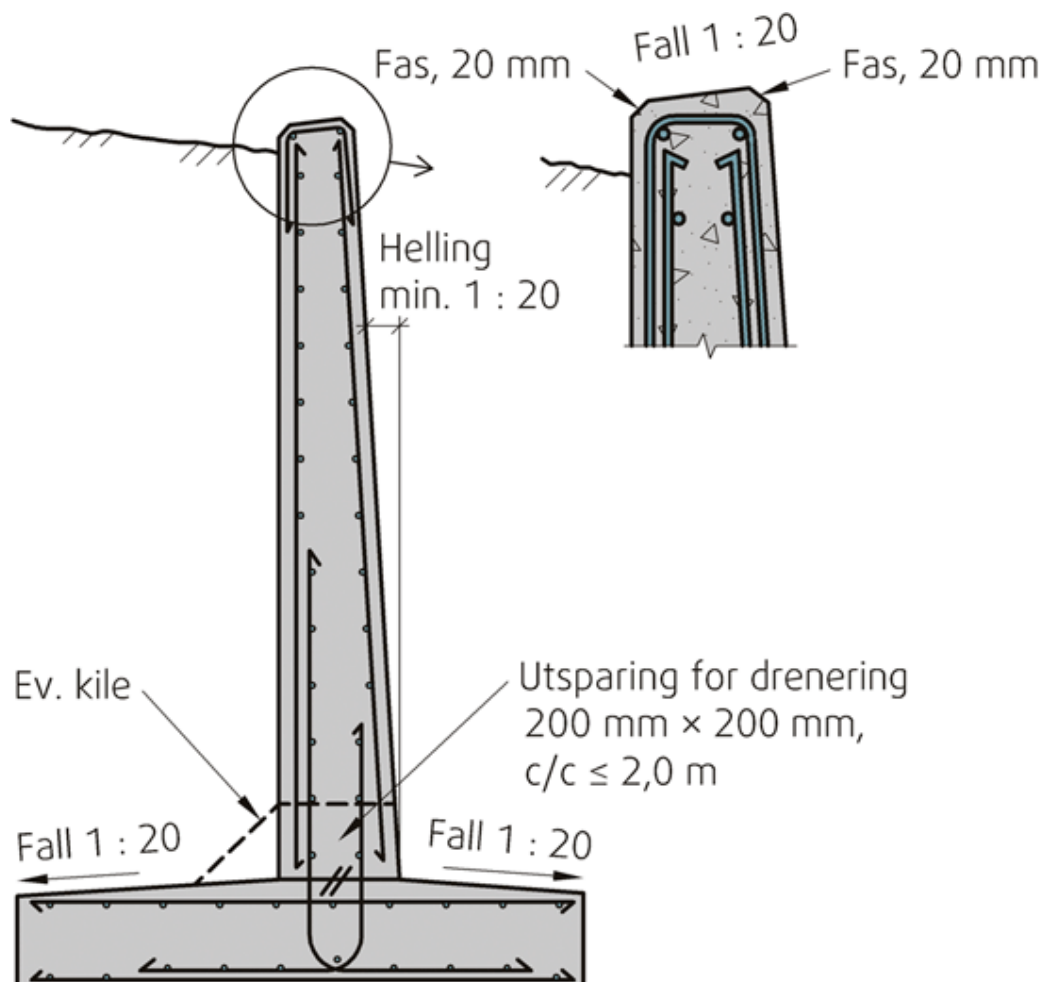
2.3.1 Generelt

Støttemurer er relativt stive vegger som brukes til å støtte jord sideveis, slik at den kan holdes på forskjellige nivåer på de to sidene. Støttemurer er konstruksjoner som er utformet for å begrense jord til en skråning som den ikke vil naturlig holde seg til [9].

2.3.2 Ulike typer støttemur

Vinkelstøttemur

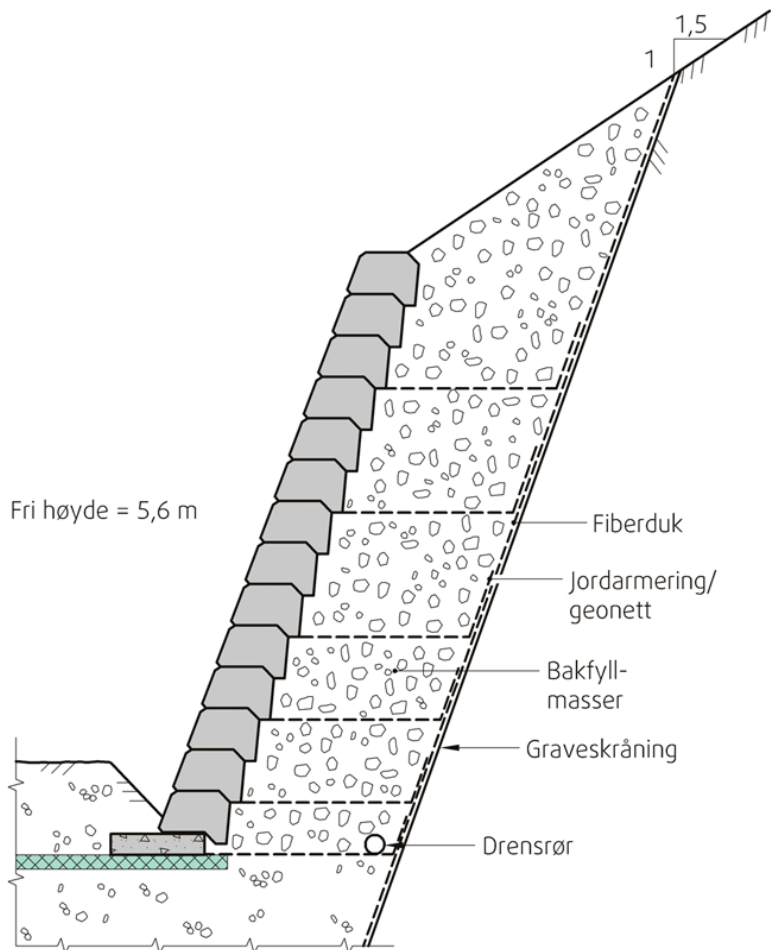
Egenlasten fra tilbakefylte masser stabiliserer sålen ved bruk av en vinkelstøttemur. Horisontale krefter opptas av muren, som er momentstivt forbundet med sålen [10].



Figur 6: Vinkelstøttemur [10].

Gravitasjonsmur

Gravitasjonsmurer kan være utført som helstøpte konstruksjoner eller være murt opp av ulike typer blokker. Muren hviler mot terrenget, og tyngden av muren holder massene på plass og gir tilstrekkelig stabilitet [10].

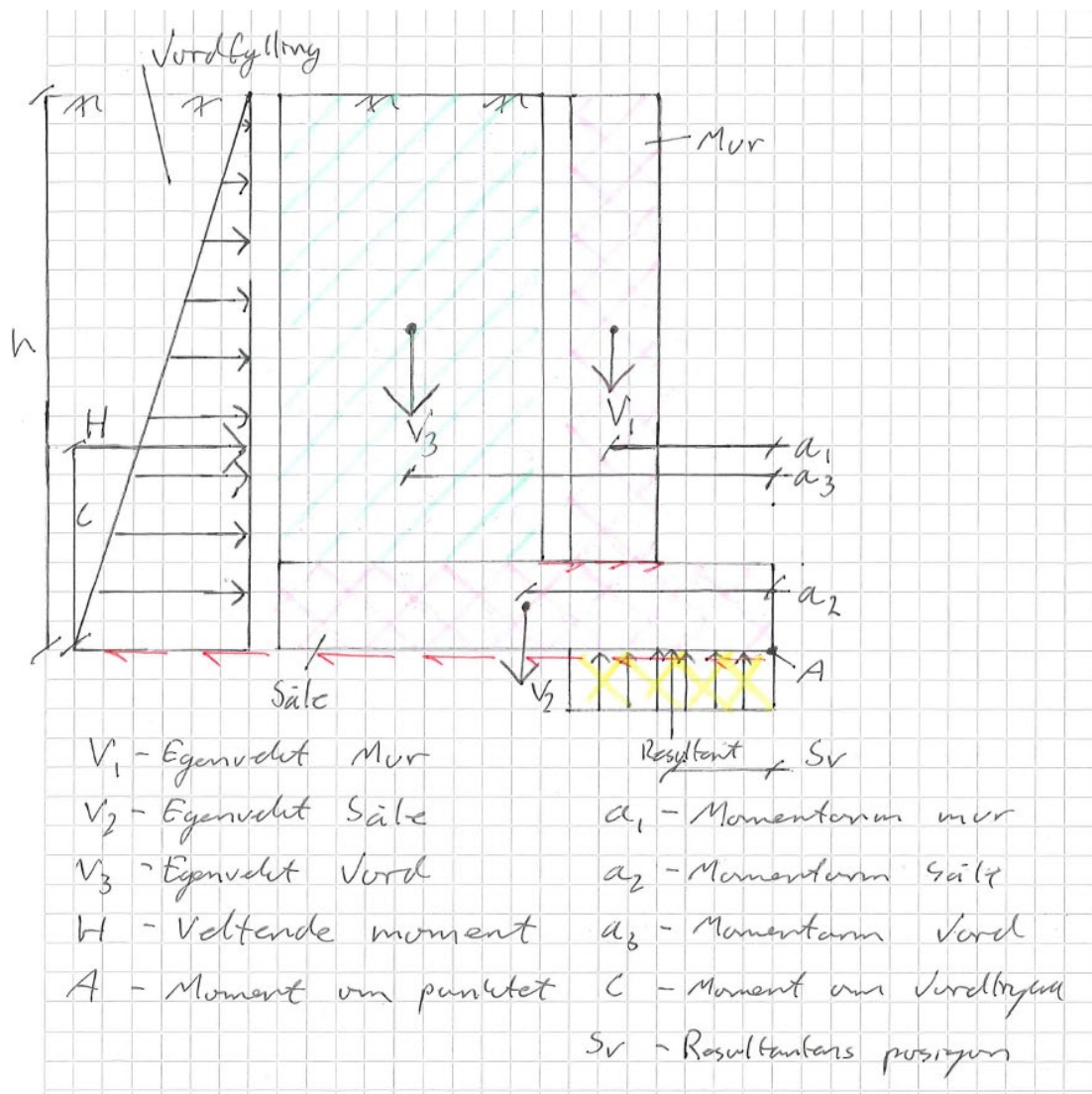


Figur 7: Gravitasjonsmur av betongblokker forankret med jordarmering [10].

2.3.3 Dimensjonering av støttemurer

Det er flere ulike måter en støttemur kan gi etter på:

- Den kan velte overende
- Bøyningsbrudd
- Trykkbrudd i grunnen
- For store skjærkrefter i kritisk punkt i overgang mellom fundament og vegg
- Utglidning på grunn av manglende friksjon mot grunn



Figur 8: Krefter som virker på en støttemur (egenprodusert tegning).

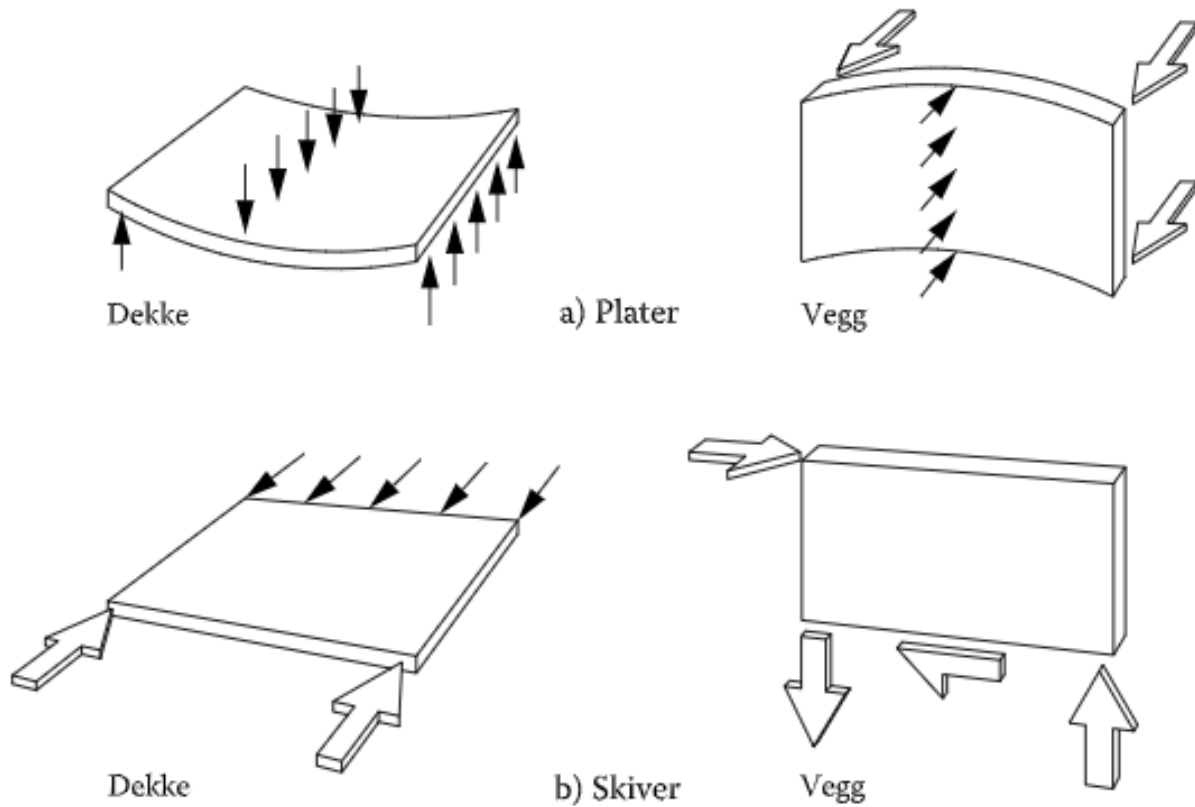
2.4 Statisk system

Den statiske beregningen av et byggverk skal påvise de lastvirkninger byggverket og dets enkelte deler utsettes for. Et bygg er stabilt når de enkelte bygningsdeler er i stabil likevekt og kan motstå de påførte krefter [11].

2.4.1 Skivesystem

For å få tilstrekkelig avstivning mot horisontalkrefter kan det brukes elementer som virker som skiver i konstruksjonen. Det kan være vanskelig å forstå forskjellen mellom en plate og

en skive. Element (vegg eller dekke) der lastens retning virker normalt på planet, betraktes som en plate. Dersom lasten virker i elementets eget plan, betraktes konstruksjonsdelen som en skive [11], som vist i figur 9.

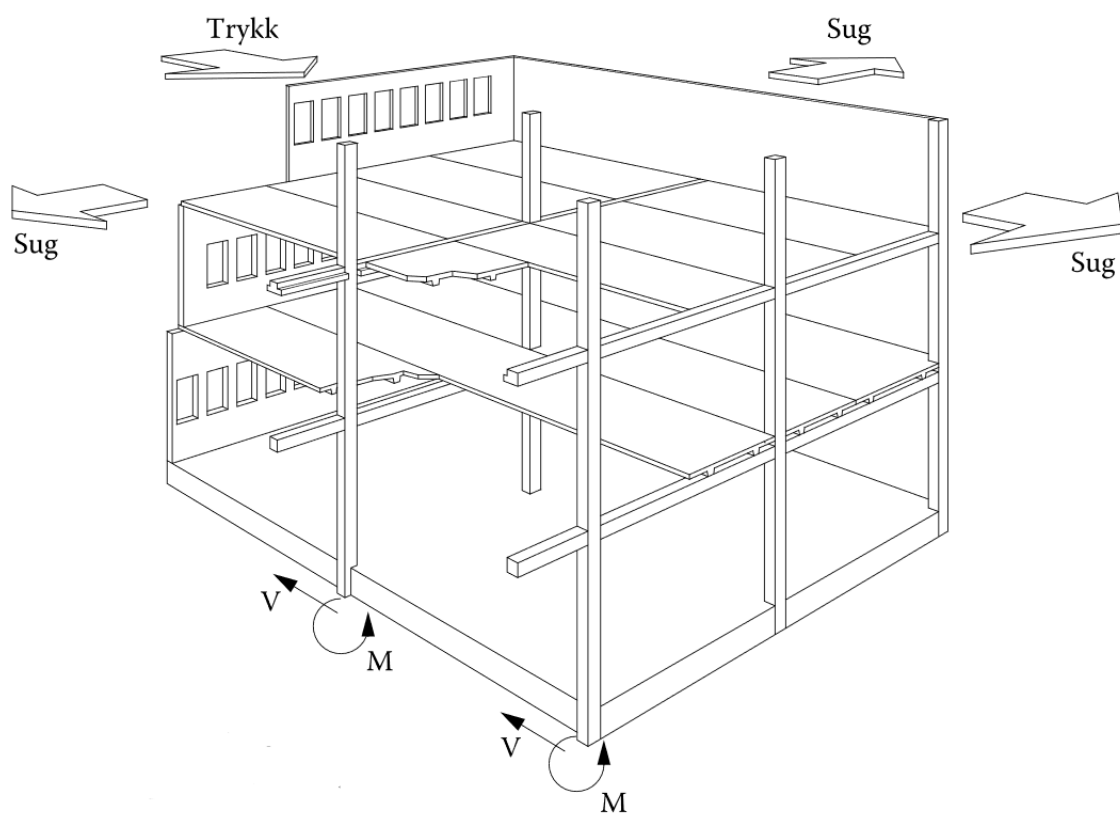


Figur 9: Forskjellen mellom plater og skiver [11].

For at en bygningskonstruksjon skal tåle vindpåkjenningen må bygget stives av slik at horisontalkreftene kan tas opp og føres ned til fundamentene. Horisontalkreftene som oppstår som følge av vind fordeler seg på følgende måte gjennom konstruksjonen [11].

2.4.1.1 Rammesystem

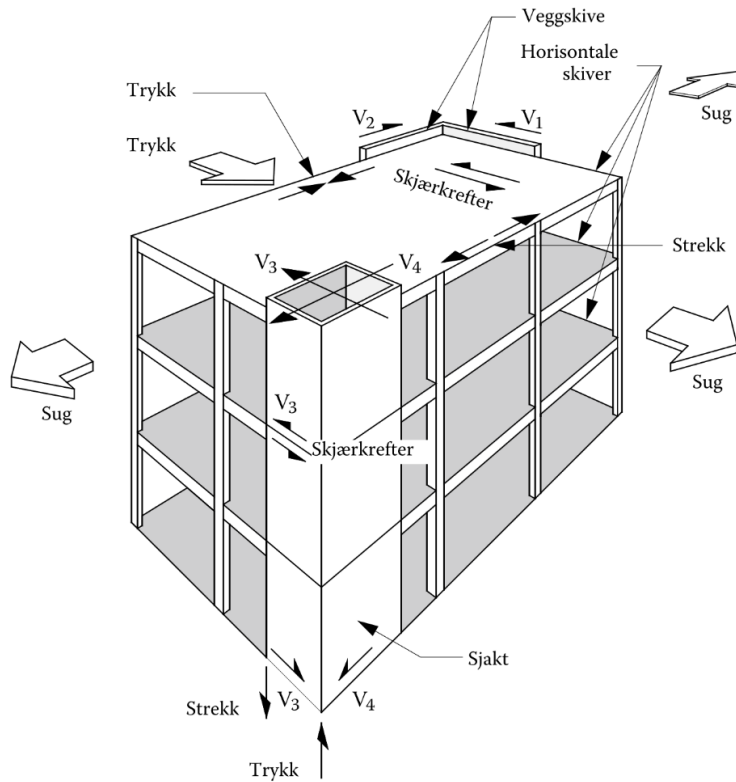
Rammesystem er et statisk system, hvor man bruker søyler som er forbundet sammen med bjelker. Dette gjør at alle koblinger blir momentstive og tar opp kreftene. Det er komplisert å lage momentstive koblinger i betong, derfor er det naturlig å plassere koblingspunktene til konstruksjonen der det er relative små krefter. En slik konstruksjon begrenser seg ofte til et bygg på 2-3 etasjer, dette fordi at man skal ta opp horisontalkrefter ved innspenningen. Konstruksjoner på 10-15m kreves det unaturlige store tverrsnitt for å ta opp kreftene. Dette kan løses ved å bruke vertikale skiver til å forsterke konstruksjonen [11].



Figur 12 Rammesystem [11].

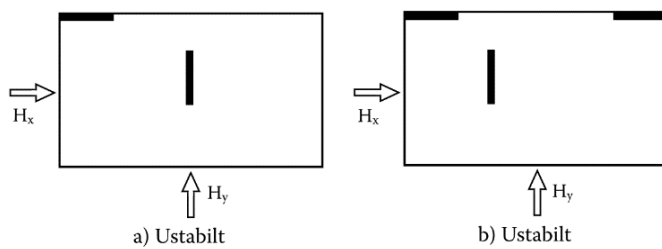
2.4.1.2 Kombinasjonssystem

En kombinasjon av disse system er en løsning som ofte er brukt i dagens byggemåte. I denne typen avstivningssystem bruker man skiver i dekker og skiver i vertikale bygningsdeler ofte heis og trappesjakter. Et slikt system tillater at knutepunktene ikke trenger å ta moment [11].

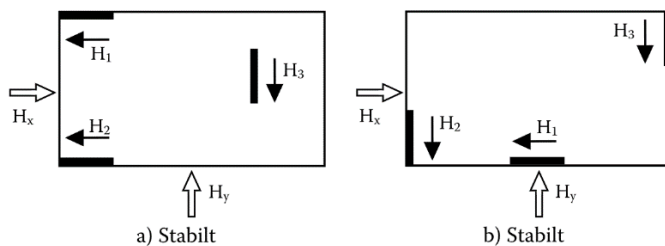


Figur 13 Kombinasjonssystem [11].

De horisontale kreftene blir ofte tatt opp i trappe- og heis sjakter, men man kan også bruke diagonalavstivning til å ta opp kreftene. Denne diagonalavstivningen kan være en betongskive i fasaden eller en fagverk konstruksjon. I et slikt system er det viktig at avstivningen gir bygget den stivheten det krever og at det blir et statisk bestemt avstivningssystem [11].



Figur 14 Statisk ustabil avstivningssystem [11].



Figur 15 Statisk bestemt avstivningssystem [11].

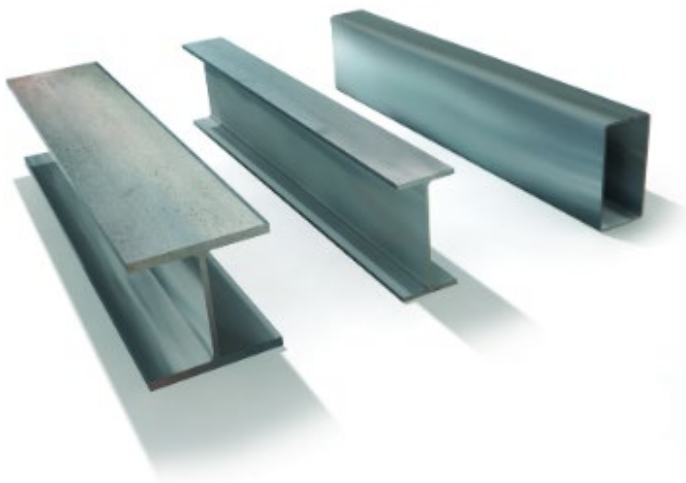
2.5 Bæresystem

2.5.1 Generelt

Det finnes et stort utvalg av anbefalte og preaksepterte prinsipper, løsninger og detaljer for et bæresystem. De mest brukte systemene er løsninger av stål, betong og massivtre, eller en kombinasjon av disse. Det er viktig å sikre at bygg prosjekteres og utføres slik at materialene og løsningene fungerer sammen på en sikker måte.

2.5.2 Bjelker

Bjelker er konstruksjonselementer som blir belastet på tvers av aksens sin. Bjelker brukes hovedsakelig i gulv og etasjeskillere, som enkle hovedbærere og/eller i serier av sekundærbjelker. Bjelker kan være enkle, statisk bestemte over ett felt eller kontinuerlige, statisk ubestemte over flere felter. Opplegget til bjelkene kan ha ulik utførelse. Opplegget kan enten være fast leddlager, dreibare lager eller fast innspent lager. Valg av statisk system har betydning for momentfordelingen i bjelken. Bjelker finnes både som stål, tre og betong. I et statisk system er hovedfunksjonen til bjelkene å ta opp momenter gjennom konstruksjonen, det innebærer at bjelkene må ha kraftige flenser med nok kapasitet til å ta opp moment. Samtidig er det viktig at bjelkene er dimensjonert for å ta opp skjærkrefter, her er det steget og deler av flensen som tar opp kreftene. Det finnes mange ulike profiltyper, for eksempel IPE, HE-A, HE-B og hulprofil [12].



Figur 16: Eksempel på forskjellige bjelker av stål [13].

2.5.3 Søyle

Søyler, eller trykkpåkjente staver finner vi ofte som vertikale, bærende element i en konstruksjon. I likhet med bjelker, kan søyler være utført i betong, stål eller tre. En trykkstav er et mer generelt uttrykk som blir brukt for trykkpåkjente konstruksjonsdeler. Ved dimensjonering av søyler er slankheten og muligheten for knekking sideveis, avgjørende for bæreevnen. Formelen for slanket er gitt ved: $\lambda = \frac{L_k}{i}$, der L_k er knekk lengden til staven og i er treghetsradien. For dimensjonering av søyler er det ønskelig å bruke minst mulig slankhet, derfor bruker vi profiler der det meste av godset ligger langt ut fra sentrum i snittet. De mest brukte profilene er vanligvis I- profil, hulprofil (HUP) eller rør [12]

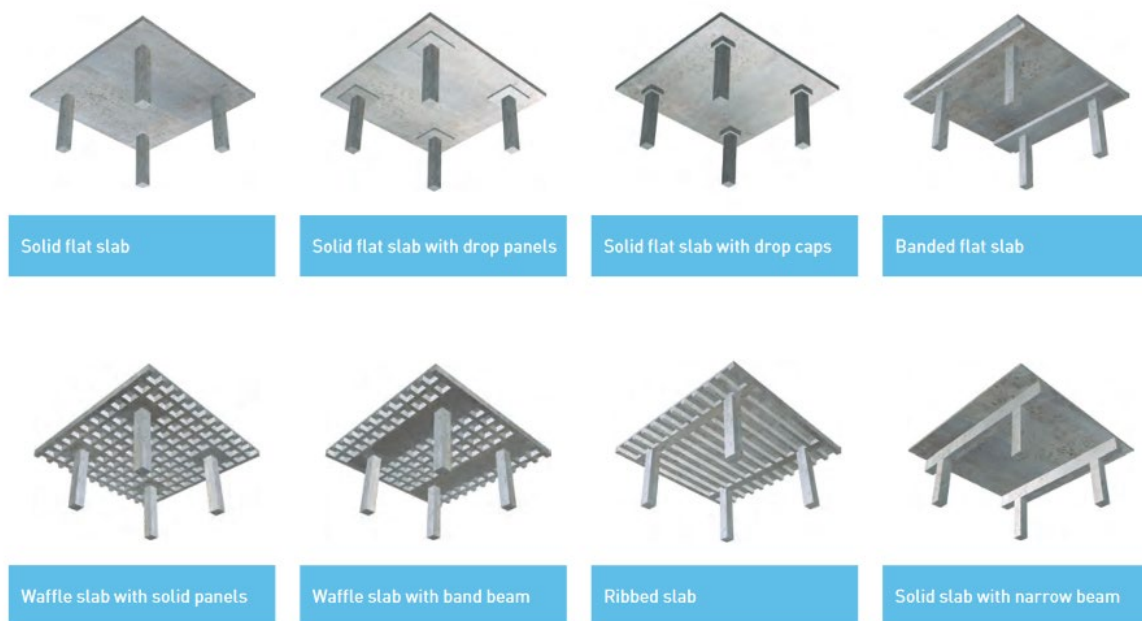


Figur 17: Eksempel på forskjellige søyler av stål [13].

2.5.4 Dekke/plater

«Platen er et todimensjonalt konstruksjonselement med liten tykkelse i forhold til de øvrige dimensjoner, platen belastes med fordelte eller konsentrerte laster normalt på sitt eget plan» [3].

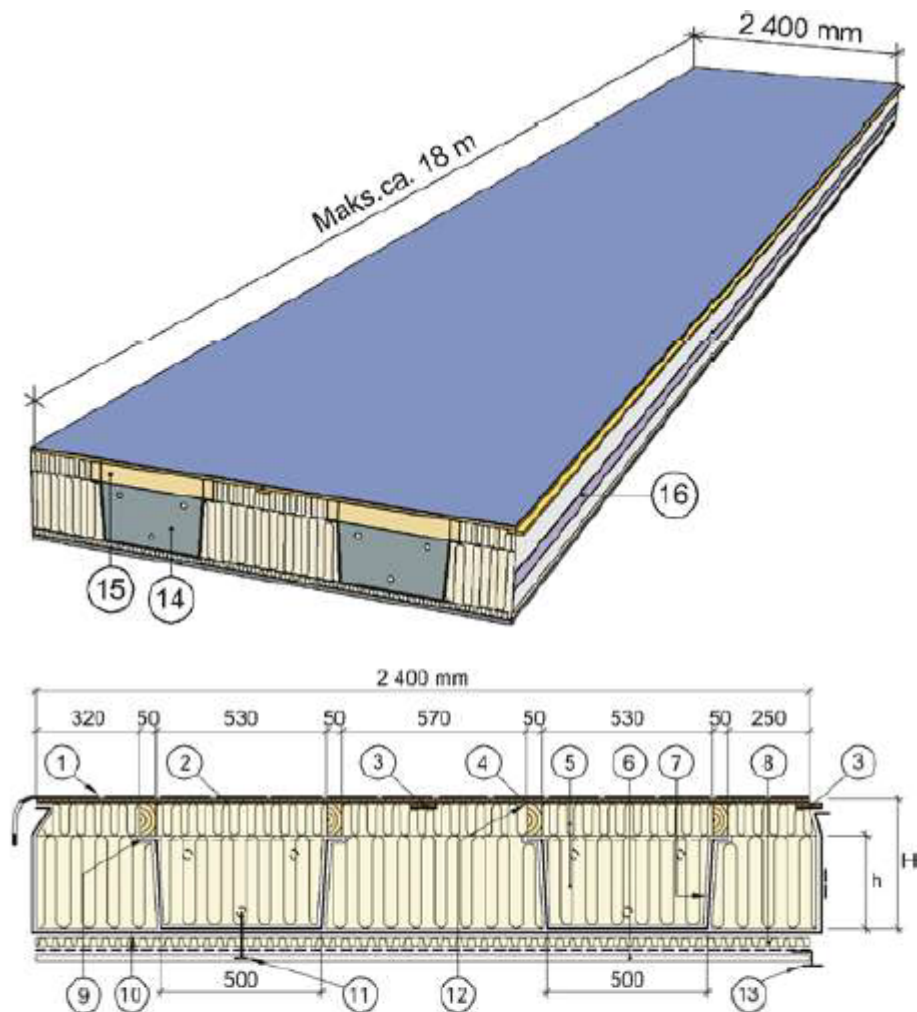
I bygninger brukes ofte betongplater som etasjeskillere, enten som plasstøpt konstruksjon eller bygget opp av prefabrikkerte betongelement (hulldekke). Dagens byggeprosess krever ofte kort byggetid, derfor er det i enkelte tilfeller mer hensiktsmessig å benytte prefabrikkerte betongelementer [3].



Figur 18: Eksempel på ulike plater [14].

2.5.5 Lett-Tak takelementer

Lett-tak er bærende takelementer basert på to parallelle, U-formede tynnplatekassetter av varmforsinket stål som hovedbæresystem. Stålkassetene er festet sammen med treflenser og taktroplater av kryssfiner ved spikring eller spikerliming til et statisk samvirketverrsnitt. Elementene er fylt med mineralullisolasjon, og har dampsperre av plastfolie på undersiden. Elementene leveres med takbelegg eller takmembran som tekning [15].



1	Taktekning	9	Spikret eller spikerlimt forbindelse mellom stål og tre
2	Kryssfinér, 15 – 19 mm	10	Dampsperre
3	Kryssfinérlask, 15 mm	11	Himlingsskrue
4	Treflens, 48 x 71/96/121 mm	12	Limfuge
5	Steinull eller glassull	13	T-list av stål
6	Himlingsplater, eventuelt lister for mineralulloppeheng	14	Gavlplate av stål
7	Bærende stålkassett	15	Treforsterkning over gavlplate
8	Steinull over himling	16	To-sidig tape

Figur 19: Prinsipiell oppbygning av Lett-Tak takelementer [15].

Standard elementbredde er 2,4 m. Lengden tilpasses det enkelte bygg, og kan ha spennvidde opp til ca. 18 m. Elementtykkelsen bestemmes av krav til bæreevne og spennvidde samt krav til varmeisolasjonstykkelse [15].

Lett-Tak takelementer kan brukes i bygninger med brannklasse 1-3. Takene kan være flate eller skrå, og normalt forutsettes det innvendig taknedløp. Elementene kan brukes over rom med normalt, tørt innklima. Elementene skal ikke brukes over rom med spesielt høy fuktinnhold i luften (som f.eks. i svømmehaller), eller i bygninger med mekanisk overtrykksventilasjon, uten at det gjøres supplerende tiltak i det enkelte byggeprosjekt for sikring mot fuktskader [15].

2.5.6 Fagverk

«Fagverk er en samling av staver forbundet i knutepunkter til en 2- eller 3- dimensjonal konstruksjon, og kan være utført i tre, stål eller aluminium» [3]. En fagverksbjelke er leddede trekant, som sammen med en kontinuerlig over- og undergurt danner et rammeverk.

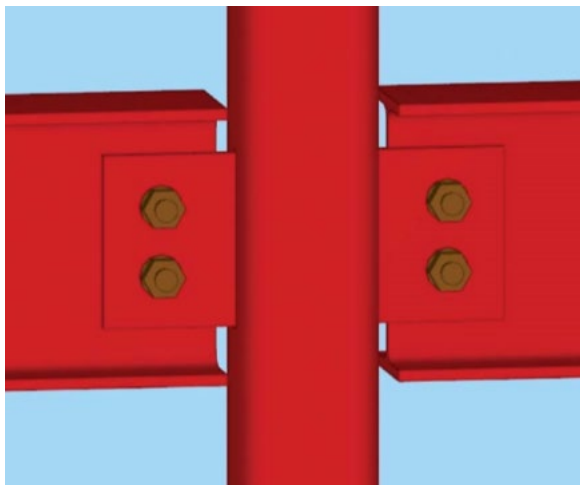
Fagverk blir sett på som et svært effektivt system siden konstruksjonen kan bære store laster i forhold til sin egen vekt [3].



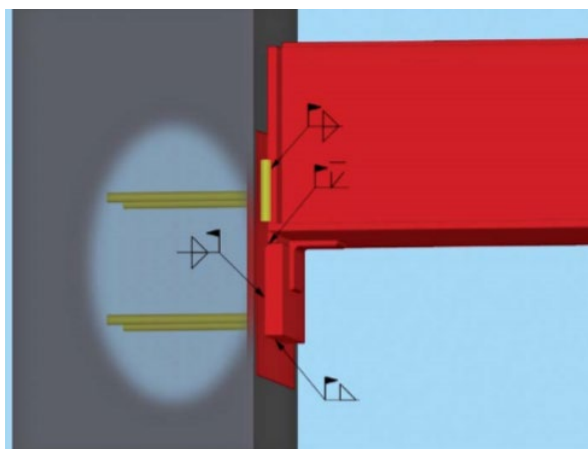
Figur 20: Fagverk i takkonstruksjon [16].

2.5.7 Forbindelser og knutepunkt

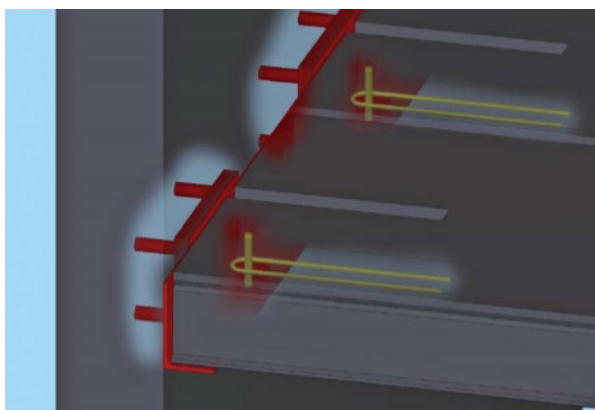
Et bygg består av mange ulike komponenter, som bjelker, søyler og dekker. For at bygget skal henge sammen må man bruke ulike forbindelser og knutepunkter mellom konstruksjonsdelene. Konstruksjonen er avhengig av at forbindelsene og knutepunktene er utført og dimensjonert etter det som er gitt i beregningsmodellen til bygget [3].



Figur 21 Eksempel knutepunkt [11].



Figur 22 Eksempel knutepunkt [11].



Figur 23 Eksempel knutepunkt [11].

2.6 Laster

2.6.1 Dimensjonerende laster

Dimensjonerende laster er laster multiplisert med en lastfaktor. [17]

2.6.2 Karakteristiske laster

De karakteristiske lastene på en konstruksjon er den største lasten som normalt opptrer på konstruksjonen under bruk [18]. Disse lastene er beskrevet i standarder som står beskrevet i 2.1.3.

2.6.2.1 Egenlast

Eurokode 1: *Laster på konstruksjoner* angir bestemmelser for beregning av den karakteristiske egenlasten i kapittel 1-1 Egenvekt og nyttelaster [19]. Egenlasten til en konstruksjon er konstruksjonens egen tyngde og konstruksjonsdeler som er plassert permanent på denne.

2.6.2.2 Nyttelast

Eurokode 1: *Laster på konstruksjoner* angir bestemmelser for beregning av den karakteristiske nyttelasten i kapittel 1-1 Egenvekt og nyttelaster [19]. Nyttelasten til en konstruksjon er vanligvis variable laster knyttet til bruk av konstruksjonen. Disse lastene regnes ofte som en jevnt fordelt last over et gitt areal. Det er viktig å sikre den lokale bæreevnen mot enkelte laster som bare opptrer som punktlaster.

2.6.2.3 Snølast

Eurokode 1: *Laster på konstruksjoner* angir bestemmelser for beregning av den karakteristiske snølasten i kapittel 1-3 Snølaster [19]. For å beregne snølasten på et tak er det flere ulike faktorer å ta hensyn til. I standarden er det i hovedsak to faktorer som bestemmer den karakteristiske snølasten på tak:

- Karakteristisk snølast på mark
- Takets geometri

Kommune	Sk,0	Hu	Hg	ΔSk	Sk, maks
Enhet	kN/m ²	M	m	kN/m ²	kN/m ²
Ålesund	3,0	0	150	1,0	0

Figur 24: Grunnlag for beregning av dimensjonerende snølast [18].

2.6.2.4 Vindlast

Eurokode1: *Laster på konstruksjoner* angir bestemmelser for beregning av den karakteristiske vindlasten i kapittel 1-4 Vindlaster [19]. Standarden tar hensyn til årstid, beliggenhet, topografi, terrengruhet, omkringliggende bygninger, bygningens geometri og stivhet for å beregne vindlasten. Den karakteristiske vindbelastningen beregnes ut ifra den største vindhastigheten som forekommer med en returperiode på 50 år i et gitt område.

Kommune	V _{REF}
Enhet	m/s
Ålesund	29

Figur 25: Referansevindhastighet [20].

2.6.2.5 Ulykkeslaster

Der det er aktuelt, skal det tas hensyn til ulykkespåvirkninger som påkjørsel fra anleggskjøretøy, kraner, bygningsutstyr eller materialer under transport og/eller lokalt brudd i endelige eller midlertidige opplagere, medregnet dynamiske virkninger, som kan føre til sammenbrudd av lastbærende konstruksjonsdeler [19].

2.6.3 Pålitelighetsklasser

I NS-EN 1990 (4) punkt B3.2 og NA.A1.3.1 står det beskrevet pålitelighetsklasser for konstruksjoner. Pålitelighetsklassene benyttes til å differensiere kravene til kontroll av prosjektering og utførelse for ulike konstruksjoner. Pålitelighetsklassene bestemmes i forhold til hvilke konsekvenser et sammenbrudd av hele eller deler av en konstruksjon vil få.

2.6.4 Reduksjonsfaktorer

2.6.4.1 Arealreduksjonsfaktor

Arealreduksjonsfaktoren benyttes på grunnlag av at det er mindre sannsynlig at et helt areal skal belastes med full nyttelast samtidig. Dette gjøres kun for areal større enn 30m². Når man beregner dette arealet skal man benytte hele bjelkens belastningsareal [18].

2.6.4.2 Etasjereduksjonsfaktor

Etasjereduksjonsfaktoren benyttes på grunnlag av det er mindre sannsynlig at alle etasjer belastes med full nyttelast samtidig, og at man derfor kan gjøre en reduksjon i nyttelasten. Denne reduksjonsfaktoren benyttes på alle etasjer over søylen som skal dimensjoneres. Gjelder kun for bygg med flere enn 2 etasjer [18].

Begge faktorene skal ikke benyttes samtidig. Dersom kriteriene for begge to er tilfredsstillt, skal man bruke den mest gunstige.

2.6.5 Grensetilstander og lastkombinasjoner

2.6.5.1 Bruddgrensetilstand

Lastkombinasjoner som skal påvises	Permanente laster		Dominerende variabel last Q_1	Øvrige variable laster Q_i
	Ugunstig	Gunstig		
	$\gamma_{Gj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}$	$\gamma_{Q1}\Psi_{0,1}$	$\gamma_{Qi}\Psi_{0,i}$
B1 (Ligning 6.10a)	1,35	1,00	1,05	1,05(0,90)*
B2 (Ligning 6.10b)	1,20	1,00	1,50	1,05(0,90)*

*Dersom øvrige variable laster er vindlast eller temperaturlast skal verdien 0,90 nyttes.

*Nyttelast på tak (unntatt snølast) skal ikke inkluderes i en lastkombinasjon dersom denne nyttelasten tilhører kategorien *øvrige variable laster*.

Figur 26: Lastkombinasjoner i Bruddgrensetilstand [18].

Dimensjonering i bruddgrensetilstanden består i å påvise at konstruksjonens kapasitet (styrke), minst tilsvarer den dimensjonerende lastvirkningen (påkjenning). I bruddgrense-

tilstanden må vi kontrollere at konstruksjonen ikke overskrider gitte bruddgrensekriterier. Her er det viktig å kontrollere at konstruksjonen har en tilfredsstillende sannsynlighet for at den mest ugunstige lastvirkningen ikke gir brudd eller forskyvninger som kan sammenliknes med brudd. Derfor sjekker vi blant annet momentkapasitet, skjærkapasitet, og normalspenningskapasitet for en konstruksjon [17].

2.6.5.2 Bruksgrensetilstand

Lastkombinasjoner	Permanente laster	Dominerende last	Øvrige variable laster
	γ_{Gj}	γ_{Q1}	γ_i
Karakteristisk	1,0	1,0	0,7
Ofte forekommende	1,0	0,7	0,6
Tilnærmet permanent	1,0	0,6	0,6

Figur 27: Lastkombinasjoner i Bruksgrensetilstand [18].

Bruksgrensetilstanden brukes for å kontrollere konstruksjonens funksjonsdyktighet. Dette kan sammenlignes med at konstruksjonen må tåle daglig tiltenkt bruk. Gitte bruksgrensekriterier som krav til nedbøyninger, svingninger og rissvidder må altså settes og kontrolleres i bruksgrensetilstanden [18].

2.6.5.3 Lastkombinasjoner

Ved bruk av lastkombinasjoner kombineres lastene som opptrer samtidig på konstruksjonen. Man benytter partialfaktormetoden etter NS 3490 ved dimensjonering. Partialfaktorene γ_f (lastfaktor) og γ_m (materialfaktor) skal sørge for at konstruksjoner oppnår sikkerhetsnivåene som er i henhold til byggeforskriftene [18].

2.6.6 Nedbøyninger

Tabell 4:4 Krav til maksimal nedbøyning (Fra NS-EN 1990 tab. NA.A1(904))

Konsekvenser	Lastsituasjon som brukes	Anbefalte største tillatte nedbøyningsverdier
Konstruksjon der nedbøyning fører til skader	karakteristisk	fastsettes i det enkelte prosjekt
Konstruksjoner der det stilles krav på grunn av bruk eller utstyr	ofte forekommende	fastsettes i det enkelte prosjekt
Konstruksjoner med alminnelige brukskrav eller estetiske krav	tilnærmet permanent	L/200 – L/250

Figur 28: Krav til maksimal nedbøyning [18].

Veiledende verdier for krav til maksimal nedbøyning er gitt i tabell NA.A1(904). Disse kan brukes dersom det ikke er fastsatt andre verdier.

2.7 Stål som konstruksjonsmateriale

2.7.1 Generelt

Som grunnlag for prosjekteringen av stålkonstruksjoner skal det benyttes EC-3 – Prosjektering av stålkonstruksjoner NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015 [21]. På grunn av sin høye styrke i forhold til vekt og gunstige pris er stål det viktigste konstruksjonsmaterialet i verden [22]. Samtidig er stål 100% resirkulerbart, noe som sikrer at stålet ikke går til spille selv om et byggverk rives [22]. Selve betegnelsen stål har ikke noen god og presis definisjon, men omfatter en stor gruppe materialer der hovedkomponenten er jern. En kan likevel definere stål som:

«Stål er en legering av jern og karbon pluss eventuelle andre elementer som i flytende tilstand har gjennomgått en raffinering med justering av kjemisk sammensetning»
[12].

Det er mange typer og kvaliteter av stål på markedet. Til bygningsformål benyttes ofte varmvalset konstruksjonsstål. Det er et ulegert karbonstål som i tillegg til jern (Fe) inneholder [12]:

- Karbon (C) 0,17 - 0,24 %
- Fosfor (P) } maks. ca. 0,10 %
- Svovel (S) }
- Nitrogen (N) }
- Mangan (Mn) 1,4 – 1,6 %
- Silisium (Si) ev. opptil 0,55 %

På den andre siden har stål visse svakheter ved seg. Særlig når det kommer til egenskaper ved brann. På grunn av høy varmeledningsevne, mister stålet halvparten av sin fasthet når det blir utsatt for temperaturer over 500°C. En ubeskyttet stålkonstruksjon har ikke høyere brannmotstand enn 10-15 minutter, derfor er det svært viktig at alle bjelker og søyler brannisoleres for å forsinke oppvarming av stålet, og dermed tiden det tar før stålet får varige deformasjoner eller brudd [12].

2.7.2 Fasthetsklasser

Fasthetsklassene referer til strekkfastheten i materialet. Den mest vanlige benevnelsen for konstruksjonsstål begynner med bokstaven S (structural steel), etterfulgt av et tresifret tall som er flytespenningen i $\frac{N}{mm^2}$ (for ståltykkelse mindre enn 40 mm). De mest vanlige flytspenningene er S355, S420, S450 og S 460 [12].

2.7.3 Konstruksjonsstål

Konstruksjonsstål er en fellesbetegnelse for sveisbare legeringer av jern og karbon samt andre grunnstoffer som i flytende tilstand har gjennomgått en raffinering med justering av kjemisk sammensetning [23].

2.8 Betong som konstruksjonsmateriale

2.8.1 Generelt

Som grunnlag for prosjekteringen av betongkonstruksjoner har vi i denne oppgaven benyttet EC-2 – Prosjektering av betongkonstruksjoner NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018 [24]. Betong er det mest brukte byggematerialet i verden. Kombinasjonene levetid, kostnader,

styrke, vekt og form gjør betongen til et svært anvendelig materiale. Man fremstiller betong ved å blande vann og sement, med tilslag av sand- og steinmaterialer. Den kjemiske forbindelsen som oppstår mellom sement og vann gjør at massen stivner og oppnår sin betydelige styrke. Betong i seg selv har svært dårlig strekkstyrke, derfor må strekk-krefter i en konstruksjon tas opp av stålstenger som støpes inn. Dette kalles armert betong [25].

2.8.2 Fasthetsklasser

Kvaliteten for herdet betong angis med dens trykkfasthet i $\frac{N}{mm^2}$, ved et gitt antall døgn etter støpning. Eksempelvis sier vi at kravet for vanlige, armerte husbyggingskonstruksjoner er B35. Det vil si at betongen skal tåle en trykkkraft på $35 \frac{N}{mm^2}$. Andre aktuelle betongkvaliteter er gradert i en skala som går fra B10 til B95. I tillegg til trykkfastheten må det også tas hensyn til andre egenskaper hos betongen, for eksempel vanntetthet, frostbestandighet og slitestyrke [25].

Tabell NA.2 – Trykkfasthetsklasser for normalbetong og tungbetong

Nasjonal trykkfasthetsklasse	B10	B20	B25	B30	B35	B45	B55	B65	B75	B85	B95
Europeisk betegnelse		C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C45/55	C55/67				
Karakteristisk sylindrefasthet $f_{k,cyl}$	10	20	25	30	35	45	55	65	75	85	95
Karakteristisk terningfasthet $f_{k,cube}^a$	12	25	30	37	45	55	67	80	90	100	110

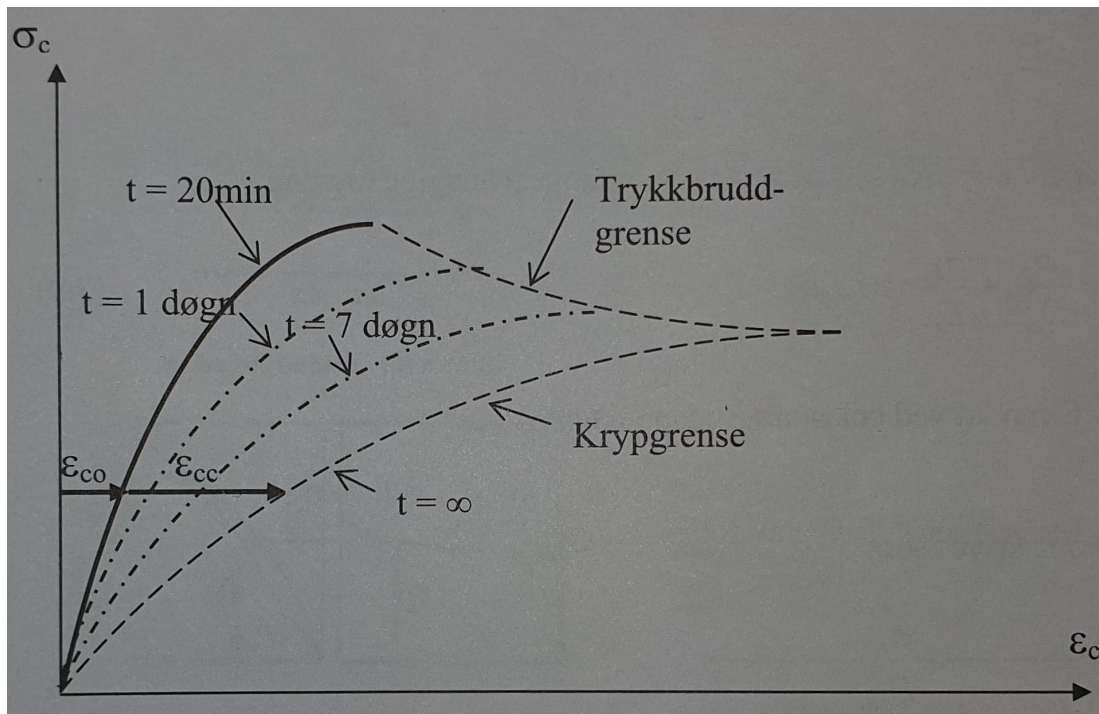
^a For trykkfasthetsklasse B55 og høyere kan andre verdier for karakteristisk terningfasthet benyttes hvis forholdet mellom disse og karakteristisk sylindrefasthet er etablert med tilstrekkelig nøyaktighet og dokumentert for den aktuelle betongsammensetningen.

Figur 29 Fasthetsklasser betong [24]

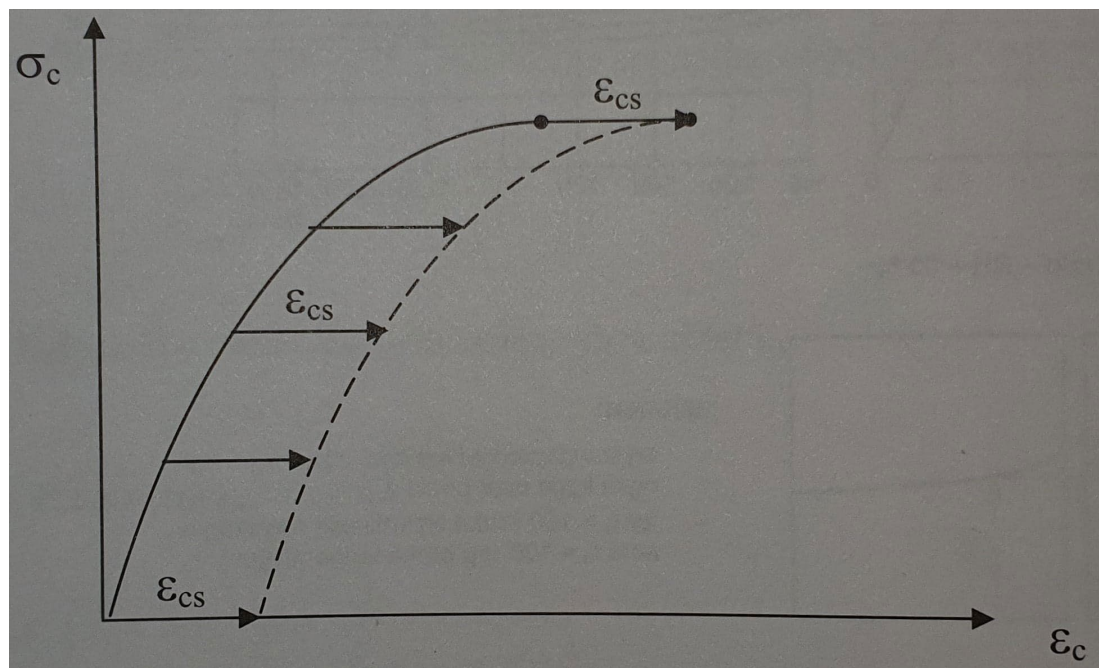
2.8.3 Kryp og svinn

«Kryp er en tidsavhengig deformasjon i et materiale på grunn av ytre belastning» [26]. Virkningen av kryp på en betongkonstruksjon er avhengig av spenningsnivået og tiden spenningen virker på betongen, illustrert i figur 30 [27]. Kryp deformasjonen i betongen er sammensatt av forsinket elastisk deformasjon og viskøs deformasjon. Den viskøse delen går ikke tilbake ved avlastning. Kryptallet som er forholdet mellom krypdeformasjon og momentan deformasjon er det som angir størrelsen av kryptingen. Man regner at cirka $\frac{3}{4}$ av kryptingen er oppnådd etter belastning i ett år [26].

Svinn er krymping i betongen som følge av uttørring i betongen. Til sammenligning med kryptøyning er svinntøyninger ikke avhengig av lastnivå. Svinntøyninger er illustrert i et spennings-tøyningsdiagram (figur 31) i Sørensens bok [27].



Figur 30: Virkning av spenningsnivå og varighet på betongtøyning, Kryp [27].



Figur 31: Virkning av svinntøyning på spenning – tøynings diagram [27].

2.8.4 Forskaling

Forskaling er former som brukes ved utstøping av betong. En skiller mellom forskaling for vertikale konstruksjoner, vegger og søyler, og forskaling for horisontale konstruksjoner, dekker og bjelker. Felles for all forskaling er at den består av en kledning som understøttes av bjelker, støtter og bolter. Horisontal forskaling må oppta vekten av betong og armering slik at den ferdige konstruksjonen får riktig geometri. Vertikal forskaling må oppta sidetrykket fra betongen [28].

Det er avgjørende for teknikk og økonomi at systemet dimensjoneres riktig, og at forskalingen kan brukes flere ganger. Tidligere ble forskaling kun bygd av trematerialer. I dag bygges forskaling av prefabrikkerte deler og av materialer som tre, stål, aluminium, plast og finer. Forskaling til vegger og dekker bygges ofte som elementer som monteres og demonteres ved hjelp av kraner [28].

2.8.5 Utstøping

Grunn, underlag eller konstruksjonsdeler som er i kontakt med fersk betong, skal ifølge NS 3465 ikke ha en temperatur som fører til at betongen fryser før den har tilstrekkelig fasthet til å motstå skade. Betongen skal støpes ut og komprimeres slik at all armering og innstøpte gjenstander blir omstøpt og slik at betongen oppnår sin tiltenkte fasthet og bestandighet [10].

Utsøpingen må planlegges slik at den tilpasses den valgte fugeløsningen for gulvet og tilgjengelig avrettingsutstyr [29].

2.8.6 Fuger/støpeskjøter

Betonggulv på grunn som er over 50-60 m², blir som regel delt opp med fuger. Anbefalte arealer er 5m x 5m eller 6m x 6m. Hensikten med oppdeling er å redusere eller kontrollere oppsprekking forårsaket av uttørkingssvinn og temperaturbevegelse [29].

Vi kan skille mellom to prinsipielle løsninger:

- Det velges størst mulig fugefri flate. Gulvet armeres for å fordele rissene og begrense rissbredden.
- Det velges små feltstørrelser for å oppnå størst mulig grad av rissfrihet.

Følgende fuger er aktuelle:

- Fuger mot vegg
- Fuger mot søyler, fundamenter, pilastere osv.
- Kontraksjonsfuger
- Dilatasjonsfuger

Det må alltid være fuger mot vegg, søyler, fundamenter, pilastere osv. mens kontraksjonsfuger og dilatasjonsfuger kun er aktuelle for gulv med stort areal [29].

2.8.7 Riss og risskontroll

Volumendringer i fersk betong er oftest en negativ egenskap som blant annet fører til at det dannes indre spenninger i betongen som gir seg utslag i riss, og i verste fall sprekkdannelser. Riss og sprekker i betong er som riss og sprekker i fjell: De trekker til seg vann, og med vann også tilhørende skadelige stoffer, som igjen øker faren for at armeringen begynner å ruste. I tillegg vil riss og sprekker som regel gjøre at konstruksjonen mister sine tiltenkte estetiske kvaliteter [30].

Beregning av rissvidder, krav til minimumsarmering og krav til plater er gitt i NS 3473.

Kravene til risskontroll bestemmes ut ifra eksponeringsklasser, det vil si hvilken miljøpåvirkning konstruksjonen utsettes for.

2.8.8 Armert betong

Armert betong er betong med innlagt armering, slik at de to materialene virker sammen ved overføringen av opptredende krefter. Armeringen er som regel stenger, nett eller kabler av

stål, hvor stålet er helt omsluttet av betong. Betong har veldig lav strekkstyrke, og man regner i praksis at den ikke kan oppta strekkpåkjenninger. I armert betong opptar armeringen strekkpåkjenningen. For at et armeringsstål skal være effektivt, må det være forankret i begge ender med en nødvendig forankringslengde på 20-40 ganger stangdiameteren [31].

2.8.8.1 Armeringsstål

Armeringsstål er stålstenger, vanligvis med sirkulært eller firkantet kjerne som støpes inn i betongen for å primært oppta strekkrefter. I de deler av betongen som er utsatt for strekkrefter kreves det bruk av armeringsstål, for at betongen skal opprettholde sin styrke. Den mest brukte formen for armeringsstål i dag er kamstål [32]. Kamstål er armeringsstål med smale ribber stilt skrått eller vinkelrett på lengdeaksen, dette for å oppnå bedre heft til betongen, kontra glatt armeringsstål [33]. Stålet finnes i forskjellige kvaliteter, men den mest vanlige stålet i Norge er kamstål med betegnelse B500NC, der tallet 500 angir karakteristisk øvre flytegrense på 500MPa, og bokstavene NC angir duktilitetsklasse [34].

2.8.9 Prefabrikkert betong

Bygging med betongelementer gir høy kvalitet, kort byggetid og lave kostnader. Betongelementbygg gir god energiøkonomi og krever minimalt med vedlikehold. Bruk av betongelementer i en konstruksjon fungerer som et brannhemmende element og sikrer en jevnere innetemperatur med gode isolerende egenskaper. Fabrikproduksjon av elementer utføres i moderne innendørs produksjonsanlegg og er uavhengig av uteklime [11].

Fordelen med betongelementer er at det er mindre plasskrevende på byggeplass, og det går raskere å sette opp hver etasje. Fordi elementene er herdet når de ankommer byggeplass blir det vesentlig mindre byggefukt enn i tradisjonelle plasstøpte bygg. Ulempen med bruk av prefabrikerte betongelementer er leveringstidspunktet og bestillingstiden [11].

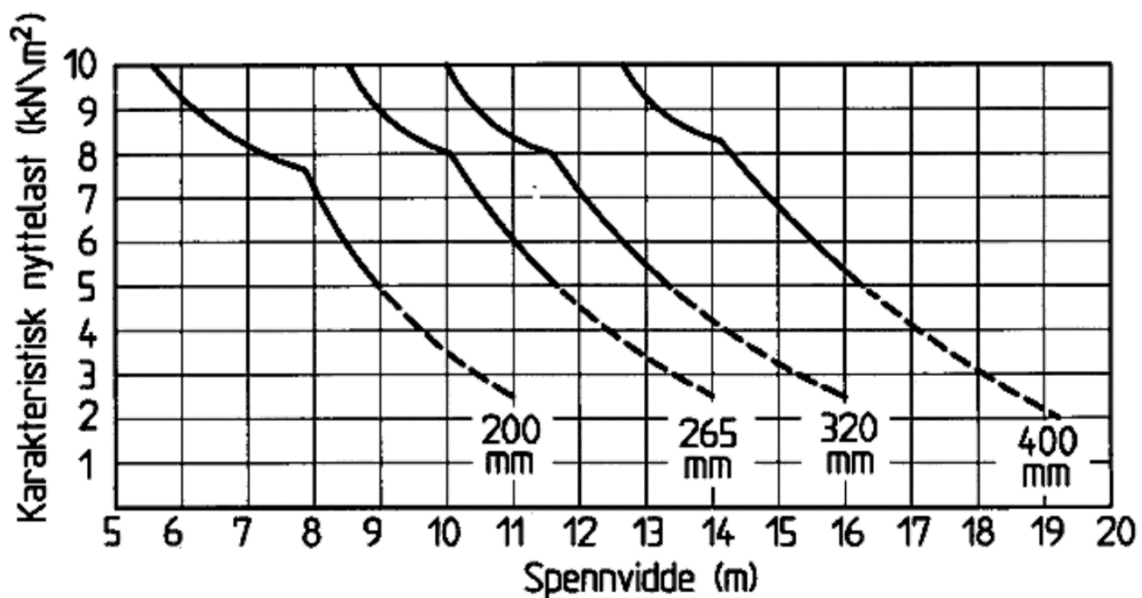
2.8.10 Hulldekker

Hulldekke er prefabrikkerte elementer med forspent armering. Hulldekkets utforming med gjennomgående hull gjør at vekten reduseres med 40-45 % i forhold til vanlig kompaktbetong med samme tykkelse. Det gjør at hulldekke egner seg godt til dekker og tak i alle typer kontor- og forretningsbygg, boligbygg, skoler, landbruksbygg og industribygg [36].



Figur 32: Prefabrikkerte hulldekke elementer [35].

Hulldekkene produseres ofte med en standardbredde på ca. 1200mm og en tykkelse mellom 200-420mm. Det som gjør hulldekkene til et effektivt konstruksjonsmateriale er at de har lang spennvidde i forhold til tykkelse [36].



Figur 33 Karakteristisk spennvidde hulldekke [36].

2.8.11 Prinsipp for montering av hulldekker

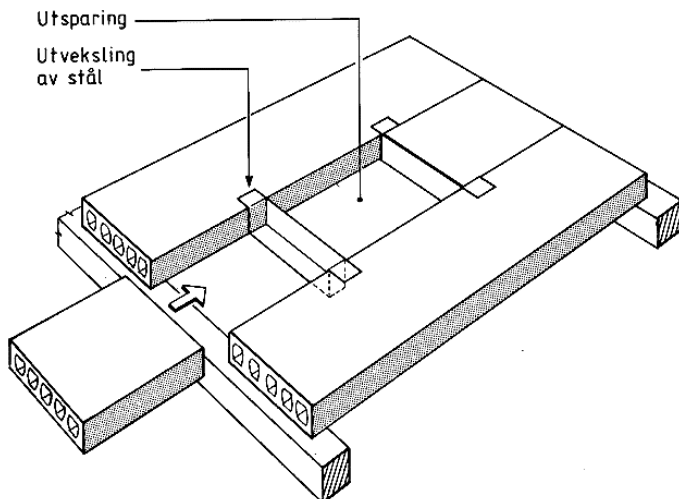
Hulldekkeelementene bør monteres direkte fra bil uten mellomlagring. Dette krever gode kjøreforhold inn til bygget. Hvis mellomlagring på byggeplassen ikke er til å unngå, bør man kontakte fabrikken og få nærmere retningslinjer for å unngå uheldig belastning under lagring og fare for skader på elementene. Hulldekkeelementer med høyde 200mm og lengde opptil 6-7m kan som regel monteres med lastebilkran [36].



Figur 34: Montering av hulldekke [37].

Oppleggene må være plane, jevne og parallelle. Større ujevnheter må derfor jevnes ut før montasje. Normalt er minimum oppleggslengde 100mm for elementer med tykkelse inntil 290mm, og 150mm for større elementtykkelser enn 290mm. Det må alltid legges et mellomlegg på oppleggene før elementene monteres. Hulldekker som skal overføre skivekrefter forårsaket av horisontale laster, må forankres til oppleggene. Forankringen blir normalt dimensjonert av leverandøren [36].

En generell regel er at utsparinger som kan plasseres i kanalene, bores på byggeplassen, mens utsparinger som kutter ribber, bør utføres på fabrikken. I noen tilfeller kan det være aktuelt å klargjøre for utsparingen fra fabrikk, og bore den ferdig etter montering. Maksimal størrelse på utsparingen er avhengig av plassering og elementets påkjenning [36].



Figur 35: Utsparing ved hjelp av utvekslingsjern [36].

Når hulldekkene er montert følger etterarbeid som gjenstøping av fuger med mer. Fugene må støpes igjen så snart som mulig etter montering, og før dekket påføres nyttelast. I tillegg må man behandle overside og underside av dekket etter ønsket måte [36].

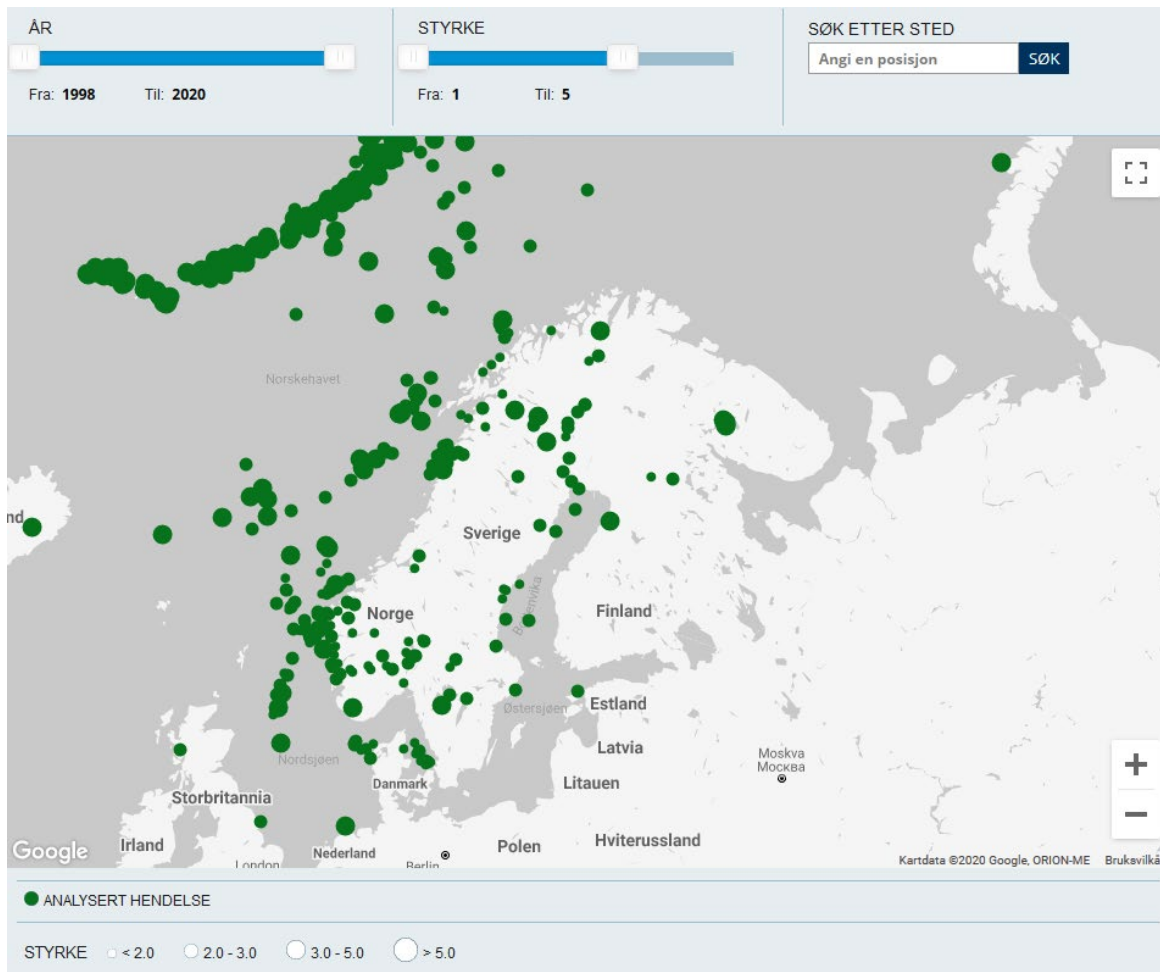
2.9 Jordskjelv

2.9.1 Generelt

Jordskjelv er rystelser og bevegelser i grunnen i form av bølger, på grunn av et plutselig naturlig brudd i jordskorpen. Dette frigjør store mengder energi og resulterer i et jordskjelv. I de fleste tilfeller fremkommer et jordskjelv ved at to sider av en sprekk i jorden plutselig glipper i forhold til hverandre. Dette skjer fordi platene er i stadig bevegelse, slik at friksjonen langsomt bygger opp kraftige skjærspenninger i bergartene som ligger inntil plategrensene [38].

2.9.2 Jordskjelv i Norge

I løpet av 2017 opplevde NORSAR en økning i antall innmeldte jordskjelv i Norge. Norge er ikke veldig utsatt for jordskjelv, men er likevel det område i Nord-Europa som opplever flest jordskjelv i dag. Det har imidlertid forekommet jordskjelvskader i Norge i løpet av de siste par hundre årene, og det er ingenting som tilsier at ikke dette kan skje igjen [38].

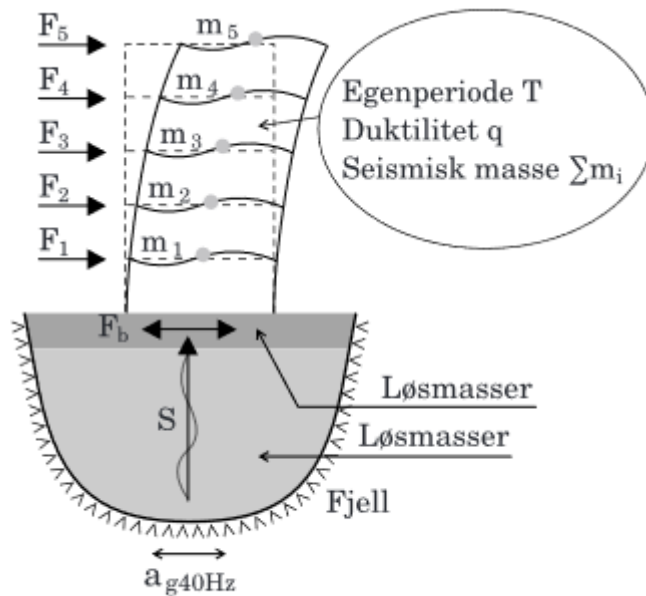


Figur 36: Registrerte jordskjelv i Norden [38].

2.9.3 Jordskjelvdimensjonering

I Norge har vi et nasjonalt regelverk ved Eurokodene som krever at vi må dimensjonere for jordskjelv. Jordskjelv er en last på lik linje med vind, snø, temperatur, bølger og så videre. Dette innebærer beregning av påkjenninger fra jordskjelvet, og hvordan det skal dimensjoneres med hensyn til seismiske laster [11].

Når bygget tilfredsstillende kravene til regularitet og enkelhet, kan forenklete formler for fastsettelse av egenperioden brukes [11].



Figur H 1.8.

Figur 37: Ideell fremstilling av EC8 behandling av jordskjelvdimensjonering [11].

Utgangspunktet er en stedlig verdi for berggrunnens største akselerasjon i form av horisontale vibrasjoner, a_{g40Hz} . Disse forplanter seg gjennom løsmasser og kan endre karakter (frekvens og styrke), uttrykt ved fundamentfaktoren S . Vibrasjonene vil kunne sette byggets bærekonstruksjon i svingninger med dens masse og stivhet. Disse svingningene avhenger av forskjellen mellom perioden på jordas svingninger og byggets egsvingeperiode T . Ligger disse nær hverandre, kan forsterkningene av jordskjelvrystelsene bli store ved dynamiske resonanseffekter. Kreftene i bygget vil også være avhengig av konstruksjonens evne til å absorbere og fordele jordskjelvenergien, uttrykt ved konstruksjonsfaktoren q . Til sammen gir disse parameterne horisontal skjærkraft forårsaket av seismisk påvirkning (F_b) på toppen av en stiv kjeller eller på grunnivå [11].

Generelt vil det være slik at jo mykere jorda er, jo større blir jordras forsterkning (S) og dermed påkjenningene fra skjelvet. Et stivere bygg gir kortere egenperiode og bidrar til større seismiske laster [11].

2.10 Tegninger

Som grunnlag for utarbeidelse av tegninger skal det benyttes informasjon fra NS ICS 01.100.01 [39], som tar for seg teknisk tegning generelt og NS ICS 01.100.30 [40] som omhandler byggetegninger. Når det utarbeides tegninger er det viktig med et vel gjennomprøvd grunnlag siden tegningene blir sett på som det viktigste kommunikasjonsmiddelet mellom prosjekterende og utførende. Gjennom tegninger formidler prosjekterende arkitekter, ingeniører og teknikere informasjon til dem som skal utføre arbeidet [12]. Begrepet tegninger omfatter en hel del, og kan deles inn i ulike typer. Som for eksempel, skisser, kart, reguleringsplaner og perspektivtegninger.

I standarden er det angitt hvordan tegninger skal utformes. Høyre side av tegningen er avsatt til tittelfelt, revisjonsfelt og annen informasjon vedrørende tegningen. Til slutt blir alle tegninger opplistet i en tegningsliste, med navn og nummer på tegningene, målestokk, dato og dato for siste revisjon. Tegningslisten blir revidert fortløpende og sendt ut sammen med alle nye tegninger og revisjoner av de gamle [12].

3 MATERIALER OG METODE

3.1 Data

Data	Litteraturtype	Kvalitet	Kommentar
Norsk Standard	Standard	God	I henhold til norske regler
SINTEF Byggforsk	Veileder	God	I henhold til norske regler
Betongkonstruksjoner	Lærebok	God	Troverdig teori
Dimensjonering av Stålkonstruksjoner	Lærebok	God	Troverdig teori
Litteratur fra produsent	Artikkel	Middels	Informasjonen kan være påvirket av at utgiver ønsker å reklamere for egne produkter
Rapporter fra internett	Rapport	God	Troverdig teori
Nettsider	Artikkel	Varierende	Avhengig av utgiver.
Epost	Skriftlig kommunikasjon	Middels	Begrenset. Misforståelser kan oppstå.
Samtaler	Muntlig kommunikasjon	Middels	Begrenset. Misforståelser kan oppstå.

3.2 Metode

3.2.1 Fremgangsmåte

I henhold til de problemstillingene vi har definert har vi tilegnet oss ny kunnskap, utøvd det vi tidligere har lært i løpet av studietiden og benyttet oss av utprøvde metoder for prosjektering og dimensjonering av et bygg.

Vi startet med å fordype oss i stål og betong som material og byggemetode. Vi har i hovedsak tatt utgangspunkt i Eurokodene og bøkene «*Dimensjonering av stålkonstruksjoner*» av Per Kr. Larsen og «*Betongkonstruksjoner*» av Svein Ivar Sørensen og forankret den teori og de metoder som er brukt i kapittel 2 Teoretisk grunnlag. Videre bestemte vi oss for valg av statisk system og utforming av bærende konstruksjon.

For å modellere bygget og finne dimensjonerende laster har vi valgt å benytte beregningsprogrammet FEM-Design. For å lære oss hvordan vi skulle bruke programmet har vi brukt mye tid på å sette oss inn i brukermanualer vi fikk tildelt fra Norconsult. I tillegg har vi fått veiledning og gjort oss egne erfaringer underveis. Dette har vært et tidkrevende arbeid ettersom ingen av gruppens medlemmer hadde noen tidligere erfaringer ved bruk av programmet. Vedlagt ligger manuelle håndberegninger vi har gjort for å kvalitetssikre de resultatene vi har fått fra FEM-Design.

Fundamenter, støttemurer og veggbanketter er beregnet i Ove Sletten med lastene vi har beregnet i FEM-Design.

Når alle konstruksjonsdelene var beregnet startet vi å modellere bygget i Revit. I Revit fikk vi en komplett 3D-modell av bygget, som dannet grunnlaget for produksjon av arbeidstegninger. Arbeidstegningene ble utarbeidet etter våre egne erfaringer fra tidligere prosjektoppgaver og informasjon fra NS ICS 01.100.01 [39].

3.2.2 Kvantitativ metode og kvalitativ metode

Forskningsmetoder deles inn i kvantitative og kvalitative metoder:

Kvantitativ metode

- Tar utgangspunkt i tall og det som er målbart.
- Basert på få opplysninger om mange objekter.
- Typisk høy grad av etterprøvbarehet, og man legger stor vekt på presisjon.

Kvalitativ metode

- Få studieobjekter, men søker å innsamle mange og varierte opplysninger om disse.
- Bredder på datamaterialet muliggjør at man kan fokusere på relevans i studien.
- Hovedfokus ligger på å oppnå en helhetsforståelse. Etterprøvbarehet er ofte utfordrende.

Det er vanlig innenfor flere fagfelt å bruke både kvantitative og kvalitative metoder [41]. I denne oppgaven ønsket vi heller å benytte oss av kvalitative metoder, da særlig gjennom bruk av veiledere.

3.2.3 Reliabilitet og validitet

For å vurdere hvor gyldige konklusjoner vi kan trekke og om den informasjonen vi har utarbeidet er nøyaktig og av god kvalitet, benyttes to viktige begreper: validitet (gyldighet) og reliabilitet (pålitelighet) [41].

Reliabilitet vil si at informasjonen man besitter er pålitelig. Man tester dette gjennom å undersøke hvilken data som er benyttet, hvor nøyaktig den er, hvilken innsamlingsmetode som er brukt og hvordan dataen bearbeides. Hvis den samme målingen gjentas flere ganger med samme resultat, er det god reliabilitet [41].

For å måle hvor gyldig dataene er, vurderer man validiteten på dataen. Dersom den anvendte dataen man benytter representerer måleobjektet på en god måte, betyr det en høy grad av validitet. Data kan ha høy grad av reliabilitet, men liten validitet, da særlig hvis man faktisk måler noe annet enn det man har som formål å undersøke. Dersom det skjer, vil undersøkelsen bestå av en systematisk feil [41].

Vi kan anta at påliteligheten til dimensjoneringen er god når vi sammenligner resultatene fra FEM-Design og de manuelle kontrollberegningene og ser at dette stemmer bra overens. Det er viktig å ta hensyn til at de resultater og konklusjoner vi har kommet fram til, i flere tilfeller er basert på forenklete metoder og forutsetninger.

3.3 Materialer

FEM-Design

FEM-Design er et brukervennlig og intuitivt CAD verktøy fra strusoft som forenkler modelleringen av et byggverk. I FEM-Design løser man alt fra enkle til komplekse konstruksjoner, og samtidig utføre analyser med stor nøyaktighet. I 3D modellen kan man utføre statikk, dynamikk, stabilitet, jordskjelvsanalyser og dimensjonering av både betong, stål og tre. Analyser og beregninger i modellen tar utgangspunkt i Eurokodene med nasjonale tillegg [42].

Revit:

Revit leveres som et komplett BIM program fra Autodesk. Formålet med programmet er å gi fagfolk innen design, arkitektur og konstruksjon muligheten til å bringe ideer fra konsept til konstruksjon ved å modellere et byggverk i 3D. En annen fordel med programmet er at man kan bruke 3D modellen til å danne tegningsgrunnlag i 2D, særlig egnet er programmet til utarbeidelse av arbeidstegninger, detalj- og snittegninger [43].

AutoCAD:

I likhet med Revit er AutoCAD er tegneprogram utviklet av Autodesk. AutoCAD lar deg tegne både i 2D og 3D, men på grunn av sitt grensesnitt brukes programmet primært til 2D tegning. AutoCAD er et godt egnet DAK program for detaljtegning og skissering samt målsetting og teksting av 2D tegninger [44].

EurocodeExpress:

Programmet lar deg designe og beregne konstruksjonsobjekter basert på de ulike Eurokodene. I programmet kan man velge nasjonale tillegg, justere materialer og andre parametere. EurocodeExpress er en komplett løsning, med kilder for forståelse, informasjon og konstruksjonsberegninger. Programmet er godt egnet til å utføre ulike typer beregninger og analyser av 2D rammestrukturer. En annen fordel med programmet er at diagrammer og tabeller som forenkler bruk og forståelse av Eurokodene er inkludert i programmet [45].

Ove Sletten:

Sletten Byggdata er et egenutviklet (siv.ing. Ove Sletten) dataprogram for dimensjonering av betongkonstruksjoner. Sletten byggdata har lang erfaring fra både byggeteknikk og programmering. Programmet er effektivt og enkelt i bruk. Resultater og inputdata blir presentert oversiktlig, både grafisk- og i tabellformat. Programmet er i henhold til gjeldene norske standarder slik at utskriftene og rapporter fra programmet gir all informasjon som er nødvendig for å dokumentere beregningene [46].

4 RESULTATER

4.1 Statisk system

Det endelige statiske systemet som ble brukt i oppgaven er en kombinasjon av ramme-og skivesystem. Det er et system som bruker skiver i horisontale og vertikale plan og et leddet rammesystem med vindkryss for å sikre den globale stivheten i bygget. Skivene i horisontalt og vertikalt plan er visualisert i punkt 4.3.5.

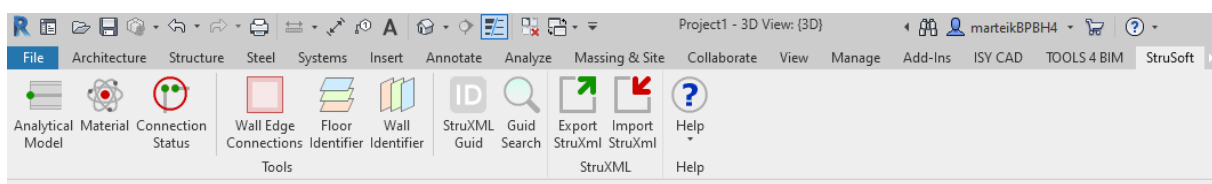
I det horisontale plan valgte vi hulldekker som etasjeskillere og Lett-Tak som takkonstruksjon. Vi valgte en takkonstruksjon som har mye lavere egenvekt i forhold til hulldekke. Det var et bevisst valg for å få minst mulig vekt høyt i bygget. Hadde vekten i taket vært for stor kan man få problem med stabiliteten i bygget under jordskjelvsberegningen.

I det vertikale plan er det i hovedsak trappesjaktene som er brukt som stive skiver. I dette tilfelle er ikke sjaktene tilstrekkelig for å få god nok stabilitet, så det var nødvendig å sette inn vindkryss i utsatte deler av konstruksjonen.

4.2 FEM-Design modell

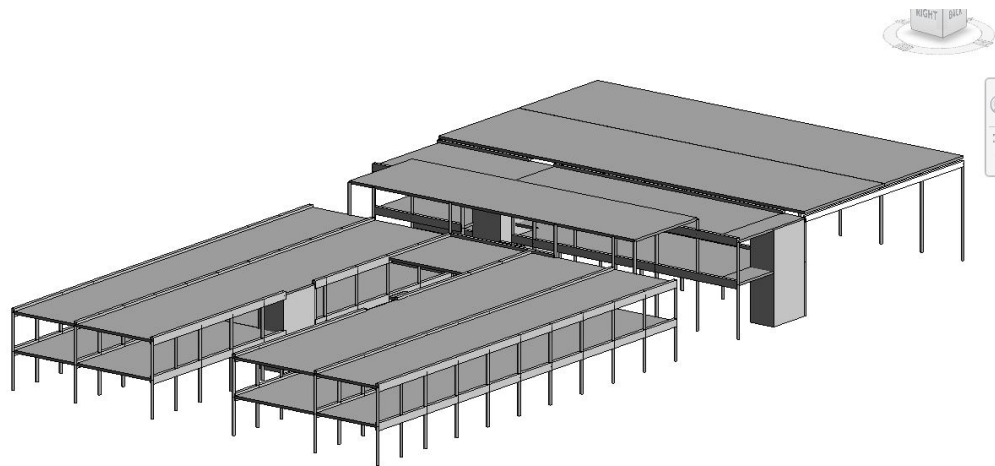
4.2.1 Import til FEM-Design

En FEM-modell kan bygges opp på flere ulike måter. I hovedsak kan man modellere hele bygget fra start i FEM-Design eller importere et ferdig modellert bygg fra Revit. Vi valgte å modellere bygget i Revit, noe som var fordelaktig for oss da vi har brukt Revit i tidligere prosjektoppgaver. I Revit tegnet vi opp aksene og høydene etter arkitekttegningene fra Slyngstad Aamlid Arkitekter AS. Ut ifra gitte akser og høyder modellerte vi søyler, bjelker, dekker og tak. Når dette var ferdig brukte vi en tilleggspakke til Revit som heter StruSoft.

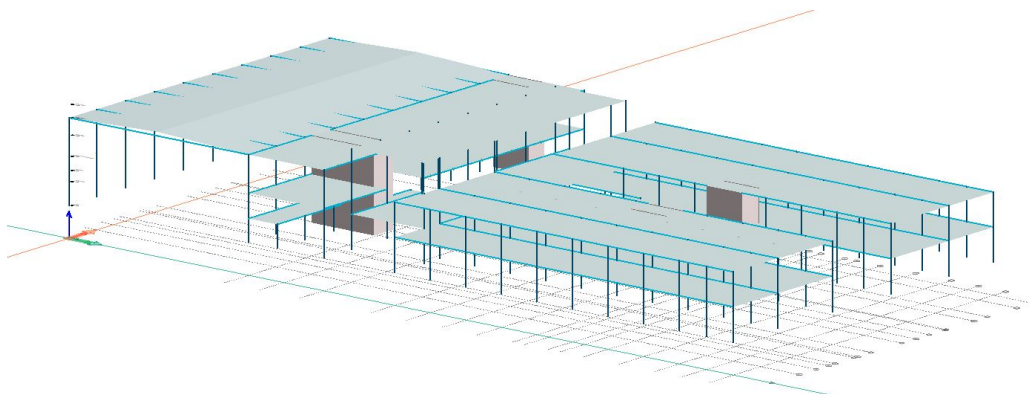


Figur 38 StruSoft fanen i Revit.

Med StruSoft tillegget kan man generere en analytisk modell slik at alle søyler, bjelker, dekker og tak er knyttet sammen. Det er avgjørende at dette henger sammen for at modellen skal fungere i FEM-Design. Når man har gjort de nødvendige endringene i den analytiske modellen, eksporterer man RVT-filen til en StruXML-fil slik man kan importere den i FEM-Design.



Figur 39 Revit modellen som ble eksportert til FEM-design.

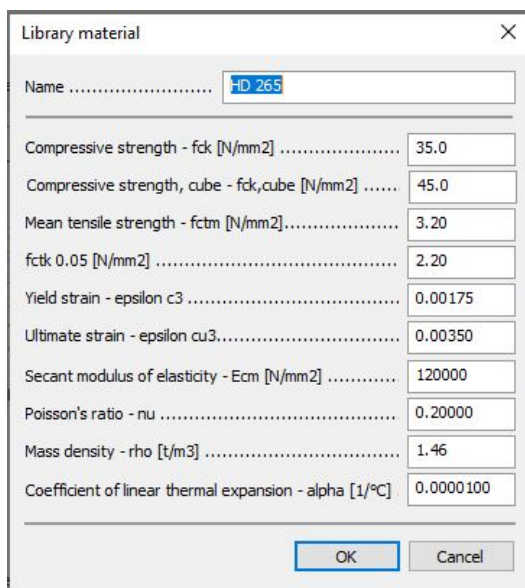


Figur 40 Modellen åpnet i FEM-Design.

4.2.2 Dekke og tak

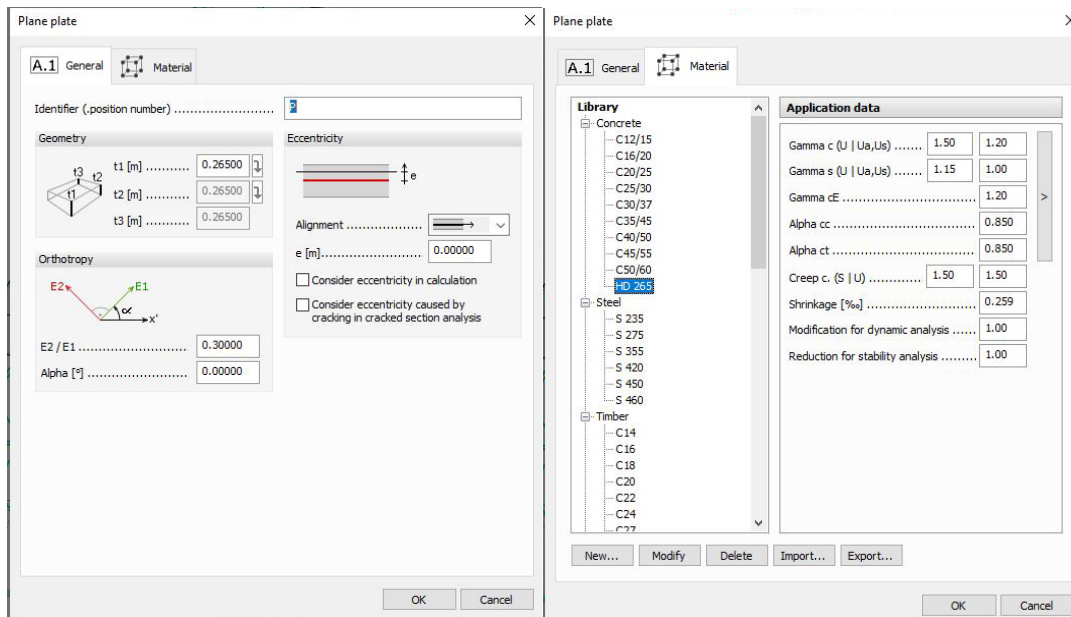
Vi har valgt å bruke hulldekke som etasjeskiller og Lett-Tak som takkonstruksjon. For at beregningene i FEM modellen skal bli riktig, er det viktig at egenskapene til dekke og tak er riktig.

For hulldekket brukte vi funksjonen «Plane plate» for å endre egenskapene til hulldekket. Der lagde vi et nytt materiale som heter HD265, hvor vi la inn riktig tykkelse og parameter for hulldekket.



Figur 41 Generering av nytt material, HD 265.

Når materialet for HD265 var ferdig, brukte vi det videre når vi la ut dekket i modellen. I FEM modellen var det importert et dekke fra Revit, det dekket brukte vi som form når vi la ut det nye dekket med egenskapene til et HD265. I figur 41 vises parameterne som er brukt for at dekket skal oppføre seg som et hulldekke.



Figur 42 Plane plate funksjonen i FEM-Design.

Takkonstruksjonen vi valgte er et 31/1,8 Lett-Tak. For at vi skal få mest mulig like egenskaper i FEM-Design som i et reelt tak, har vi brukt parametere fra stivhetsmatrisen til Lett-Tak som vi har fått med veileder i Norconsult.

Stivhetsverdier for Lett-Tak elementer betraktet som ortotroppt skall

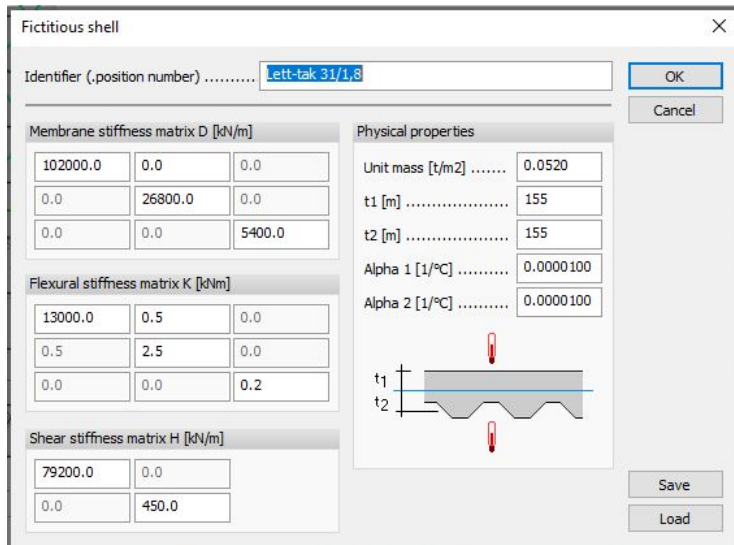
Angitte verdier gjelder for Lett-Tak elementer med limt forbindelse mellom stålprofil og trekker

Høyde stålprofil	Tykkelse stålprofil	Dxx ¹⁾		Dxy ²⁾	Dyy ³⁾	DGxy ⁴⁾		Kxx	Kxy	Kyy	KGxy	Hxz	Hyz
		Stål opplegg	Limtre opplegg			Stål opplegg	Limtre opplegg						
mm	mm	kN / m	kN / m		kN / m	kN / m	kN / m	kNm ² / m	kNm ² / m	kNm ² / m	kNm ² / m	kN / m	kN / m
210	1,00	57 000	38 000	0	26 800	Benytt 4600 kN/m for 15 mm finer i topplate og 5400 kN/m for 18 mm finer i topplate	Benytt 4400 kN/m for 15 mm finer i topplate og 5100 kN/m for 18 mm finer i topplate	5 100	Benytt 0,29 kNm ² /m for 15 mm finer i topplate og 0,51 kNm ² /m for 18 mm finer i topplate	Benytt 1,44 kNm ² /m for 15 mm finer i topplate og 2,54 kNm ² /m for 18 mm finer i topplate	Benytt 0,10 kN/m for 15 mm finer i topplate og 0,17 kN/m for 18 mm finer i topplate	23 600	Benytt 375 kN/m for 15 mm finer i topplate og 450 kN/m for 18 mm finer i topplate
210	1,20	68 000	43 000	0	26 800			5 600				34 400	
210	1,50	83 000	49 000	0	26 800			6 300				54 500	
210	1,85	101 000	55 000	0	26 800			7 000				83 800	
310	1,00	60 000	40 000	0	26 800	Benytt 4600 kN/m for 15 mm finer i topplate og 5400 kN/m for 18 mm finer i topplate	Benytt 4400 kN/m for 15 mm finer i topplate og 5100 kN/m for 18 mm finer i topplate	9 500	Benytt 0,29 kNm ² /m for 15 mm finer i topplate og 0,51 kNm ² /m for 18 mm finer i topplate	Benytt 1,44 kNm ² /m for 15 mm finer i topplate og 2,54 kNm ² /m for 18 mm finer i topplate	Benytt 0,10 kN/m for 15 mm finer i topplate og 0,17 kN/m for 18 mm finer i topplate	23 600	Benytt 375 kN/m for 15 mm finer i topplate og 450 kN/m for 18 mm finer i topplate
310	1,20	71 000	44 000	0	26 800			10 500				34 400	
310	1,40	81 000	48 000	0	26 800			11 400				47 300	
310	1,60	92 000	52 000	0	26 800			12 200				62 200	
310	1,80	102 000	55 000	0	26 800			13 000				79 200	
360	1,00	61 000	40 000	0	26 800			12 300				23 600	
360	1,20	72 000	45 000	0	26 800	13 600	34 400						
360	1,40	83 000	49 000	0	26 800	14 800	47 300						
360	1,60	94 000	52 000	0	26 800	15 900	62 200						
360	1,80	104 000	56 000	0	26 800	16 900	79 200						
360	2,00	115 000	58 000	0	26 800	17 800	98 300						

- 1) Verdier for Dxx er basert på oppleggs-innfesting med 5 stk skuddspiker i stål eller 5 stk 10 mm treskruer i limtre.
Forenklet korreksjon for annet antall forbindere n : Multipliser angitt Dxx-verdi med faktor $0,99-(n/5)^{0,15}$ for stål og $(n/5)^{0,50}$ for limtre.
- 2) Effekt av tverrkontraksjon for aksialstivhet kan neglisjeres for Lett-Tak elementer
- 3) Verdien gjelder for 15 mm finertykkelse og 100 mm skruavstand i langsgående elementskjøter. Se fig. 1 for andre forutsetninger.
- 4) Verdien gjelder for 5 stk forbindere i endeopplegg og 100 mm skruavstand i langsgående elementskjøter. Se fig. 2 for andre forutsetninger.

Figur 43 Stivhetsmatrise Lett-Tak (Norconsult AS).

I FEM-Design brukte vi funksjonen «fictitious shell», vi brukte også her det taket som ble importert ifra Revit som form.

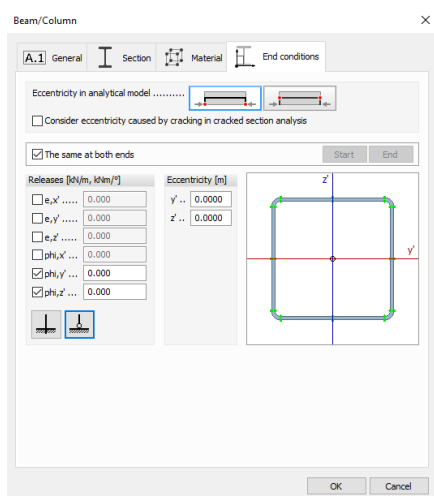


Figur 44 Fictitious shell.

Dekke og tak i FEM-Design vil nå oppføre seg tilnærmet likt som i realiteten, siden de har en sentral rolle i stivheten i bygget da de blir brukt som stive skiver.

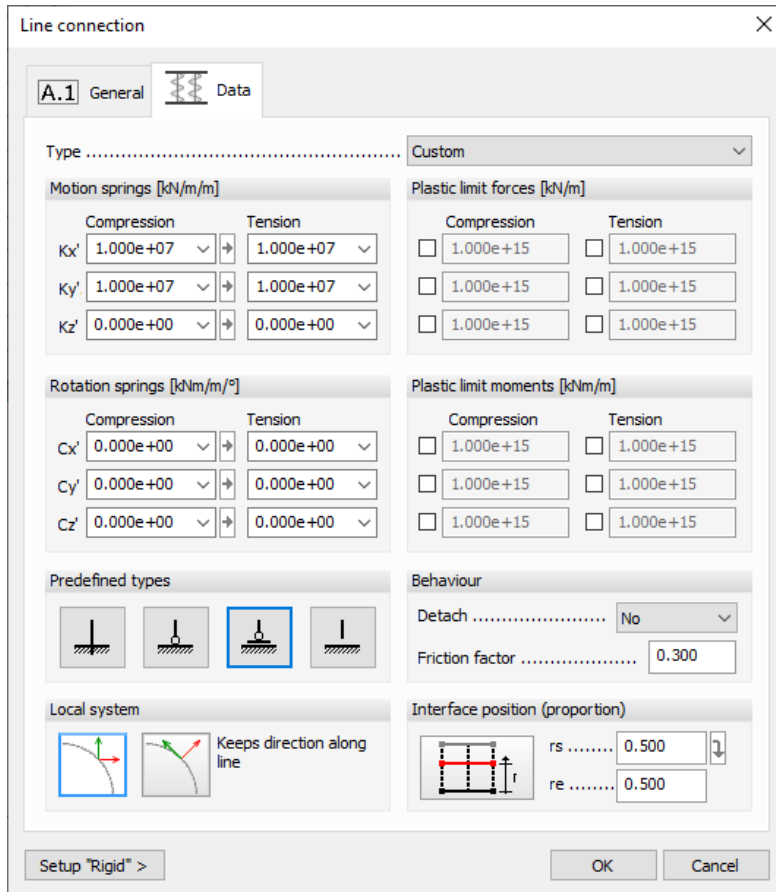
4.2.3 Opplegg

I FEM-Design er det viktig at alle detaljer er riktige for å få et resultat som er reliabelt. Derfor er det avgjørende at koblinger av søyler, bjelker, dekke og tak er riktig. I det statiske systemet vi har valgt er det viktig at koblinger av søyler og bjelker er leddet.



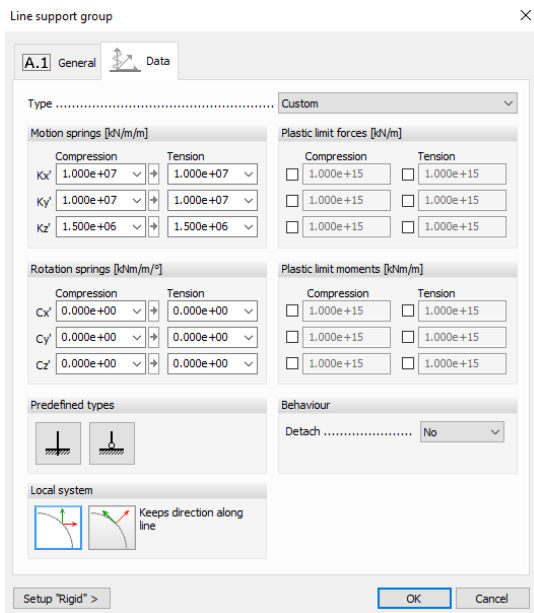
Figur 45 Leddet opplegg ved begge ender.

Koblingen mellom dekker, og koblingen fra dekker til bjelker er avgjørende for å få et optimalt statisk system. Her har vi brukt funksjonen «Line connection». Denne funksjonen setter vi som leddet i x -og y retning men fri i z retning. Når dette er gjort så vil koblingene av konstruksjonsdelene gi en riktig framstilling av det totale statiske systemet.

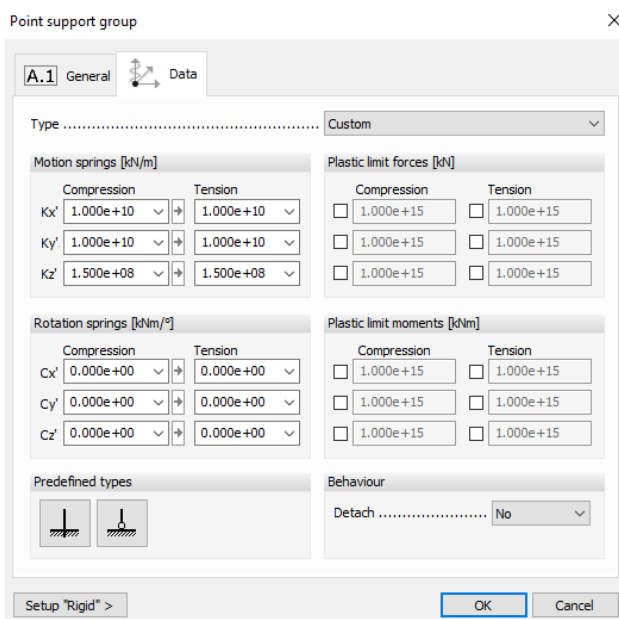


Figur 46 Line connection..

Under punktfundament har vi brukt funksjonen «Point support group» og under vegger har vi brukt funksjonen «line support group».



Figur 47 Line support group .

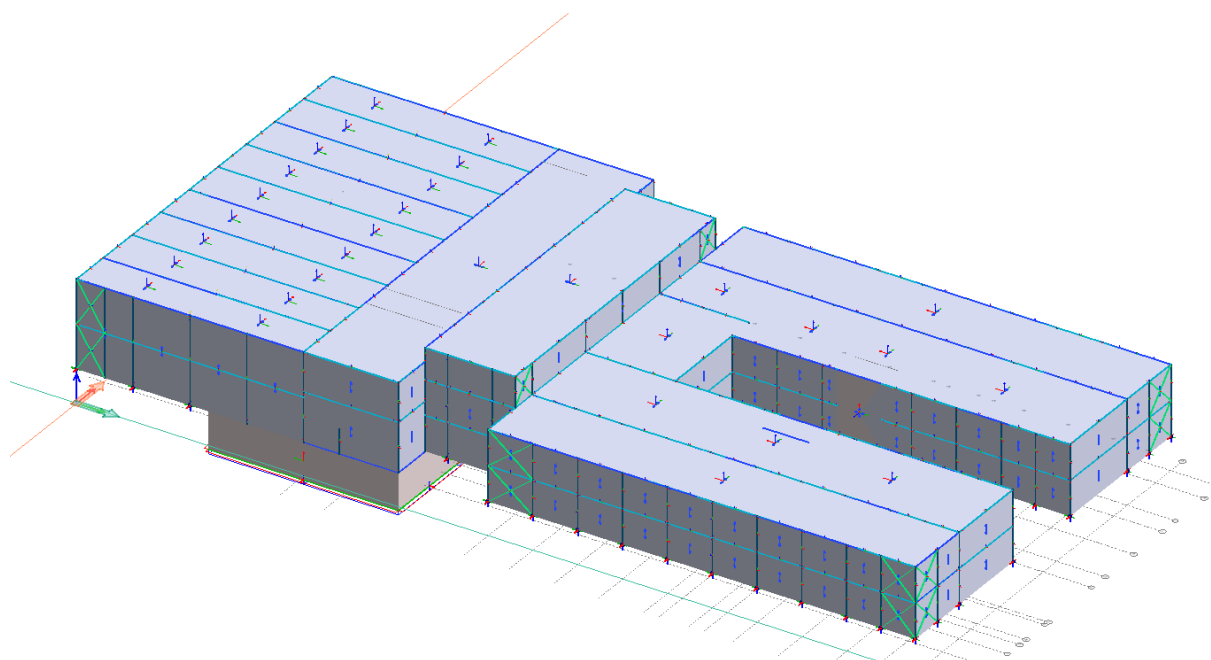


Figur 48 Point support group.

Vi har også gjort koblingene mot grunnen noe mykere for å få større effekt av jordskjelvsberegningene, da vi slet med å få nok masse i svingningene.

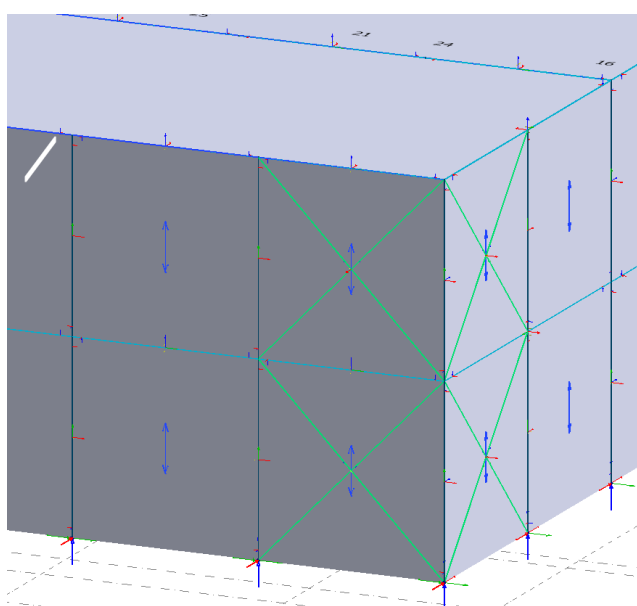
4.2.4 Cover

I FEM-Design er der ulike muligheter for å fordele lastene man legger på. Vi har brukt funksjonen cover for at alle flatelaster som er lagt på konstruksjonen fordeler seg riktig.



Figur 49 «Cover» lagt inn i modell.

Når man legger på «cover» er det viktig at man kobler «cover» flaten til den bygningsdelen som skal ta opp kraften. I figuren under har vi delt opp «cover» i mindre firkanter, og pilene på hver «cover» indikerer hvordan kreftene blir fordelt. Vi har fordelt kreftene på bygget inn i de stive skivene i dekket og taket. Da blir kreftene ført til nærmeste vertikale skive eller avstivning og ført til grunnen.

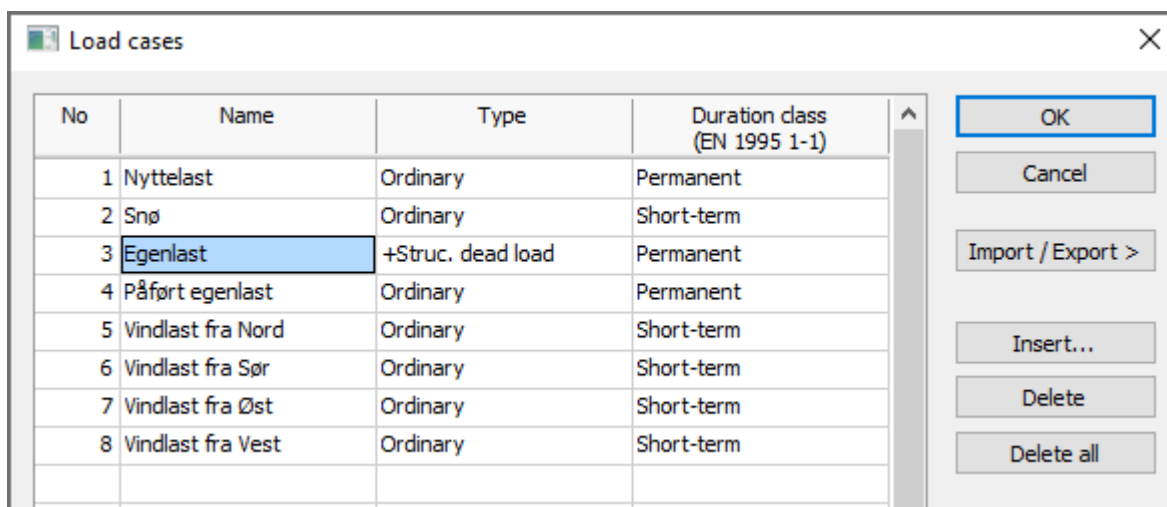


Figur 50 «Cover» delt inn i mindre deler.

4.2.5 Laster

4.2.5.1 Egenlast

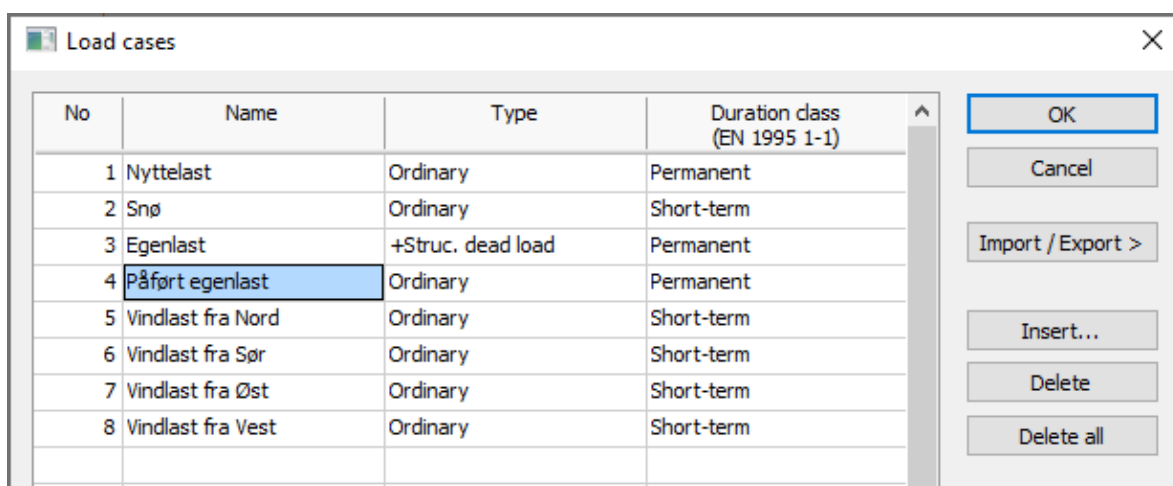
Egenlastene til bygningsdelene i FEM-Design blir automatisk generert. I egenlasten må man markere at all vekt i modellen skal være egenvekt. Denne vekten ligger i bygningsdelene og har ingen synlige visualiseringer i modellen. Når man bruker denne funksjonen er det viktig at egenvektene til hver bygningsdel er riktig lagt inn. Det gjelder spesielt betongkonstruksjonen siden den har høy egenvekt og er utslagsgivende om den er feil.



Figur 51 Lasttilfelle «Egenlast» FEM-Design.

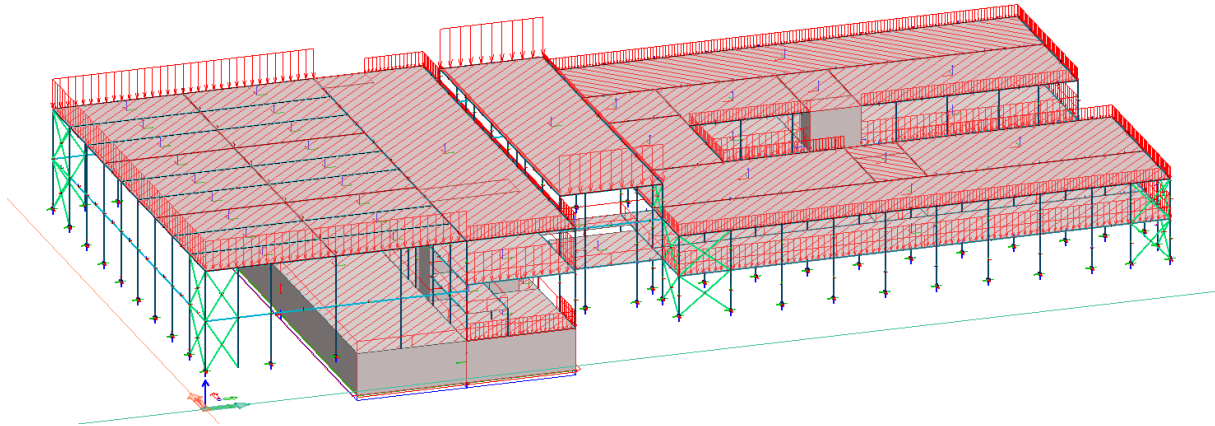
4.2.5.2 Påført egenlast

Egenlastene i seg selv er ikke nok til å skape et reelt bilde av hvilke masser som skal være i konstruksjonen. Vi har derfor måtte legge inn påførte egenlaster i listen over lasttilfeller.



Figur 52 Lasttilfelle «påførte egenlast» i FEM-Design.

Det er i hovedsak påstøp på alle hulldekker, dette gjelder i plan 2 Øst, plan 2 Vest og plan Mesanin. Vi har også lagt på egenlasten for taktekkingen på alle tak og lagt inn egenlasten av ytterveggene som stripelaster på dekkekantene. Se vedlegg 3 for tabell over påførte egenlaster.



Figur 53 Visualisering av Påførte egenlast.

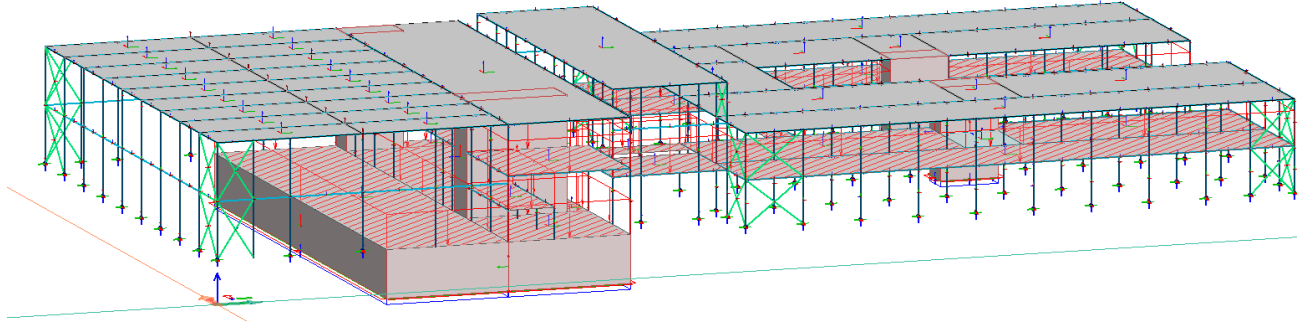
4.2.5.3 Nyttelast

Nyttelasten til en konstruksjon er vanligvis variable laster knyttet til bruk av konstruksjonen. Nyttelasten vi har brukt er beskrevet i dimensjoneringsgrunnet se vedlegg 3. I dette tilfelle vil det være nyttelast på Plan 1 Vest, Plan 2 Øst, Plan 2 Vest og Plan Mesanin.

No	Name	Type	Duration class (EN 1995 1-1)
1	Nyttelast	Ordinary	Permanent
2	Snø	Ordinary	Short-term
3	Egenlast	+Struc. dead load	Permanent
4	Påført egenlast	Ordinary	Permanent
5	Vindlast fra Nord	Ordinary	Short-term
6	Vindlast fra Sør	Ordinary	Short-term
7	Vindlast fra Øst	Ordinary	Short-term
8	Vindlast fra Vest	Ordinary	Short-term

Figur 54 Lasttilfelle «nyttelast» FEM-Design.

Nyttelasten er lagt ut som en flatelast slik at alle flater får den riktige lasten fordelt på riktig måte.



Figur 55 Visualisering av Nyttelaster.

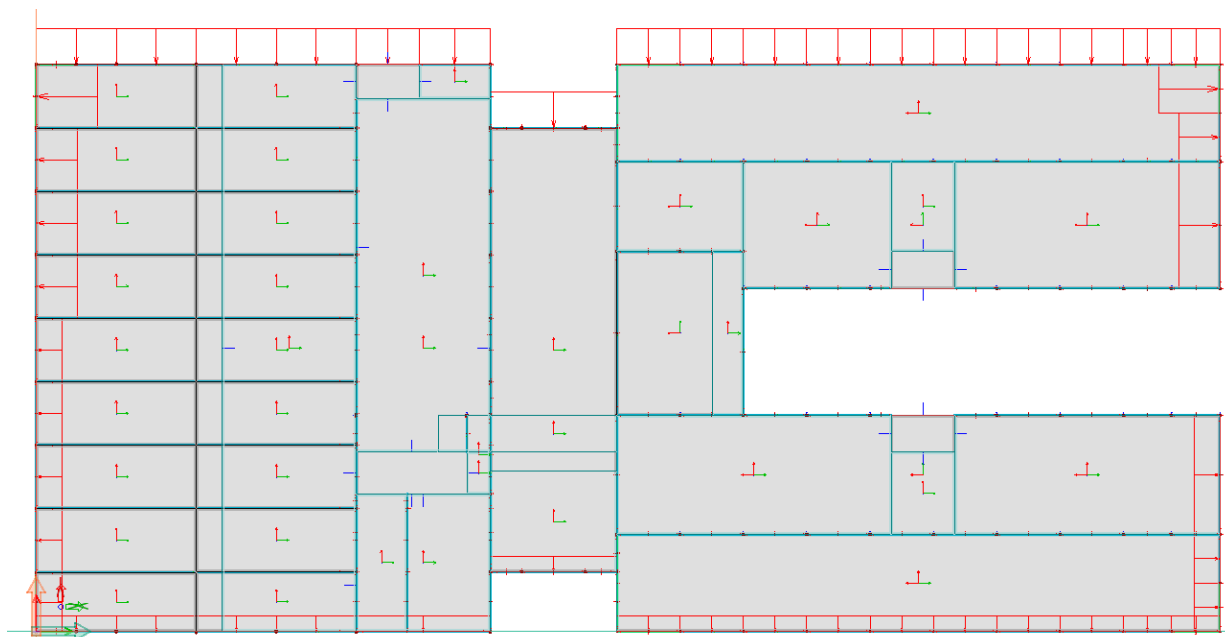
4.2.5.4 Vindlast

Vindlastene er beregnet i fire retninger på bygget, det er fra Nord, Sør, Øst og Vest. Denne beregningen er gjort i Ove Sletten, se vedlegg 6.3. Det gjør at man må lage fire ulike lasttilfeller for hver retning.

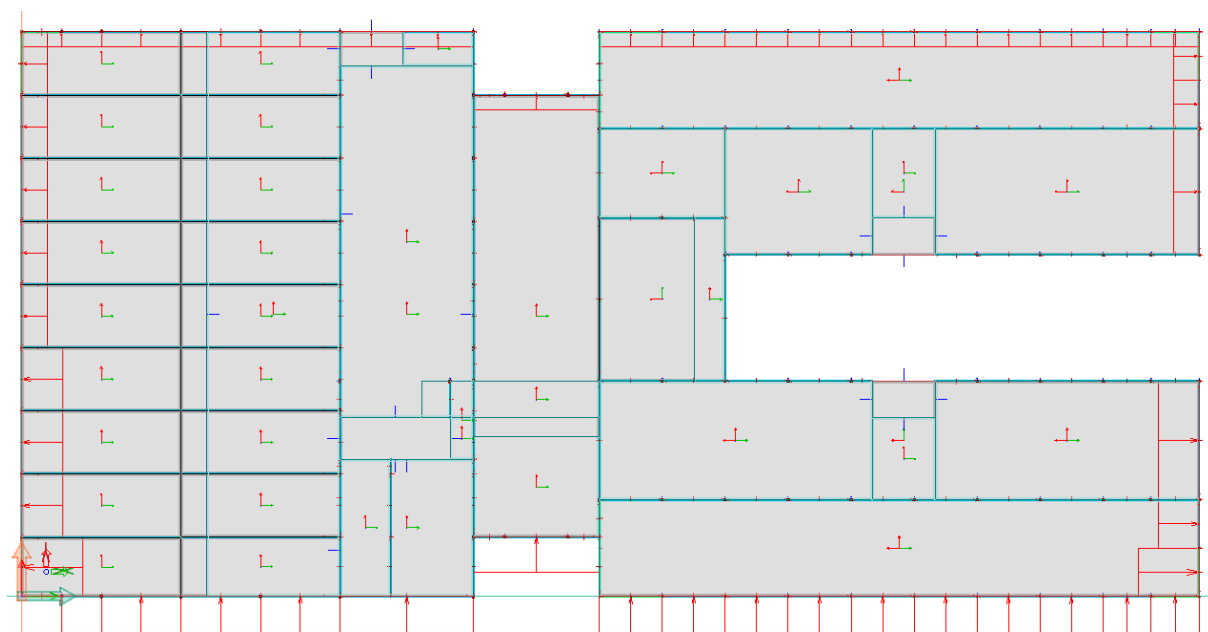
No	Name	Type	Duration class (EN 1995 1-1)
1	Nyttelast	Ordinary	Permanent
2	Snø	Ordinary	Short-term
3	Egenlast	+Struc. dead load	Permanent
4	Påført egenlast	Ordinary	Permanent
5	Vindlast fra Nord	Ordinary	Short-term
6	Vindlast fra Sør	Ordinary	Short-term
7	Vindlast fra Øst	Ordinary	Short-term
8	Vindlast fra Vest	Ordinary	Short-term

Figur 56 Lasttilfelle "vindlast" FEM-Design.

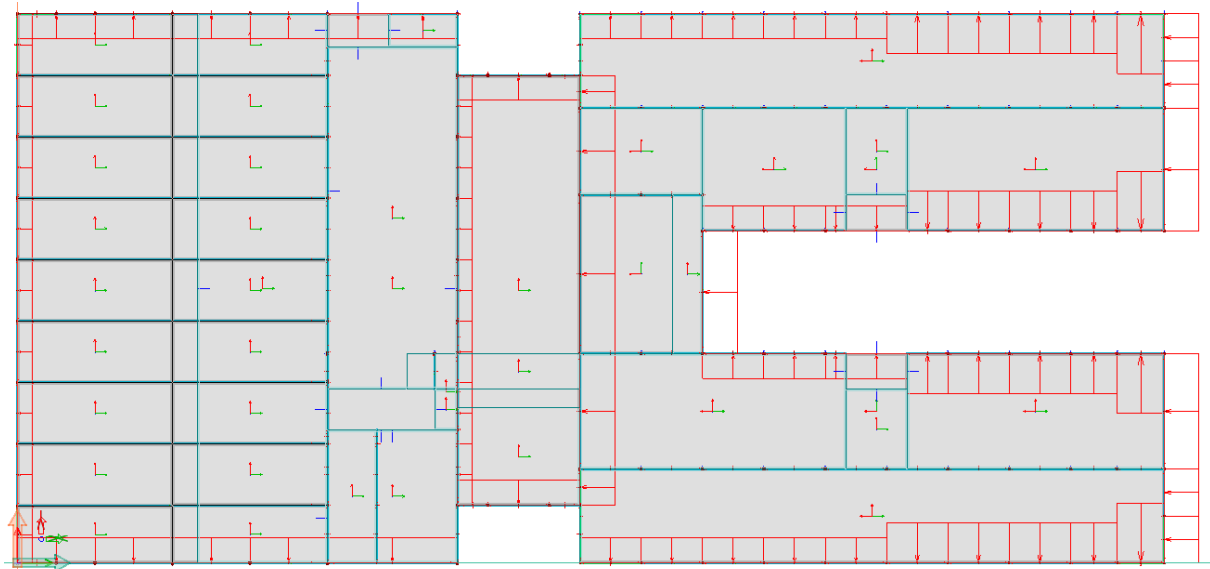
Vindlastene har både trykk og sug, retningen på vindlasten avgjør hvor på konstruksjonen det blir trykk og sug. Det er derfor viktig å ha kontroll på retningen lasten virker. Lastene er plassert ut som flatelaster på bygget. Påvirkningen fra vindlasten vil være størst i starten og vil avta i styrke.



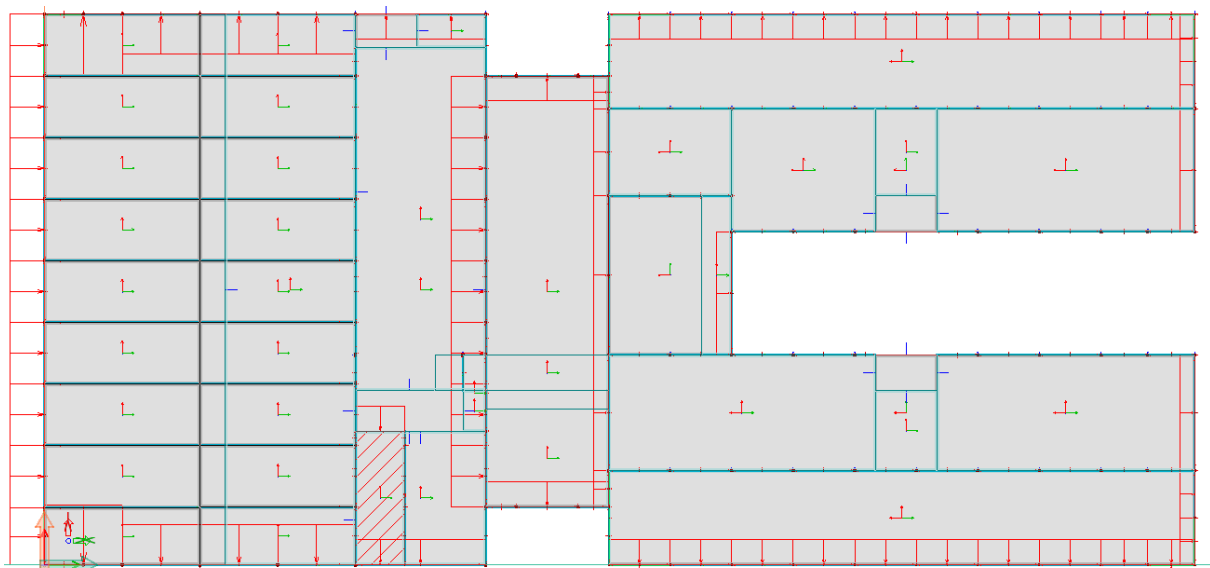
Figur 57 Vindlast fra Nord.



Figur 58 Vindlast fra Sør.



Figur 59 Vindlast fra Øst.



Figur 60 Vindlast fra Vest.

Som man ser i figurene over er plasseringen av vindlastene avgjørende for å få riktig virkning i analysene.

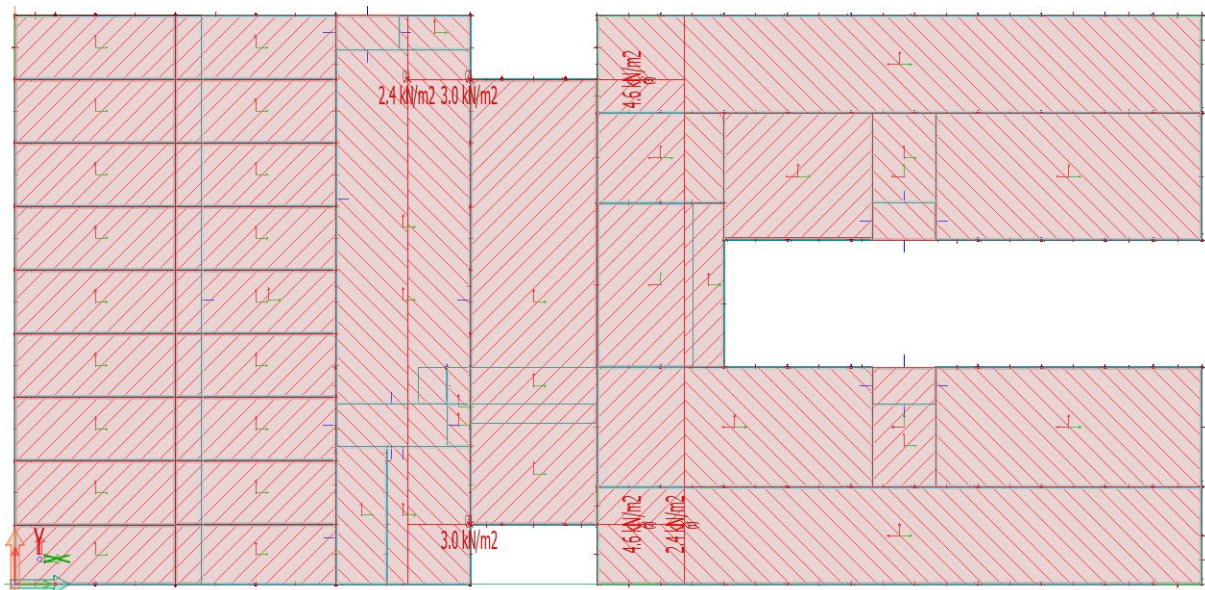
4.2.5.5 Snølast

Snølastene vi har lagt til grunn, er beregnet i Ove- Sletten se vedlegg 6.4. I beregningene er plasseringen og høyden av bygget sentralt. I Ove sletten er det gjort noen forenklinger av bygget for å få et riktig resultat. I FEM-Design har man også laget et eget lasttilfelle for snølast.

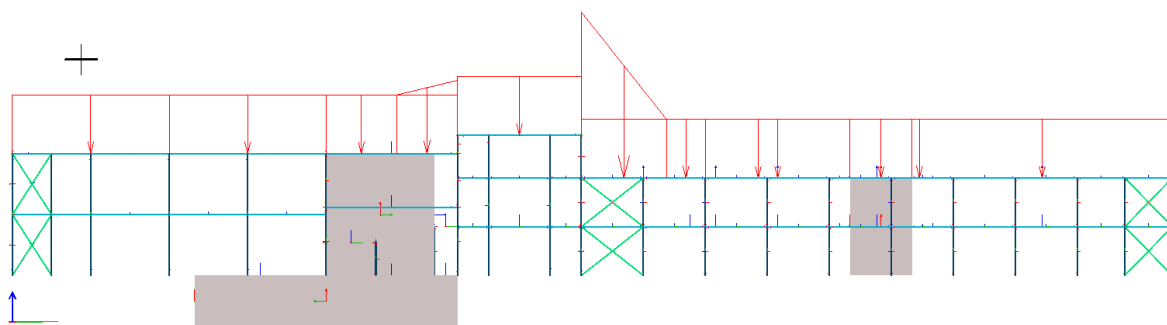
No	Name	Type	Duration class (EN 1995 1-1)
1	Nyttelast	Ordinary	Permanent
2	Snø	Ordinary	Short-term
3	Egenlast	+Struc. dead load	Permanent
4	Påført egenlast	Ordinary	Permanent
5	Vindlast fra Nord	Ordinary	Short-term
6	Vindlast fra Sør	Ordinary	Short-term
7	Vindlast fra Øst	Ordinary	Short-term
8	Vindlast fra Vest	Ordinary	Short-term

Figur 61 Lasttilfelle «snø» FEM-Design.

Fordelingen av snølast er gjort ved å legge ut flatelaster på alle tak. Det er også noen fonndannelser opp mot midtdelen av bygget.



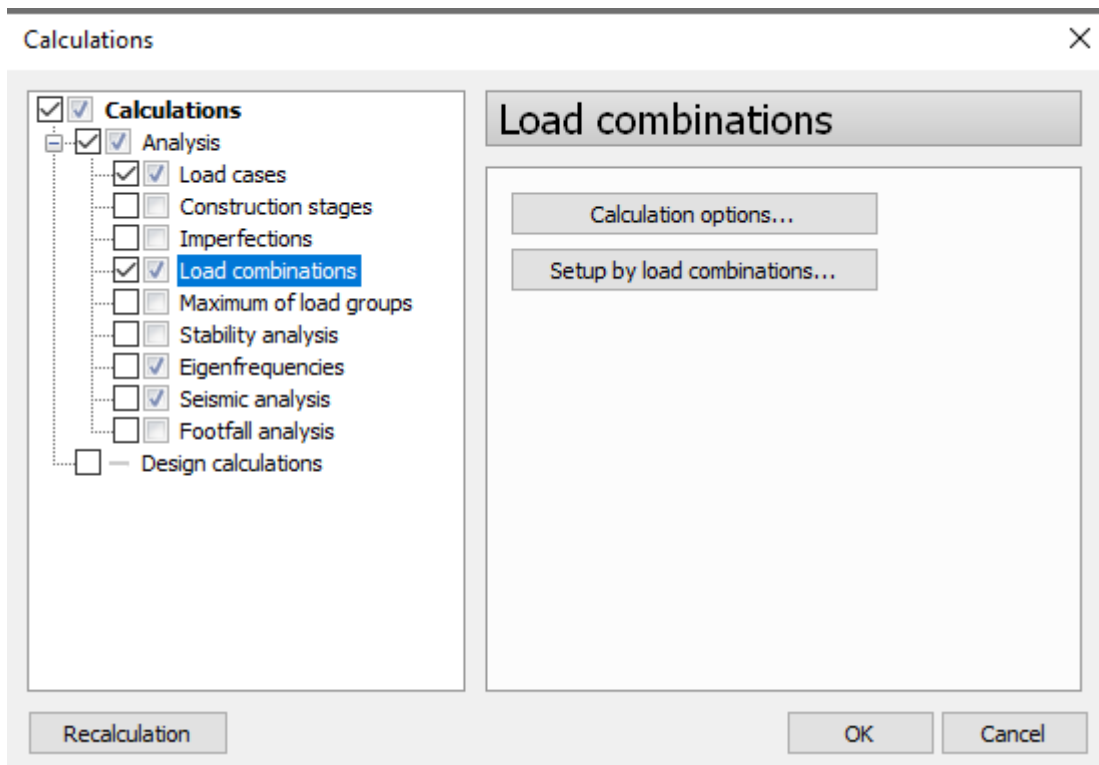
Figur 62 Fordeling av snølast.



Figur 63 Fonndannelse snølast.

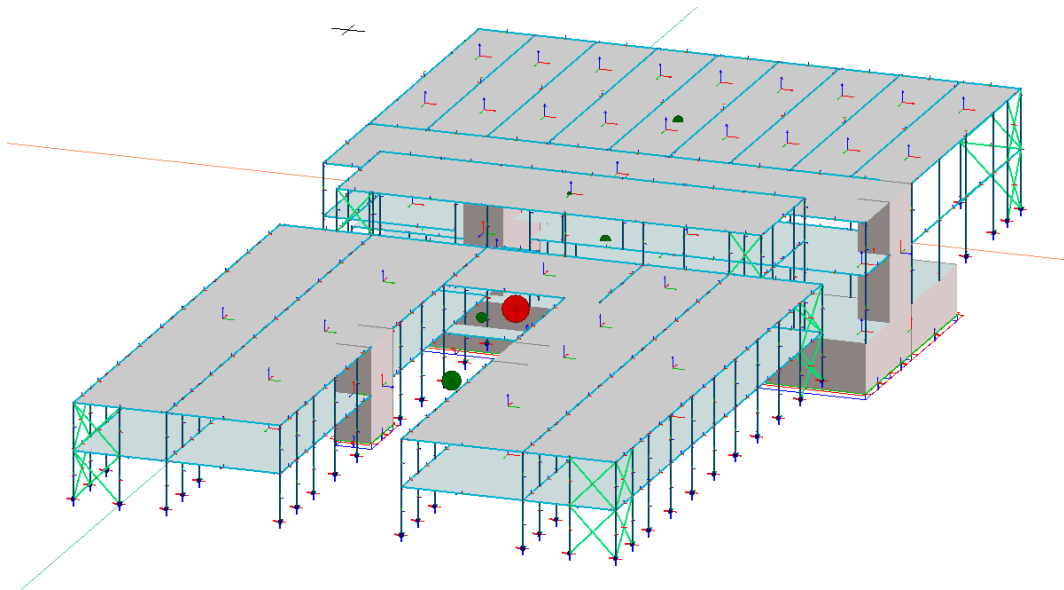
4.2.6 Analyse

Analyse av modellen i FEM-Design er noe man gjør gjennom hele modelleringsprosessen. det er også et verktøy for å sjekke modellen om der er noen feil eller mangler så gjør at man ikke kan kjøre analyse. Gjennom prosessen er det kjørt «stability analysis», «Load cases» og «Load combinations».



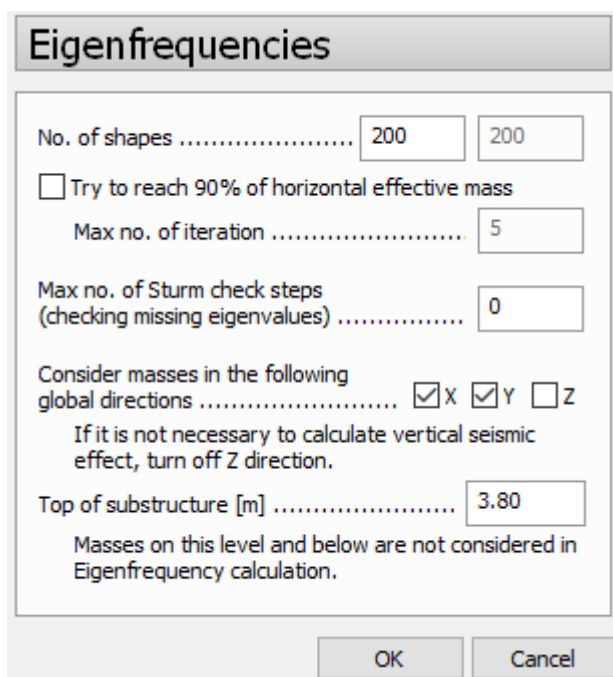
Figur 64 Analyse verktøy FEM-Design.

Når modellen nærmet seg ferdig kjørte vi også beregning av egenfrekvensen på bygget, her hadde vi litt problem med å få nok masse med i svingningene. Et resultat av dette var at vi ikke kunne ta med kjeller etasjen i den analysen. Det gjorde at bygget ikke blei så stivt og vi fikk med nok masse i beregningen. I figuren under viser den røde prikken det totale massesenteret i bygget og de grønne det totale massesenteret i hver bygningsdel.



Figur 65 Massesenter i bygget.

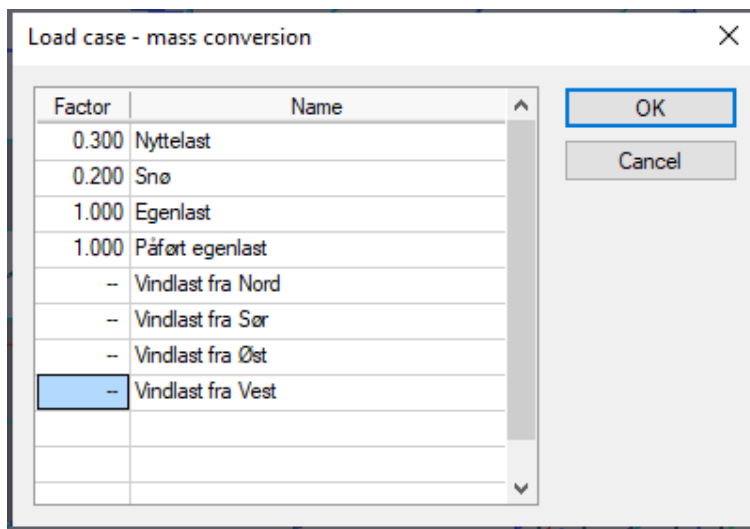
Vi oppnådde en vellykket egenfrekvensanalyse ved å kjøre 200 ulike «shapes» og kjørte analyse kun i x og y-retning, da det ikke er krav om z-retning i Norge. Her velger man hvilke masser som skal være med i analysen.



Figur 66 Egenfrekvens parameter.

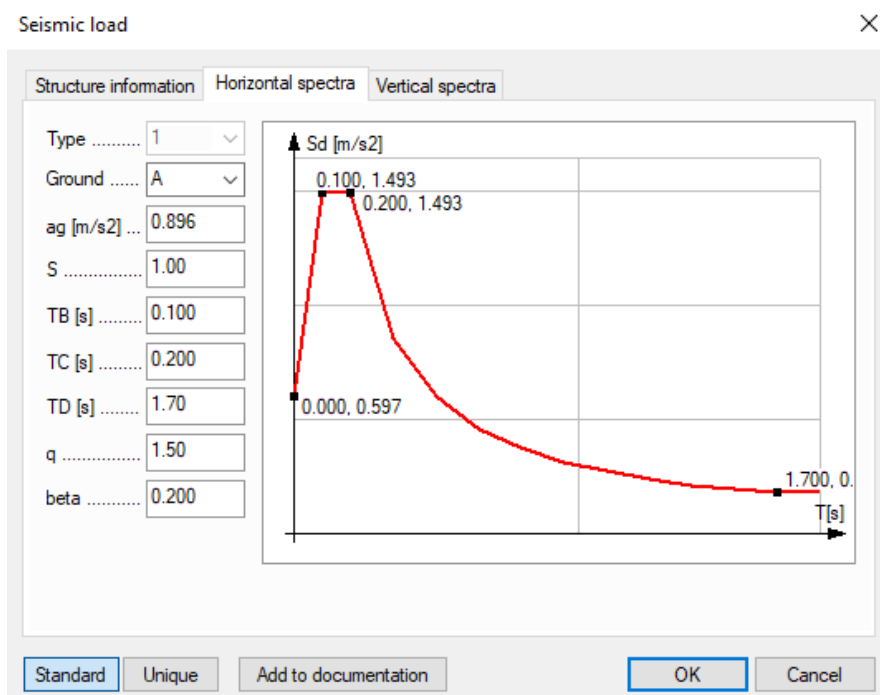
Når egenfrekvensanalysen er ferdig kan man kjøre seismisk analyse. Når man skal kjøre seismisk analyse er der ulike ting man må ha med. Det er avgjørende at man definerer hvilke

masser og krefter som skal være med i analysen, dette gjør man ved å sette inn en faktor for hvert lasttilfelle.



Figur 67 Andel masser i jordskjelsanalyse.

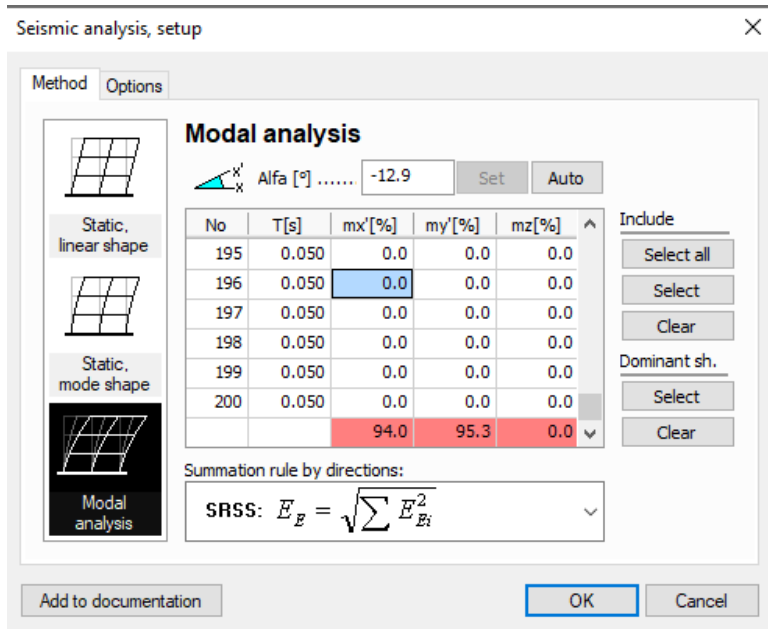
Videre må man definere «horizontal spectra». Her er det ulike parameter man må ha med. Disse parameterene er hentet fra vedlegg 7.3. Det er ikke nødvendig å fylle inn «vertical spectra» fordi vi har utelatt z-retningen i analysen.



Figur 68 «Horizontal spectra».

Som vist i figur under er det her et krav om at over 90% av bygningsmassen i både x og y retningen skal være med for at dette skal bli et reliabelt resultat. Dette oppnådde vi ved å

velge alle massene i alle «shapes». Dette avviker litt ifra veilederen, der er det bestemt at man kun skal velge de massene som er over 5%. Selv om dette avviker fra veilederen, tror vi at dette vil gi det beste resultatet i vårt tilfelle.



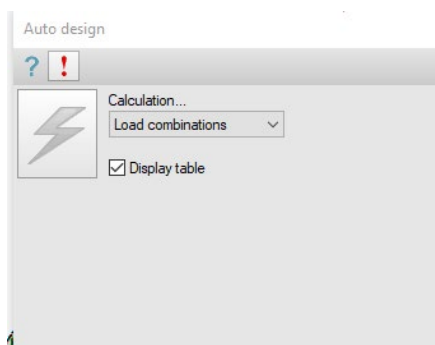
Figur 69 Seismic analysis.

Resultatene fra jordskjelvanalysen er nærmere beskrevet i vedlegg 4.1.

Etter at jordskjelvanalysene var gjennomført, gjorde vi en «design parameters» analyse. Denne analysen sjekker alle bygningsdeler om de tåler påkjenningen. Denne er nyttig når man videre skal dimensjonere.

4.2.7 Dimensjonering i FEM-Design

Når alle analysene er kjørt har vi et godt grunnlag for å dimensjonere søyler, bjelker og vegger i FEM-Design. Vi brukte funksjonen «auto design».



Figur 70 Auto design.

Vi valgte å dele søyler og bjelker inn i ulike grupper. Det gjør det lettere å dimensjonere søylene eller bjelkene som skal ha lik dimensjon. Denne oversikten over søyler og bjelker ligger i vedlegg 5.

Utilization

	Group	Design parameters	Applied profile	Max. [%]	Min. [%]
✓	S PTØ 2	KKR 50x50x5, KKR 60x60x5, KKR 70x70x5, ...	KKR 80x80x5	71	58
✓	S PTV 7	KKR 50x50x5, KKR 60x60x5, KKR 70x70x5, ...	KKR 50x50x5	85	42
✓	S P2Ø 6	KKR 50x50x5, KKR 60x60x5, KKR 70x70x5, ...	KKR 80x80x5, ...	99	54
✓	S P2Ø 5	KKR 120x120x5, KKR 120x120x6, ...	KKR 120x120x10	88	15
✓	S P2Ø 4	KKR 50x50x5, KKR 60x60x5, KKR 70x70x5, ...	KKR 140x140x5	90	12
✓	S P2Ø 3	KKR 50x50x5, KKR 60x60x5, KKR 70x70x5, ...	KKR 140x140x5	99	10
✓	S P2Ø 2	KKR 50x50x5, KKR 60x60x5, KKR 70x70x5, ...	KKR 120x120x5	77	26
✓	S P2Ø 1	KKR 50x50x5, KKR 60x60x5, KKR 70x70x5, ...	KKR 80x80x5, ...	99	69
✓	S P2V 8	KKR 180x180x5	KKR 180x180x5	60	2
✓	S P2V 7	KKR 50x50x5, KKR 60x60x5, KKR 70x70x5, ...	KKR 140x140x5	86	12

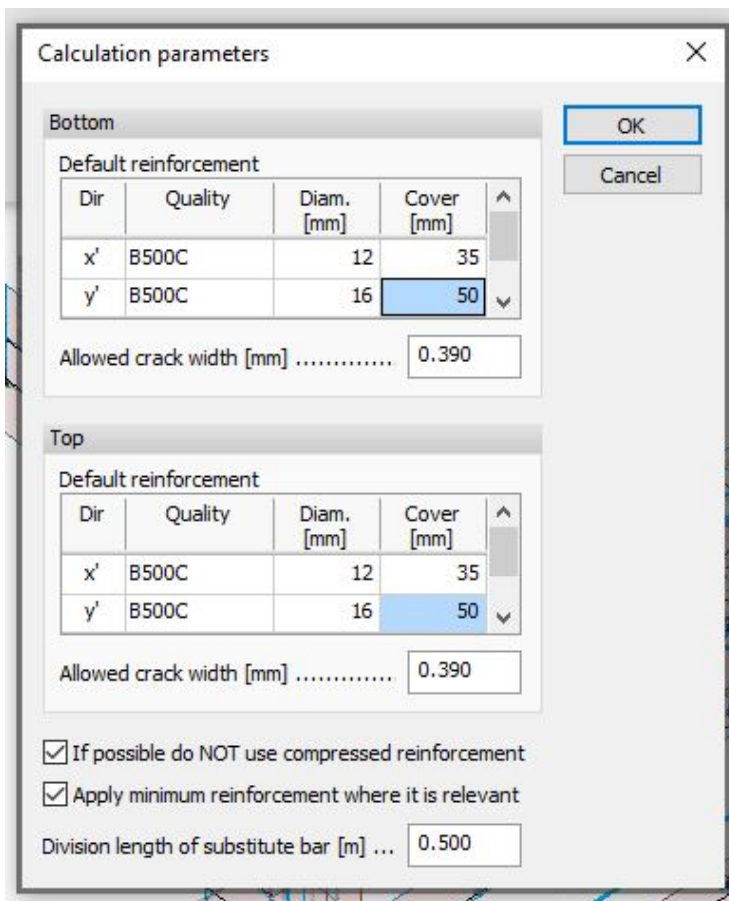
	Bar	Max. [%]	RCS [%]	FB [%]	TFB [%]	LTB,t [%]	LTB,b [%]	SB [%]	IA [%]
✓	C.92.1	99	56	99	56	0	0	-	-
✓	C.191.1	78	44	78	44	0	0	-	-
✓	C.86.1	25	14	25	14	0	0	-	-
✓	C.87.1	22	12	22	12	0	0	-	-
✓	C.85.1	21	12	21	12	0	0	-	-
✓	C.88.1	19	11	19	11	0	0	-	-
✓	C.84.1	16	9	16	9	0	0	-	-
✓	C.91.1	15	9	15	9	0	0	-	-
✓	C.89.1	12	7	12	7	0	0	-	-
✓	C.190.1	10	6	10	6	0	0	-	-

Parameters Design Delete < Hide details

Figur 71 Auto design, Stål.

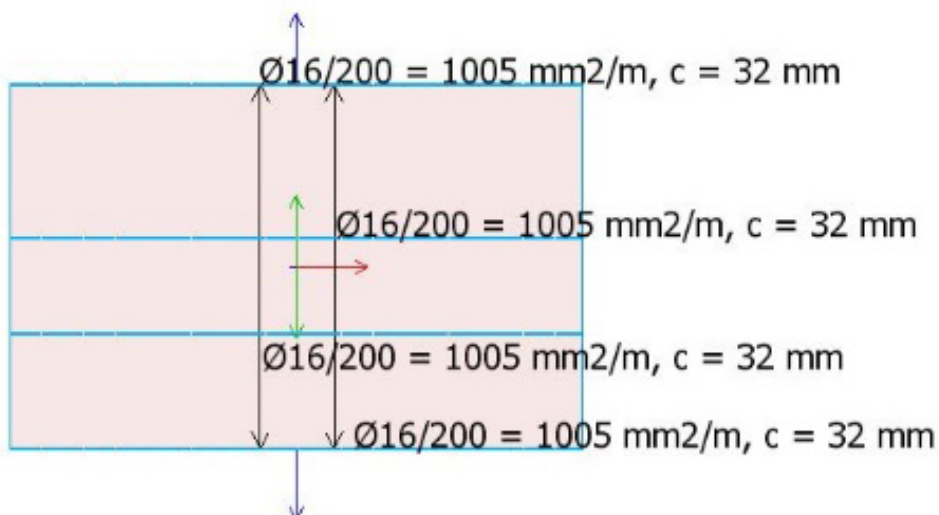
Når man har satt inn de dimensjonene man ønsker, kjører FEM-Design analysen og du får ut utnyttelsen på hver søyle eller bjelke, dette er vist som et eksempel i figuren over. For å tolke alle resultatene og ha kontroll på de ulike gruppene, kreves det litt lokalkunnskap og tilgang til modellen. I vedlegg.4.1 ligger detaljerte beregninger på de mest påkjente søylene og bjelkene.

Vi har også brukt FEM-Design til å dimensjonere sjaktveggene og bestemme armeringsmengden i veggen. Vi brukte «RC-Design» fanen og videre «auto design» funksjonen.

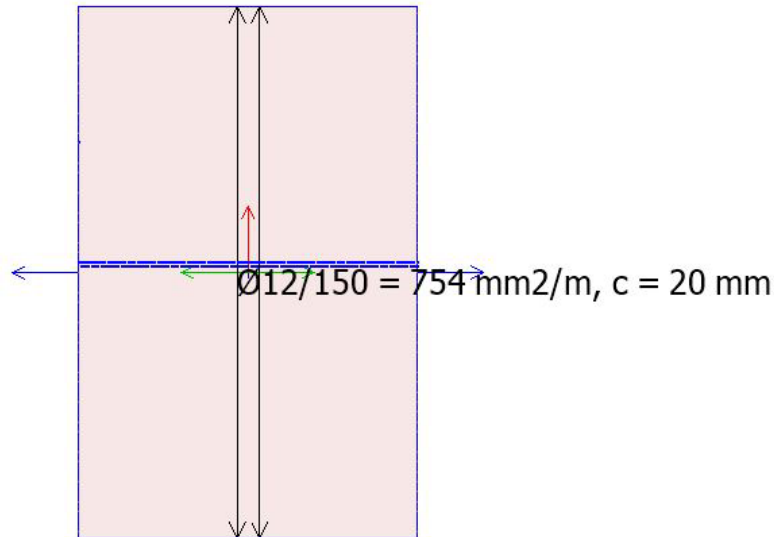


Figur 74 Calculations parameters.

Når alle parameterene er lagt inn, kan vi kjøre analysen. Analysen gir oss armeringsmengden i vertikal og horisontal retning, og hvor stor utnyttelsen av veggene er. I figurene under er det illustrert armeringsmengden i vertikal og horisontal retning.



Figur 75 Vertikal armering sjaktvegger.



Figur 76 Horizontal armering sjaktvegger.

4.3 Dimensjonering av bæresystem

Som grunnlag for dimensjonering av bæresystem har vi brukt resultatene fra FEM-Design modellen. Vi har valgt å kontrollere bygningsdelene med størst belastning ved manuell beregning. I resultatdelen har vi definert de mest påkjente bygningsdelene med resultantkraft for hver del. Kontroll og håndberegninger er lagt som vedlegg til rapporten.

4.3.1 Bjelke

Vi har tatt for oss to bjelker som ut fra FEM-Design modellen viste seg å ha størst belastning. For å kontrollere resultatene fra FEM-Design har vi kontrollregnet begge bjelkene for hånd (se vedlegg 7.1).

I oppgaven har vi benytte to ulike benevninger for bjelker. Ved henvisning til Revit modell har vi valgt å definere aksnavn etter krysningpunkt mellom akser, fra start bjelke til slutt bjelke. Eksempelvis bjelke C14-C15, med start i krysningpunktet mellom akse C og 14, med slutt i krysningpunktet mellom akse C og 15. Ved henvisning til FEM-Design modellen er det definert med B for bjelke, med tilhørende tallkombinasjon for hver bjelke. Vi har valgt å benytte begge navnene for å lettere kunne finne frem, enten i arbeidstegningene eller i FEM-Design rapporten.

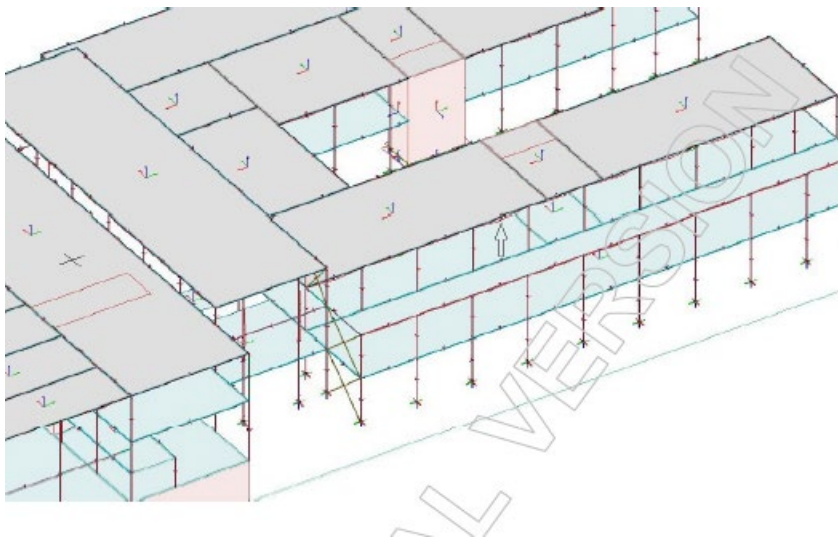
Resultat maksimal moment:

Bjelke fra akse C14 – C15:

Navn: B.99.1

FEM-Design: 120,7 kN/m

Kontrollregning for hånd: 119,5 kN/m



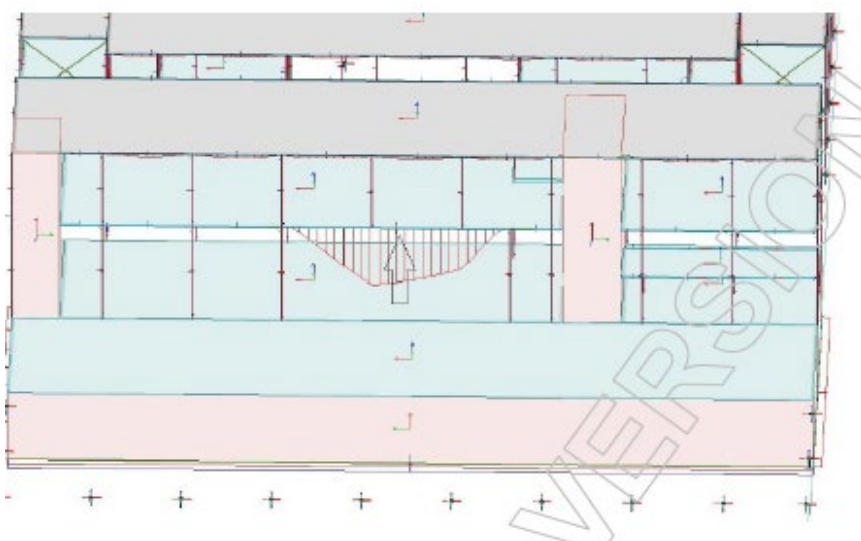
Figur 77 Bjelke B.99.1 utklipp fra FEM-Design.

Bjelke fra akse M5 – H5:

Navn: B.173.1

FEM-Design: 2236,8 kN/m

Kontrollregning for hånd: 3025 kN/m



Figur 78 Bjelke B.173.1 utklipp FEM-Design.

4.3.2 Søyle

Vi har tatt for oss tre søyler som ut fra FEM-Design modellen viste seg å ha størst belastning. For å kontrollere resultatene fra FEM-Design har vi kontrollregnet alle tre søylene for hånd (se vedlegg 7.2). I resultatet for maksimal normalkraft, har vi sammenlignet resultatene som vi har fått i FEM-Design, opp mot kontrollregninger gjort for hånd.

I oppgaven har vi måttet benytte to ulike benevninger for søyler. Ved henvisning til Revit modell har vi valgt å definere aksnavn etter krysningpunkt mellom akser i søylesenter, samt etasjetall for søylens plassering. Eksempelvis søyle S1,N11, er søyle plassert i 1.etasje med senterplassering i krysningpunkt mellom akse N og 11. Ved henvisning til FEM-Design modellen er det definert med C for søyle, med tilhørende tallkombinasjon for hver søyle. Vi har valgt å benytte begge navnene for å lette kunne finne frem, enten i arbeidstegningene eller i FEM-Design rapporten.

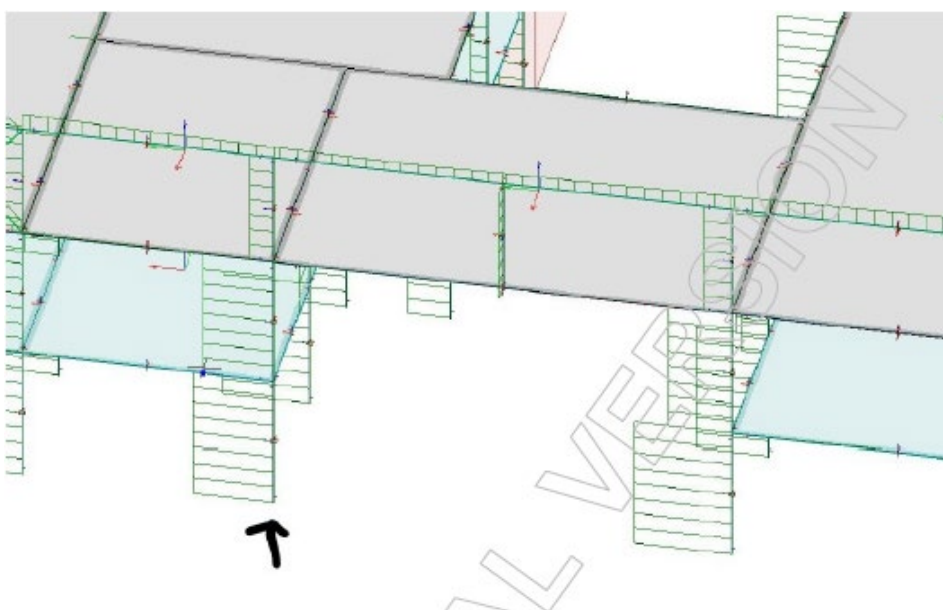
Resultat maksimal normalkraft:

Søyle S1, N11:

Navn FEM-Design: C.32.1

FEM-Design: 577 kN

Kontrollregning for hånd: Ned = 553,53 kN



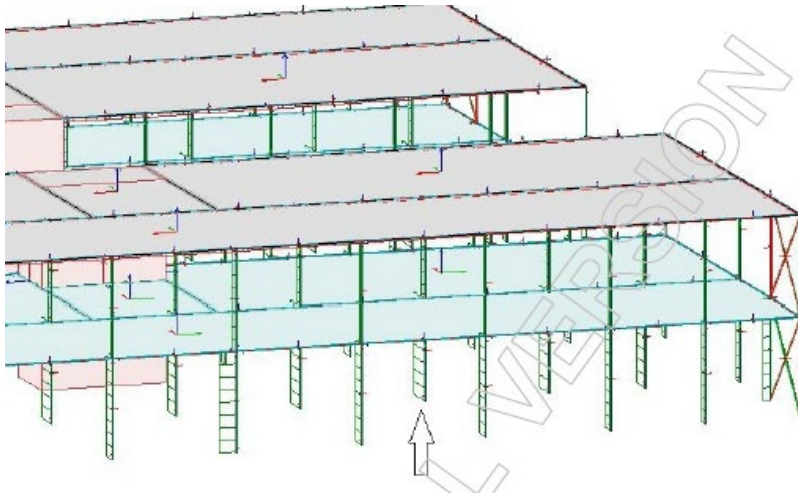
Figur 79 Søyle C.32.1 utklipp fra FEM-Design.

Søyle S1,C20:

Navn FEM-Design: C.46.1

FEM-Design: 612,32 kN

Kontrollregning for hånd: Ned = 603,13 kN



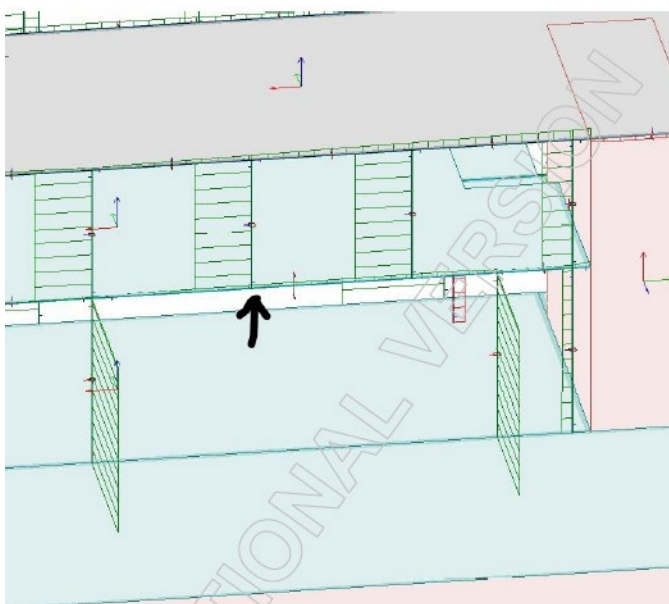
Figur 80 Søyle C.46.1 utklipp FEM-Design.

Søyle S2,K5:

Navn FEM-Design: C.158.1

FEM-Design: 454,1 kN

Kontrollregning for hånd: 454,2 kN

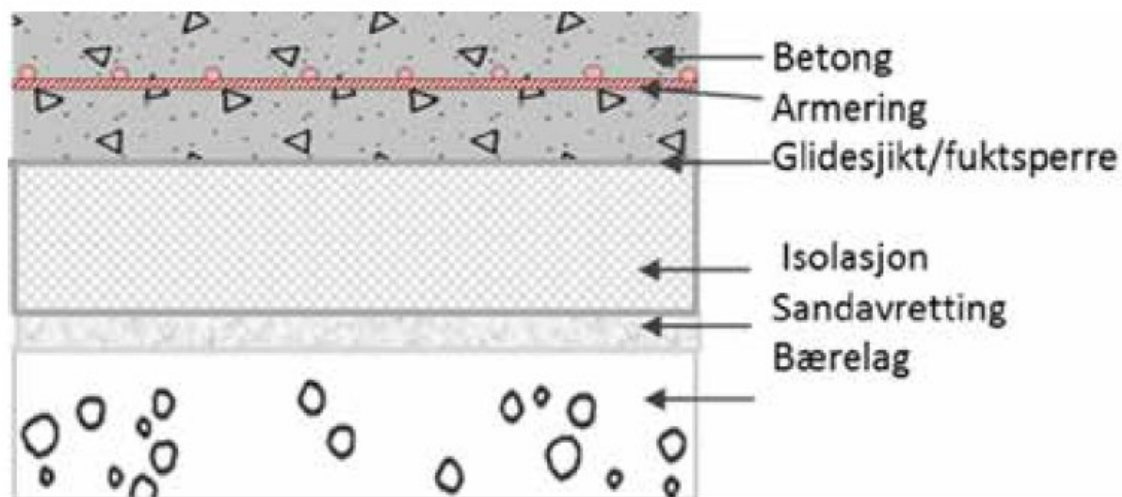


Figur 81 Søyle C.158.1 utklipp fra FEM-Design.

4.3.3 Dekke/plater

4.3.3.1 Betonggulv på grunn

På grunn av tidsmangel har vi valgt å ikke dimensjonere betonggulv på grunn, men brukt en preakseptert løsning. Videre er det vist hvordan dette kan utføres og prosjekteres.



Figur 82: Eksempel på oppbygging av flytende gulv på grunn [47].

Betonggulvet på grunn vil bli støpt som en armert plate. Grunnforholdene hvor skolen bygges er som nevnt i hovedsak fast fjell. Det vil bli lagt et lag med drenerende masser som blir avrettet. Platen isoleres av et lag med isolasjonsplater av polystyren og det legges et glidesjikt/fuktsperre som også fungerer som radonsperre før platen blir støpt.

GULVKLASSE	I	II	III	IV ¹
Rissvidde (mm)	≤ 0,3 ²	≤ 0,5	≤ 1,0	–
Svinn _{REF} (%)	≤ 0,55	≤ 0,55	≤ 0,75	–
Glidesjikt	2 lag PE-plast	2 lag PE-plast	1 lag PE-plast	–
Armeringsmengde ³	3x $A_{s,min}$	2x $A_{s,min}$	1x $A_{s,min}$	–
Minimumtykkelser (mm) for enkelt/dobbeltarmert gulv	100/150	100,120 ⁴ /150	100/150	100
Bestandighetsklasse	M40/MF40	M40/MF40-M60	M40/MF40-M60	–
Herdeklasse	4	4	3	–

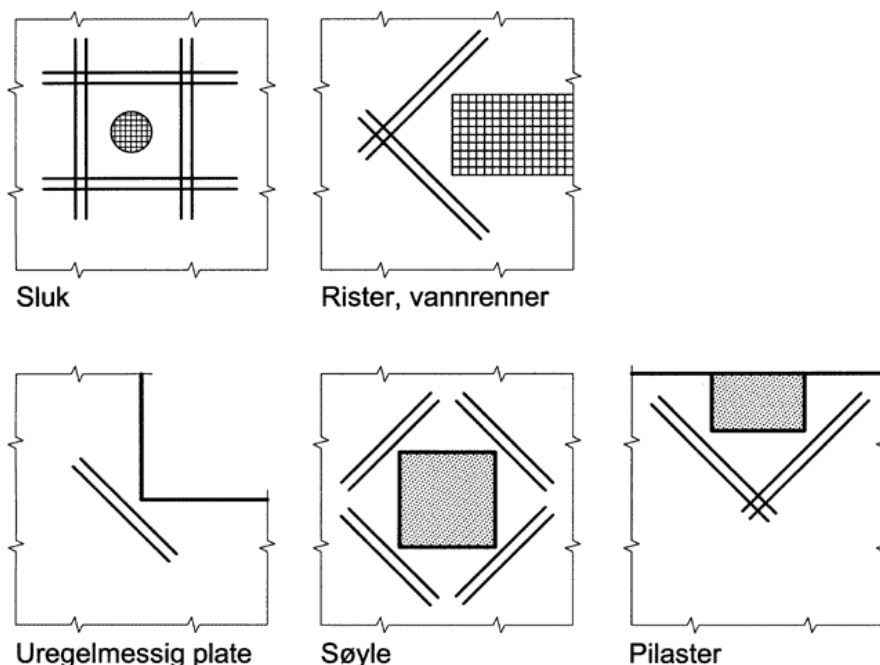
Figur 83: Gulvklasser ved prosjektering og utførelse av flytende gulv [47].

Tykkelsen på betonggulvet bestemmes av tabell fra Norsk Betongforening. I tabellen er det definert fire gulvklasser avhengig av krav til største tillatte rissvidde, maksimalt totalt svinn, krav til glidesjikt, armeringsmengde, bestandighetsklasse og herdeklasse. Gulvklasse 1 er ment for gulv med spesielt strenge krav til rissvidder og estetikk. Industriegulv bør normalt utføres i Gulvklasse 2. Gulvklasse 3 er for mer vanlige gulv.

Oppdeling av felt anbefales med sagd fuge, dvs. skjært spor uten gjennomgående armering. Dybler kan brukes for å hindre vertikalbevegelse mellom feltene. Støpeskjøter og sagde fuger bør dele gulvet inn i så kvadratiske felter som mulig. Lengden bør generelt ikke overstige 2 ganger bredden. Plassering av fuger må planlegges ut fra:

- Type gulv, belastninger og arkitektur
- Betongens egenskaper, spesielt med tanke på svinn
- Planlagte dagsetapper
- Temperaturbevegelser

Gulvet skal skilles fra utsparinger som søyler, fundamenter, sluk, renner osv. med fuger for å tillate bevegelser horisontalt og/eller vertikalt.



Figur 84: Eksempler på tilleggsarmering for detaljer som er utsatt for riss [48].

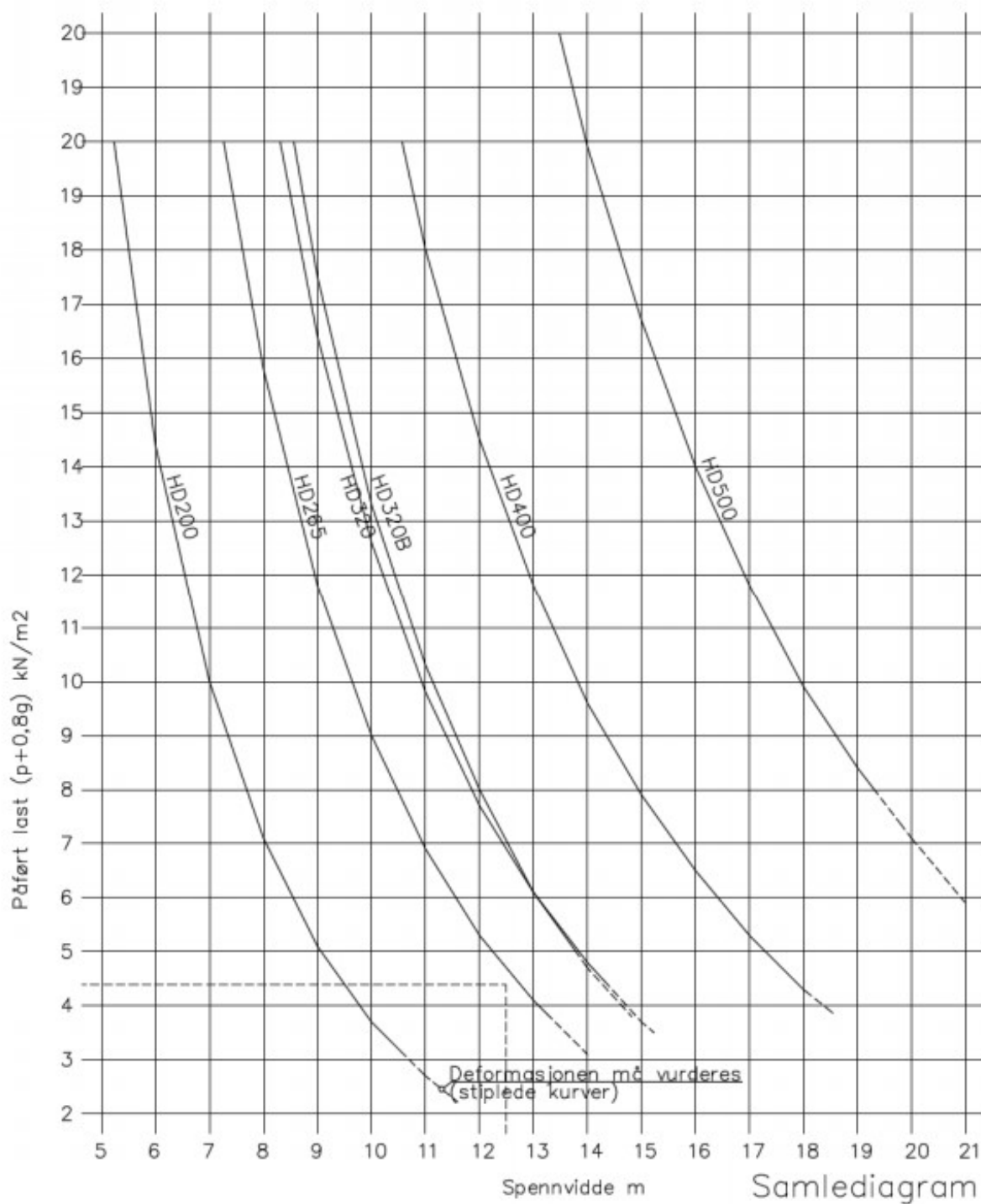
På bildet er det vist typiske rissanvisere som må armeres spesielt for å unngå store rissvidder [48].

4.3.3.2 Prefabrikkert hulldekke

Som grunnlag for dette resultatet har vi benyttet oss av diagram hentet fra spenncon sine nettsider for dimensjonering av hulldekker. Diagrammet er basert på total bruksgrenselast for HD265 og 50 mm påstøp, samt tenkt spennvidde for dekke. I vårt egen notat, figur 85 har vi regnet ut total bruksegrenselast, samt benyttet spennvidde og kontrollert opp mot dimensjoneringsdiagrammet til spenncon, figur 86. På grunnlag av dette har vi kommet frem til følgende resultat.

Dimensjonering av hulldekker					
Etter samlediagram Spenncon, vedlegg					
Akse	Lengde (m)	Bruksgrenselast	kN/m ²	Total bruksgrenselast = p + 0,8g	Valg av hulldekke basert på vedlegg
PLAN 01					
A - S, 4-5	12,9	Nyttelast	3,00	3,96	HD265
		Påført egenlast, 50mm påstøp	1,20		
A - S, 5 - 8	10,8	Nyttelast	3,00	3,96	HD265
		Påført egenlast, 50mm påstøp	1,20		
PLAN 02					
A - S, 5 - 8	10,8	Nyttelast	3,00	3,96	HD265
		Påført egenlast, 50mm påstøp	1,20		
B - H, 8 - 11	10,2	Nyttelast	3,00	3,96	HD265
		Påført egenlast, 50mm påstøp	1,20		
A - C, 11 - 23	7,8	Nyttelast	3,00	3,96	HD200
		Påført egenlast, 50mm påstøp	1,20		
C - H, 11 - 23	9,6	Nyttelast	3,00	3,96	HD200
		Påført egenlast, 50mm påstøp	1,20		
H - L, 12 - 13	10,2	Nyttelast	3,00	3,96	HD265
		Påført egenlast, 50mm påstøp	1,20		
L - P, 11 - 23	10,2	Nyttelast	3,00	3,96	HD265
		Påført egenlast, 50mm påstøp	1,20		
P - S, 11 - 23	7,8	Nyttelast	3,00	3,96	HD200
		Påført egenlast, 50mm påstøp	1,20		

Figur 85: Eget notat for beregning av bruksgrenselast og spennvidder, valg av hulldekke basert på samlediagram fra spenncon [49].



Figur 86: Samlediagram for dimensjonering av hulldekke. Diagram hentet fra spenncon sine nettsider [49].

4.3.4 Tak

Dimensjonering av Lett-Tak takelementer er gjort på grunnlag av tabell hentet fra Lett-Tak Systemer AS sine egne hjemmesider.

TABELL 1

Maksimal spennvidde med trekker 48 x 71 mm og 19 mm konstruksjonskryssfiner

ELEMENTTYPE $S_{k,0}$ kN/m ²	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6
16 / 1,0	9,95	9,45	8,75	8,10	7,60	7,15	6,75	6,45	6,20	5,80
16 / 1,5	10,60	10,05	9,65	9,25	8,95	8,55	8,10	7,75	7,40	7,10
21 / 1,0	11,40	10,75	9,80	9,05	8,50	8,00	7,55	6,85	6,30	5,80
21 / 2,0	12,60	12,05	11,55	11,10	10,75	10,15	9,60	9,15	8,80	8,45
31 / 1,0	14,00	12,85	11,75	10,65	9,35	8,30	7,45	6,80	6,25	5,75
31 / 2,0	15,50	14,80	14,20	13,20	12,35	11,70	11,10	10,60	10,15	9,75
36 / 1,0	15,25	13,85	12,30	10,60	9,30	8,25	7,45	6,75	6,20	5,75
36 / 1,5	16,20	15,45	14,60	13,55	12,70	11,95	11,35	10,85	10,40	10,00
36 / 2,0	16,85	16,15	15,20	14,10	13,20	12,50	11,85	11,35	10,85	10,45
44 / 1,5	18,25	17,45	16,05	14,90	14,00	13,20	12,55	11,90	10,95	10,10
44 / 2,0	19,00	18,20	16,80	15,65	14,70	13,85	13,20	12,60	12,05	11,60

¹⁾ Lengder over ca. 15 m må vurderes spesielt, da andre hensyn enn bæreevne kan være begrensende.

Figur 87: Spennviddetabell publisert av Lett-Tak Systemer AS [50].

Med hensyn på nødvendige spennvidder og karakteristisk snølast på mark for Ålesund kommune har vi valgt å bruke elementtype: 31 / 2,0 [51].

Elementbetegnelser, egenlast og tykkelser for standard elementtyper

Elementtype ¹⁾	Egenlast ²⁾ kN/m ²	Elementtykkelse H ³⁾ mm		
		Høyde på treflens		
		71 mm	96 mm	121 mm
13/0,9	0,37 – 0,40	216	241	266
13/1,5	0,40 – 0,43			
16/0,9	0,38 – 0,41	246	271	296
16/1,5	0,41 – 0,44			
21/0,9	0,40 – 0,43	296	321	346
21/2,0	0,46 – 0,50			
31/0,9	0,44 – 0,47	396	421	446
31/2,0	0,52 – 0,55			
36/0,9	0,46 – 0,49	446	471	496
36/1,5	0,50 – 0,54			
36/2,0	0,55 – 0,58			
44/1,5	0,55 – 0,58	526	551	576
44/2,0	0,59 – 0,63			

Figur 88: Elementbetegnelser for Lett-Tak takelementer [50].

Elementbetegnelser, egenlast og tykkelser for takelementene som vi har brukt i våre beregninger har vi hentet fra figur 88 [51].

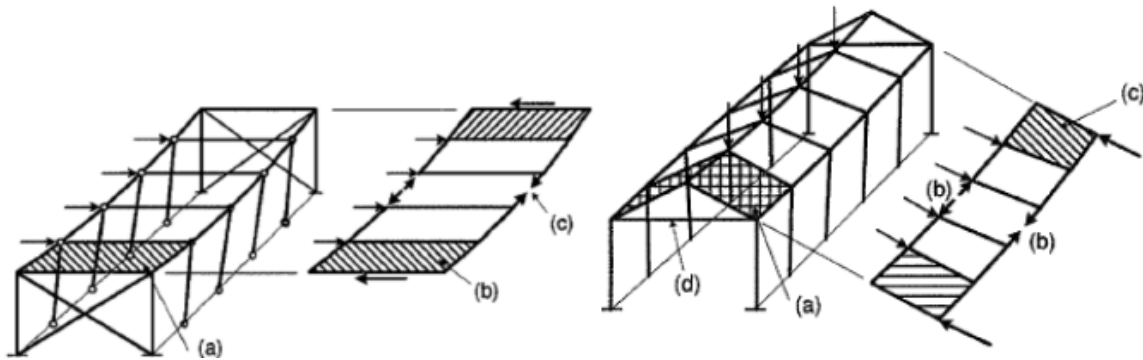
Elementtype: 31 / 2,0

Egenlast: $0,52 - 0,55 \frac{kN}{m^2}$

Elementtykkelse: 71mm

Høyde på treflens: 396mm

Når det brukes Lett-Tak elementer i en takkonstruksjon vil takelementene sammen med et fornuftig prosjektert avstivningssystem kunne fungere som en avstivende skive.



Figur 89: Skivevirkning representativt for Lett-Tak (NS-EN 1993 1-3, figur 10.12 og 10.13).

Takelementenes funksjon vil normalt være overføring av skjærkrefter i skiven, i Lett-Tak er det finerplaten som innehar denne funksjonen. Den underliggende bærekonstruksjonen fungerer som strekk- og trykkflenser i skiven. Randbjelker inkludert opplagerbjelker må derfor være kontinuerlige og være dimensjonert for å ta trykk- og strekkrefter fra skivens moment. Lett-Tak er en relativt skjærmyk skive, og ved forenklete betraktninger dimensjoneres den derfor som fritt opplagt [50].

4.3.5 Avstivning

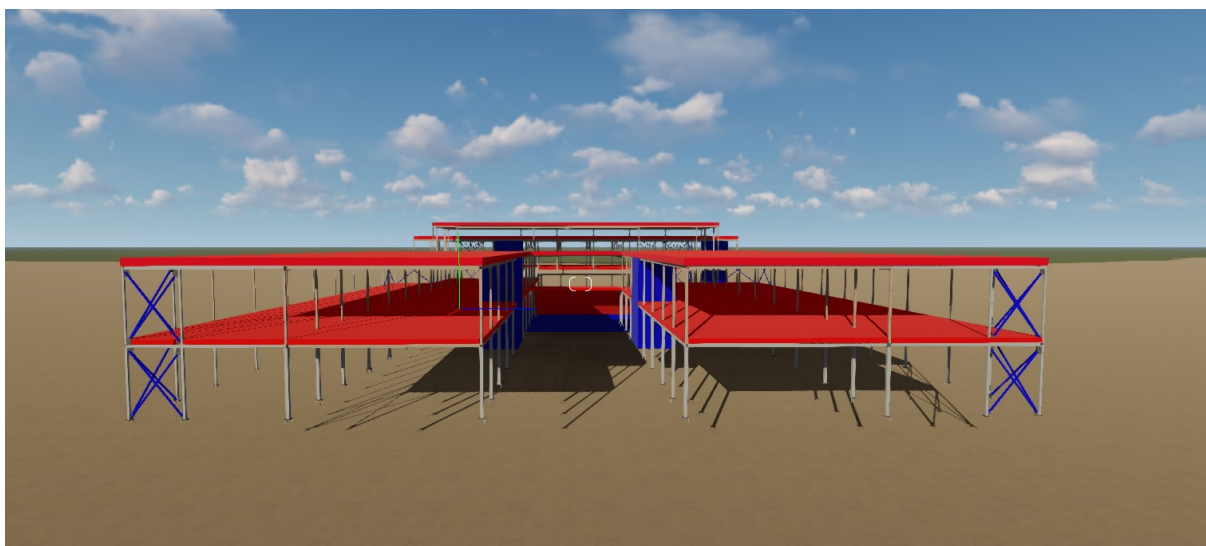
Vi har sett på ulike metoder for avstivning av bygget, og har i løpet av prosessen bestemt et avstivningssystem bestående av skiver i horisontal- og vertikalretning. De horisontale skivene i dekke og tak fungerer på en slik måte at armering blir plassert mellom slisset spor i hulldekket. 50 mm påstøp blir avrettet på hulldekket og på den måten bidrar til å overføre laster til skjærveggene og vindkryss.

For de vertikale skivene, har vi valgt å prosjektere bygget med stedstøpte 200 mm betongvegger i sjaktene for effektiv avstivning av horisontale krefter. I tillegg har vi besluttet plassering av vindkryss i begge retninger som bidrar til å føre kreftene fra dekke og tak ned til fundament.

Vi har i figur 90 og 91 visualisert skivevirkningen i konstruksjonen. De horisontale skivene i dekker og tak er markert rødt. Mens de vertikale skivene, som stedstøpte sjaktvegger og vindkryss er markert blått.



Figur 90: Skiver for horisontalavstivning sett fra sør.



Figur 91: Skiver for horisontalavstivning sett fra øst.

4.3.6 Fundamenter

Beregning av fundament er gjort i beregningsprogrammet Ove Sletten, for resultat av dette, se vedlegg 6.1.

4.3.7 Støttemur

Beregning av støttemur er gjort i beregningsprogrammet Ove Sletten, for resultat av dette, se vedlegg 6.2.

4.3.8 Fagverk

Vi har benyttet FEM-Design som verktøy for dimensjonering av fagverksbjelker i gymsalen. Vi har brukt samme verdi for snølast og påført egenlast som tidligere i oppgaven, men vi har regnet om lastene fra flatelaster til stripelaster. I modellen har vi simulert resultatet gjennom tre ulike lastkombinasjoner, Bruddgrensetilstand B1 og B2, samt bruksgrensetilstand.

Med lastene som vi legger inn i modellen genererer FEM-Design en fagverksbjelke med anbefalte dimensjoner på både over- og undergurt, samt aksialstavene. I over- og undergurt har vi valgt å benytte HEB 160. I rapport (vedlegg 4.2) ser vi at undergurten B.1.1 har en strekkraft på 1180,84 kN og er 74% utnyttet etter tabell 1.7 i vedlegg 4.2. For overgurten B 2.1 har vi en trykkraft på 292,37 kN, som gir en utnyttelse på 42%.

For vertikale aksialstaver (C.1.1 – C.7.1) har vi benyttet hulprofil KKR 60x60x5, der de to mest påkjente stavene er 42% utnyttet (C.4.1 og C.6.1). For de skrå aksialstavene (B.3.1 – B.10.1) har vi benyttet hulprofiler KKR, med varierende dimensjon fra 80x80x5 til 120x120x6. De mest påkjente skrå aksialstavene har en utnyttelse på 88% (B.4.1 og B.9.1), mens de minste har en utnyttelse på 51% (B.6.1 og B.7.1). Videre finner vi maksimal nedbøyning på midten av fagverksbjelken på 59 mm i bruddgrensetilstand, dette er innenfor kravet $L/300$, som gir en tiltatt nedbøyning på 86 mm.

Eurocode (NA: Norwegian)

Over- og undergurt
samt skrå aksialstaver:

B.2.1

B.3.1

B.4.1

B.5.1

B.6.1

B.7.1

B.8.1

B.9.1

B.10.1

Vertikale aksialstaver:

C.1.1

C.2.1

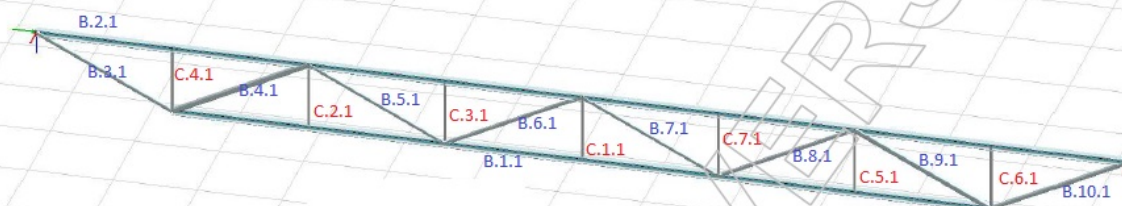
C.3.1

C.4.1

C.5.1

C.6.1

C.7.1



Figur 92: Ferdig generert fagverksbjelke i FEM-Design.

4.4 Dimensjonering for jordskjelv

Som grunnlag i beregningen av jordskjelv har vi benyttet Eurokode 8, «Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påkjenning» og beregningseksempel for jordskjelv, gitt i faget prosjektering konstruksjon. Det ble valgt å gjøre dimensjonering for jordskjelv både i FEM-Design og gjennom manuell beregning (se vedlegg 7.3). Disse resultatene viser, som forventet, en del avvik mellom de to beregningsmetodene. Dette fordi vi i håndberegningen har valgt å gjøre en forenkling av byggets geometri både i plan og oppriss for å kunne benytte oss av tverrkraftsmetoden i beregningen av seismisk påkjenning.

Totalt jordskjelvsmoment i x-retning har vi beregnet til å bli:

$$\sum M_x = M_{1x} + M_{2x} = 1894,05 \text{ kNm}$$

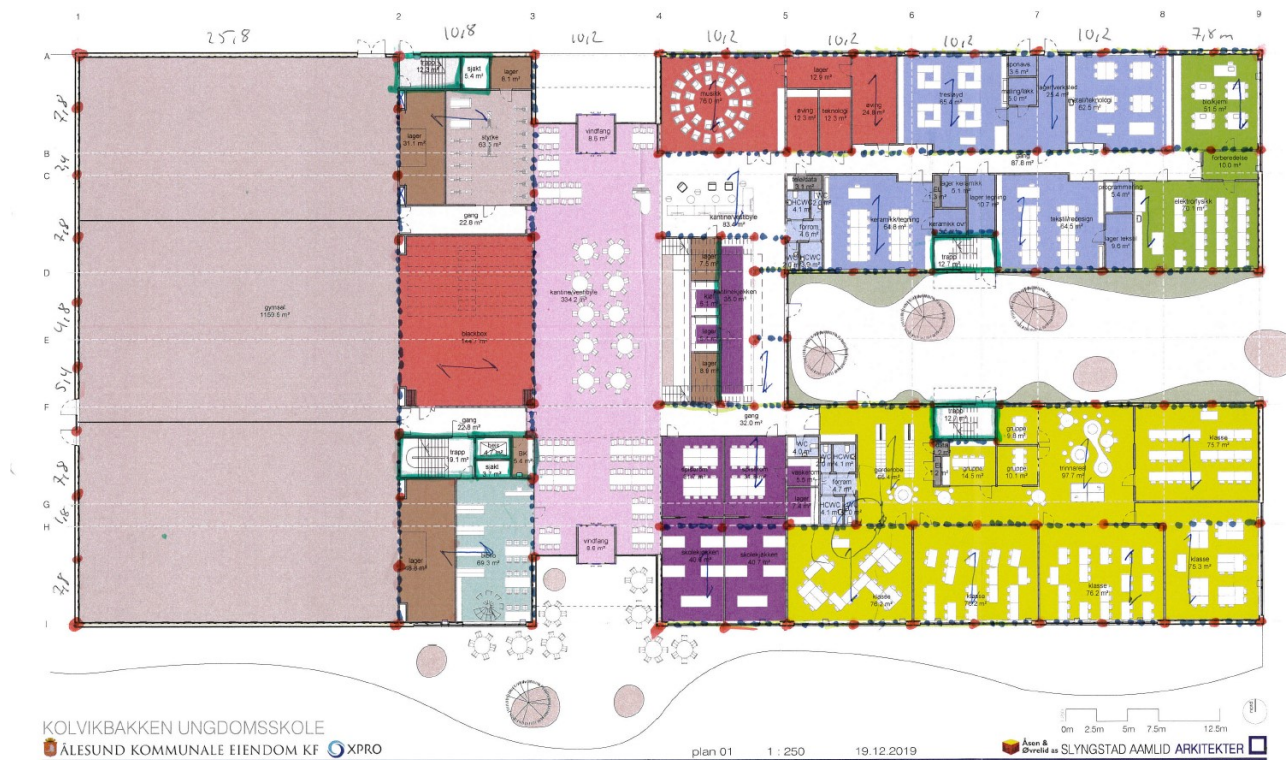
Totalt jordskjelvsmoment i y-retning har vi beregnet til å bli:

$$\sum M_y = M_{1y} + M_{2y} = 4465,85 \text{ kNm}$$

4.5 Tegninger

4.5.1 Arkitekttegninger fra Slyngstad Aamlid

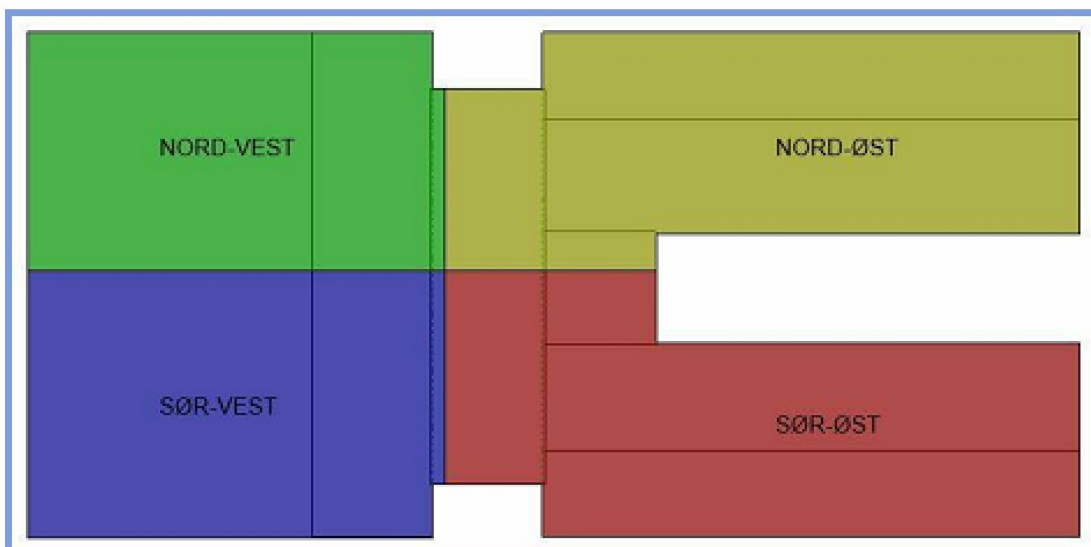
Grunnlaget for prosjekteringen av Kolvikbakken Ungdomsskole er arkitekttegningene fra Slyngstad Aamlid datert 19.12.2019, se vedlegg 1. Tegninger fra arkitekten som lå til grunn da vi startet med arbeidet i Januar fikk vi utdelt fra veileder Nilsen, det første vi startet med var å skissere søyleplassering og spennretning på hulldekker for å legge en plan for videre arbeid. Dette er vist i figur 93. Siden denne gang er bygget revidert flere ganger, men for vår del ble det i samarbeid med veileder besluttet å ikke bli med i nye revisjoner videre i planleggingsfasen.



Figur 93: Skisse av søyleplassering og spennretning hulledekke.

4.5.2 Egenproduserte tegninger

I vedlegg 2 har vi lagt alle egenproduserte tegninger. Vi har, av praktiske formål, bestemt oss for å dele inn bygget i fire deler. Vi har delt bygget inn i delene nord-vest, nord-øst, sør-øst og sør-vest.



Figur 94: Inndeling av bygget.

4.5.2.1 Avvik fra arkitekttegninger

Tidlig i prosjekteringsfasen bestemte vi at ventilasjonsaggregatene på taket av øst-delen av bygget ikke blir tatt hensyn til videre i prosjekteringen. Vi har heller ikke tatt hensyn til vindusplassering, og estetikk, med tanke på plassering av søyle- og vindkryss. I betongveggene har vi ikke tatt høyde for utsparinger.

5 DRØFTING

5.1 Statisk system

Plassering av søyler og spennretning på hulldekker ble planlagt ut ifra arkitekttegninger fra Slyngstad Aamlid Arkitekter AS. Vi plasserte søylene med hensyn til at de skulle være skjult og for å unngå at de står midt i åpne arealer. Søylene ble plassert med en avstand som gjorde at vi fikk fornuftige spennvidder på hulldekkene. Vi har ikke tatt hensyn til plassering av vinduer og estetikk, noe som nødvendigvis må gjøres i en fullstendig prosjektering av bygget.

Vi valgte å ta utgangspunkt i plasstøpte sjakter og vegger når vi skulle planlegge avstivningen av bygget. I tillegg har vi plassert vindkryss hvor vi i FEM-modellen har lokalisert spesielt utsatte punkt. Det kan diskuteres hvorvidt det er nødvendig med vindkryss i begge retninger når man ser på bygget som et sammensatt system, men etter møte med veileder Kristian Normann har vi valgt å plassere vindkryss i begge retninger.

5.2 Dimensjonering

Når vi dimensjonerte de ulike bygningsdelene i FEM-Design valgte vi å dele de inn i ulike grupper. Her ble største påkjente punkt for gruppen dimensjonerende, og lik dimensjon ble brukt for de respektive bygningsdelene. De mest påkjente punktene i konstruksjonen har vi valgt å kontrollere ved å regne manuelt for hånd, for å kvalitetssikre at resultatene vi har fått fra FEM-modellen er reliable.

Vi ser at resultatene skiller seg noe fra rapportene vi får i FEM-Design, særlig på bjelke B.173.1 over blackbox åpningen. Det skyldes at de stive hulldekkene i etasjeskilleren tar opp en del av momentet. Resultatene viser dermed at vi får mindre belastning på bjelken over blackbox, sammenlignet med kontrollen vi har gjort for hånd. Ut ifra våre vurderinger er grunnen til avvikene at FEM-Design tar hensyn til flere parametere i sine beregninger, da de ser på hele konstruksjonen, mens ved håndberegninger ser man kun på hver enkelt bygningsdel isolert. Andre faktorer, som for eksempel vindlast er heller ikke tatt med i håndberegningene.

For enkelhets skyld har vi valgt å bruke HD 265 på alle hulldekkene, selv om det enkelte steder ikke er nødvendig med tykkere enn HD 200. Dette ville man muligens regnet mer nøyaktig på i en reell detaljprosjektering.

5.3 Jordskjelv

Beregninger for jordskjelv har vi utført i både FEM-Design og ved håndberegning. Vi har valgt å utføre tverrkraftsmetoden for å sette oss dypere inn i hvordan et bygg blir påvirket av jordskjelv, og for å bedre kunne vurdere resultatene vi har fått fra FEM-modellen. Resultatene vi fikk fra de to ulike metodene viser vesentlig store avvik. I vårt tilfelle viste det seg vanskelig å sammenligne resultater fra et komplisert system i FEM-Design og de forenklete metodene ved håndberegning.

5.4 Tegninger

Gjennom arbeidet med 3D- modellering av bygget og utarbeidelse av arbeidstegninger har det gjennom oppgaven vært mye usikkerhet knyttet til resultatet av dette. I beregningsprogrammet FEM-Design var forkunnskapene til prosjektgruppen knyttet dette programmet fraværende, siden oppgavens resultater i stor grad baseres på beregningene fra FEM-Design var vi derfor avhengig av å få raskt kontroll på dette programmet. Vi kom heldigvis godt i gang med arbeidet i FEM-Design og la dermed et godt grunnlag for videre arbeid.

På den andre siden, har vi gjennom studiet arbeidet mye med modelleringsprogrammet Revit. Vi var derfor klar på hvilke resultater som var ønskelig å levere i dette arbeidet. Usikkerheten ble etter hvert knyttet til tid og omfang da vi mot slutten av oppgaven fikk utfordringer som følge av coronaviruset. Vi har derfor utarbeidet arbeidstegninger som på mange måter tilfredsstillende de krav og forventninger som ønskes, men vi er klar over at detaljgraden på tegningene kunne vært arbeidet mer med.

5.5 Kritikk til oppgaven

Deler av oppgaven er basert på subjektive antakelser og forutsetninger som kan være gjenstand for kritikk. Oppgaven er basert på ulike teoretiske rammeverk som ikke nødvendigvis representerer virkeligheten tilstrekkelig. Det vil nedenfor trekkes frem potensielle svakheter ved oppgaven:

FEM-Design

Ingen av gruppens medlemmer har tidligere erfaring med bruk av beregningsprogrammet FEM-Design, og vi har derfor lite grunnlag til å vurdere den tekniske kvaliteten til modellen vi har laget. Vi har lært programmet gjennom prøving og feiling, i tillegg til noe veiledning fra ansatte hos Norconsult AS. Det foreligger derfor en usikkerhet om modellen inneholder feil eller mangler.

Jordskjelv

Vi har vesentlig store avvik på de to metodene vi har brukt for å beregne seismiske påvirkninger fra jordskjelv. Det er nødvendig å vurdere hvorvidt resultatene til disse to metodene kan sammenlignes når et bygg skal dimensjoneres for jordskjelv.

Detaljgrad

På grunn av oppgavens omfang har denne oppgaven enkelte forenklinger og mangler i forhold til en virkelig prosjektering av et sammenlignbart prosjekt. Vi har ikke valgt å fokusere på å dimensjonere bygningselementer med hensyn på krav til brann og lyd, men vi har brukt kjente og preaksepterte løsninger. Det samme gjelder for det plass-støpte dekket i 1.etasje.

Når det kommer til knutepunkter og tekniske detaljer har vi ikke prioritert å dimensjonere og illustrere alle løsningene, men vi har kommet med forslag til løsning i form av preaksepterte løsninger på utvalgte detaljer.

6 KONKLUSJON

Vi har definert tre problemstillinger som omhandler prosjektering og dimensjonering av et skolebygg med utgangspunkt i arkitekttegninger fra Slyngstad Aamlid Arkitekter AS.

Gjennom arbeidet med oppgaven har vi kommet fram til metoder og løsninger, som vi mener løser problemstillingene på en god måte.

Det statiske systemet er en kombinasjon av et ramme- og skive system. Søylene er plassert med en avstand som sikrer en fornuftig spennvidde på dekkene. Hulldekker og Lett-Tak fungerer som horisontale skiver, mens heis- og trappesjakter fungerer som skiver i vertikal retning. Et slikt system tillater at knutepunktene ikke trenger å ta moment. De horisontale kreftene blir tatt opp i heis- og trappesjakter og diagonalavstivere. Vi mener at systemet som er planlagt har tilfredsstillende stivhet, stabil likevekt og kan motstå de påførte krefter. Alle de valgte bygningsmessige metoder og løsninger tilfredsstiller krav etter dagens gjeldende standarder.

Vi har dimensjonert bygget i FEM-Design slik at alle bygningselementer er innenfor krav til utnyttelse, nedbøyning, skjærkapasitet og knekking. Vi har ingen tidligere erfaring med bruk av programmet og har derfor valgt å kontrollere de mest påkjente punkt i konstruksjonen med manuelle beregninger for hånd.

I tillegg har vi utført en jordskjelvsanalyse for å se hvilke seismiske påvirkninger bygget vil få ved et jordskjelv. Resultatene vi har fått viser at bygget ikke blir påvirket i stor grad. Bygget har liten vekt i toppen og en stiv kjeller i bunn som er fundamentert på gode grunnforhold. Vi konkluderer med at et jordskjelv ikke vil påvirke bygget i nevneverdig grad.

Resultatet som vi har presentert gjennom 3D- modellene og arbeidstegningene viser prosjekteringen på en god og fremtidsrettet måte. Gjennom ingeniørstudiet har vi erfart at utstrakt bruk av BIM gjennom hele byggets livsløp blir mer og mer aktuelt for fremtiden, godt gjennomarbeidede modeller bidrar til mindre feil i både prosjekterings- og byggefasen.

Vi er godt fornøyde med resultatet av oppgaven og føler vi har fått et lærerikt utbytte. Vi har fått et større innblikk i hvordan et bygg prosjekteres og dimensjoneres, og har fått større kunnskap om en av de mest brukte byggemåtene, et konvensjonelt bygg i stål og betong.

7 REFERANSER

- [1] Lovdata, «www.lovdata.no,» 27 Juni 2008. [Internett]. Available: <https://lovdata.no/dokument/NL/lov/2008-06-27-71>. [Funnet 03 Februar 2020].
- [2] T. F. M. R. Fred Solvik, «Store norske leksikon,» 14 Desember 2017. [Internett]. Available: https://snl.no/plan-_og_bygningsloven. [Funnet 03 Februar 2020].
- [3] P. K. Larsen, Konstruksjonsteknikk -Laster og bæresystemer, Trondheim: Tapir Akademiske Forlag, 2008.
- [4] E. Junker, «Store norske leksikon,» 26 Desember 2018. [Internett]. Available: [https://snl.no/Byggteknisk_forskrift_\(TEK\)](https://snl.no/Byggteknisk_forskrift_(TEK)). [Funnet 03 Februar 2020].
- [5] K. Hofstad, «Store norske leksikon,» 15 August 2018. [Internett]. Available: https://snl.no/Norsk_Standard. [Funnet 03 Februar 2020].
- [6] Standard Norge, «standard.no,» [Internett]. Available: <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/samlet-oversikt-over-eurokodene/>. [Funnet 4 30 2020].
- [7] SINTEF Byggforsk, «SINTEF Byggforsk,» I.T Juni 2012. [Internett]. Available: https://www.byggforsk.no/dokument/240/byggegrunn_og_terreng#fig341ab. [Funnet 14 April 2020].
- [8] Store norske leksikon, «Store norske leksikon,» 13 Januar 2020. [Internett]. Available: https://snl.no/setning_-_geologi. [Funnet 03 Februar 2020].
- [9] Wikipedia, «wikipedia.no,» [Internett]. Available: https://en.wikipedia.org/wiki/Retaining_wall. [Funnet 19 Mars 2020].
- [10] SINTEF, «byggforsk.no,» [Internett]. Available: https://www.byggforsk.no/dokument/273/store_stoettemurer#i4. [Funnet 19 Februar 2020].
- [11] Betongelementforeningen, Betongelementboken.
- [12] J. Eie, Stålkonstruksjoner, Bekkestua: NKI Forlaget AS, 2010.
- [13] Sintef byggforsk, «byggforsk.no,» 18 Juni 2019. [Internett]. Available: https://www.byggforsk.no/nyheter/2/dimensjonering_av_staalbjelker_og_staalsoeyler/1543?fbclid=IwAR2jybqElyKi8CJKN8itpilS5WoVmVG0RPHNKn6AfxflpBtRS3mQVwGwoJo. [Funnet 11 Mai 2020].
- [14] CCL Norway, «cclnorway.no,» [Internett]. Available: [https://cclnorway.no/uploads/8649_CCL_Slabs_Brochure%20\(LR\).pdf](https://cclnorway.no/uploads/8649_CCL_Slabs_Brochure%20(LR).pdf). [Funnet 15 April 2020].
- [15] SINTEF, «sintefcertification.no,» [Internett]. Available: <https://www.sintefcertification.no/Product/Index/208>. [Funnet 27 April 2020].
- [16] Lonbakken Mek. Verksted A/S, «www.lonbakken.no,» [Internett]. Available: <https://www.lonbakken.no/b/staalkonstruksjoner-og-fagverk>. [Funnet 14 April 2020].
- [17] Byggesaken AS, Konstruksjonsboka, 2013.
- [18] T. Rørvik, Kompendium i lastberegning, Ålesund, 2010.
- [19] Standard Norge EC1, «www.standard.no,» I.T I.T I.T. [Internett]. Available: <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/eurokode-1-laster-pa-konstruksjoner/>. [Funnet 30 Januar 2020].

- [20] SINTEF, «www.byggforsk.no,» [Internett]. Available: https://www.byggforsk.no/dokument/3118/vindlaster_paa_bygninger#tab6. [Funnet 11 Februar 2020].
- [21] Standard Norge, «www.standard.no,» 01 Juni 2015. [Internett]. Available: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProduktID=755701>. [Funnet 30 Januar 2020].
- [22] Sintef byggforsk, «www.sintef.no,» I.T I.T I.T. [Internett]. Available: <https://www.sintef.no/jern-og-stal/>. [Funnet 30 Januar 2020].
- [23] Norsk stålforbund, «stalforbund.no,» [Internett]. Available: <https://www.stalforbund.no/om-stal/stalsorter>. [Funnet 08 April 2020].
- [24] Standard Norge, EC2, «www.standard.no,» 01 Oktober 2018. [Internett]. Available: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProduktID=997269>. [Funnet 31 Januar 2020].
- [25] Store norske leksikon, «Store norske leksikon,» 16 Juli 2019. [Internett]. Available: <https://snl.no/betong>. [Funnet 31 Januar 2020].
- [26] Store Norske Leksikon Kryp og Svinn, «www.snl.no,» 16 juli 2019. [Internett]. Available: https://snl.no/kryp_-_konstruksjonsteknikk. [Funnet 10 Februar 2020].
- [27] S. I. Sørensen, Betongkonstruksjoner - Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2, Bergen: Fagbokforlaget, 2013.
- [28] R. Hugsted, «Store norske leksikon,» 16 Juli 2019. [Internett]. Available: <https://snl.no/forskaling>. [Funnet 27 April 2020].
- [29] SINTEF, «byggforsk.no,» [Internett]. Available: https://www.byggforsk.no/dokument/333/industrigolv_av_betong_paa_grunnen#i58. [Funnet 27 April 2020].
- [30] Sintef byggforsk, «byggforsk.no,» I.T I.T I.T. [Internett]. Available: <https://www.byggforsk.no/file/index/345?fbclid=IwAR2ubF3QSI4P6c8G0QWFMxGhq-ZRHESH5IYZIfbvzd7S9nQdaw-zQnKwe7g>. [Funnet 11 Mai 2020].
- [31] J. V. Thue, «snl.no,» Store norske leksikon, [Internett]. Available: https://snl.no/armert_betong. [Funnet 1 April 2020].
- [32] J. V. Thue, «Stor Norske Leksikon armeringstål,» 29 Juli 2019. [Internett]. Available: <https://snl.no/armeringsstal>. [Funnet 11 Februar 2020].
- [33] J. V. Thue, «Store Norske Leksikon kamstål,» 16 Juli 2019. [Internett]. Available: <https://snl.no/kamstal>. [Funnet 11 Februar 2020].
- [34] Celsa Steelservice, «www.celsa-steelservice.no,» I.T Mai 2000. [Internett]. Available: <https://celsa-steelservice.no/wp-content/uploads/2012/06/kamstaal.pdf>. [Funnet 11 Februar 2020].
- [35] Nordiske Fagmedier, «buildingsupply.no,» [Internett]. Available: https://www.buildingsupply.no/article/view/581757/betong_selger_som_aldri_for. [Funnet 15 April 2020].
- [36] Byggforsk, «Byggforsk,» [Internett]. Available: https://www.byggforsk.no/dokument/346/dekker_av_betong_og_lettbetongelementer#i17. [Funnet 27 April 2020].
- [37] Betongelementforeningen og Norsk Stålforbund, «Veileder Hulldekke,» I.T Januar 2008. [Internett]. Available: https://www.betongelement.no/siteassets/dokumenter/bef.veileder.hulldekker_13.pdf. [Funnet 14 April 2020].

- [38] NORSAR, «jordskjelv.no,» [Internett]. Available: <https://www.jordskjelv.no/om-jordskjelv/hva-er-et-jordskjelv/>. [Funnet 03 Februar 2020].
- [39] Standard Norge TT, «www.standard.no,» I.T I.T I.T. [Internett]. Available: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/?ProdCat=11340008>. [Funnet 10 Februar 2020].
- [40] Standard Norge BT, «www.standard.no,» I.T I.T I.T. [Internett]. Available: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/?ProdCat=11340150>. [Funnet 10 Februar 2020].
- [41] N. Olsson, Praktisk rapportskrivning, Bergen: Fagbokforlaget, 2019.
- [42] Norconsult, «www.norconsult.no,» I.T I.T I.T. [Internett]. Available: <https://www.nois.no/produkter/bim/fem-design/>. [Funnet 30 Januar 2020].
- [43] Focus konstruksjon, «www.focus.no,» I.T I.T I.T. [Internett]. Available: <https://www.focus.no/revit/>. [Funnet 30 Januar 2020].
- [44] Fokus konstruksjon, «www.focus.no,» I.T I.T I.T. [Internett]. Available: <https://www.focus.no/autocad/>. [Funnet 30 Januar 2020].
- [45] Runet, «www.runet.no,» I.T I.T I.T. [Internett]. Available: <http://www.runet.no/EUROCODEexpress.htm>. [Funnet 30 Januar 2020].
- [46] Ove Sletten, «www.ove-sletten.no,» I.T I.T I.T. [Internett]. Available: <http://www.ove-sletten.no/firma.htm>. [Funnet 30 januar 2020].
- [47] NORCEM AS, «norcem.no,» [Internett]. Available: <https://www.norcem.no/no/node/17545>. [Funnet 15 April 2020].
- [48] Norcem, «Norcem,» [Internett]. Available: https://www.norcem.no/no/system/files_force/assets/document/flytende_betonggulv_-_trykk_lowres.pdf?download=1. [Funnet 27 April 2020].
- [49] Spenncon, «www.spenncon.no,» 24 November 2011. [Internett]. Available: <http://wpp.cobuilder.com/DocumentHandler?params=24D1BE5C627FA1A23C38A15BA68C09F87FA60D1633D64CD1B0BE6CE83A0D6AC4>. [Funnet 20 Februar 2020].
- [50] Lett-Tak, «lett-tak.no,» [Internett]. Available: <https://lett-tak.no/taksystemet/prosjektering/>. [Funnet 27 April 2020].
- [51] Lett-Tak, «lett-tak.no,» [Internett]. Available: <https://lett-tak.no/takelement/teknisk-beskrivelse/>. [Funnet 27 April 200].

VEDLEGG

VEDLEGG 1	ARKITEKTTEGNINGER.....	91
VEDLEGG 2	ARBEIDSTEGNIGNER.....	96
VEDLEGG 2.1	TEGNIGNER.....	96
VEDLEGG 2.2	BØYELISTER.....	126
VEDLEGG 3	DIMENSJONERINGSGRUNNLAG.....	144
VEDLEGG 4	FEM-DESIGN RAPPORTER.....	152
VEDLEGG 4.1	FEM-DESIGN HOVEDRAPPORT.....	152
VEDLEGG 4.2	FEM-DESIGN DIMENSJONERING AV FAGVERK.....	278
VEDLEGG 5	INNDELING AV SØYLE-OG BJELKEGRUPPER.....	300
VEDLEGG 6	OVE SLETTEN BEREGNINGER.....	304
VEDLEGG 6.1	FUNDAMENTER.....	304
VEDLEGG 6.2	VEGG MED BANKETT.....	312
VEDLEGG 6.3	VINDLAST.....	315
VEDLEGG 6.4	SNØLAST.....	320
VEDLEGG 7	KONTROLLBEREGNINGER.....	323
VEDLEGG 7.1	BJELKER.....	323
VEDLEGG 7.2	SØYLER.....	346
VEDLEGG 7.3	JORDSKJELV.....	376
VEDLEGG 8	FORPROSJEKTRAPPORT.....	391
VEDLEGG 9	MØTEREFERATER.....	410
VEDLEGG 10	FRAMDRIFTSRAPPORTER.....	416
VEDLEGG 11	LOGG.....	429

