



Høgskulen
på Vestlandet

BACHELOROPPGAVE

Dimensjonering av leilighetskomplekset Mowinckel

Structural analysis of Mowinckel apartment

Sondre Kismul

Olve Nes Kløvning

Kjetil Hindenes Andås

Byggingeniør Bachelor, Institutt for byggfag

Veileder: Ørjan Fyllingen

21.05.2021

Vi bekrefter at arbeidet er selvstendig utarbeidet, og at referanser/kildehenvisninger til alle kilder som er brukt i arbeidet er oppgitt, *jf.*

Forskrift om studium og eksamen ved Høgskulen på Vestlandet, § 12-1

Forord

Denne oppgaven er vårt avsluttende arbeid for bachelorstudiet ved Institutt for byggfag på Høgskulen på Vestlandet. Oppgaven utgjør 20 studiepoeng, og ble skrevet våren 2021.

Prosjektet er utført i samarbeid med Consto Bergen AS, som vi kontaktet i begynnelsen av året. Der fikk vi tildelt bygget, med mulighet for å velge problemstilling selv. Mowinckel virket som et spennende og utfordrende prosjekt. Beliggenheten og utformingen gjorde at vi hadde mange aspekter å drøfte. I samråd med veiledere ble det også foreslått å gjøre en seismisk analyse. Siden dette også er etterspurt kompetanse i jobbmarkedet, ønsket vi å ha dette som et av hovedtemaene.

For å gjennomføre jordskjelvdimensjonering, ble det besluttet å bruke FEM-Design. Ingen hadde erfaring med programmet fra før, og det ble satt av tid til å lære seg det. Siden seismisk analyse ikke er en del av lærerplanen, var dette også nytt for gruppen. Ved hjelp av relevant litteratur og NS-EN 1998-1; Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning, klarte vi å gjennomføre de nødvendige beregningene.

En sentral del av oppgaven var dimensjonering og utforming av bæresystemet. Utgangspunktet for dette var IFC-modell og plantegninger, utarbeidet av TAG Arkitekter. Her var allerede mye av bæreelementene valgt, og vi fortsatte prosjekteringen av en alternativ løsning.

Vi vil rette en takk til Consto Bergen AS for samarbeidet, Trond Einar Martinsen for faglig hjelp, og veilederen vår Ørjan Fyllingen.

Bergen, mai 2021

Kjetil Hindenes Andås

Olve Nes Kløvning

Sondre Kismul

Sammendrag

Denne oppgaven tar for seg seismisk analyse og dimensjonering av leilighetskomplekset Mowinckel. Bygget er lokalisert nært Bergen sentrum og vil bestå av 10 etasjer, i tillegg til garasjeanlegg under bygget.

Rapporten vil gjennomgå relevante temaer for prosjektering som beregningsforutsetninger, lastgrunnlag og vurdering av krefter. Beregninger er gjort på bakgrunn av gjeldende forskrifter, lovverk og standarder.

For at beregningene ikke skulle bli for omfattende, ble oppgaven avgrenset ved å forenkle deler av bygget. Det var ønskelig å gjøre forutsetningene tilsvarende det realistiske tilfellet, for at beregningene ville være pålitelige. Til slutt kunne påkjenningen fra jordskjelvkreftene, sammenlignes med resultatene fra Consto.

Gjennom vurdering av konstruksjonens bæresystem og utelatelseskriteriene, ble det valgt å utføre en modal responsspektrum analyse. Dette krevde en romlig modell av bygget, og det ble besluttet å bruke FEM-Design. Etter analysen ble det siste utelatelseskriteriet kontrollert ved å sammenligne jordskjelv med vind kombinert med skjevstilling. Ingen av utelatelseskriteriene ble oppfylt og dermed ble jordskjelv dimensjonerende.

Ut ifra arkitekttegningene ble det utformet et alternativ til bæresystem. Plasseringen av bærevegger var bestemt i forprosjektet, noe som ga et utgangspunkt for søyler og bjelker. Kraftene for de mest påkjente konstruksjonselementene ble funnet i FEM-Design. Videre ble det dimensjonert i beregningsprogrammene ISY-Design og BTSnitt. Deretter ble alle beregninger kontrollert for hånd i Mathcad.

Abstract

This bachelor thesis concerns seismic analysis and dimensioning of the apartment complex, Mowinckel. The building is in a 5-minute walking distance from Bergen city centre and will consist of 10 floors, in addition to a garage facility in the basement.

The thesis reviews relevant subjects for engineering, such as prerequisites for calculation, load basis and assessment of forces. Calculations is based on current regulations, legislation and widely used standards.

For the calculations not to be too comprehensive, the thesis is limited by simplifying parts of the building. It was desirable to make the prerequisites close to the realistic cases of the building, so that the calculations would be reliable to work with. In the end the forces from earthquakes were compared with equivalent results from Consto.

Through reviews of our version of the constructions support system, and the criteria for excluding seismic analysis, it was decided to utilize the modal response-spectrum analysis. This required a spatial model of the building, which made FEM-Design a favourable software to use. After the analysis, the last criteria were examined by comparing the loads from earthquakes, and wind combined with skew loads. It was concluded that none of the criteria was fulfilled, thus earthquakes became a dimensioning load.

Based on the architectural drawings of the building, an alternative support system was made. The placements of load bearing walls were decided in the preliminary project, which made a good starting point for deciding column and beam placements. The most stressed construction parts were found in FEM-Design and was dimensioned using both ISY-Design and BTSnitt. Thereafter, some of the calculations were controlled with personal calculations in Mathcad.

Innholdsfortegnelse

Forord	ii
Sammendrag	iii
Abstract	iv
Innholdsfortegnelse	v
Figurliste	x
Tabelliste	xii
Terminologi	xiii
Symboler	xiv
1 Innledning	1
1.1 Oppgavebeskrivelse	1
1.2 Problemstilling.....	2
1.3 Avgrensning av oppgaven	2
1.4 Metode	4
1.5 Grunnlag.....	4
1.5.1 Lovverk	4
1.5.2 Standarder	4
1.5.3 Eurokoder	5
1.5.4 Plan- og bygningsloven.....	5
1.5.5 TEK17 - Forskrift om tekniske krav til byggverk	5
1.6 Programvarer	5
1.6.1 FEM-Design.....	6
1.6.2 Finite element method.....	6
1.6.3 MathCAD	6
1.6.4 OS-prog.....	6
1.6.5 Revit.....	7
1.6.6 ISY-Design	7
1.6.7 Solibri.....	7

2	Beregningsforutsetninger	8
2.1	Grunnforhold.....	8
2.2	Fundament	10
2.3	Dimensjonerende levetid	11
2.4	Konsekvensklasse	11
2.5	Pålitelighetsklasse	12
2.6	Kontrollklasse prosjektering og utførelse	13
2.7	Brann	14
2.7.1	Risikoklasser	14
2.7.2	Brannklasser	15
2.8	Nedbøyingskrav.....	16
2.8.1	Bæreevne og stabilitet	17
3	Lastgrunnlag.....	19
3.1	Egenlast	19
3.2	Nyttelast	21
3.3	Vindlast.....	22
3.3.1	Formfaktorer	23
3.4	Snølast	24
3.5	Ulykkeslast.....	25
3.5.1	Støt fra kjøretøy	25
3.5.2	Tilfelle med seismisk påvirkning.....	27
3.6	Last fra Etasje 8-10	28
3.7	Bruddgrensetilstand	30
3.8	Brukgrensetilstand.....	31
4	Bæresystem.....	32

4.1	Forutsetninger.....	32
4.2	Modellering i FEM-Design	33
4.3	Opplegg	33
4.4	Elementnett.....	34
4.5	Laster	34
4.6	Kontroll.....	35
4.7	Avstivning av konstruksjonen	37
4.7.1	Horisontale skiver.....	37
4.7.2	Vertikale skiver	38
5	Jordskjelv	39
5.1	Grunnleggende.....	39
5.2	Ytelseskrav.....	40
5.2.1	Geotekniske aspekter.....	40
5.2.2	Seismisk sone	41
5.3	Seismisk klasse og faktor.....	42
5.4	Enkelhet i konstruksjon	43
5.4.1	Regularitet i plan	44
5.4.2	Regularitet i oppriss	45
5.5	Utlatelseskriterier.....	45
5.5.1	Svært lav seismisitet – Kriterium 1.....	46
5.5.2	Konstruksjonstype – Kriterium 2 og 3	46
5.5.3	Dimensjonerende spektrum – Kriterium 4, og sammenligning av krefter - Kriterium 5	46
5.6	Hovedparametere	47
5.6.1	Konstruksjonsfaktor, q	47
5.6.2	Byggets egenperiode T	48
5.6.3	Knekkpunktene TB, TC og TD og forsterkningsfaktor S	48

5.6.4	Dimensjonerende responspekter, $S_D(T)$	49
5.7	Lineær elastisk analyse.....	50
5.7.1	Ikke-lineære analyser	52
5.8	Seismisk analyse i FEM-Design.....	52
5.8.1	Egenfrekvenser.....	52
5.9	Modal responspektrumanalyse.....	55
5.9.1	Krav til svingeformer og total masse.....	55
6	Resultater for seismisk analyse	58
6.1	Muligheter for å oppfylle det femte utelatelseskriteriet.....	60
6.2	Sammenligning av seismiske krefter med ulikt opplager	61
6.3	Ekvivalente statiske krefter fra modal responspektrum analyse	61
6.4	Sammenligning av seismiske krefter etasjevis.....	63
6.5	Resultater fra Consto	66
7	Beregninger og dimensjonering	68
7.1	Betong	68
7.1.1	Plasstøpt betong.....	68
7.1.2	Akustikk	69
7.1.3	Krav og betongkvalitet	70
7.2	Dimensjonering.....	71
7.2.1	Dekker	71
7.2.2	Søyler.....	73
7.2.3	Bjelker.....	75
7.2.4	Søylefundament	77
7.2.5	Takterrasse	78
7.2.6	Avstivende vegger	79
7.2.7	Heissjakt	80
8	Konklusjon	82

9	Videre arbeid.....	83
10	Referanser	84
11	Vedlegg	1

Figurliste

Figur 1: Illustrasjon av Mowinckel [Tag arkitekter].....	1
Figur 2: Skisse sett fra siden med overbygg [Tag arkitekter]	3
Figur 3: Forenklet statisk system med last fra overbygg [Tag arkitekter (redigert)]	3
Figur 4: Kart over løsmasser i kalfaret, Bergen. Hentet fra [ngu.no].....	8
Figur 5: Rød linje viser eksisterende terreng før sprenging [Tag arkitekter]	9
Figur 6: Formfaktor for overside tak med vindretning 0°. [OS lastberegning]	23
Figur 7: Formfaktor for yttervegg med vindretning 0°. [OS lastberegning]	23
Figur 8: Avstand fra skulderkant vei til konstruksjon.....	27
Figur 9: Forenkling av etasje 8-10 som last på toppen av etasje 7.	30
Figur 10: Oppsett for lastkombinasjoner i bruddgrense fra Fem-design.....	31
Figur 11: Plassering for betongsøyle markert i rødt	33
Figur 12: Antall lastkombinasjoner	35
Figur 13: Oversikt lastgrupper.....	35
Figur 14: Likevekt for nyttelast $f_z=6549,6$ kN.....	36
Figur 15: Maks nedbøyning for bygget i SLS	36
Figur 16: Avstivningssystem for plan 4	37
Figur 17: Avstivningssystem for plan 5	37
Figur 18: Ulike former for oppriss [Hofsøy, 1991, s.7]	38
Figur 19: Seismiske soner i det sørlige Norge [NA.3 (901)].....	42
Figur 20: Rekonstruert illustrasjon fra betongelementboken bind h figur h 3.1.....	44
Figur 21: Beregnet massesenter i Fem-design	45
Figur 22: Horisontale elastiske responspektre som brukes i Norge [EC8-1 NA.3(903)].....	49
Figur 23: Uttrykkene for det dimensjonerende spektret [3.2.2.5(4)p].....	50
Figur 24: Svingemoder med fler-frihetsgradsystemer (Løset, et al., 2010, s.65)	51
Figur 25: Ekvivalente en-frihetsgradsystemer (Løset, et al., 2010, s.65).....	51
Figur 26: Inndata for beregning av egenfrekvens i Fem-design.....	53
Figur 27: Verdier for massen i hver node.....	53
Figur 28: Svingeformer for konstruksjonen	54
Figur 29: Første svingeform presentert grafisk.....	54
Figur 30: Parametere for responspektrum i Fem-design	55
Figur 31: Oppsett for seismiske laster ved modal analyse.....	56
Figur 32: Lastkombinasjoner inkludert seismisk last	57
Figur 33: Fremstilling av ekvivalent statisk last med V [kN] og M [kNm]	58
Figur 34: Seismiske reaksjonskrefter i kN/m på avstivende sjakter (lokalt aksesystem)	59
Figur 35: Seismiske reaksjonskrefter i kN/m og kNm ved linjeopplegg.....	59

Figur 36: Totale horisontale seismiske krefter med fastholding i topp	62
Figur 37: Totale horisontale seismiske krefter uten fastholding i topp	62
Figur 38: Resulterende reaksjonskrefter [kNm] og aksialkraft [kN] på veggskiver, med linjeopplegg	65
Figur 39: Resulterende reaksjonskrefter [kNm] og aksialkraft [kN] på veggskiver, uten linjeopplegg	65
Figur 40: Resultantkrefter i moment [kNm] og horisontale krefter [kN] ved linjeopplegg i plan 7	66
Figur 41: Forholdet mellom flatevekt og lydreduksjonstall, norsk betongforening	69
Figur 42: Spennviddeforhold $l_y/l_x > 2,0$. Basert på illustrasjon i betongkonstruksjoner i kilden henvist over	72
Figur 43: Oversikt over korteste akse på utvalgte dekker i plan 6.....	72
Figur 44: Betongdekke med innlagt armering.....	73
Figur 45: Opplegg for valgt plate.....	73
Figur 46: Aksialdiagram for søyler i fasade	74
Figur 47: Statisk system for søyle.....	75
Figur 48: Armering søyle. Hentet fra Isy-design.....	75
Figur 49: Bjelkesystem i plan 7. Dimensjonert bjelke er markert med rød pil.	76
Figur 50: Statisk system for 400x800 bjelke.....	76
Figur 51: Tverrsnitt av 400x800 bjelke fra Isy-design	76
Figur 52: Skisse for armering søylefundament. Hentet fra beregningsrapport Btsnitt	77
Figur 53: Eksempel på oppbygning med enkel beplantning og begrenset persontrafikk. Hentet fra byggforskserien.	78
Figur 54: Aksiallast på heissjakt.....	79
Figur 55: Aksiallast for vegg mot fjellsiden	79
Figur 56: Armering for vegg mot fjellside.....	80
Figur 57: Trykkrefter (kN) på avstivende vegger med punktopplegg	81
Figur 58: Trykkrefter på avstivende vegger med linjeopplegg.....	81

Tabelliste

Tabell 1: Veiledende dimensjonerende brukstid [EC0, 2.3 (1)]	11
Tabell 2: Definisjon av konsekvensklasser [EC0, B3.1 (1)]	11
Tabell 3: Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler [EC0, NA.A1.3.1(901.1)].....	12
Tabell 4: Valg av prosjekteringskontrollklasse og krav til kontrollform ved prosjektering [EC0, NA.A1.3.1(903)]	13
Tabell 5: Valg av utførelseskontrollklasse og krav til kontrollform ved utførelse [EC0, NA.A1.3.1(904)]	13
Tabell 6: Ulike virksomheter og tilhørende risikoklasse [Tek 17, § 11-2]	14
Tabell 7: Brannklasse (bkl) for byggverk [Tek 17, § 11-3]	15
Tabell 8: Brannklasser [Tek 17, § 11-3]	16
Tabell 9: Bærende bygningsdelers brannmotstand avhengig av brannklasse [Tek 17, §11-4]	18
Tabell 10: Egenlaster for de ulike konstruksjonsdelene	20
Tabell 11: Verdier for nyttelaster	21
Tabell 12: Parametere for karakteristisk snølast etter EC1-3	25
Tabell 13: Statistiske krefter forårsaket av støt fra kjøretøy, [EC1-7, Tabell NA.4.1]	26
Tabell 14: Lastkombinasjon for ulykkestilstand [EC0, NA.A1.2.2]	28
Tabell 15: Lastene som virker på plan 8	29
Tabell 16: Grunntyper [EC8-1, NA.3.1.2].....	41
Tabell 17: Seismiske klasser for bygninger [EC8, Tabell 4.3]	43
Tabell 18: Verdier for seismisk faktor [EC8, Tabell NA.4(901)]	43
Tabell 19: Konsekvenser av konstruksjonens regularitet [EC8, 4.2.3.1]	44
Tabell 20: NA.3.3 (Tabell) de anbefalte elastiske responsspektrene	48
Tabell 21: Sammenligning av vind og jordskjelvkrefter	61
Tabell 22: Totale resultater for seismiske analyser med ulike opplagerbetingelser	63
Tabell 23: Seismiske krefter etasjevis i konstruksjonen. Fargen blir mørkere når kreftene øker. 64	
Tabell 24: Reaksjonskrefter med og uten fastholding	65
Tabell 25: Jordskjelvkrefter sammenlignet med consto	67
Tabell 26: Fasthetsklasse, bestandighetsklasse og eksponeringsklasse etter EC2-1.....	71

Terminologi

Standarder

EC0	NS-EN 1990	Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
EC1-1	NS-EN 1991-1-1	Laster på konstruksjoner
EC1-3	NS-EN 1991-1-3	Snølaster
EC1-4	NS-EN 1991-1-4	Vindlaster
EC1-7	NS-EN 1991-1-7	Ulykkeslaster
EC2-1	NS-EN 1992-1-1	Prosjektering av betongkonstruksjoner
EC3-1	NS-EN 1993-1-1	Prosjektering av stålkonstruksjoner
EC8-1	NS-EN 1998-1	Prosjektering av konstruksjoner for seismisk Påvirkning
EC7-1	NS-EN 1997-1	Geoteknisk prosjektering

Symboler

Snølast

C_e	Eksponeringsfaktor
C_t	Termisk faktor
h	Høyde på bygg
s_k	Karakteristisk snølast
α	Helning på tak målt fra horisontalplanet
γ	Tyngdetetthet for snø
μ	Formfaktor for snølast

Vindlast

c_0	Terrengformfaktor
$c_{pe,10}$	Utvendig formfaktor
c_r	Ruhetsfaktor
h	Høyde på bygget
I_v	Turbulensintensitet
k_l	Turbulensfaktor
k_p	Toppfaktor
k_r	Terrengruhetsfaktor
K_3	Overgangssonefaktor
q_b	Topp hastighetstrykk
q_p	Basishastighetstrykk (midlere)
$V_{b,0}$	Referansevindhastighet
V_b	Basisvindhastighet
V_m	Stedsvindhastigheten

Z Høyde over terreng

Z_{min} Minste høyde

Z_0 Ruhetslengde

Seismikk

a_g Grunnakselerasjon for type A

a_{g40Hz} Berggrunnens akselerasjon ved $f = 40$ Hz

C_t Koeffisient for byggets avstivningssystem

F_b Horisontalkraft fra jordskjelv ved overkant grunn

f Egenfrekvens

g Tyngdeakselerasjon

H Høyde på bygget fra fundament

h_{eff} Effektiv høyde på vegg

k Antall svingeformer som er inkludert

M_{eff} Effektiv modal masse for svingemode

m Masse

n Antall etasjer over fundament

T Egensvingeperioden

T_B Nedre grenseverdi av området med konstant spektralakselerasjon

T_C Øvre grenseverdi av området med konstant spektralakselerasjon

T_D Verdi som bestemmer

T_k Egenperiode for svingeform k

S Forsterkningsfaktor som er avhengig av grunnforholdene

S_D Dimensjoneringspektrum for elastisk beregning

S_d Dimensjoneringspektrum for elastisk beregning

q	Konstruksjonsfaktor
$V_{s,30}$	Gjennomsnittlig skjærbølgehastighet
β	Frekvensforhold
γ_1	Seismisk faktor

Beregninger

A	Tverrsnittsareal
A_s	Tverrsnittsareal av armering
d	Effektiv tykkelse av tverrsnitt
C	Overdekning betong
c/c	Senteravstand armeringsjern
f_{cd}	Dimensjonerende betongtrykkfasthet
f_{ck}	Karakteristisk trykkfasthet betong
f_{yk}	Trykkfasthet stål
g_k	Påført egenlast
L	Lengde
M_{Ed}	Dimensjonerende bøyemoment
n	Antall armeringsjern
q_k	Karakteristisk nyttelast
t_0	Betongens alder på belastningstidspunkt
V_{Ed}	Dimensjonerende skjærkraft
\emptyset	Diameter for armeringsjern
γ_c	Partialfaktor for betong
θ	Vinkel mellom betongtrykkstaven og bjelkeaksen
φ	Kryptall

1 Innledning

1.1 Oppgavebeskrivelse

Denne oppgaven handler om boligprosjektet Villa Amtmann. Prosjektet består av de to byggene Betanien og Mowinckel. Betanien er et historisk bygg som tidligere var et sykehus. Denne bacheloren tar for seg Mowinckel. Byggets plassering er i Kalfarveien, som ligger under 10 minutters gange fra Bergen sentrum. Totalt består det av 42 leiligheter over 10 plan, og det har i tillegg et garasjeanlegg. Alle boligene har egen balkong eller markterrasse, og det skal være en takterrasse på toppen av bygget. Det vil også være heis fra parkeringskjeller til alle etasjene. Prosjektet er under oppføring og skal være ferdigstilt i 2023. Figur 1 illustrerer bygget i terrenget.



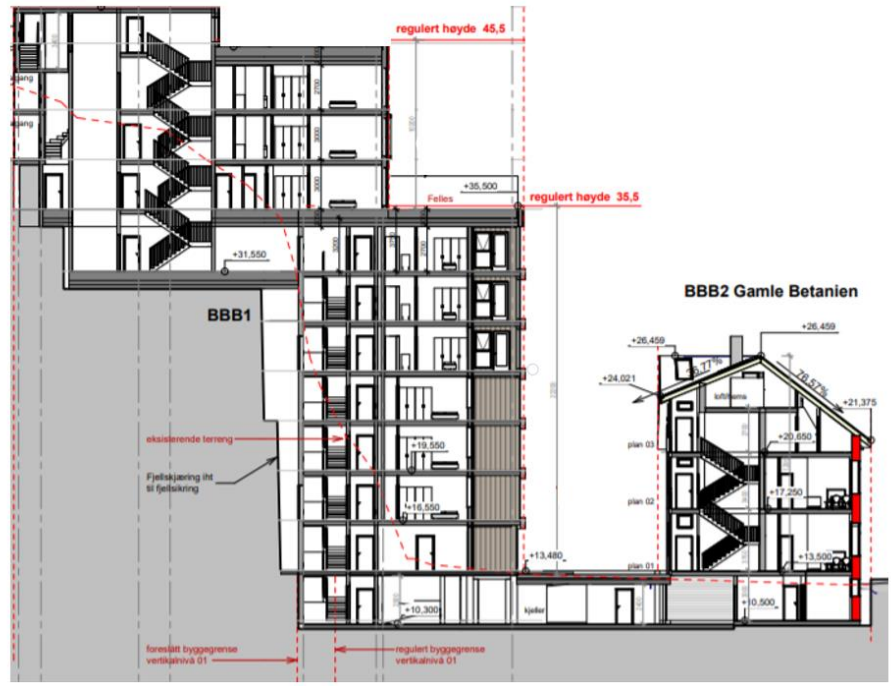
Figur 1: Illustrasjon av Mowinckel [TAG Arkitekter]

1.2 Problemstilling

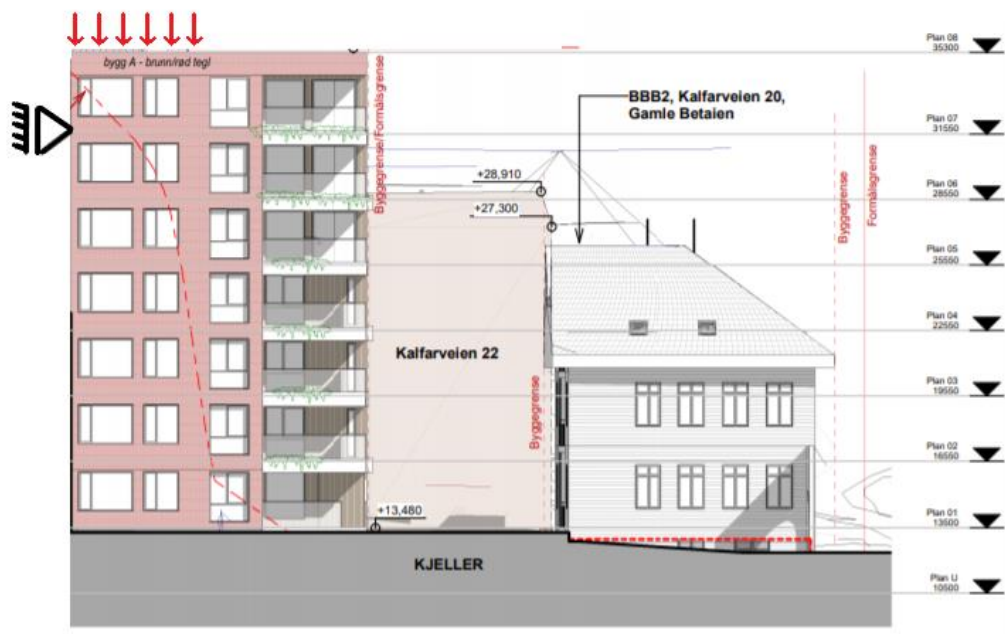
I denne oppgaven skal det utføres en dimensjonering av et leilighetskompleks. Hovedfokuset vil være å gjennomføre en seismisk analyse, og finne påkjenning på grunn av jordskjelvkrefter. Utelatelseskriteriene vil kontrolleres for å sjekke om en forenklet beregningsgang kan benyttes. For å gjennomføre analyser og beregninger, skal bygget modelleres i FEM-Design. Videre utformes et alternativ til bæresystem, som tar utgangspunkt i arkitektmodellen. Det vil også gjøres en vurdering av krefter når det er frittstående, og sammenligne med fastholdt bygg. Til slutt sammenlignes resultatene med Consto sine verdier.

1.3 Avgrensning av oppgaven

For at ikke oppgaven skal være for omfattende med hensyn til tidsbruk og vanskelighetsgrad, er det gjort visse forenklinger av bygget. Konstruksjonen består i realiteten av 2 bygg, der det øverste bygget står på fjell og lander delvis på bygget under, som vist i Figur 2. I modellen som benyttes i denne oppgaven, erstattes bygget på toppen med punktlaster av tilsvarende størrelser. De fordeles der bæresystemet fra øverste bygg lander på det nederste. Bygget vil bare være fastholdt i horisontal retning, og ha fri vertikal bevegelse, se Figur 3. I tillegg vil kjelleren til bygget ikke dimensjoneres, og blir forenklet i beregninger.



Figur 2: Skisse sett fra siden med overbygg [TAG Arkitekter]



Figur 3: Forenklet statisk system med last fra overbygg [TAG Arkitekter (redigert)]

1.4 Metode

Denne oppgaven følger en logisk oppbygning av arbeidet som er gjort i henhold til problemstillingen. Det er tatt utgangspunkt i arkitekttegninger for Mowinckel, og IFC-fil som er gitt av Consto. I tillegg er det fulgt bestemmelser fra gjeldende lovverk og standarder.

Problemstillinger er løst gjennom diskusjon og drøfting med veiledere og Consto. Videre er valg og løsninger i oppgaven begrunnet. Oppgaven er skrevet med hensyn til at leserne har generell kunnskap om faget.

1.5 Grunnlag

Oppgaven er gjort på grunnlag av gjeldende lover, standarder og regelverk. Under er de listet opp og beskrevet.

1.5.1 Lovverk

Norges lover er rettsregler som fastsetter rettigheter og plikter i samfunnet (Gisle & Holmøyvik, 2019). Dette kapittelet skal ta for seg grunnlaget av lover og forskriften som blir brukt på alle beregningene og valg som blir tatt.

1.5.2 Standarder

Ifølge ISO/IEC, er en standard «Dokument til felles bruk og gjentatt bruk, fremkommet ved konsensus og vedtatt av et anerkjent organ som gir regler, retningslinjer eller kjennetegn for aktiviteter eller resultatene av dem for å oppnå optimal orden i en gitt sammenheng.» (Standard Norge, 2021). Norsk Standard er et nasjonalt standardiseringsorgan, som har ansvaret for flere typer standarder. En av disse er standardisering for bygg- og anleggsområder.

1.5.3 Eurokoder

Eurokoder er felleseuropeisk og er en serie standarder for bygg og anleggskonstruksjoner. Denne serien innebærer standarder for dimensjoneringsregler, materialer, produkter, prøvemeter, utførelse og prosjektering (Standard Norge, 2021). Eurokoder sikrer bedre ressursbruk, bestandighet, sikkerhet og tar for seg geografiske forhold. På grunn av variasjoner i hvert enkelt land, inneholder de nasjonale tillegg, med parametere som er tilpasset.

1.5.4 Plan- og bygningsloven

Plan- og bygningsloven bestemmer hvordan areal skal brukes og reguleres. Den skal legge til rette for effektiv og rasjonell bruk av arealer. I tillegg beskrives regler som sørger for at alt arbeid som påvirker bygg, terreng og eiendom, skal skje forsvarlig. Videre formidler den hvordan ansvaret mellom parter i et byggeprosjekt er fordelt (Kommunal- og moderniseringsdepartementet, 2019).

1.5.5 TEK17 - Forskrift om tekniske krav til byggverk

TEK17 gir et minstekrav av egenskaper et byggverk må ha for å oppføres lovlig i Norge. Disse tekniske kravene kommer i form av preaksepterte løsninger for energikrav, sikkerhet ved brann og godt inn klima. DIBK henviser til Norske standarder og Sintefs Byggforsks serie som nyttige verktøy for å lage gode byggverk.

1.6 Programvarer

Resultatene i oppgaven vil basere seg på analyser og beregninger gjort i programvarer. Disse beskrives nærmere her.

1.6.1 FEM-Design

FEM-Design er et analyseprogram utviklet av Strusoft, som kan beregne komplekse 2D og 3D konstruksjoner. Brukergrensesnittet er intuitivt, men det krever forkunnskaper for å få god nytte av programmet. FEM-Design er kompatibel med andre CAD-programmer gjennom add-ins. Programmet egner seg til å utføre jordskjelvanalyse, i tillegg til å hente ut krefter som virker på konstruksjonen. En nyttig funksjon er auto design som kan dimensjonere et tverrsnitt i henhold til gjeldene eurokoder (Strusoft, 2021). Programmet brukes til å utføre jordskjelvanalysen for konstruksjonen. I tillegg skal det benyttes til å beregne krefter som virker på bygget.

1.6.2 Finite element method

Elementmetoden er beregningsmetoden som brukes til å utføre beregninger i FEM-Design. Konstruksjoner deles opp i mange små elementer, for deretter å kobles sammen i knutepunkter av noder som kan bevege seg og rotere. Nodene binder sammen elementene de er avhengig av. Programmet setter opp matriser ut ifra hvilke materialegenskaper og geometri de ulike elementene har. Programmet definerer automatisk elementnettets som kalles finite element mesh (Lagerström, 2020). Dette danner grunnlaget for likevektsligningene som beregner deformasjon, rotasjon, indre krefter, spenninger, stabilitet og jordskjelvkrefter.

1.6.3 MathCAD

MathCAD fungerer som et regneark der man kan veksle mellom å skrive tekst og formler. Programmet baserer seg på standard matematisk notasjon. I denne oppgaven brukes programmet til å utføre kontroller ved håndberegninger.

1.6.4 OS-prog

Ove Sletten program er beregningsprogrammer laget for dimensjonering av betongkonstruksjoner. De er Windows-baserte, og delt opp etter spesifikke beregningsområder. I oppgaven brukes lastberegning til å finne snølast og vindlast etter standarder. BTsnitt brukes til å dimensjonere fundament. V-skive kan brukes til å beregne laster som virker på avstivningssystemet. (Focus Software, 2021)

1.6.5 Revit

Revit er en programvare som brukes til å modellere bygg i 3D. Det er laget for både arkitekter og ingeniører innen en rekke fag (Focus, 2021). Data kan integreres fra flere programmer, og forandringer i modellen vil oppdateres fortløpende (Nti, 2021). Ved tegning av bygg er det enkelt å ha oversikt over konstruksjonen. Man kan blant annet hente ut informasjon om materialegenskaper, kvantum, dimensjoner og plasseringer. Modeller laget i Revit kan eksporteres i IFC formatet til Solibri. I denne oppgaven er programmet benyttet til å finne materialdata, i tillegg til mål og dimensjoner på bygget.

1.6.6 ISY-Design

ISY-Design er et beregningsverktøy for konstruksjonsteknikk. Programmet dimensjonerer konstruksjonsdetaljer i betong og stål, mens tre kan dimensjoneres gjennom en eldre versjon, ISY G-prog Teknikk (Norconsult, 2021). Resultater vises som utnyttelse, der armering blir visualisert i programmet. Disse tegningene er brukt for å vise frem tverrsnitt til konstruksjonsdelene i denne oppgaven.

1.6.7 Solibri

Solibri er et program som kan visualisere 3D-modeller tilknyttet terrenget rundt. Det kan brukes til å utføre kollisjonskontroller mellom de ulike fagene. I tillegg til å vise detaljer og materialdata, kan det utføres mengdeberegninger. I denne rapporten brukes programmet til å visualisere ulike konstruksjonsdetaljer. I tillegg til å kontrollere mål, dimensjoner og hente ut materialdata.

2 Beregningsforutsetninger

Før selve dimensjoneringen kan utføres, er det visse forutsetninger som må ligge til grunn. Disse tar hovedsakelig utgangspunkt i NS-EN 1990; «Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner» (Standard Norge, 2008). Det ble også valgt å følge en mal for beregningsgrunnlag, gitt av Consto.

2.1 Grunnforhold

Byggeprosjektet er lokalisert i et tettbebyggt område nært Bergen sentrum, se Figur 4. Ifølge kartet fra Norges Geologiske Undersøkelse, består store deler av Bergensområdet av fyllmasser (Norges Geologiske Undersøkelse, 2021). Dette innebærer flere ulike grunntyper, og området rundt Kalfarveien må undersøkes på byggeplass. Denne oppgaven bruker derfor forenklede utregninger av de geotekniske forholdene. Det er opplyst fra Consto at byggestedet har grunntype A, som tilsier at grunnen er av fjell-liknende geologisk formasjon med en bæreevne på rundt 2000 kN/m² eller mer. Det er også gunstig i forhold til jordskjelvdimensjoneringen, noe som blir utdypet i kapittel 5 om jordskjelv.



Figur 4: Kart over løsmasser i Kalfaret, Bergen. Hentet fra [NGU.no]

I dette prosjektet skal det utføres gravearbeid og sprenging i fjellet. Store deler av fjellet skal fjernes, og Figur 5 viser byggets plassering på utsprengte fjellhyller. Det er en omfattende sprengningsjobb som må utføres, og i etterkant må fjellet sikres tilstrekkelig. Får å unngå at for mye av fjellet forsvinner under prosessen, skal det forbores og sprenges i boresømmen. Dette vil gjentas videre i lagene nedover, som gjør at prosessen blir mer kontrollert. Forsvinner for mye av fjellet blir det nødvendig å bygge opp igjen med betong der det er behov for bærepunkter. Siden dette kan bli omfattende og dyrt, er det viktig med presisjon under fjerning av massene.



Figur 5: Rød linje viser eksisterende terreng før sprenging [TAG Arkitekter]

2.2 Fundament

Fundamentet i en konstruksjon er nødvendig for at kreftene skal bli ført ned i grunnen, og for at kapasiteten til grunnen ikke skal overgå, er dimensjoneringen av fundamentet avgjørende.

Konsekvenser kan være ulike typer setninger og skjærdeformasjoner. Dette krever et holdbart fundament for en tung konstruksjon som Mowinckel. Setninger i grunnen kan forårsake problemer for nærliggende konstruksjoner.

I samvirke mellom konstruksjonsteknikk og geoteknikk, er det flere viktige faktorer som bør vurderes og beregnes. Eksempler etter EC7-1 2.2, er rasfare, kjemisk korrosjon, grunnvannsnivåer og forvitring. Fundamentet skal sørge for at slike situasjoner ikke skal ha en ugunstig påvirkning på bygget. For å redusere tidsbruket betraktes forholdene som tilstrekkelige.

Mowinckel er prosjektert med en kjellergarasje, som er solid og betraktes som stiv kjeller direkte på fjell. For denne konstruksjonen vil skjærkraft og momentkrefter blir regnet på ved overkant stiv kjeller. Det er antatt at kjelleren har god kapasitet til å ta opp påførte krefter. Gjennom graving og sprenging vil arealutnyttelsen øke ved slik fundamentering. For dimensjonering i kapittel 7, vil fundamentet betraktes som sålefundament under søyler og vegger i plan 1.

2.3 Dimensjonerende levetid

Levetiden bestemmes ut ifra konstruksjonens funksjon. Tabell 1 viser veiledende dimensjonerende brukstid, som tilsvarer 50 år for konstruksjoner i dette tilfellet.

Tabell 1: Veiledende dimensjonerende brukstid [ECO, 2.3 (1)]

Dimensjonerende brukstidskategori	Veiledende dimensjonerende brukstid (år)	Eksempler
1	10	Midlertidige konstruksjoner ¹
2	10 til 25	Utskiftbare konstruksjonsdeler, f.eks. kranbjelker, lagere osv.
3	15 til 30	Landbruksbygninger og lignende konstruksjoner
4	50	Bygningskonstruksjoner og andre vanlige konstruksjoner
5	100	Monumentale bygningskonstruksjoner, bruer og andre anleggskonstruksjoner

¹ Konstruksjoner eller konstruksjonsdeler som kan demonteres slik at de kan brukes på nytt, bør ikke anses som midlertidige.

2.4 Konsekvensklasse

ECO tar for seg pålitelighetsdifferensiering, der det fastsettes konsekvensklasser (CC). Dette gjøres ved å vurdere konsekvensene av brudd eller funksjonssvikt for konstruksjonen, etter Tabell 2. For denne konstruksjonen gjelder klasse CC2.

Tabell 2: Definisjon av konsekvensklasser [ECO, B3.1 (1)]

Konsekvens-klasse	Beskrivelse	Eksempler på bygg og anlegg
CC3	Stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, eller svært store økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Tribuner, offentlige bygninger der konsekvensene av brudd er store (f.eks. en konserthall)
CC2	Middels stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, betydelige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Boliger og kontorbygg, offentlige bygninger der konsekvensene av brudd er betydelige (f.eks. et kontorbygg)
CC1	Liten konsekvens i form av tap av menneskeliv og små eller uvesentlige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Landbruksbygninger der mennesker vanligvis ikke oppholder seg (f.eks. lagerbygninger), drivhus

2.5 Pålitelighetsklasse

Påliteligheten av bygget bestemmes ut ifra hvor sikkert bygget er på ulike områder. De relevante forholdene å ta stilling til er hentet fra ECO, 2.2 (3):

- Mulige årsaker til å nå en grensetilstand
- Konsekvenser av svikt når man risikerer fare for liv
- Skade eller økonomiske tap, og nødvendige kostnader for å redusere faren for svikt.

Pålitelighetsklassen kan finnes ved hjelp av Tabell 3 som viser veiledende eksempler for klassifisering av byggverk. Siden dette bygget er et boligbygg, gjelder pålitelighetsklasse 2.

Tabell 3: Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler [ECO, NA.A1.3.1(901.1)]

Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler	Pålitelighetsklasse ²⁾ (CC/RC)			
	1	2	3	4
Atomreaktorer, lager for radioaktivt avfall				x
Dammer			x	(x)
Marine konstruksjoner for petroleumsindustrien			x	(x)
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i kompliserte tilfeller ¹⁾		(x)	x	(x)
Veg- og jernbanebruer			x	
Byggverk med store ansamlinger av mennesker (tribuner, kinosaler, sportshaller, kjøpesentre, forsamlingslokaler, osv.)		(x)	x	
Ka- og havneanlegg		x	(x)	
Tårn, master, skorsteiner, siloer		x	(x)	
Industrianlegg		x	(x)	
Kontor- og forretningsbygg, skoler, institusjonsbygg, boligbygg osv.		x	(x)	
Oppdrettsanlegg		x	(x)	
Landbruksbygg	(x)	x		
Feste av kledninger, taktekking og lignende komponenter	x	(x)		
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg ved enkle og oversiktlige grunnforhold ¹⁾	x	(x)		
Småhus, rekkehus, mindre lagerhus osv.	x			
Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid	x			

¹⁾ Ved vurdering av pålitelighetsklasse for grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg skal det også tas hensyn til omkringliggende områder og byggverk.

²⁾ Kryss uten parentes angir normalt valg av pålitelighetsklasse.

2.6 Kontrollklasse prosjektering og utførelse

Det stilles krav til kontroller av prosjektering og utførelse, for å sikre at konstruksjonen oppfyller krav og forutsetninger. Disse gjennomføres for ulike deler av prosjekterings- og byggefasen. For at prosjekteringskontrollen skal være gjennomførbar, er det viktig at beregningene er tydelige og samstemte. I tillegg bør dimensjonering, beregningsmodeller og forutsetninger komme tydelig frem i beregningene. Ved kontroll av utførelse er det viktig å påvise samsvar mellom produksjonsunderlag og utført byggearbeid (Direktoratet for byggkvalitet, 2021).

Prosjekteringskontrollklasse klassifiseres som PKK1-PKK3, og utførelseskontrollklasse som UKK1-UKK3. Begge bestemmes ut ifra pålitelighetsklassen, og gir dermed PKK2, og UKK2. I Tabell 4 og Tabell 5 kommer det frem at egenkontroll, intern systematisk og utvidet kontroll er nødvendig.

Tabell 4: Valg av prosjekteringskontrollklasse og krav til kontrollform ved prosjektering [ECO, NA.A1.3.1(903)]

Valg av prosjekteringskontrollklasse		Krav til kontrollform		
Pålitelighetsklasse	Minste prosjekteringskontrollklasse	Egenkontroll (DSL 1) ¹⁾	Intern systematisk kontroll (DSL 2) ¹⁾	Utvidet kontroll (DSL 3) ¹⁾
1	PKK1 ²⁾	kreves	kreves ikke	kreves ikke
2	PKK2 ²⁾	kreves	kreves	kreves
3	PKK3	kreves	kreves	kreves
4	Skal spesifiseres	kreves	kreves	kreves

¹⁾ Se punkt B4 (informativ tillegg B) for betegnelsen DSL.
²⁾ Det kan velges høyere prosjekteringskontrollklasse.

Tabell 5: Valg av utførelseskontrollklasse og krav til kontrollform ved utførelse [ECO, NA.A1.3.1(904)]

Valg av utførelseskontrollklasse		Krav til kontrollform		
Pålitelighetsklasse	Minste utførelseskontrollklasse	Egenkontroll (IL 1) ¹⁾	Intern systematisk kontroll (IL 2) ¹⁾	Utvidet kontroll (IL 3) ¹⁾
1	UKK1 ²⁾	kreves	kreves ikke	kreves ikke
2	UKK2 ²⁾	kreves	kreves	kreves
3	UKK3	kreves	kreves	kreves
4	UKK3, eventuelt med tilleggbestemmelser	kreves	kreves	kreves

¹⁾ Se punkt B5 (informativ tillegg B) for betegnelse IL.
²⁾ Det kan velges høyere utførelseskontrollklasse.

2.7 Brann

Ved vurdering av brannsikkerhet er det Kapittel 11 i TEK 17 «Sikkerhet ved brann» som ligger til grunn. I § 11-1 (1), står det at: «Byggverk skal prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet ved brann for personer som oppholder seg i eller på byggverket, for materielle verdier og for miljø- og samfunnsmessige forhold». For brannteknisk dimensjonering må det vurderes om modellen for «forenklet» eller «analytisk» prosjektering skal følges. Den forenklete modellen kan brukes dersom bygget prosjekteres i samsvar med preaksepterte løsninger. Dette forutsetter at byggverket holder brannklasse 1 -3, og ikke overstiger 16 etasjer (Direktoratet for byggkvalitet, 2021). Andre forutsetninger som spiller inn er byggets virksomhet, eksisterende bebyggelse i nærheten, antall mennesker og husdyr som er tiltenkt, og tilgjengelighet for brannvesenets høyderedskaper. Ved analytisk prosjektering må det gjøres en analyse for å vise at forskriftens krav er oppfylt.

2.7.1 Risikoklasser

§ 11-2 omhandler risikoklasser for ulike typer bygninger og bygningsdeler. Risikoklassen «bestemmes ut fra den virksomheten som er forutsatt, og de forutsetningene menneskene i byggverket har for å bringe seg selv i sikkerhet ved brann» (Direktoratet for byggkvalitet, 2021). Dette forteller noe om hvilke tiltak og løsninger som er nødvendige, for å sikre tilrettelegging for rømning. Mowinckel kan deles opp i bolig med risikoklasse 4, og parkeringskjeller med klasse 2, se Tabell 6.

Tabell 6: Ulike virksomheter og tilhørende risikoklasse [TEK 17, § 11-2]

Virksomhet	Risikoklasse
Parkeringskjeller og garasje under terreng	2
Bolig	4

2.7.2 Brannklasser

Et byggverk skal plasseres i en brannklasse som bestemmes ut fra «konsekvensen en brann kan innebære for skade på liv, helse, samfunnsmessige interesser og miljøet» (Direktoratet for byggkvalitet, 2021). Brannklassen tas hensyn til i prosjekteringen og utførelsen, for å ivareta byggets bæreevne ved brann. For preaksepterte løsninger bestemmes brannklassen ut fra risikoklassen, og antall etasjer i byggverket. I dette tilfellet er det flere enn 5 etasjer og det er dermed brannklasse 3 som gjelder, som vist i Tabell 7. Dette medfører også at forenklet prosjektering kan benyttes, siden bygget ikke overstiger 16 etasjer. Tabell 8 viser brannklasse og tilhørende konsekvens, som i dette tilfellet er stor.

Tabell 7: Brannklasse (BKL) for byggverk [TEK 17, § 11-3]

Risikoklasse	Antall etasjer			
	1	2	3 og 4	5 eller flere
1	-	BKL 1	BKL 2	BKL 2
2	BKL 1	BKL 1	BKL 2	BKL 3
3	BKL 1	BKL 1	BKL 2	BKL 3
4	BKL 1	BKL 1	BKL 2	BKL 3
5	BKL 1	BKL 2	BKL 3	BKL 3
6	BKL 1	BKL 2	BKL 2	BKL 3

Tabell 8: Brannklasser [TEK 17, § 11-3]

Brannklasse	Konsekvens
1	Liten
2	Middels
3	Stor
4	Særlig stor

2.8 Nedbøyingskrav

Nedbøyingsbegrensning er et av de vanligste kravene i bruksgrense, og blir beskrevet i EC2-1, Kapittel 7. I 7.4.1 (1) står det at «Deformasjonen av en konstruksjonsdel eller en konstruksjon skal ikke være slik at den påvirker dens tiltenkte funksjon eller utseende på en ugunstig måte». Beregninger for nedbøyninger er gjort i Kapittel 7, mens under er det vist til regler basert på grenseverdier for nedbøyning. Det må foretas en individuell vurdering av hver bygningskonstruksjon, for å påse at grenseverdien er tilfredsstillt og at det ikke forekommer særegne behov.

For boliger vil det vanligvis være nok å sjekke kravene som fremkommer av EC2-1, 7.4.1. Her kan nedbøyningen for en bjelke, plate eller utkrager ikke overskride spennvidde/250. Deformasjonen må også vurderes opp mot oppleggene. For å kompensere for nedbøyningen, kan det støpes med en forskalet overhøyde. Denne bør ikke overskride spennvidde/250. Videre er det også krav om at «Nedbøyninger som kan skade tilstøtende deler av konstruksjonen, bør begrenses» [EC2-1, s. 125]. Etter utført bygging kan spennvidde/500 være en passende grenseverdi for permanente laster.

2.8.1 Bæreevne og stabilitet

§ 11-4 i TEK 17 slår fast at byggverk skal ha tilstrekkelig sikkerhet for bæreevne og stabilitet. Dette er viktig for at bygget ikke skal kollapse under rømning, redning og sløkning. Tabell 9 viser hvor stor brannmotstand de ulike bærende bygningsdelene har, ut fra brannklasse. For denne brannklassen er det også krav om at det bærende hovedsystemet skal: «dimensjoneres for å kunne opprettholde tilfredsstillende bæreevne og stabilitet gjennom et fullstendig brannforløp» (§ 11-4 (4)). Siden konstruksjonen har brannklasse 3, gjelder de strengeste kravene for brannmotstand.

Bokstavene for brannmotstanden er definert som følgende (Liebe, 2020):

- R** = Bæreevne
- A** = Ubrennbare materialer
- A2** = Materialer med svært begrenset brennbarhet
- s (1-3)** = Evnen til å produsere røyk
- d (0-2)** = Evnen til å produsere brennende dråper

Tabell 9: Bærende bygningsdeleres brannmotstand avhengig av brannklasse [TEK 17, §11-4]

Bygningsdel	Brannklasser		
	1	2	3
Bærende hovedsystem	R 30 [B 30]	R 60 [B 60]	R 90 A2-s1, d0 [A 90]
Sekundære, bærende bygningsdeler, etasjeskillere og takkonstruksjoner som ikke er del av hovedbæresystem eller stabiliserende	R 30 [B 30]	R 60 [B 60]	R 60 A2-s1, d0 [A 60]
Trappeløp	-	R 30 [B 30]	R 30 A2-s1, d0 [A 30]
Bærende bygningsdeler under øverste kjeller	R 60 A2-s1, d0 [A 60]	R 90 A2-s1, d0 [A 90]	R 120 A2-s1, d0 [A 120]
Utvendig trappeløp, beskyttet mot flammepåvirkning og strålevarme		R 30 [B 30] Eller A2-s1, d0 [ubrennbart]	A2-s1, d0 [ubrennbart]

3 Lastgrunnlag

Følgende kapittel tar for seg de ulike lastene som konstruksjonen utsettes for. Dette inkluderer egenlast, nyttelast, ulykkeslast, snø og vindlast. Påkjenning fra jordskjelv blir gjennomgått i kapittel 4, og krever mer omfattende beregninger for å finne. I tillegg tas det hensyn til brudd og bruksgrensetilstand. EC1 er en serie med standarder som er veiledende for de ulike lastberegningene. Disse er benyttet under, i tillegg til detaljblader fra Byggforskserien. Lastgrunnlaget er avgjørende for å finne kreftene som virker på bygget, og for videre dimensjonering av bæresystemet.

3.1 Egenlast

Egenlaster dekker de permanente lastene på konstruksjonen som ikke varierer. For å bestemme de ulike egenlastene, benyttes SINTEF Byggforsk sitt detaljblad 471.031 (SINTEF, 2013). Det tar for seg tyngdetettheten til de vanligste bygningsmaterialene og beregnede egenlaster for bygningsdeler. Arkitekttegningene er brukt til å finne dimensjonene på de ulike elementene. Vedlegg A.1 gir en mer detaljert oversikt over de permanente lastene. De ulike egenvektene som tas med i beregningene, er last for etasjeskillerne, ytterveggene og takterrassen. For innervegger og yttervegger regnes linjelasten om til flatelast. Tabell 10 viser egenlaster for ulike konstruksjonsdeler.

Tabell 10: Egenlaster for de ulike konstruksjonsdelene

Konstruksjonsdel	Tykkelse [mm]	Egenvekt [kN/m ²]
Etasjeskillere		
Betong	250	6,25
Påstøp	50	0,75
Yttervegg (+ innervegger)	350	1,0
Påført egenlast		1,5
Takterrasse		
Betong	250	6,25
Påstøp		3,25
Jord	500	0,5
Påført egenlast		1,0

3.2 Nyttelast

Nyttelastene er funnet ut ifra EC1-1. Mowinckel ligger under brukskategori A for boliger etter NA.6.1. Tabell 11 viser de ulike verdiene etter kategori og område. I punkt NA.6.3.2.1 (11) står det om en etasjereduksjonsfaktor for bygg med mer enn 2 etasjer. Faktoren tar hensyn til at det ikke er sannsynlig med full nyttelast i alle etasjene samtidig. Det er valgt å ikke ta hensyn til denne faktoren, noe som vil være en konservativ betraktning.

Tabell 11: Verdier for nyttelaster

Nyttelaster Mowinckel		
Område	Kategori	qk [kN/m ²]
Nyttelast i leiligheter	A	2,0
Nyttelast på Balkonger	A	4,0
Nyttelast i trapper	A	3,0
Samlet nyttelast	A	2,4
Nyttelast i parkeringskjeller	F	2,5
Nyttelast på tak	I	4,0

For å forenkle beregninger for nyttelasten, kombineres verdiene fra leilighet, balkonger og trappeareal til en sammenlagt verdi. Størrelsen avhenger av lasten og arealet den fordeles over, se Vedlegg A2 for utregning.

3.3 Vindlast

Vindlastberegninger er gjort på bakgrunn av EC1-4. Vindlast kan fordeles som flatelast på konstruksjonen, og gi påkjenning i form av både trykk og sug. Beregninger gjøres ved å finne vindhastigheten på byggestedet, og opptredende krefter på konstruksjonen. Dette avhenger også av konstruksjonens form. For å finne mest nøyaktig størrelse på kreftene, er det viktig å ta med de riktige parameterne i beregningen. Under vises en generell gjennomgang av hvordan vindkasthastighetstrykket beregnes. Håndberegninger er vist i Vedlegg A3.1, og kontrollert med lastberegning fra Ove Sletten Prog i Vedlegg A3.3.

$$V_m(Z) = C_r(Z) * C_o(Z) * V_b \quad [\text{EC1-4, 4.3}]$$

Formelen for stedsvindhastighet står angitt i EC1-4 4.3.1, og er en nødvendig faktor for å regne ut vindhastigheten. Terrengruhetsfaktoren C_r påvirkes av byggets høyde over terrenget, og terrengruheten på losiden av konstruksjonen. Dette avgjør variasjonen i stedsvindhastigheten. Terrengformfaktoren C_o settes lik null, så lenge ikke annet er oppgitt i EC1-4, 4.3.3. V_b er basisvindhastighet, og bestemmes av en rekke parametere. De fleste av disse parameterne kan settes lik 1.0 til sikker side. Referansevindhastigheten velges etter hvilken kommune bygget står i.

$$I_v = \frac{K_I}{C_o * \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \quad [\text{EC1-4 4.7}]$$

Topografieffekter fra bratte områder som ligger nærmere enn 15h må tas hensyn til, der h er høydeforskjell fra det bratte terrenget til byggestedet. Mowinckel skal bygges nært Blåmannen og Rundemannen med helningsvinkel større enn 30 grader, som betyr at det blir en økning av turbulensfaktoren. Dette gjør at parameterne C_o og K_I endres uti fra Figur 901.5 i NA.4.

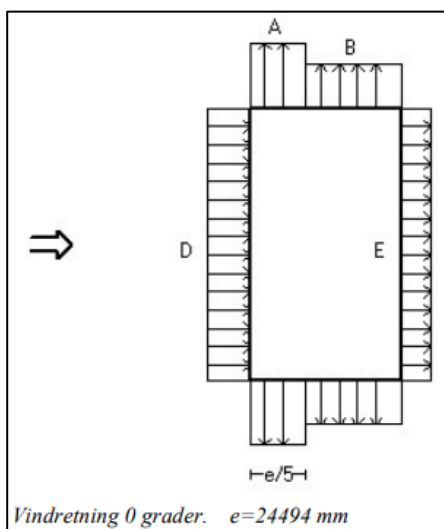
Middelvindhastigheten som gir grunnlag for stedsvindhastigheten, reduseres. Totalt sett får vindkasthastighetstrykket en økning fordi turbulensfaktoren K_I økes betraktelig.

$$q_p(z) = \left[\left[1 + 2k_p * I_v(z) \right] * q_m(z) \right] * K_3 \quad [\text{EC1-4 NA.4.8}]$$

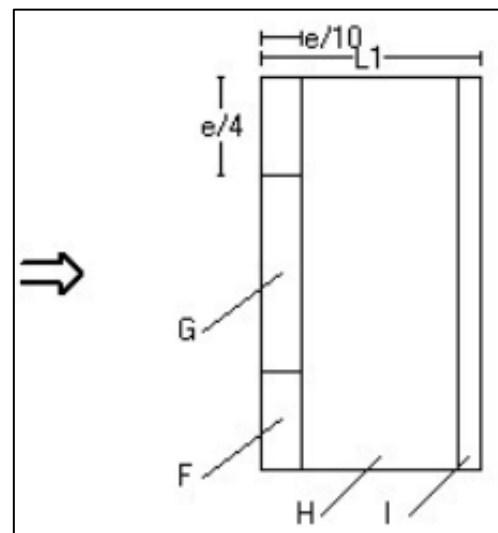
Til slutt kan vindkasthastighetstrykket beregnes ut ifra EC1-4 NA 4.8. Her er det viktig å ta hensyn til overgangssonefaktoren K_3 , som sier noe om ruhetsvariasjonen i området rundt byggestedet. Ved byggets plassering kan terrengruhetskategorien settes til II. Det vurderes om det er noen glattere ruhetssone innenfor 10 km som gir økt stedsvindhastighet. Det er overgangssone til Byfjorden, som vurderes til terrengruhetskategori 0 til sikker side. Overgangssonefaktoren K_3 gir dermed noe økt vindhastighetstrykk på byggestedet. Det endelige karakteristiske vindkasthastighetstrykket på Mowinckel er $q_p(z) = 1.5 \text{ kN/m}^2$. Det vil være til sikker side da det er med topografieffekt for vind på kort- og langside.

3.3.1 Formfaktorer

De ytre formfaktorene C_{pe} , er gitt på bakgrunn av bygningens størrelse på et areal A , der vindlasten skal beregnes. Verdier for $C_{pe,10}$ gjelder for belastede arealer opp til 10 m^2 og brukes vanligvis for bærekonstruksjoner EC4-1 7.2.1(1). Dermed er disse formfaktorene benyttet for bygget. Konstruksjonen deles inn i ulike soner, der verdiene bestemmes ut ifra byggets dimensjoner. Fortegnet på faktoren sier om konstruksjonen blir påkjent av trykk eller sug. Figur 6 og Figur 7 viser hvordan bygget er delt inn i de ulike sonene, når vinden treffer bygget på langsiden.



Figur 7: Formfaktor for yttervegger med vindretning 0° . [OS Lastberegning]



Figur 6: Formfaktor for overside tak med vindretning 0° . [OS Lastberegning]

Vindlasten legges på som en linjelast som virker langs dekket i hver etasje oppover bygget. I Vedlegg A3.2 vises oversikten over denne lasten for henholdsvis langsiden med vind fra nord-øst og kortsiden fra nord-vest.

3.4 Snølast

Snølaster blir beregnet på bakgrunn av EC1-3. Verdien av snølastene vil variere med hvor i Norge bygget plasseres. Det tas hensyn til hvordan snøens fordeling påvirkes av blant annet takgeometri, omgivende terreng og varmegjennomgang.

Karakteristisk snølast $S_{k,0}$, er bestemt for hver enkelt av landets kommuner. I Bergen kommune er $s_{k,0} = 2,0 \text{ kN/m}^2$. Hver kommune har også en egen høydegrense. Hvis prosjektområdet overstiger denne grensen, må den karakteristiske snølasten økes. Mowinckel ligger under høydegrensen for Bergen kommune. Dette gir $s_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$. Under viser formel for endelig snølast.

$$s = \mu_1 * C_e * C_t * s_k \quad [\text{EC1-3 5.2(3)}]$$

Etter betraktning av byggets plassering, ligger vindeksponering fra normal til høy. Den termiske faktoren er avhengig av varmegjennomgangen på taket. Formfaktoren varierer etter hvilken vinkel taket har, og hvordan taket grenser til høyere byggverk. Taket er bygget opp av takterrasser i ulike høydenivåer som forårsaker snøfonning. Rekkverket rundt forhindrer ras av snø. Takterrassen vil bli tømt for snø jevnlig, og snøen vil i praksis ikke få tid til å hope seg opp. Likevel er snøfonning tatt med i beregningene til sikker side. Under viser Tabell 12 faktorer som spiller inn på snølasten. Det er brukt 4 kN/m^2 ved fonning til sikker side. Beregninger i Ove-Sletten prog er utført i Vedlegg A.4.

Tabell 12: Parametere for karakteristisk snølast etter EC1-3

Faktor	Verdi	Grunnlag
Bergen kommune	$S_k = 1.6 \text{ kN/m}^2$	Under høydegrense
Eksponering	$C_e = 1.0$	Normal vindutsettelse
Termisk faktor	$C_t = 1.0$	Vanlig varmegjennomgang
Snøfonning	$S = 4.0 \text{ kN/m}^2$	Fonning ved takterrasse i plan 8, opp mot øverste del av bygg.

3.5 Ulykkeslast

Det må tas hensyn til ulykkeslaster som kan påvirke bygget. Standarden som brukes er EC1-7.

3.5.1 Støt fra kjøretøy

Anvendelsesområde for støt er bestemt i EC1-7 4.1. De relevante punktene for Mowinckel er som følgende:

- Støt fra kjøretøy [EC1-7 4.1(1)]
- Bygninger som brukes til bilparkering [EC1-7 4.1(2)]

Det må tas hensyn til bilparkering i garasjen under Mowinckel. Støt på bærende underbygg defineres ved EC1-7 4.3.1, og Tabell 13 under viser tilhørende dimensjonerende krefter EC1-7 Tabell NA.4.1.

Tabell 13: Statiske krefter forårsaket av støt fra kjøretøy, [EC1-7, Tabell NA.4.1]

Dimensjoneringsklasse	Kraft $F_{dx}^{a,b}$ (kN)	Kraft $F_{dy}^{a,b}$ (kN)
Veger med fartsgrense større enn eller lik 80 km/h	1 000	500
Veger med fartsgrense 60 eller 70 km/h	750	375
Veger og gater med fartsgrense mindre enn eller lik 50 km/h	500	250
Alle vegkategorier for biltrafikk, det regnes en støtkraft i vilkårlig høyde	100	50
Gang og sykkelveger	150	75
Gårdsplasser og parkeringshus med tilkomst for:		
Biler	50	25
Lastebiler ^c	150	75

^a Indeks x er for kjøretretningen for normal trafikk. Indeks y er for retning vinkelrett på kjøretretningen for normal trafikk.
^b Det kan tas hensyn til reduksjon av støtkreftene der det treffes tiltak for å forhindre påkjørsel, for eksempel kjøresterke rekkverk.
^c Termen "lastebil" refererer til motorvogn med maksimal totallast større enn 3,5 tonn.

- Støt fra biler og lastebiler [EC1-7 4.3.2] fra Kalfarveien.

Støtkrefter som funksjon av avstanden fra skulderkant til konstruksjonen EC1-7 Figur NA4.1(901.1). Figur 8 viser avstand mellom skulderkant vei og konstruksjon. Siden det er over 6 meter, er bygget ikke utsatt for støt fra denne veien.

- Søylene i garasjen står åpent og vil være utsatt for støt fra biler.

Kollisjonskraften fra biler i parkeringskjeller etter EC1-7 4.3.1(3). Høyden til resulterende kollisjonskraft F ligger på $h = 0.5$ m over kjørebaneens nivå, og høyden på arealet kraften virker på er $a = 0.25$ m. For parkeringshus er kraften i bevegelsesretning, 50 kN, og den vinkelrette kraften, 25 kN.



Figur 8: Avstand fra skulderkant vei til konstruksjon

3.5.2 Tilfelle med seismisk påvirkning

Verdiene for de dimensjonerende statiske lastene må kombineres med de seismiske lastene i ulykkestilstand [EC0, A2.3.2]. Den seismiske lasten har faktor 1,0 på maksverdien, og legges inn med dette i FEM-Design. Siden jordskjelv og vindlast ikke regnes samtidig, er ikke vindlast inkludert i kombinasjonen. Videre er faktorene for ulykkestilstand vist i Tabell 14.

Tabell 14: Lastkombinasjon for ulykkestilstand [ECO, NA.A1.2.2]

Navn	Type	Ulykkesgrensefaktor	Last
LK57	Us	1.0	Auto egen
		1.0	Påført egen
		1.0	Svinn
		0.2	Snølast
		0.3	Nytte 1
		0.3	Nytte 2
		1.0	Seismisk

3.6 Last fra Etasje 8-10

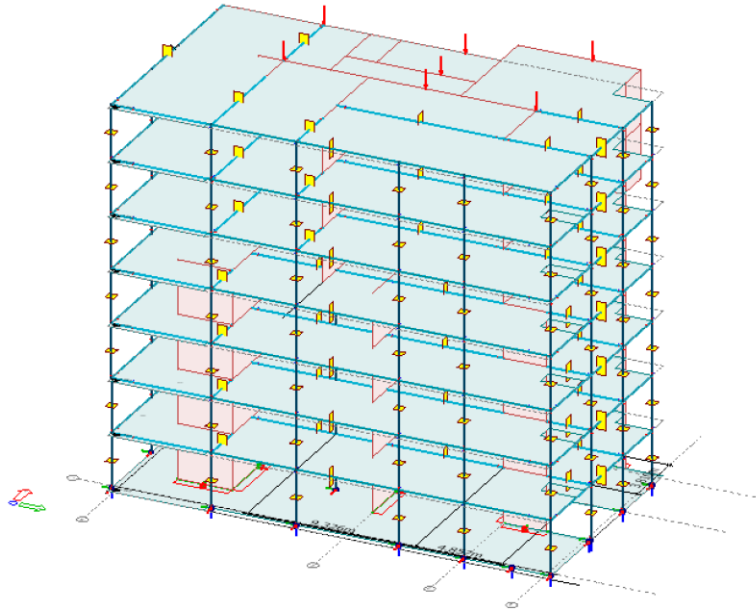
Øverste del av bygget skal ikke dimensjoneres og modelleres på grunn av avgrensning forklart i kapittel 1. For å få riktige laster på bæresystemet, må det derfor legges til laster fra etasje 8-10. Lasten summeres per kvadratmeter fra etasjene, og plasseres som punktlaster på toppen av modellen i FEM-Design. Disse lastene plasseres slik at de representerer kreftene som kommer fra bærevegger og søyler i etasje 8-10. De kategoriseres som Egenvekt, Påført egenvekt, Nyttelast 1, Nyttelast 2 og Snølast.

Tabell 15 viser totale verdier for størrelse og areal av lastene.

Tabell 15: Lastene som virker på plan 8

Laster fra etasje 8-10	Total last per m ² fra gjeldende etasjer [kN/m ²]	Areal last plan 8 [m ²]	Total last fra etasje 8-10 [kN]	Last fordelt på punktlaster [kN]
Egenvekt betongdekke med påstøp, 3 etasjer	21	125	2625	375
Påført egenvekt, 3 etasjer	3	125	375	53,5
Nyttelast 1, 2 etasjer	4.8	125	922	128,5
Nyttelast 2, 1 etasjer takterrasse	4	125	500	71,4
Snølast, 1 etasjer takterrasse	4	125	500	71,4

I Figur 9 vises plassering av lasten fra overbygget på bæresystemet, markert med røde piler. Disse vil gi en konsentrert påkjenning på dekker og bærevegger. Dette tas hensyn til ved at det legges inn ekstra armering i de utsatte områdene.



Figur 9: Forenkling av etasje 8-10 som last på toppen av etasje 7.

3.7 Bruddgrensetilstand

Lastsituasjoner som oppstår på bygget deles inn i ulike grensetilstander ut ifra hva som skal beregnes. Vanligvis er det bruddgrensetilstand (ULS) og bruksgrensetilstand (SLS), men det må også tas hensyn til ulykkestilfelle. Bruddgrensetilstand omhandler mennesker og konstruksjonen sin sikkerhet [EC0 3.3]. Det brukes sikkerhetsfaktorer for å øke verdiene av lastene, noe som gir større marginer før konstruksjonen går til brudd. Ved eventuelle feil under prosjektering og utførelse, kan det hende at lastbildet ikke blir som forventet. I Figur 10 vises utdrag fra bruddgrensekombinasjoner med lastfaktor.

Load combinations				
No	Name	Type	Factor	Included load cases
1	LC1ULS	U	1.35	Auto egen
			1.35	Påført egen
			1.35	Svinn
			1.05	Nytte 1
			1.05	Nytte 2
			1.05	Vind -x
			1.05	Snø
2	LC2ULS	U	1.20	Auto egen
			1.20	Påført egen
			1.20	Svinn
			1.50	Nytte 1
			1.05	Nytte 2
			1.05	Vind -y
			1.05	Snø
3	LC3ULS	U	1.20	Auto egen
			1.20	Påført egen
			1.20	Svinn
			1.05	Nytte 1
			1.50	Nytte 2
			1.05	Vind +x
			1.05	Snø

Figur 10: Oppsett for lastkombinasjoner i bruddgrense fra FEM-Design

3.8 Bruksgrenstilstand

Bruksgrensetilstanden handler om hvordan konstruksjonen oppfører seg under normal bruk. Det skal være komfortabelt for mennesker å benytte bygget, og utseende skal ivaretas. Hensyn til utseende handler mer om forskyvning og oppsprekking enn estetikk [EC0, 3.4(1)]. Et dekke skal ikke ha for stor nedbøyning slik at det oppleves som komfortabelt å gå på det. En annen grunn til at det ikke kan ha stor nedbøyning er av hensyn til andre konstruksjonselementer som bjelker og søyler. Det må også tas hensyn til at vibrasjoner ikke skal føre til begrensinger av bruk og komfort [EC0, 3.4(3)]

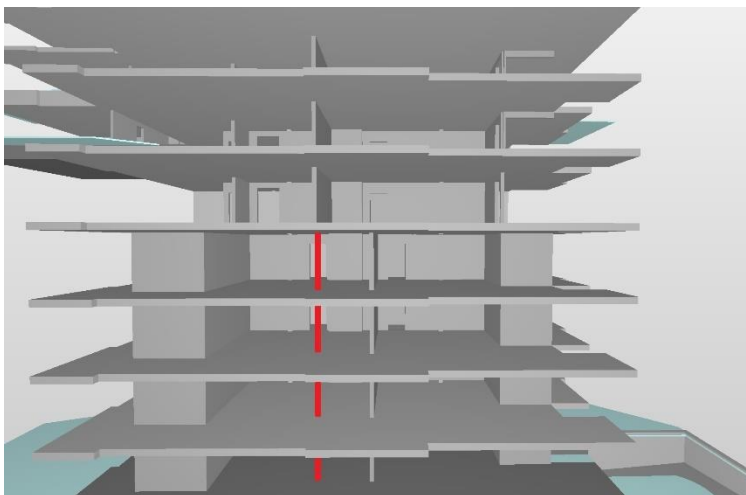
4 Bæresystem

I dette kapitlet skal løsninger for bæresystemet bestemmes. Alternativet som utarbeides skal modelleres og beregnes i FEM-Design.

4.1 Forutsetninger

Bæresystemet modelleres i FEM-Design og tar utgangspunkt i arkitektmodellen. Modellen inneholder bærende konstruksjoner som dekker, vegger og enkelte søyler nederst i parkeringskjelleren. Plassering av søyler og bjelker gjøres ut fra vurderinger av dimensjoner og avstander. Det er tatt hensyn til at spennvidden til plasstøpte dekker ikke bør være over 8 meter. Arkitekten har bestemt rominndelingen, som også må tas hensyn til. Det vil være visse begrensninger for valg av søyleplassering, siden de ikke kan stå foran vinduer og dører. 1-4 etasje har lik utforming av bærevegger, men i 5-7 etasje er bærevegger flyttet som vist på Figur 11.

Det må være bærende elementer som fører kreftene fra bæreveggen ned til fundamentet. Derfor settes det inn en betongsøyle som gjør at bæreveggen kan stå på ønsket sted, se Figur 11. Bygget består av plasstøpt betong og avstivende vegger som stort sett er gjennomgående i konstruksjonen. Det medfører at bygget er stivt, noe som er gunstig for å kunne motstå vindkrefter. Jordskjelvkreftene kan derimot bli store på bygg med høy stivhet, på grunn av kortere svingeperioder som ligger nærmere periodene til de seismiske rystelsene. Da kan dynamiske resonanseffekter oppstå (Løset, et al., 2010).



Figur 11: Plassering for betongsøyle markert i rødt

4.2 Modellering i FEM-Design

Modelleringen av bæresystemet starter i FEM-Design Plate for å kunne kontrollere geometri og krefter i 2D før resten modelleres i 3D-Structure. Modellen er basert på plantegninger og IFC-modell fra Consto, se Vedlegg D. Tegningene og modellen er utarbeidet av arkitekt i forprosjekt, derfor er materialdata og mål ikke endelig fastsatt. Dekket i 2. etasje blir modellert i tillegg til at søyler og vegger blir modellert ned til fundament. 1. etasje må lages for seg selv da det ikke er noen etasjer som er helt like. Videre kan de identiske etasjene kopieres oppover i 3D-structure. Da er det viktig å legge inn alle laster som virker på hvert plan. Siden bæreveggene ikke er gjennomgående fra plan 4-5, må disse kopieres hver for seg. Søyler plasseres i fasaden langs bæreakse B1, B5 og B7 vist i Vedlegg D.3. Bjelkene skal bære dekkene og blir modellert slik at de får opplegg på søyler og vegger.

4.3 Opplegg

I FEM-Design Plate fungerer vegger og søyler som opplegg. Opplagerbetingelsene må endres når 2D modellen åpnes i 3D structure, der vegger og søyler kobles mot fundament. For søyleoppleggene brukes point support group og de blir regnet leddet. Veggene regnes for å være innspent til fundament og det brukes line support group. Koblinger mellom dekke og heissjakt settes til leddet, og det samme gjelder for ytterveggen i bakkant. Bjelkene som ligger

langs dekkeanten i fasaden blir lagt inn med full innspenning til dekket. For de andre bjelkene og søylene i modellen, brukes leddet i begge ender. Som nevnt tidligere er bygget fastholdt til fjellet i plan 7. Det ble gjort en rekke vurderinger for hvordan opplegget skulle lages i FEM-Design. For å få en mest mulig realistisk situasjon, ble det lagt inn et kontinuerlig linjeopplegg. I praksis skal det legges inn en betongvegg som fungerer som et ledd mellom øverste og nederste del av bygget. Videre er stivheten til opplegget vurdert, og det ble valgt å bruke halvparten av stivheten fra et leddet opplegg.

4.4 Elementnett

FEM-Design deler opp alle objekter i mindre elementer som utgjør et elementnett. Dette kan lages automatisk og som oftest finner FEM-Design det mest optimale elementnettet, og resultatene blir konservative (Norconsult informasjonssystemer AS , 2012, s. 38). Over søyler kan det oppstå singulære verdier som er et vanlig problem som oppstår i alle elementprogrammer. Momenter over søylene blir da veldig store, og går mot uendelig hvis elementene blir små nok. Det håndteres med et verktøy som heter peak smoothing i FEM-Design. Programmet kan finne disse områdene automatisk, men det er også mulig å definere dette selv.

4.5 Laster

Etter konstruksjonsmodellen er ferdig defineres laster og settes på konstruksjonen. Programmet beregner automatisk verdien for egenvekt hvis man definerer lasten som dead load. Lasttilfelle for svinn legges inn ved å aktivere shrinkage, og verdier som er lagt inn for materialdata brukes. Det legges også inn et tilfelle med påført egenlast for yttervegger og lettvegger i tre, i tillegg til tekniske føringer og påstøp. Nyttelasten legges inn med to forskjellige tilfeller, nyttelast for bolig og for takterasse.

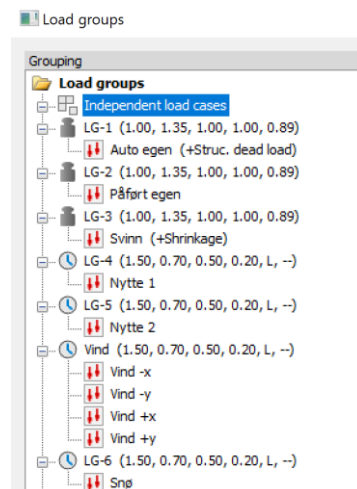
Snølasten virker på toppen av takterassen og legges inn som korttidslast. Alle lastene bortsett fra svinn, legges inn som flatelaster på konstruksjonen. Vindlasten regnes om til linjelaster som virker horisontalt på hvert dekke. I FEM-Design kan lastkombinasjoner bygges opp automatisk,

da det fort kan bli veldig mange kombinasjoner å holde styr på manuelt, se Figur 12. For å kunne gjøre det må lasttilfellene legges inn i lastgrupper, som vist i Figur 13. Laster i samme gruppe virker aldri samtidig, og derfor er det kun vindlaster som skal inn i samme lastgruppe. Vind kan virke fra alle retninger, men ikke samtidig fra to ulike retninger.

Load combinations

No	Name	Type	Factor	Included load cases
			1.00	Påført egen
			1.00	Svinn
			0.50	Snø
			0.20	Nytte 1
			0.20	Nytte 2
			0.20	Vind -y
55	LC155fLS	Sf	1.00	Auto egen
			1.00	Påført egen
			1.00	Svinn
			0.50	Snø
			0.20	Nytte 1
			0.20	Nytte 2
			0.20	Vind +x
56	LC165fLS	Sf	1.00	Auto egen
			1.00	Påført egen
			1.00	Svinn
			0.50	Snø
			0.20	Nytte 1
			0.20	Nytte 2
			0.20	Vind +y
57	Seismic max	Us	1.00	Seismic max.

Figur 12: Antall lastkombinasjoner



Figur 13: Oversikt lastgrupper

4.6 Kontroll

Før man kan hente resultater fra modellen må den verifiseres og kontrolleres. Det gjøres ved å sjekke deformasjoner, likevekt, koblingskrefter og reaksjonskrefter. Det er gjort en manuell kontroll av likevekt for lastene i MathCAD, se Vedlegg D.4. Verdien på 6531,4 kN er beregnet for hånd, og stemmer godt med det som er beregnet i FEM-Design. Det betyr at geometrien i modellen stemmer med det som er tenkt. Videre kontrolleres inndataen fra de ulike fanene i programmet.

Equilibrium

Check... Close

Load cases U - Ultimate

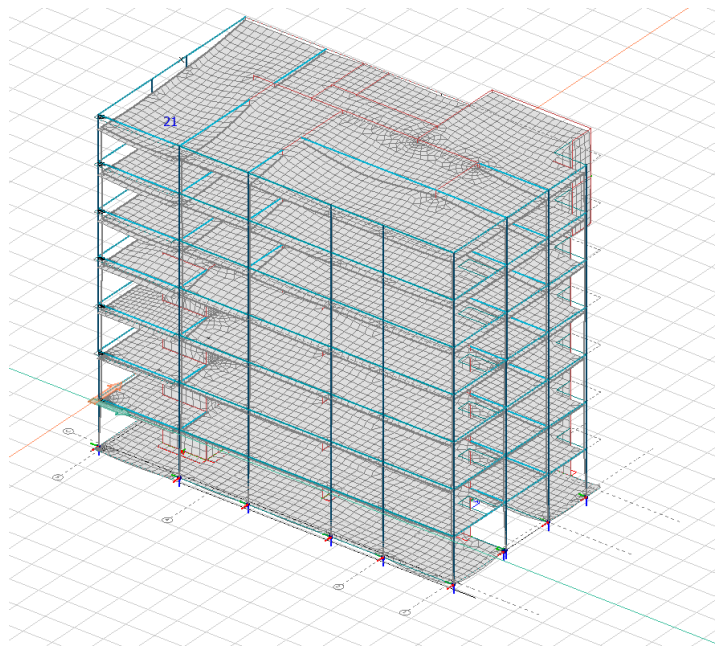
Load cases / Load combinations / Construction stages

- Auto egen
- Påført egen
- Svinn
- Nytte 1**
- Nytte 2
- Vind -x
- Vind -y
- Vind +x
- Vind +y
- Sne

Component	Loads	Reactions	Error [%]
Fx [kN]	0.00000	1.018e-05	-
Fy [kN]	0.00000	3.173e-06	-
Fz [kN]	-6549.6	6549.6	0.00
Mx [kNm] ...	-82137	82137	0.00
My [kNm] ...	117442	-117442	0.00
Mz [kNm] ...	0.00000	-2.030e-04	-

Figur 14: Likevekt for nyttelast $F_z=6549,6$ kN

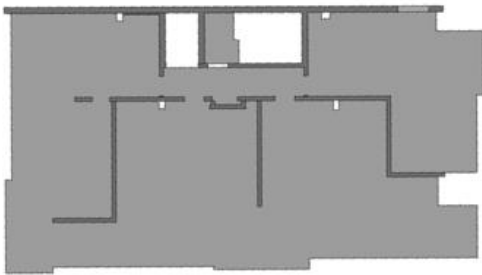
Maks nedbøyning for bygget er beregnet i bruksgrense for ofte forekommende. På Figur 15 vises en nedbøyning på 21 mm til dekket i plan 7. Det strengeste kravet i standarden er $L/250$. Nedbøyning på dekket i plan 7 ligger akkurat innenfor dette kravet, som er 22,4 mm.



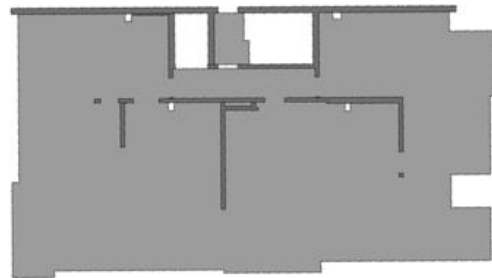
Figur 15: Maks nedbøyning for bygget i SLS

4.7 Avstivning av konstruksjonen

Å sikre tilstrekkelig overføring av horisontale laster ned i grunnen, er avgjørende for byggets stabilitet. Selv om bygget er i stand til å overføre de vertikale lastene, er det ikke sikkert at dette gjelder for systemet som tar horisontale krefter. Dette er særlig aktuelt for påkjenninger fra vind og seismiske laster. Når de horisontale kreftene treffer siden av bygget, må det ha fastholding mot rotasjon. Skivene må dermed kunne ta krefter i x og y-retning, og kunne oppta et rotasjonsmoment. For å oppnå dette, kreves det minst 3 skiver for et system av veggskiver. I tillegg til at antall skiver er avgjørende for stivheten, spiller plasseringen en viktig rolle. Skivene kan ikke ha felles skjæringspunkt for skiveaksene sine. Det er heller ikke gunstig at skivene ligger parallelt, med tanke på stabilitet. En gunstig lastoverføring vil være at lasten går fra fasaden til dekkeranden, og videre til avstivende skiver. (Hofsøy, 1991)



Figur 16: Avstivningssystem for plan 4



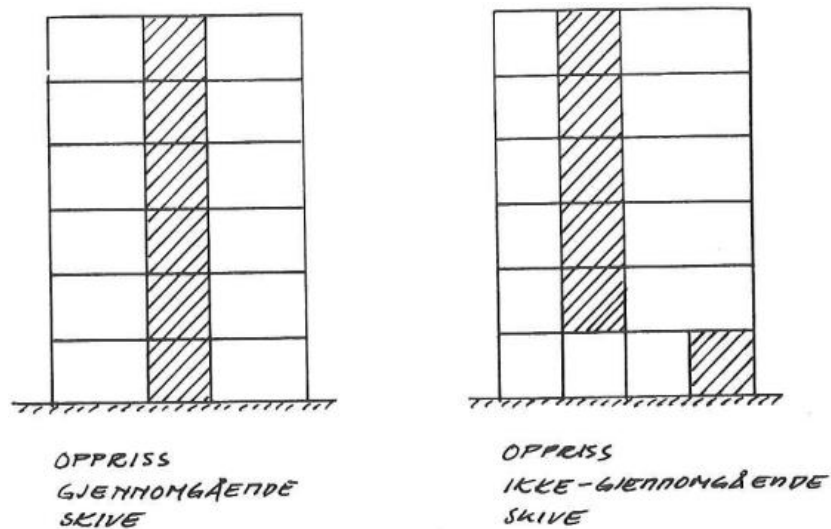
Figur 17: Avstivningssystem for plan 5

4.7.1 Horisontale skiver

De horisontale kreftene kommer hovedsakelig fra vind og jordskjelv. Jordtrykk kan også utgjøre en vesentlig stor last på horisontale skiver, men for Mowinckel skal det ikke tilbakefylles masser i bakkant. Betongdekkene virker som horisontale skiver som tar opp krefter, og fører de til vertikale skiver. De kan også sees på som høye bjelker opplagt på vertikale skiver (Vinje, Betongelementboken bind B, 2017, s. 98). Vindkrefter som virker på ytterveggen blir overført til dekkekonstruksjonene som en linjelast, det gir et moment på de horisontale skivene.

4.7.2 Vertikale skiver

Det som hovedsakelig utgjør avstivningssystemet i Mowinkel, er sammensatte skiver som i store deler er gjennomgående. Disse er koblet sammen på ulike måter, slik at sammensetningene varierer noe. Figur 18 viser to systemer med og uten gjennomgående skiver. Trappehuset og heissjakten fungerer også som avstivende elementer. Bæresystemet består av plasstøpt betong, slik at skivekonstruksjonene er monolittiske. Figur 16 og Figur 17 viser hvordan avstivningssystemet endres fra 4 etasje og oppover.



Figur 18: Ulike former for oppriss [Hofsøy, 1991, s.7]

5 Jordskjelv

Dette kapittelet skal gjennomgå de seismiske påkjenningene for Mowinckel. Først vil det ta for seg grunnleggende om bakgrunnen for jordskjelvdimensjonering. Videre vil de gjeldene forholdene for konstruksjonen beskrives, samt nødvendige parametere for beregningen. I tillegg vil bygget sjekkes opp mot utelatelseskriteriene, for å bestemme den riktige beregningsmetoden. Til slutt vil det utføres en seismisk analyse i FEM-Design. Dette kapittelet følger fremgangsmåte fra EC8-1.

5.1 Grunnleggende

Internasjonalt har dimensjonering av jordskjelv fått økt betydning de siste årene. Dette henger blant annet sammen med at det bygges flere høysensitive installasjoner, der større skader kan være svært kritiske. Analyser og ny kunnskap gjør det er lettere å dimensjonere etter forholdene (Norsar , 2021). Selve aktiviteten av jordskjelv i Norge er moderat, i tillegg til at observasjonsperioden har vært liten. Dermed må forholdene i landet sammenlignes med regioner som har lignende tektoniske forhold. På grunnlag av dette kan man anta at jordskjelv helt opp til 6.5 på Richters skala kan oppstå. (Roald Sægrov, 2015)

Den mest avgjørende faktoren for virkningen av et jordskjelv, er horisontal akselerasjon i grunnen. Dette blir i stor grad bestemt av hvilke typer masser bygget står på. Størrelsen på berggrunnsakselerasjonen er kartlagt i hele Norge, og angitt i Eurokode EC8. Siden det sjeldent oppstår alvorlige jordskjelv i Norge, er det lett å få et feilaktig bilde av denne risikoen. Det er viktig å legge et langt tidsperspektiv til grunn. En studie av NORSAR og NGI «angir størrelsen på rystelser med en årlig overskridelses-sannsynlighet på $2,1 \times 10^3$, tilsvarende en returperiode på 475 år» (Roald Sægrov, 2015).

Flere steder i landet vil jordskjelvkraftene være dimensjonerende for bygget, og påvirke avstivningen. Siden kreftene fra jordskjelv ofte er større enn kreftene fra vindlaster, kan dette medføre at råbygget, pæling og fundamentering blir dyrere. I flere områder av Norge vil aktiviteten av jordskjelv være betydelig mindre, og det kan være mulig å benytte

utelatelseskriterier for dimensjoneringen. Ved å skaffe seg god oversikt over horisontal akselerasjon og geografisk plassering, kan man sikre bygget tilstrekkelig for seismiske laster.

5.2 Ytelseskrav

Krav til konstruksjoner i seismiske områder må dokumenteres med tilstrekkelig pålitelighet [EC8-1 2.1(1)P].

- Krav til motstand mot sammenbrudd
- Krav til skadebegrensning

Dette medfører at den konstruksjonsmessige integriteten og bæreevnen skal beholdes etter seismiske hendelser. Påliteligheten til motstand mot sammenbrudd, fastsettes av nasjonale myndigheter på grunnlag av forskjellige typer konstruksjoner og de tilhørende konsekvensene av skader. Dette gir en seismisk klasse som beskrives i kapittel 5.3. Skadebegrensning er anset å være tilfredsstillt hvis forskyvningen mellom etasjene er begrenset i samsvar med EC8-1 4.4.3.2. Dette skal ikke utdypes her.

5.2.1 Geotekniske aspekter

Lokale grunnforhold er en essensiell del av den seismiske påkjenningen på bygget. I kapittel 2 blir prosjektområdet klassifisert til grunntype A. Dette medfører gunstige verdier for parameterne som bestemmes i kapittelet. Tabell 16 viser oversikt over de ulike grunntypene, og verdier for $v_{s,30}$.

Tabell 16: Grunntyper [EC8-1, NA.3.1.2]

Grunn- type	Beskrivelse av stratigrafisk profil	Parametere ^{2) 3)}		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (slag/30cm)	c_u (kPa)
A	Fjell eller fjell-liknende geologisk formasjon, medregnet høyst 5 m svakere materiale på overflaten.	> 800	–	–
B	Avleiringer av svært fast sand eller grus eller svært stiv leire, med en tykkelse på flere titalls meter, kjennetegnet ved en gradvis økning av mekaniske egenskaper med dybden.	360 – 800	> 50	> 250
C	Dype avleiringer av fast eller middels fast sand eller grus eller stiv leire med en tykkelse fra et titalls meter til flere hundre meter.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Avleiringer av løs til middels fast kohesjonsløs jord (med eller uten enkelte myke kohesjonslag) eller av hovedsakelig myk til fast kohesjonsjord.	120 – 180	10 – 15	30 – 70
E	Et grunnprofil som består av et alluviumlag i overflaten med v_s -verdier av type C eller D og en tykkelse som varierer mellom ca. 5 m og 20 m, over et stivere materiale med $v_s > 800$ m/s.			
S ₁	Avleiringer som består av eller inneholder et lag med en tykkelse på minst 10 m av bløt leire/silt med høy plastisitetsindeks ($PI > 40$) og høyt vanninnhold.	< 100 (antydnet)	–	10 - 20
S ₂	Avleiringer av jord som kan gå over i flytefase (liquefaction), sensitive leirer eller annen grunnprofil som ikke er med i typene A – E eller S ₁ .			

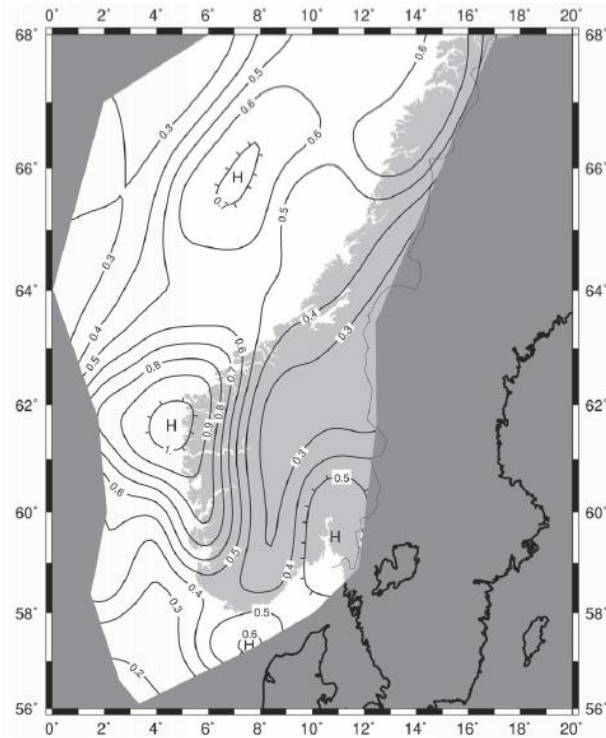
¹⁾ Hvis minst 75 % av konstruksjonen står på fjell og resten på løsmasser, og konstruksjonen står på ett kontinuerlig fundament (platefundament), kan grunntype A benyttes.

²⁾ Valget av grunntype kan være basert på enten $v_{s,30}$, N_{SPT} eller c_u . $v_{s,30}$ anses som den mest aktuelle parameteren å benytte.

³⁾ Der det er tvil om hvilken jordtype som skal velges, velges den mest ugunstige.

5.2.2 Seismisk sone

Figur 19 viser ulike soner til spissverdien for berggrunnens akselerasjon [EC8-1, NA.3(901)], med en returperiode på 475 år. Bergen ligger mellom en verdi på 0.9 m/s^2 og 0.8 m/s^2 , og settes forenklet lik 0.85 m/s^2 for dimensjoneringen av Mowinckel. Dette kartet viser berggrunnens akselerasjon ved frekvensen $f = 40\text{Hz}$. For å bruke akselerasjonen i beregninger, må referansespissverdien settes lik $0,8 \cdot a_{g40\text{Hz}} = a_{gR}$



Figur 19: Seismiske soner i det sørlige Norge [NA.3 (901)]

5.3 Seismisk klasse og faktor

Seismisk klasse har en svært tett sammenheng med pålitelighetsklassen, som ble definert tidligere i kapittel 2. Denne ble bestemt ut ifra konsekvensen ved et sammenbrudd av bygget (Løset, et al., 2010, s. 31). Tabell [EC8-1, NA.4(902)] er veiledende for valg av seismisk klasse. For boligbygg med tilsvarende antall etasjer, kan bygget plasseres i klasse 2. Tabell 17 viser seismisk klasse for bygninger med ulike konsekvenskrav.

Tabell 17: Seismiske klasser for bygninger [EC8, Tabell 4.3]

Seismisk klasse	Bygninger
I	Bygninger av mindre betydning for offentlig sikkerhet, for eksempel jordbruksbygninger osv.
II	Vanlige bygninger, som ikke hører til i de andre kategoriene.
III	Bygninger med en seismisk motstand som er av betydning på grunn av konsekvensene knyttet til sammenbrudd, for eksempel skoler, aulaer, kulturinstitusjoner osv.
IV	Bygninger der det er av største viktighet for beskyttelse av liv og helse at de forblir uskadd under jordskjelv, for eksempel sykehus, brannstasjoner, kraftstasjoner osv.

Videre bestemmes seismisk faktor ut ifra den seismiske klassen. For denne konstruksjonen settes faktoren lik 1.0, som vist i Tabell 18.

Tabell 18: Verdier for seismisk faktor [EC8, Tabell NA.4(901)]

Seismisk klasse	γ
I	0,7
II	1,0
III	1,4
IV	2,0

5.4 Enkelhet i konstruksjon

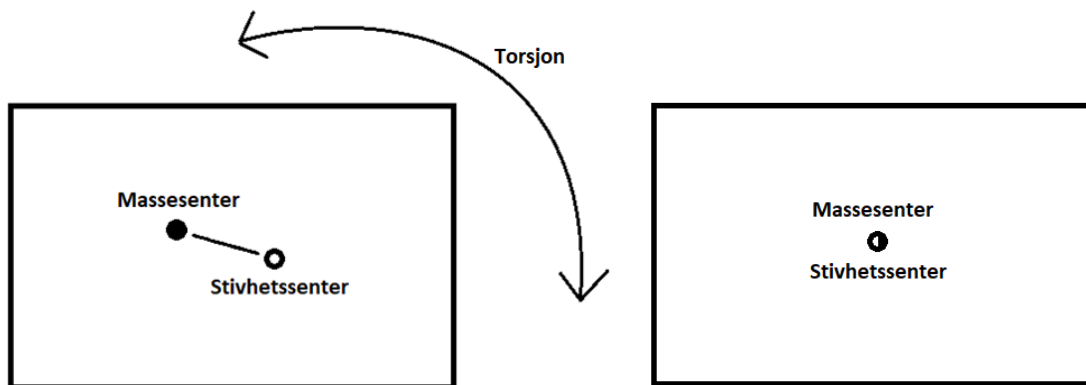
Konstruksjonsmessig enkelhet, kjennetegnes ved at oppførselen til et bygg skal være forutsigbar. Kraftoverføring fra konstruksjon til grunn skal være enkel, og skal ikke bidra til torsjon eller ekstra vesentlige påkjenninger på bygget, som beskrevet i kapittel 4.7. Kreftene kan også konsentrere seg i enkeltområdet hvis bygget er irregulært. Slike konsentrerte laster kan være vanskelige å beregne, og kan kreve mer omfattende analyser. Enkelhet er definert ved regularitet i plan og oppriss, og har konsekvenser gitt i Tabell 19, om bygget ikke oppfyller kravene [EC8-1, 4.2.3].

Tabell 19: Konsekvenser av konstruksjonens regularitet [EC8, 4.2.3.1]

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

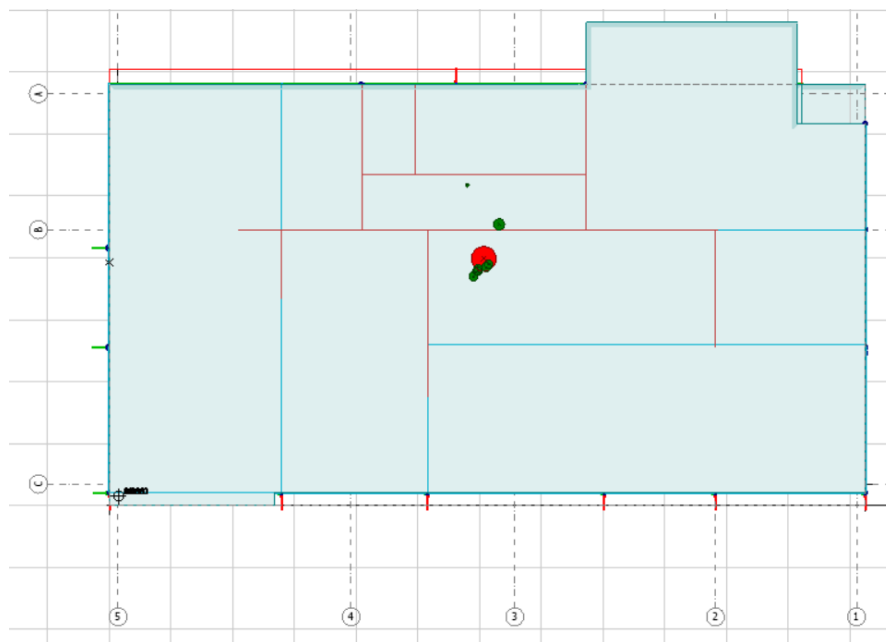
5.4.1 Regularitet i plan

Regularitet i plan [EC8-1 4.2.3.2] kan oppsummeres ved at avstanden mellom massesenter og stivhetssenter skal være liten i alle plan, og at disse forflytter seg lite fra etasje til etasje (Vinje & Alexander, Betongelementboken Bind H, 2011). Denne avstanden er illustrert i Figur 20. Siden bygget endrer romløsning sammen med vertikale skiver, endrer stivhetssenteret seg mellom plan 4 og 5. Etter kriteriene i [EC8-1, 4.2.3.2] er bygget ikke regulært i plan, og må analyseres med en romlig modell.



Figur 20: Rekonstruert illustrasjon fra betongelementboken Bind H Figur H 3.1

Figur 21 viser massesenteret til konstruksjonen, beregnet i FEM-Design. Den røde prikken utgjør det totale massesenteret, mens de grønne viser resultatet for de enkelte etasjene.



Figur 21: Beregnet massesenter i FEM-Design

5.4.2 Regularitet i oppriss

For å kategoriseres som regulært i oppriss, må avstivningssystemets motstand mot sideveislaster eller samlet masse i hver etasje, være konstant eller gradvis redusert fra fundamentet til toppen av bygget [EC8-1, 4.2.3.3]. Det er også krav om at avstivende deler for horisontale laster av bygget skal være gjennomgående. Kapittel 4.7 beskriver at Mowinckel har vertikale skiver som endrer plassering. Bygget overholder derfor ikke kravene om regularitet i oppriss. Mowinckel oppfyller ikke noen av kravene for regularitet, og EC8-1 setter krav om modal responspektrumanalyse for bygget.

5.5 Utelatelseskriterier

Norge ligger i et lavseismisk område, der utelatelseskriterier ofte kan anvendes. Hvis ett av de fem kriteriene er oppfylt, kan dimensjonering for seismiske påkjenninger utelates (Løset, et al., 2010). Videre vil det kontrolleres om noen av utelatelseskriteriene er oppfylt. Kravene er hentet fra EC8-1.

5.5.1 Svært lav seismisitet – Kriterium 1

Dette tilfellet gjelder der produktet $a_g S$ ikke er større enn $0,05 \cdot g = 0,49 \text{ m/s}^2$ [EC8-1, 3.2.1 (5)P]. Et kriterium i samme punkt beskrives også i Eurokoden $a_g < 0,04 \cdot g = 0,39 \text{ m/s}^2$. Dette punktet blir overstyrt av tilsvarende punkt i NA.

- $a_g S = \gamma_1 (0.8 a_{g40Hz}) S < 0,49 \text{ m/s}^2$

Grunntype A, $S = 1,0$

$$a_g S = 1,0 \cdot (0.8 \cdot 0,85) \cdot 1,0 = 0,68 \text{ m/s}^2$$

$$a_g S = 0,68 \text{ m/s}^2 > 0,05 \cdot 9,81 = 0,49 \text{ m/s}^2$$

Kriterium 1 er ikke oppfylt

5.5.2 Konstruksjonstype – Kriterium 2 og 3

De neste kriteriene står i EC8-1 NA.3.2.1, der påvisning av tilstrekkelig sikkerhet kan utelates dersom:

- Konstruksjonen er i seismisk klasse 1 (Kriterium 2)
- Lette trekonstruksjoner (Kriterium 3)

Mowinckel er et 10-etasjers boligbygg av betong, og ligger i seismisk klasse II.

Kriterium 2 og 3 er ikke oppfylt

5.5.3 Dimensjonerende spektrum – Kriterium 4, og sammenligning av krefter - Kriterium 5

For å anvende disse kriteriene må bygningen holde krav om regularitet i plan og oppriss [EC8-1 4.2.3]. Kapittel 5.4 konkluderer med at Mowinckel ikke holder disse kravene.

Det dimensjonerende spekteret gitt i EC8-1 3.2.2.5(4).

- $S_d(T) \leq 0,05g = 0,49 \text{ m/s}^2$ beregnet med konstruksjonsfaktor $q \leq 1,5$. (kriterium 4)

Broer i seismisk klasse IV krever alltid påvisning av tilstrekkelig sikkerhet, selv når $S_d < 0,05g$.

Det siste punktet omhandler størrelsen på skjærkreftene i fundamentnivå [EC8-1 4.4.1(2)]

- Hvis skjærkraften for dimensjonerende seismiske laster på fundamentnivå er mindre enn de relevante lastkombinasjoner, kan videre kapasitetskontroll for jordskjelv utelates. (kriterium 5)

Kriterium 4 og 5 er ikke oppfylt, men kriterium 5 skal vurderes videre i kapittel 6.1

5.6 Hovedparametere

For å kunne regne kreftene fra jordskjelv på konstruksjonen, må en rekke hovedparametere bestemmes. En del av disse er allerede bestemt ved kontroll av utelatelseskriteriene. Her skal parametere bestemmes etter EC8-1. Når man legger inn grunntypen i FEM-Design, velges disse av programmet.

5.6.1 Konstruksjonsfaktor, q

Konstruksjonsfaktor definerer bygningens evne til å deformere seg uten å miste sin styrke eller funksjon. Dette fungerer bra når tverrsnitt, materialer og forbindelser har høy duktilitet. Det hjelper å aktivisere flere elementer, der hvert element i konstruksjonen ikke går over kapasiteten sin. Konstruksjonsfaktor blir bestemt på bakgrunn av duktiliteten til bygget. (Løset, et al., 2010)

I EC8-1 NA.6.1 skilles det mellom duktilitetsklasse DCL (lav), DCM (middels) og DCH (høy), der DCL er konstruksjon med liten energiabsorpsjon, og DCH med tilsvarende høy. DCL kan brukes for konstruksjoner bare dersom området har «lav seismisitet» [EC8-1, NA.3.2.1(4)].

I Norge er seismisiteten lav, og konstruksjoner settes stort sett til lav duktilitetsklasse (DCL). Denne duktilitetsklassen gjør det enklere å dimensjonere i henhold til EC2, siden den legger til rette for begrenset energioptak.

Kontroll av seismisitet for Bergen Kommune:

$$a_g S = 0,68 \text{ m/s}^2 > 0,1g = 0,98 \text{ m/s}^2$$

Mowinckel tilfredsstiller kravet for lav seismisitet, og duktilitetsklassen settes til DCL. Dette medfører en konstruksjonsfaktor på $q \leq 1,5$. Faktoren ganges med 0.8 fordi bygningen ikke er regulær i oppriss [EC8-1, 4.2.3.1(7)]. Dermed blir $q = 1,5 \cdot 0,8 = 1,2$.

5.6.2 Byggets egenperiode T

Egenperioden T kan sees på som den perioden bygget vil svinge med, når det blir satt i frie svingninger (Løset, et al., 2010, s. 32). Dette bestemmes hovedsakelig av stivheten og massen til bygget. Det kan benyttes ulike metoder med varierende omfang, for å finne verdien til T.

Metode A er en forenklet tilnærming, og gjelder for bygninger opp til 40 m. Da gjelder uttrykket i EC8-1 4.3.3.2.2(3) og (4):

$$T_1 = C_t * H^{\frac{3}{4}}$$

der « $H \leq 40\text{m}$: Byggets høyde fra fundament eller overkant underbygning i [m]. C_{ot} er en koeffisient avhengig av byggets avstivningssystem» (Løset, et al., 2010, s. 63). For momentstive romlige betongrammer er verdien 0,075.

Dette gir $T_1 = 1,09$

Dette er en foreløpig verdi, som er beregnet med forenklet metode. I FEM-Design vil denne verdien regnes ut nøyaktig etter analyse av byggets modell.

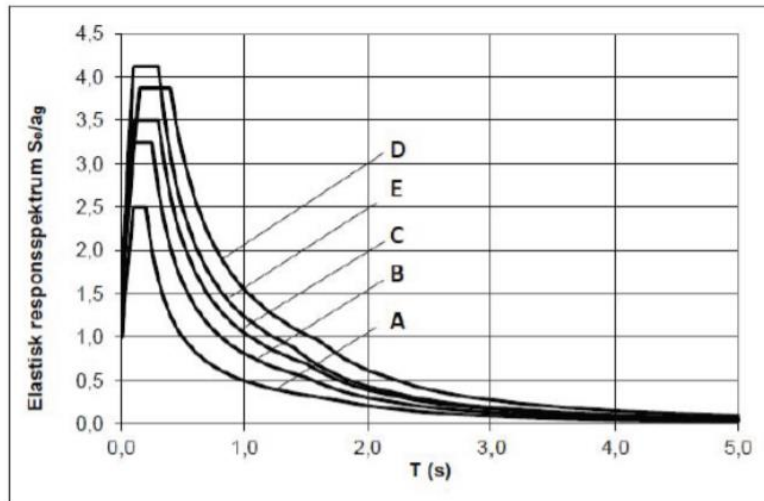
5.6.3 Knekkpunktene T_B , T_C og T_D og forsterkningsfaktor S

Verdiene for T_B , T_C og T_D blir bestemt ut ifra grunntypen og er egensvingeperioder som bestemmer knekkpunktene i responsspekteret. Forsterkningsfaktor blir bestemt samtidig.

Verdiene for de ulike grunntypene er gitt ut ifra Tabell 20. Videre viser Figur 22 sammenhengen mellom perioden og forsterkningsfaktoren for hver grunntype.

Tabell 20: NA.3.3(Tabell) De anbefalte elastiske responsspektrene

Grunntype	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,10	0,20	1,7
B	1,3	0,10	0,25	1,5
C	1,4	0,10	0,30	1,5
D	1,55	0,15	0,40	1,6
E	1,65	0,10	0,30	1,4



Figur 22: Horisontale elastiske responspektre som brukes i Norge [EC8-1 NA.3(903)]

5.6.4 Dimensjonerende responspekter, $S_D(T)$

Uttrykkene i Figur 23 beskriver det horisontale responspekteret $S_D(T)$, og er avhengig av parameterne som er vist ovenfor.

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

Figur 23: Uttrykkene for det dimensjonerende spektret [3.2.2.5(4)P]

Den formelen som brukes med byggets egensvingeperiode T , er den dimensjonerende seismiske akselerasjonen til bygget.

Etter byggets første egensvingeperiode $T = 1.09 \text{ s}$, som ble funnet i kapittel 5.6.2, skal intervallet $T_C \leq T \leq T_D$ brukes. Da blir formelen:

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g$$

$$\text{Der } \beta = 0.2 \text{ [EC8-1, NA.3.2.2.5(4)P]}$$

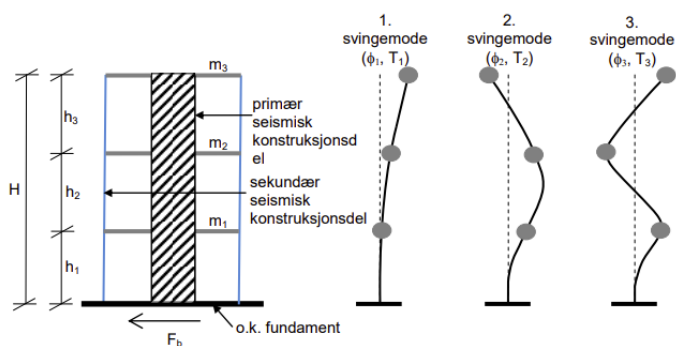
Dette er også en foreløpig verdi som skal erstattes av FEM-Design sine analyser.

5.7 Lineær elastisk analyse

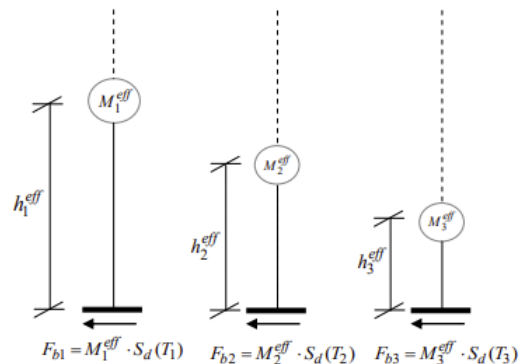
Lineær elastisk analyse av et bygg ser på bæresystemets evne til å motstå seismiske påkjenninger. Det kan gjennomføres med tværkraftsmetoden eller modal responsspektrumanalysen. Tabell 19 viser kriteriene for å velge de ulike metodene.

Tverrkraftsmetoden er aktuell når bygningens respons ikke påvirkes betraktelig av bidrag fra høyere svingeformer enn første egensvingeform i hver hovedretning. Denne svingeformen vil være betydelig høy, dersom konstruksjonen er regulært i oppriss. (Løset, et al., 2010, s. 61)

Kapittel 5.4 forklarer hvorfor Mowinckel krever modal responspektrumanalysen. Denne metoden må også benyttes hvis byggets første egensvingeperiode overstiger $4T_c$ eller 2,0 s, etter [EC8, 4.3.3.2.1, s. 45]. Beregningene gjøres på bakgrunn av den duktile oppførselen til konstruksjonsdelene. Når analysen utføres på ikke-regulære konstruksjoner, er det behov for flere svingeformer. Beregningene utføres i FEM-design, ettersom det er krevende å utføre for hånd. Fremgangsmåten og resultatene blir gjennomgått senere i kapittelet om jordskjelv.



Figur 24: Svingemoder med fler-frihetsgradsystemer (Løset, et al., 2010, s.65)



Figur 25: Ekvivalente en-frihetsgradsystemer (Løset, et al., 2010, s.65)

Figur 24 viser eksempler på 3 ulike svingeformer til en konstruksjon. Hver svingeform har konsentrerte masser i hver etasje med ulike egensvingeperioder. For hver form er det et ekvivalent en-frihetsgradssystem, se Figur 25. Disse har samme egensvingeperiode som fler-frihetsgradsystemet, og er definert med en generalisert masse og stivhet. Analysen kombinerer de maksimale kreftene og forskyvningene til disse ulike svingeformene. På denne måten kan modal responspektrumanalyse løse et fler-frihetsgradssystem, med et sett av konstruksjonens svingeformer. Andre krav til bruk av denne analysen gitt i [EC8, 4.3.3.3.1, s. 47].

5.7.1 Ikke-lineære analyser

Ikke-lineære metoder ser mer utvidet på de bærende konstruksjonsdelene og den postelastiske oppførselen til bygget. De krever at konstruksjonen ligger i duktilitetsklasse DCM, etter pkt. EC8-1 NA.4.3.3.1(4).

Den første analysen er en statisk analyse der det påføres forskyvninger på konstruksjonen.

Dette gjøres med monotont økende horisontallaster i hver retning, helt til bygget går til brudd (Løset, et al., 2010). Slik finner man hvor det kommer flytning først, og kraftforskyvningsforholdet til konstruksjonen.

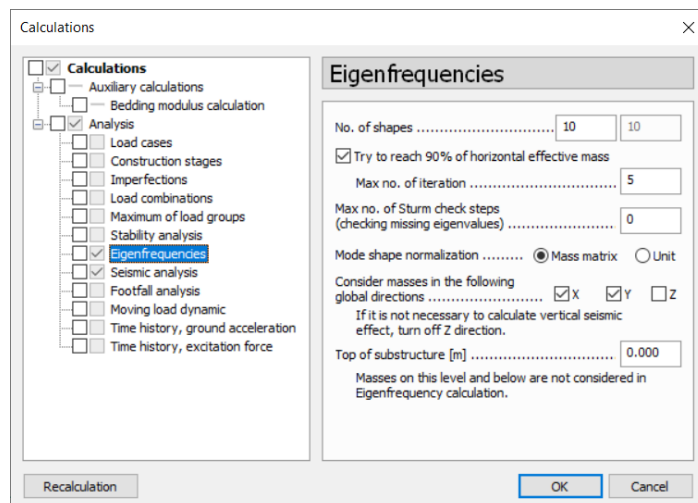
Den andre er en dynamisk analyse som ser på konstruksjonen gjennom et tidsrom. Bevegelsene i grunnen skal etterlignes med akselerogram [EC8 3.2.3.1]. Ved å gjenta prosessen, kan en finne en realistisk oppførsel til bygget etter påkjenning fra jordskjelv.

5.8 Seismisk analyse i FEM-Design

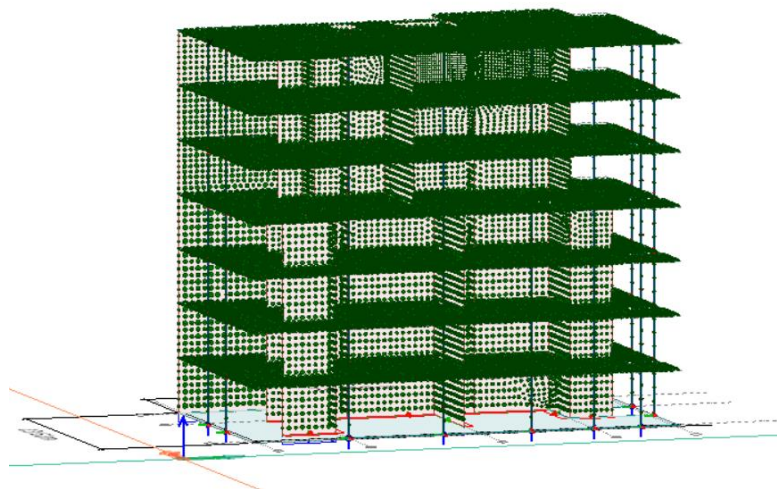
I dette kapittelet blir fremgangsmåten for den seismiske analysen i FEM-Design gjennomgått. Parametere som er funnet i kapitelet om jordskjelv blir lagt inn.

5.8.1 Egenfrekvenser

For å ha grunnlag til å utføre den seismiske analysen, må byggets egenfrekvenser beregnes. Dette gjøres ved å beregne vibrasjonsformer i modellen og tilhørende egenfrekvenser. For å finne disse, må det bestemmes hvilke masser som skal være med i beregningen. Dette defineres i ECO ut ifra type bygg, og står beskrevet i kapittel 3.5.2. Når de ulike massene er definert, kan egenfrekvensanalysen utføres under «Analysis», se Figur 26. Her må antall svingformer legges inn, og det bestemmes å prøve med 10. Dette antallet kan endres hvis det er behov for det. Fra resultatene er det mulig å vise de ulike massene i hver node på konstruksjonen. Denne massen kombineres med responspekteret fra jordskjelv, og er illustrert i Figur 27. (Norconsult informasjonssystemer AS, 2012)

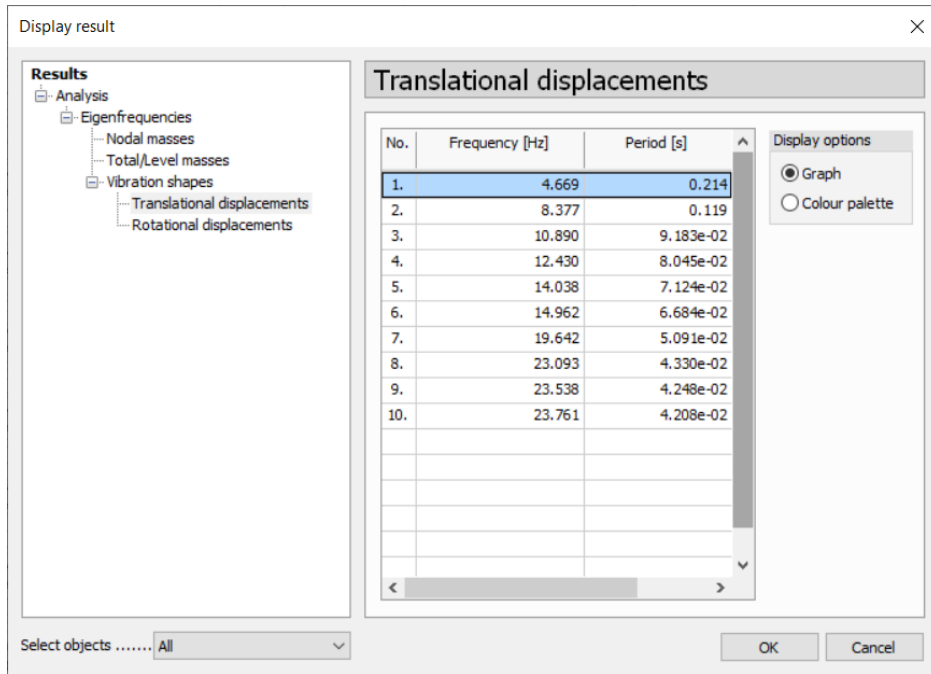


Figur 26: Inndata for beregning av egenfrekvens i FEM-Design

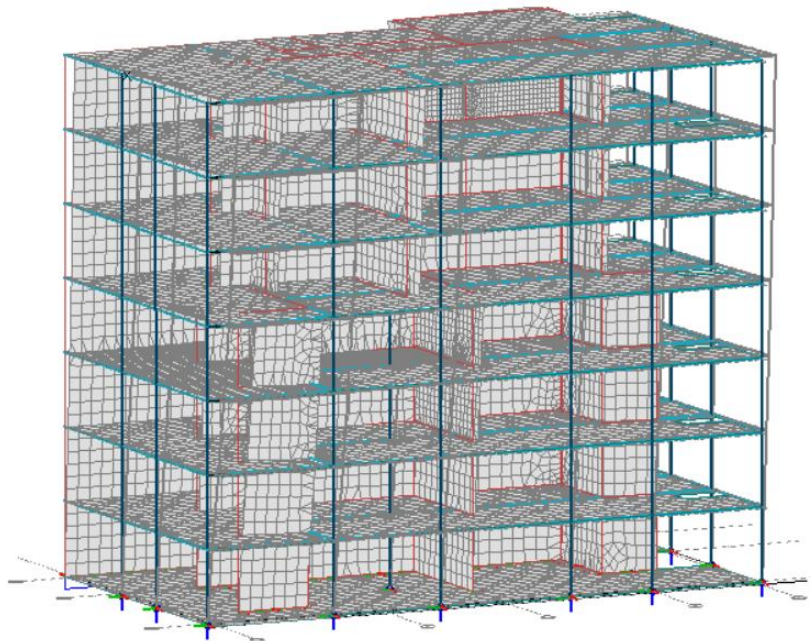


Figur 27: Verdier for massen i hver node

Videre kan beregningene gi resultater for byggets svingeformer. Resultatene for de 10 svingeformene er vist i Figur 28. Grafisk fremstilling av svingeform 1 er vist i Figur 29. Disse er oppgitt i frekvens (Hz) og periode (s).



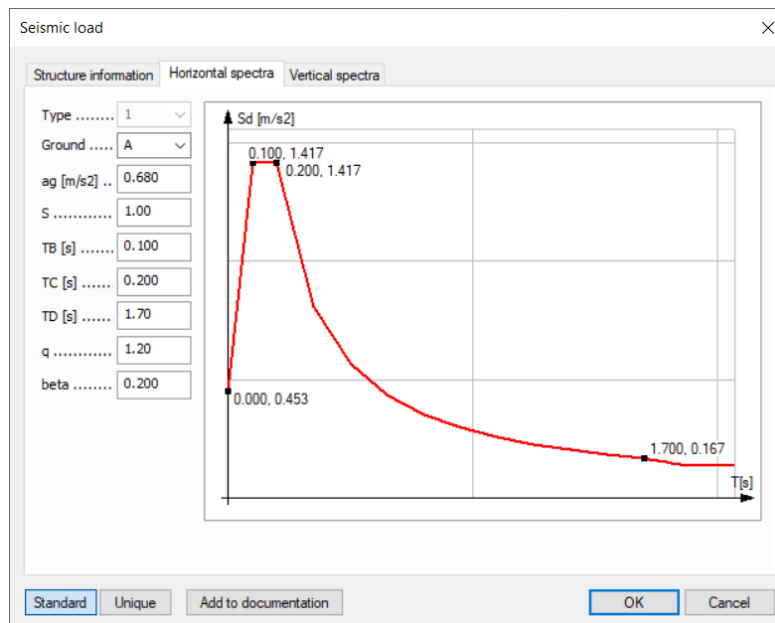
Figur 28: Svingeformer for konstruksjonen



Figur 29: Første svingeform presentert grafisk

5.9 Modal responspektrumanalyse

Som nevnt tidligere skal de seismiske kreftene beregnes ut fra modal analyse. Dette er den vanligste metoden å bruke for denne type krefter i konstruksjoner. Først må det seismiske responspekteret legges inn under «Laster». Disse dataene er funnet over og fylt inn som vist i Figur 30. Det er kun tatt hensyn til horisontalt responspektrum, siden de vertikale kreftene ikke skal beregnes i Norge.



Figur 30: Parametere for responspektrum i FEM-Design

5.9.1 Krav til svingeformer og total masse

EC8 gir krav til antall svingeformer og totale masse som skal tas med i beregningen. Følgende krav må sjekkes:

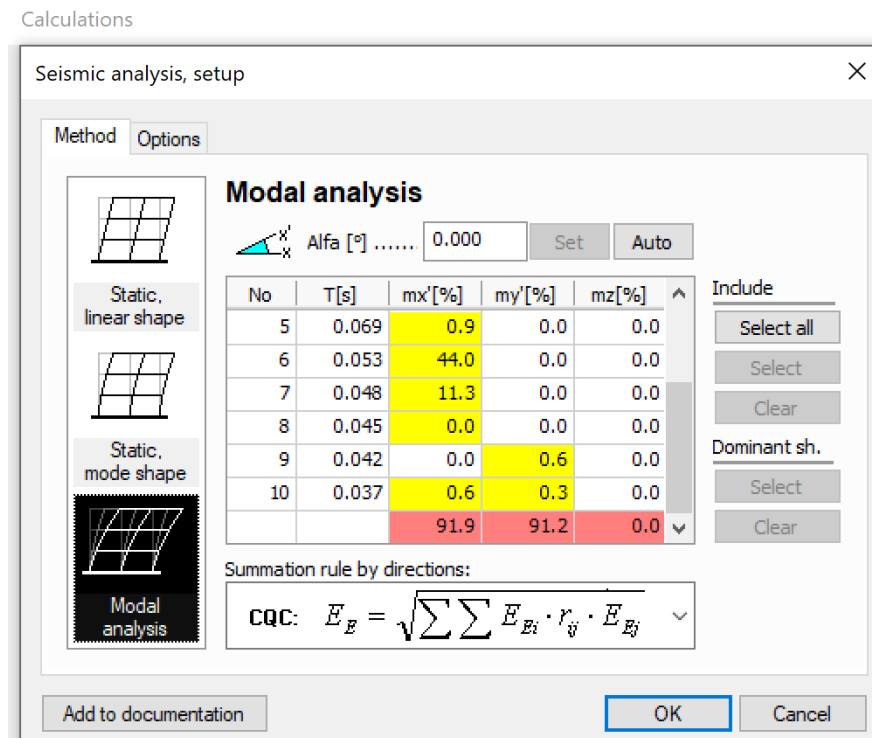
1. «Summen av de effektive modale massene for svingeformene som er medtatt, må være større enn 90% av byggets seismiske masse.»
2. «Alle svingeformer som bidrar med mer enn 5% til byggets masser skal medtas og kontrolleres.» (Norconsult informasjonssystemer AS , 2012, s. 57)

Hvis ikke dette er oppfylt, bør en påse at det minste antallet k av svingeformer som skal medregnes i en romlig analyse, tilfredsstiller følgende krav i formel (4.13) og (4.14) [EC8-1, s.47]. Dette gjelder oftest for bygninger med store torsjonskrefter.

$$k \geq 3 * \sqrt{n} \quad [4.13]$$

$$T_k \leq 0,20s \quad [4.14]$$

De markerte feltene i Figur 31, viser alle svingeformer som har masser. De røde feltene nederst markerer den totale massen for x og y-retning som er tatt med. Siden massene er større enn 90%, overholdes det første kravet. Krav nr. 2 er også tilfredsstilt, fordi alle verdier er kontrollert. Det er dermed ikke behov for å sjekke de nevnte formlene.



Figur 31: Oppsett for seismiske laster ved modal analyse

Det er nå klart for å kjøre jordskjelvberegningen, og bestemme kreftene på konstruksjonen. Kraftene som er oppgitt er karakteristiske, og må dermed kombineres med de andre lastene for å få de dimensjonerende kreftene. Det er ikke tatt hensyn til hvilken retning kreftene virker, og FEM-Design velger selv hvilket fortegn som er mest ugunstig å bruke. Etter kreftene fra jordskjelv er beregnet, må de legges inn i kombinasjonene for laster. Dette gjøres ved å legge til «Seismic max» i ulykkestilstand, slik som i Figur 32. Det må også legges til en lastgruppe for at lasttilfellene med seismisk last skal medregnes automatisk.

No	Name	Type	Factor	Included load cases
55	LC15SRLS	Sf	0.20	Snø
			1.00	Auto egen
			1.00	Påført egen
			1.00	Svinn
			0.50	Vind +x
			0.20	Nytte 1
			0.20	Nytte 2
			0.20	Snø
56	LC16SRLS	Sf	1.00	Auto egen
			1.00	Påført egen
			1.00	Svinn
			0.50	Vind +y
			0.20	Nytte 1
			0.20	Nytte 2
			0.20	Snø
57	Seismic max	Us	1.00	Auto egen
			1.00	Påført egen
			1.00	Svinn
			0.30	Nytte 1
			0.30	Nytte 2
			0.20	Snø
			1.00	Seismic max.

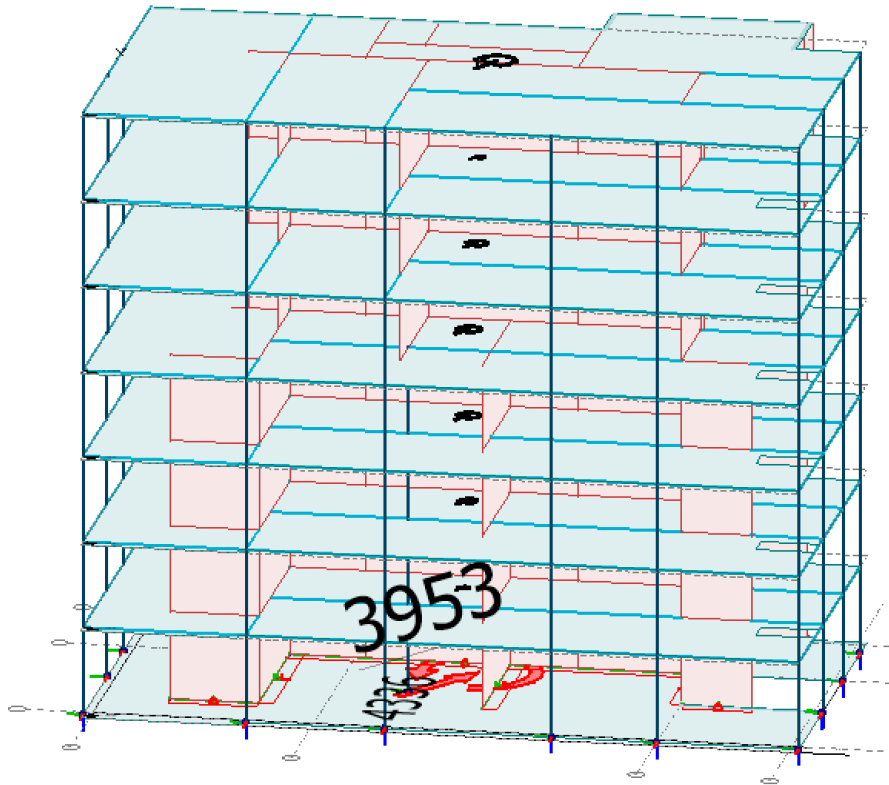
Figur 32: Lastkombinasjoner inkludert seismisk last

6 Resultater for seismisk analyse

Resultatene fra jordskjelvanalysen er valgt å presenteres på 3 ulike måter:

- Ekvivalente statiske laster vist som skjærkraft og torsjonsmoment per etasje
- Totale reaksjonskrefter i bunnen
- Krefter ved linjeopplegget på toppen

Figur 33 viser verdien til de ekvivalente statiske lastene ved overkant stiv kjeller. Størrelsen til de svarte pilene i hvert plan, viser forholdet mellom lastene per etasje. Kraftene er totalsummen av skjærkraft og torsjon på de avstivende skivene. Et mer detaljert oppsett av disse kreftene blir presentert senere i kapittelet.

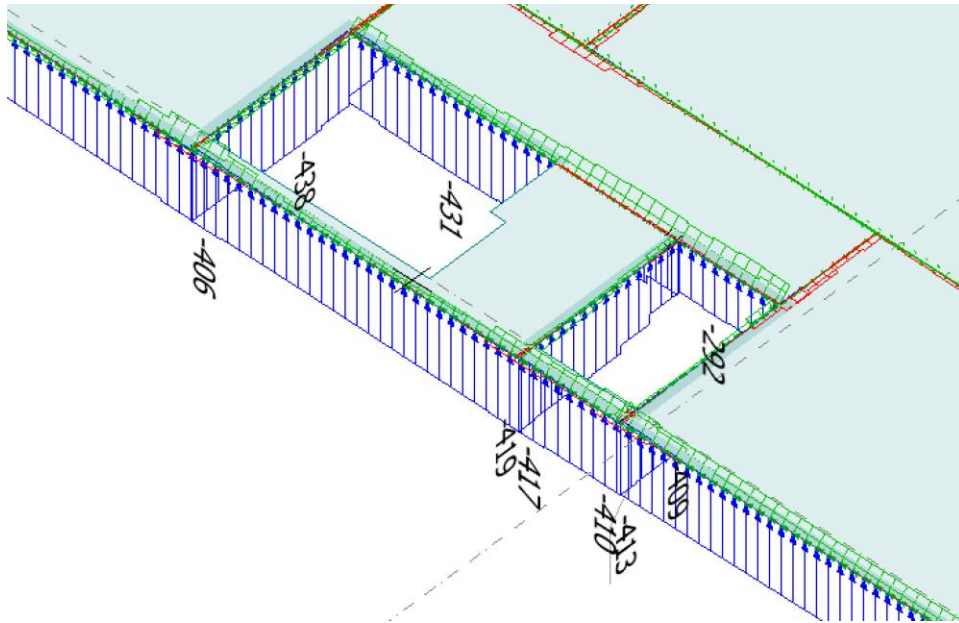


Figur 33: Fremstilling av ekvivalent statisk last med V [kN] og M [kNm]

Størrelsen på reaksjonskreftene med seismisk last og hvordan de virker, er vist under i Figur 34.

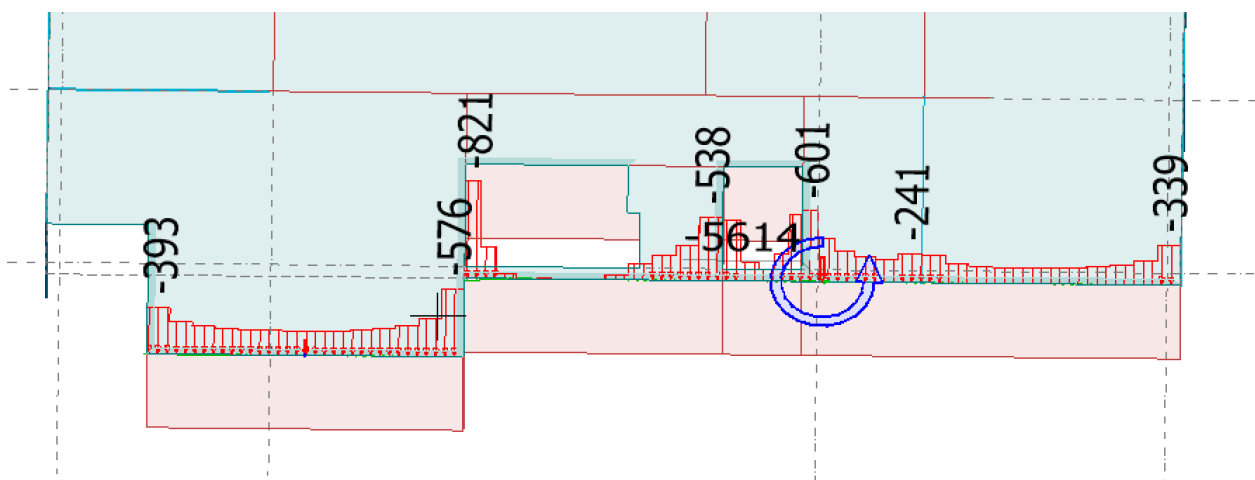
De vertikale kreftene er markert i blå, og er betydelig større enn de horisontale kreftene.

Sjaktene tar de største kreftene, sammen med vegg i bakkant. Dette henger sammen med hvordan kreftene virker på bygget, og bæresystemet vil ta opp mesteparten av kreftene fra grunnen i vertikal retning.



Figur 34: Seismiske reaksjonskrefter i kN/m på avstivende sjakter (lokalt aksesystem)

Figur 35, viser horisontale krefter ved linjeopplegget. Røde piler er skjærkraft, og momentet i blått.

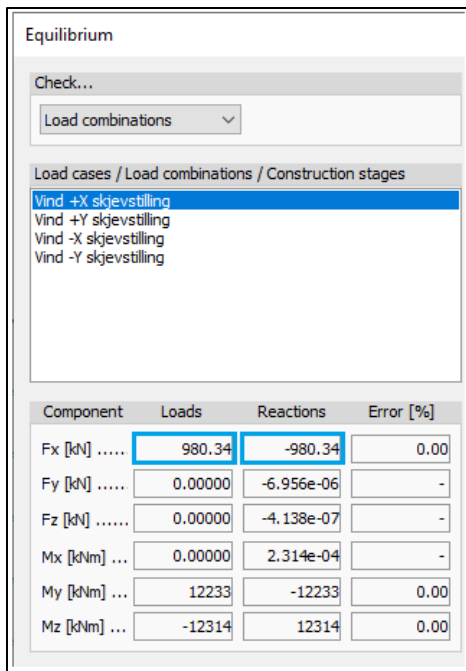


Figur 35: Seismiske reaksjonskrefter i kN/m og kNm ved linjeopplegg

6.1 Muligheter for å oppfylle det femte utelatelseskriteriet

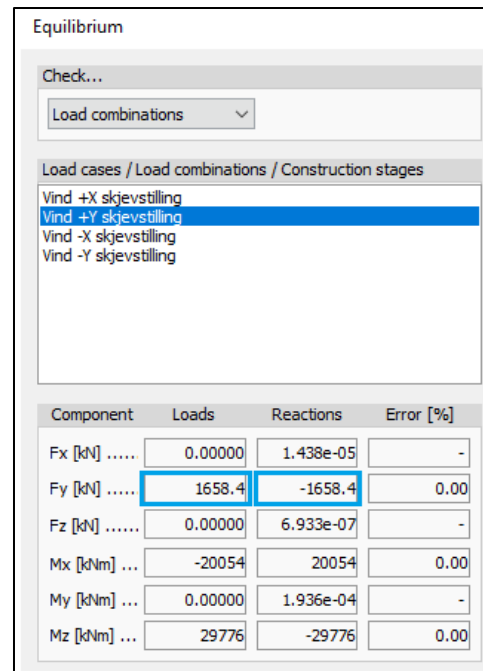
Utelatelseskriteriene ble kontrollert før jordskjelvanalysen. Hvis bygget hadde vært regulært i plan og oppriss, ville det vært mulig å oppfylle kriterium 5. For at kravet til regularitet skal kunne oppfylles for Mowinckel, må bærevegger i plan 5-7 plasseres likt som i etasjene under.

Plasseringer er vist i kapittel 4. Ved at andre horisontallaster blir dimensjonerende, er det mulig å se vekk fra denne analysen. Som beskrevet i kapittel 5.5.3, gjelder dette hvis skjærkraften for de seismiske lastene i bunnen er mindre enn relevante lastkombinasjoner. For denne konstruksjonen vil de relevante lastene være vindlast pluss skjevstillingslast. Resultatet for kreftene er hentet ut fra FEM-Design, og vist i Figur 34 og Figur 35.



Component	Loads	Reactions	Error [%]
Fx [kN]	980.34	-980.34	0.00
Fy [kN]	0.00000	-6.956e-06	-
Fz [kN]	0.00000	-4.138e-07	-
Mx [kNm] ...	0.00000	2.314e-04	-
My [kNm] ...	12233	-12233	0.00
Mz [kNm] ...	-12314	12314	0.00

Figur 34: Verdi i kN for vindlast og skjevstilling i x-retning



Component	Loads	Reactions	Error [%]
Fx [kN]	0.00000	1.438e-05	-
Fy [kN]	1658.4	-1658.4	0.00
Fz [kN]	0.00000	6.933e-07	-
Mx [kNm] ...	-20054	20054	0.00
My [kNm] ...	0.00000	1.936e-04	-
Mz [kNm] ...	29776	-29776	0.00

Figur 35: Verdi i kN for vindlast og skjevstilling i y-retning

Videre må det tas hensyn til lastfaktorene for gjeldende tilfelle, og formel 2.3.5 (5) benyttes (Vinje & Alexander, Betongelementboken Bind H, 2011, s. 20). Det brukes en lastfaktor på 1.05 for skjevstilling, og 1.5 for vindlast. I Tabell 21 er kreftene for hver av de horisontale retningene

vist. Her er kreftene fra jordskjelv betydelig større enn vind pluss skjevstilling, og dermed oppfyller ikke Mowinckel utelatelseskriteriet.

$$1,0 \cdot F_b < (1,5 \cdot \text{vind} + 1,05 \cdot \text{skjev}) \cdot \left(\frac{\gamma_{c\text{bruddgrense}}}{\gamma_{cDCL}} \right) \quad \text{[2.3.5 (5)]}$$

Tabell 21: Sammenligning av vind og jordskjelvkrefter

Last	F _x	F _y
Vind + Skjev	1225 kN	2073 kN
Jordskjelv	2181 kN	3251 kN
Forhold	1,8	1,6

Kreftene fra jordskjelv er 1,8 og 1,6 ganger større i henholdsvis x og y retning. Konklusjonen er at jordskjelvlastene er større enn vindlast, og det er nødvendig med en jordskjelvanalyse for bygget.

6.2 Sammenligning av seismiske krefter med ulikt opplager

En avgjørende faktor for resultatet fra jordskjelvkreftene, er opplagerbetingelsene i toppen av bygget. Siden konstruksjonen er fastholdt med et linjeopplegg i plan 7, vil dette påvirke hvordan de seismiske kreftene virker på bygget. For å se forskjellen dette utgjør, er det utført beregninger for bygget med og uten fastholding i toppen. Videre sammenlignes kreftene i de ulike tilfellene, og resultatene vurderes mot hverandre.

6.3 Ekvivalente statiske krefter fra modal responspektrum analyse

Figur 40 og Figur 41 viser resultatene for de ekvivalente kreftene fra modal responspektrum analysen, med ulike opplagerbetingelser. Disse er fremstilt som summen av skjærkreftene og torsjonsmomentet i horisontal retning (Strusoft, 2010). For tilfellet med fastholding i toppen av bygget, viser Figur 41 at det er medregnet 20 svingeformer i beregningen. Antall svingeformer som kreves varierer med konstruksjonstype, laster og beregningstype. Ved at

fastholdingsbetingelsene endres, vil bygget bli stivere. Dermed er det mindre masse som inkluderes per svingning, og det kreves et høyere antall for å oppnå kravet på 90 %.

Equivalent loads	
Shape, dir.	F [kN]
4.shape, Fy+My	0
4.shape, Fy-My	0
5.shape, Fy+My	785
5.shape, Fy-My	785
6.shape, Fy+My	0
6.shape, Fy-My	0
8.shape, Fy+My	55
8.shape, Fy-My	55
9.shape, Fy+My	106
9.shape, Fy-My	106
10.shape, Fy+My	53
10.shape, Fy-My	53
Sum, Fy+My	3248
Sum, Fy-My	3248
Sum, Fz	0
Seismic max.	4448

Figur 37: Totale horisontale seismiske krefter uten fastholding i topp

Equivalent loads	
Shape, dir.	F [kN]
11.shape, Fy+My	9
11.shape, Fy-My	9
14.shape, Fy+My	85
14.shape, Fy-My	85
15.shape, Fy+My	10
15.shape, Fy-My	10
16.shape, Fy+My	7
16.shape, Fy-My	7
17.shape, Fy+My	8
17.shape, Fy-My	8
19.shape, Fy+My	7
19.shape, Fy-My	7
Sum, Fy+My	3251
Sum, Fy-My	3251
Sum, Fz	0
Seismic max.	3885

Figur 36: Totale horisontale seismiske krefter med fastholding i topp

De totale seismiske kreftene i horisontal retning, er presentert i Tabell 22. For tilfellet med fastholding er forskjellen betydelig større i x-retning, og tilnærmet lik i y-retning. Det gir en sammenlagt verdi på kreftene, som er høyere for dette tilfellet. Ved at bygget bare har mulighet til å bevege seg vertikalt, vil påkjenningene om den svake aksen reduseres. For den stiveste siden av bygget, vil ikke kreftene endres vesentlig. Dette er fordi konstruksjonen ikke har like store svingninger om den lengste siden.

Tabell 22: Totale resultater for seismiske analyser med ulike opplagerbetingelser

Type krefter	Jordskjelvkrefter uten fastholding	Jordskjelvkrefter med fastholding
Sum Fx+Mx	3051 kN	2181 kN
Sum Fy+My	3248 kN	3251 kN
Seismic max	4448 kN	3885 kN

6.4 Sammenligning av seismiske krefter etasjevis

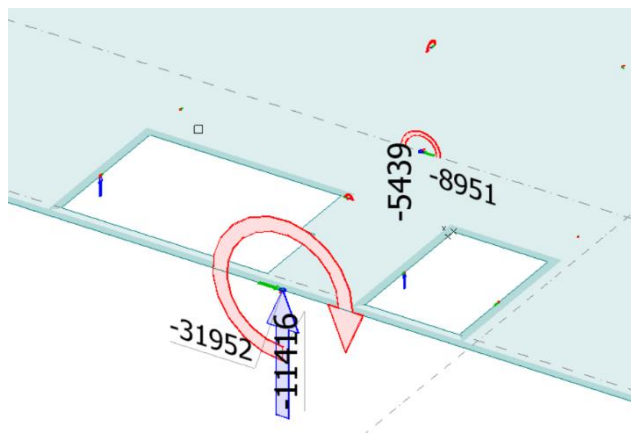
I Tabell 23 vises skjær og torsjonskrefter for hvert plan oppover i bygget. På grunn av forskjell i antall svingeformer vil akselerasjonen variere i hvert av planene. I bunnen av bygget er skjærkraft og torsjonsmoment større uten fastholding. I etasjen med linjeopplegg ser man at jordskjelvkreftene er vesentlig mindre. Det er fordi bygget er stivere og kreftene blir ført inn til fjellet. Bygget uten fastholding vil kunne svinge fritt, noe som er ugunstig. Betingelsen har dermed stor innvirkning på jordskjelvkreftene som virker på bygget. Denne forskjellen blir tydelig når reaksjonskreftene i bunnen av bygget sammenlignes. I toppen av bygget vil kreftene bli størst, fordi takterrassen med oppbygging av grønt areal har større masse.

Tabell 23: Seismiske krefter etasjevis i konstruksjonen. Fargen blir mørkere når kreftene øker.

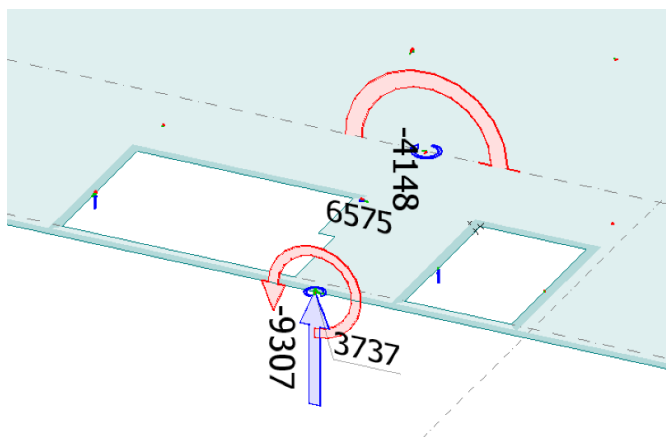
Plan	Uten fastholding		Med fastholding		Differanse skjær [kN]	Differanse torsjon [kNm]
	Skjær [kN]	Torsjon [kNm]	Skjær [kN]	Torsjon [kNm]		
1	4450	4541	3885	4336	565	205
2	222	235	348	370	-126	-135
3	397	422	582	638	-185	-216
4	525	552	736	819	-211	-267
5	622	642	760	848	-138	-206
6	789	820	650	722	139	98
7	750	783	372	361	378	422
8	1708	1784	1178	1345	530	439



Figur 38 og Figur 39 viser reaksjonskreftene i bunnen av bygget, med de ulike betingelsene. Momentbelastningen blir størst på betongveggen nærmest fjellet for det frittstående bygget. Derimot flyttes maksimal momentbelastning, når situasjonen endres.



Figur 39: Resulterende reaksjonskrefter [kNm] og aksialkraft [kN] på veggskiver, uten linjeopplegg



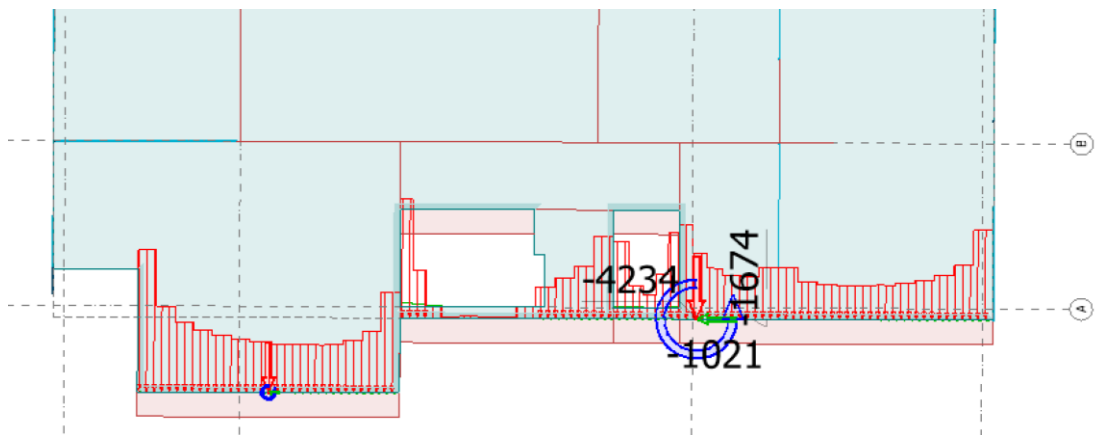
Figur 38: Resulterende reaksjonskrefter [kNm] og aksialkraft [kN] på veggskiver, med linjeopplegg

Tabell 24: Reaksjonskrefter med og uten fastholding

Reaksjonskrefter	Uten linjeopplegg i plan 7	Med linjeopplegg i plan 7
MEd,y ₁	-31952 kNm	3737 kNm
MEd,y ₂	-8951 kNm	6575 kNm
NEd,z ₁	11416 kN	9307 kN
NEd,z ₂	5439 kN	4148 kN

Figur 40 viser de største resulterende horisontalkreftene i plan 7, ved linjeopplegget langs fjellet. Belastningen blir vesentlig større for situasjonen uten fastholding, som vist i

Tabell 24. Grunnen til de store forskjellene for aksialkreftene og moment er at opplegget i toppen tar horisontale krefter.



Figur 40: Resultantkrefter i Moment (kNm) og horisontale krefter (kN) ved linjeopplegg i plan 7

6.5 Resultater fra Consto

For å kunne vurdere om forenklingen som er gjort gir et realistisk bilde av jordskjelvkreftene på bygget, er det sammenlignet krefter med Consto. I deres tilfelle er hele konstruksjonen modellert, med parkeringskjeller og overbygg. Tabell 25 viser jordskjelvkreftene som Consto får, sammenlignet med tallene i Tabell 22. Dette viser at resultatene er 1,6 ganger større enn for bygget med forenklingen. Forenkling gjør at massene til de øverste etasjene ikke kommer med i svingeformene til bygget. Det er forsøkt å gjøre lastbildet riktig ved å sette på punktlaster fra de øverste etasjene. De dominerende svingeformene for Consto ligger mellom 0,14-0,23 s, men med forenklingen ligger de mellom 0,071-0,21 s. Derfor er det naturlig at jordskjelvkreftene med forenkling blir en del mindre.

Tabell 25: Jordskjelvkrefter sammenlignet med Consto

Type krefter	Jordskjelvkrefter fra Consto	Differanse mellom jordskjelvlaster	Differanse
Sum Fx+Mx	3467 kN	-1286 kN	1,6
Sum Fy+My	5244 kN	-1993 kN	1,6
Seismic max	6287 kN	-2402 kN	1,6

7 Beregninger og dimensjonering

Dimensjonering blir gjort etter Eurokode EC1 og EC2 og detaljblader fra SINTEF Byggforskserien. Programmene som benyttes er FEM-Design, ISY-Design, BTSnitt, og noen av konstruksjonsdelene blir kontrollert med håndberegninger i MathCAD. De dimensjonerende kreftene er hentet fra modell i FEM-Design.

7.1 Betong

Tidlig i prosjektet ble det bestemt at bæresystemet skulle være i betong. Dette fører til en rekke faktorer som påvirker byggets oppføring. Betongens egenskaper beskrives før dimensjoneringen av konstruksjonsdelene gjennomgås.

- Betong har naturlig god bestandighet i forhold til stål, og krever ikke beskyttende sjikt mot brannpåkjenning og korrosjon (Vinje, Betonglementboken Bind D, 2017). Med nok overdekning til armeringsstål, vil betong tilfredsstillende kravene for brannsikkerhet uten ekstra varmeisolerende sjikt. For å være sikker på å komme innfor brannkravene, brukes minimum 35 mm overdekning på alle konstruksjonsdelene.
- Betong vil være svakere enn stål med samme tverrsnitt, derfor trengs et større betongtverrsnitt. Dette fører til at det blir vanskeligere å få plass til konstruksjonsdeler, uten å treffe vindu og andre funksjonelle deler av bygget. Moderne bygg som Mowinckel vil ha flere tekniske installasjoner, som må tas hensyn til.

7.1.1 Plasstøpt betong

Plasstøpt betong egner seg for boligbygg med ulike planløsninger for etasjene, og små spenn mellom bæreelementer. For betongelementer vil større og konstante spenn være gunstigere for bæresystemet. Dermed er det enklere å bruke plasstøpt toveisdekker som kan utnytte bærende vegger og søyler fra flere akser. I denne oppgaven er bæresystemet lagt opp slik at spennene er kontinuerlige og enkle å utnytte. Grunnen til dette er at beregningene i programvarer og kontrollene for hånd blir enklere å gjennomføre, siden de blir sett på som enveisdekker.

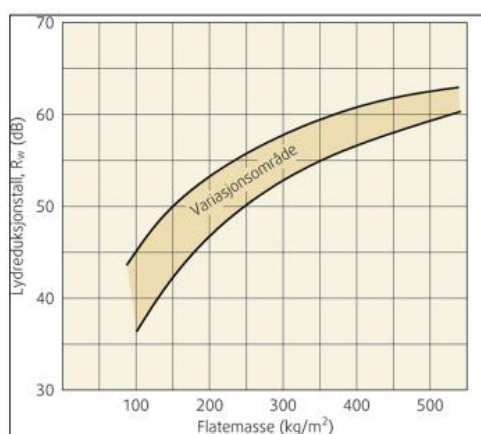
Å bruke plasstøpt betong er tidkrevende på grunn av forskaling, jernbinding og herding på byggeplass. Det er derimot gunstig å fortsette med dette, siden støping er planlagt for flere deler av bygget. Fordelene er blant annet økt fleksibilitet til utsparinger og innfestinger. Påkjenninger fra jordskjelv vil virke annerledes på konstruksjoner av plasstøpt betong. Koblinger mellom elementene vil være enklere å gjennomføre, mer fleksible, og homogent sterkere. Dette vil føre kreftene jevnt gjennom konstruksjonen, og knutepunktene svikter ikke før betongen.

7.1.2 Akustikk

Tilfredsstillende lydforhold fra innendørs lydkilder omfatter:

1. Luftlyd
2. Trinnlyd og strukturlyd
3. Støy fra tekniske installasjoner
4. Romakustiske forhold

Et bygg av betong vil i utgangspunktet være godt egnet for lydemping. Generelt er dette på grunn av en tung flatevekt (Norsk Betongforening). Figur 41 viser forholdet mellom flatevekten og lydreduksjonstallet R_w .



Figur 41: Forholdet mellom flatevekt og lydreduksjonstall, Norsk Betongforening

For Mowinckel skal etasjeskillere og bærende vegger i betong være 250 mm i de fleste tilfeller. Med betongens egenvekt vil denne tykkelsen tilsi en flatevekt på:

$$g_c = 2500 \text{ kg/m}^3 \cdot 0.25\text{m} = 625 \text{ kg/m}^2$$

Dette gir et lydreduksjonstall på ca. 60 dB. Denne verdien stemmer godt overens med Byggforsk sine verdier for lydreduksjonstallet med denne betongtykkelsen (SINTEF Byggforsk, 2015). Der er flatevekten på 600 kg/m². Dette tallet gjelder hovedsakelig for luftlyd. For å hindre trinnlyd kan det brukes trinnlydplater og belegg som reduserer lyd. Anbefalinger for ulike belegg i Byggforsk ligger på lydreduksjonstall mellom 5 til 40 dB (SINTEF Byggforsk, 2009). Plastøpt betong vil være godt egnet for luftlydisolasjon (Norsk Betongforening).

7.1.3 Krav og betongkvalitet

Dimensjonering av betong blir gjort i henhold til EC2-1. Under er diverse krav og regler for dimensjonering av betongkonstruksjoner.

- [EC2-1, 5.3.1]: Konstruksjonsdeler skal klassifiseres etter sin funksjon i bygget. Dette kan være dekker, søyler, bjelker og vegger. Bestemmelsene gjøres etter pkt. (3)-(7).
- [EC2-1, 5.1.3]: For lastkombinasjoner skal alle som kan være dimensjonerende i ethvert snitt undersøkes for konstruksjonen og konstruksjonsdeler.

Tabell 26 under viser verdier for betongkvalitet med dimensjonerende brukstid på 50 år.

Tabell 26: Fasthetsklasse, bestandighetsklasse og eksponeringsklasse Etter EC2-1

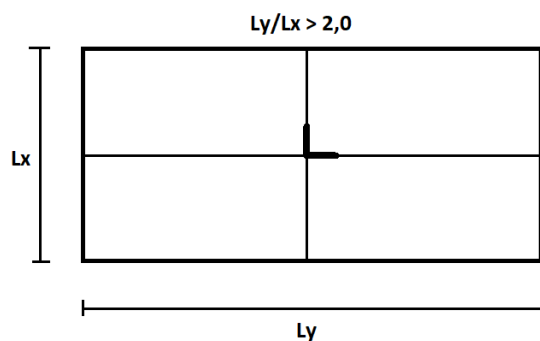
	Fasthetsklasse	Eksponeringsklasse	Bestandighetsklasse	Overdekning, 50 år
Fundament	B45	XC3	M60	40 mm (Ekstra utsatt for vått miljø; minimum 40 mm)
Yttervegger	B35	XC2	M60	35 mm, R90 brannkrav
Dekker	B35	XC1	M60	35 mm, R90 brannkrav
Innervegger	B35	XC1	M60	35 mm, R90 brannkrav
Søylar	B35	XC1	M60	35 mm, R90 brannkrav

7.2 Dimensjonering

7.2.1 Dekker

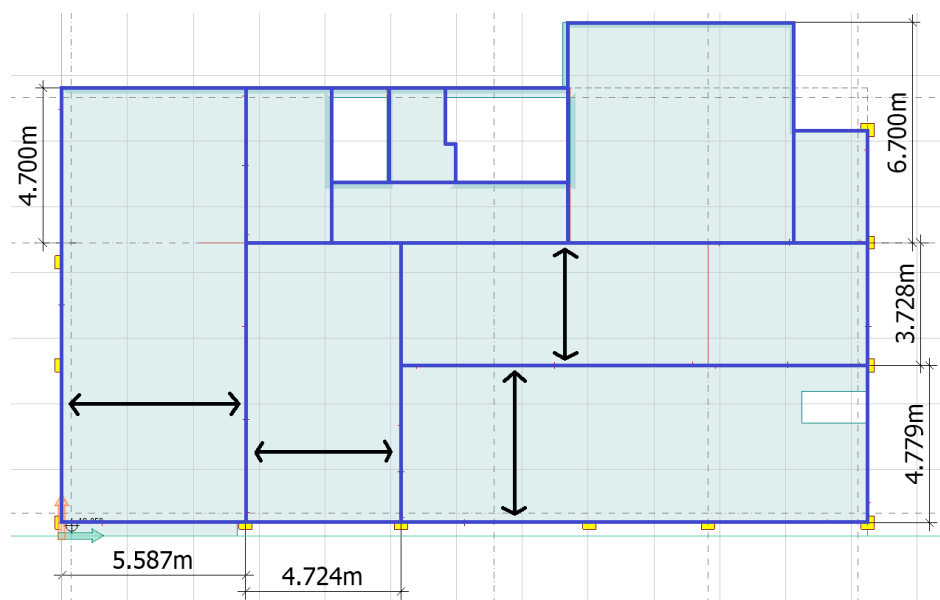
Betongdekkene skal bære egenlast, nyttelast, og horisontale krefter som vindlast og seismisk last. For at dimensjoneringen skal være gunstig og forutsigbar, skal dekket legges slik at vegger og bjelker er parallelle med dekkets tverretning (SINTEF Byggforsk, 2013). Dekkene utføres i plaststøpt betong, og spenner vanligvis to veier. For å unngå beregning av toveisdekker, er det plassert bjelker slik at spennviddeforholdet $L_y/L_x > 2,0$. Da er det mulig å behandle dekket som et enveisdekke med all last i en retning. Dermed armeres det i den korteste retningen for

momentet (x-akse i figur), med minimumsarmering EC2-1 NA.9.2.1(1) i y-retning (Sørensen, 2020), vist i Figur 42.



Figur 42: Spennviddeforhold $L_y/L_x > 2,0$. Basert på illustrasjon i *Betongkonstruksjoner* i kilden henvist over.

Figur 43 viser retningen til den korteste akse på dekkene med størst areal i plan 6. Dette er retningene som blir armert for det dimensjonerende momentet.

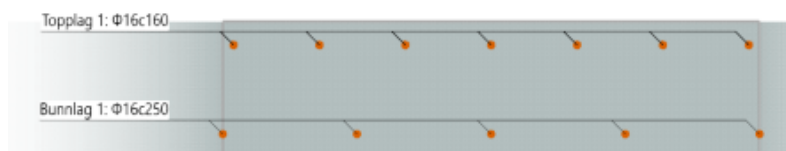


Figur 43: Oversikt over korteste akse på utvalgte dekker i plan 6

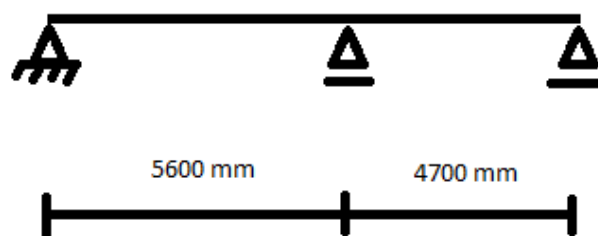
Tykkelsen på platene er 250 mm, det skaper grunnlaget for armeringen som legges inn. Det er størst krefter der dekket har spennvidde på 5,6 m og 4,7 m. Momentet over støtte blir 105 kNm og 56 kNm i felt, armeringen beregnes per meter platestripe. Dekket har delvis utnyttet trykksone, og derfor trengs det ikke armering på trykksiden. Det legges inn $\varnothing 16$ jern med c/c 150

mm over støtten, og $\varnothing 16$ i felt med c/c 250 mm. Svinn og fordelingsarmering legges inn i tverretningen til hovedarmeringen. Den skal minimum være 20% av armeringsarealet til hovedarmeringen. Det legges inn $\varnothing 12$ med c/c 250 mm for at det skal være lett å legge, og kravet til minimumsarmeringen er overholdt.

Beregnet armering fra ISY-design er vist i Figur 44 og det statiske systemet i Figur 45. Selv om det er lagt inn armering for hele lengden i overkant, er dette egentlig ikke nødvendig. Det er mulig å bare legge inn armering over støtten, siden det er der strekkraftene virker. Da må det beregnes hvor langt ut fra støtten det er behov for armering i overkant.



Figur 44: Betongdekke med innlagt armering

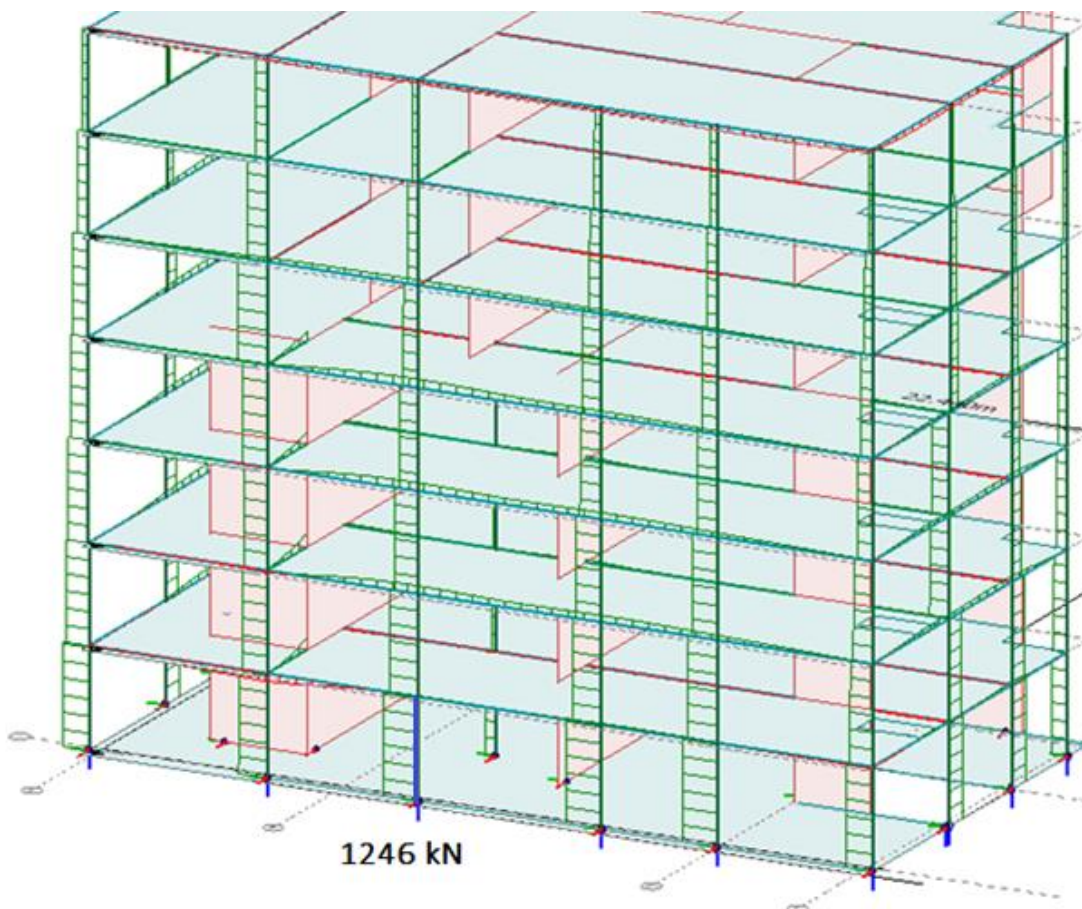


Figur 45: Opplegg for valgt plate

7.2.2 Søyler

Søylene tar vertikallaster og dimensjonen øker vanligvis nedover i etasjene. I Mowinckel står søylene likt i alle plan slik at de fører lasten jevnt fra takterrassen til fundamentnivå. Siden de er frittstående og tar lite moment om begge akser, er det valgt symmetriske tverrsnitt.

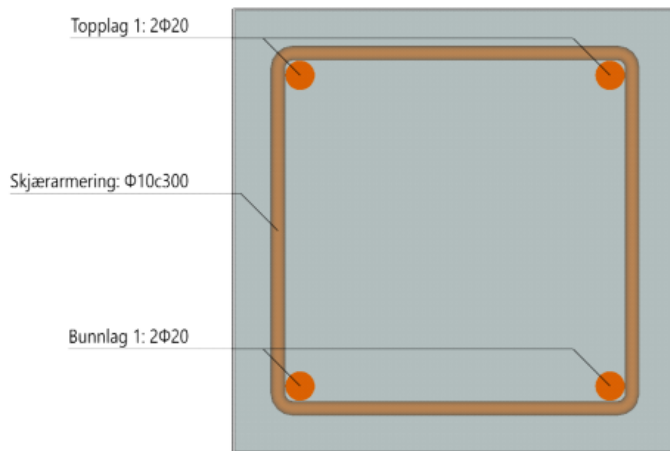
Laster er funnet i FEM-design og søylene blir dimensjonert i ISY-design. De nederste søylene tar last som varierer fra 900-1246 kN. For at søylene ikke skal være for store, er det valgt tverrsnitt på 300 x 300 på alle disse søylene. Forholdet mellom etasjehøyden og tverrsnittet gjør at søylene blir slanke, og dimensjonering må innebære andre ordens moment. Tynne søyler er valgt av praktiske grunner, og skal ikke komme i veien for vinduer. Figur 46 viser diagram for aksiallasten i søylene.



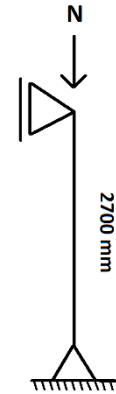
Figur 46: Aksialdiagram for søyler i fasade

Den mest påkjente søylen har en aksiallast på 1246 kN og er valgt for nærmere dimensjonering, se Vedlegg C.2.1. Momentet fra konstruksjonen på søylen er lav og kan ansees å være uvesentlig for beregningen. Denne er lagt inn i ISY-design og gir armering vist under i Figur 48.

Utnyttelsen er 0.65. På grunn av lav utnyttelse, er forenkling av knekk lengde ikke endret på. Det statiske systemet er vist i Figur 47.



Figur 48: Armering Søyle. Hentet fra ISY-design.

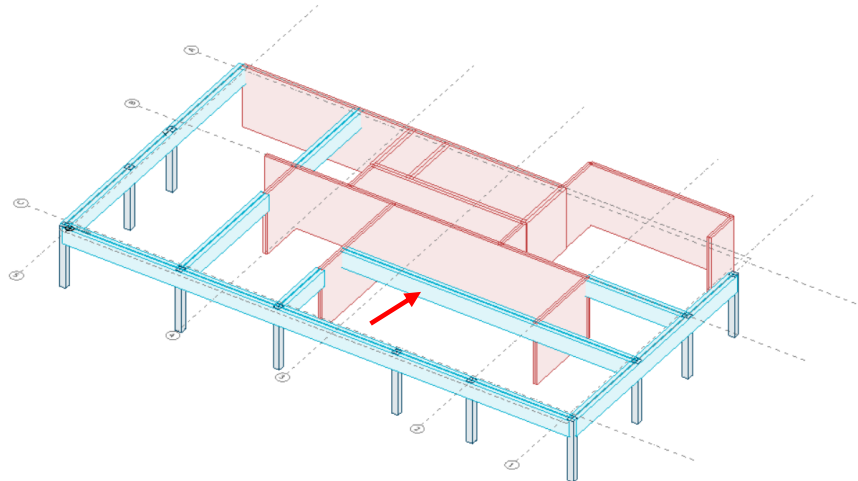


Figur 47: Statisk system for søyle

Ingen av søylene overstiger denne utnyttelsen, siden de har lav momentbelastning. Hvis tverrsnittet endres til 250 x 250 mm vil utnyttelsen bli 0.85. Dette er en høy utnyttelse, og siden søylene ikke kan betraktes som helt uforskyvelige, brukes 300 x 300. I analysen i FEM-Design ville søylene tatt mindre last, om tverrsnittet til søylene minker. Denne søylen kontrolleres med håndberegninger i Vedlegg C.2.2.

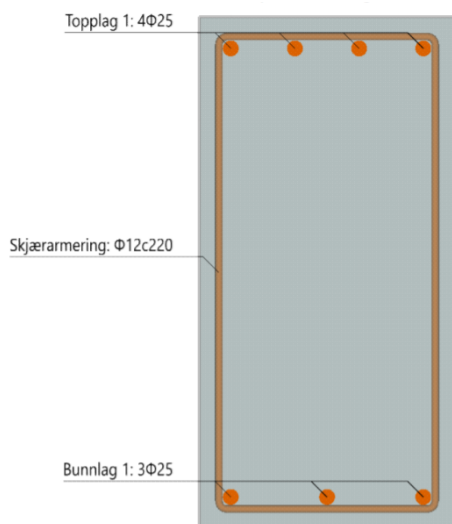
7.2.3 Bjelker

Etter Consto sine arkitekttegninger og 3D-modell av Mowinckel, er det foreløpig ikke vist plassering av bjelker. Derfor er det gjort vurderinger av bæresystemet, for å se hvor de er naturlig å plassere. Bjelker spenner mellom bærende søyler eller vegger, og sørger for at krefter blir overført fra dekker til de bærende konstruksjonsdelene. Dette reduserer spennviddene til etasjeskillerne, og dekkene får dermed større kapasitet for lastene. Som de andre elementene i bæresystemet, vil bjelkene utføres i plasstøpt betong. Profilene vil være rektangulære i utformingen. Siden de avstivende veggene endres fra plan 5 og oppover, vil de få en større spennvidde i disse etasjene. Dette fører til at bjelkene får størst påkjenning her. I de tilfellene bjelken er kontinuerlig over et opplegg, er det støttemomentet som blir dimensjonerende.

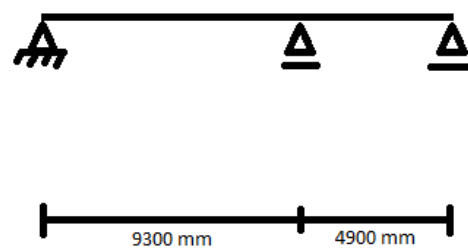


Figur 49: Bjelkesystem i plan 7. Dimensjonert bjelke er markert med rød pil.

Ved hjelp av FEM-Design er de ulike kreftene på bjelkene funnet. Bjelken med størst påkjenning er markert i Figur 49, og er fritt opplagt på 2 vegger og 1 søyle. Dimensjonering er utført i ISY-Design i Vedlegg C.3.1, og kontrollert for hånd i Vedlegg C.3.2. Figur 51 viser det statiske systemet, og Figur 52 viser tverrsnittet med tilhørende armering. Bjelken har en spennvidde på 9,3 m og 4,9 m.



Figur 51: Tverrsnitt av 400x800 bjelke fra ISY-Design



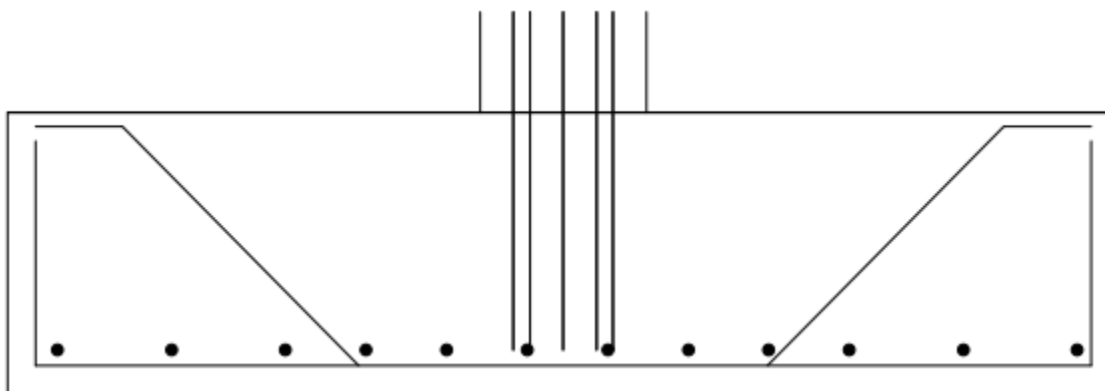
Figur 50: Statisk system for 400x800 bjelke

Fra ISY-Design er det foreslått 4 Ø25 i OK, og 3 Ø25 i UK. For skjærarmering er det beregnet å bruke Ø12 med senteravstand 220 mm. Håndberegningene etter EC2 gir tilnærmet likt armeringsareal og krav for avstand. Programmet oppgir at trykkarmering bør inkluderes, selv om håndberegningen viser at betongkapasiteten er tilstrekkelig. Det vil uansett legges svinn og fordelingsarmering i toppen, for å få god kapasitet.

7.2.4 Søyelfundament

Tidligere beskrevet i kap 2.2, regnes fundament høyden ved overkant stiv kjeller. Det er derfor dimensjonert fundament i plan 1. I kap 2.1 er bæreevnen satt til 2000 kN/m². Hvis lasten fra fundamentet overstiger denne kapasiteten, vil det komme skjærbrudd i grunnen. Siden bæreevnen er høy, kan fundamentet ha lite areal i kontakt med grunnen.

Kraften er hentet fra reaksjonsanalysen i FEM-design, og søyelfundamentet er dimensjonert i BTSnitt. Lasten som brukes er en aksialkraft på 1246 kN. Søyelene i Mowinckel er beregnet som leddet og tar relativt lite moment. Resultat fra BTSnitt er vist i Figur 52.



Figur 52: Skisse for armering søyelfundament. Hentet fra beregningsrapport BTSnitt

For en kraft på 1246 kN er det valgt et fundament på 2 x 2 m bredde, 500 mm tykkelse og betongkvalitet B45. I det nederste armeringslaget anbefaler BTSnitt 11 Ø20 i den ytterste retningen, og 12 Ø20 i den innerste; henholdsvis Ø20 c/c 165 i midtsone og Ø20 c/c 200 i kantsonen, og Ø20 c/c 145 i midtsone og Ø20 c/c 205 i kantsonen.

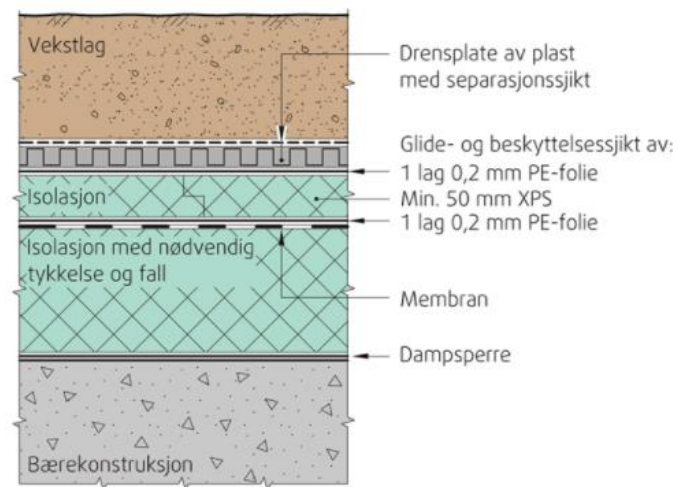
BTSnitt sitt valg for plassering av jern for skjærarmering iht. EC2-1-1 Figur 9.10-B. Siden søylen er 300 x 300 mm og fundamenttykkelsen er 500 mm, blir fundamentets utnyttelse for skjærtrykk høy ved søylekant. Med en større søyledimensjon ville skjærspenningen vært lavere, og behovet for armering vil ikke vært like stor. Økt fundamenttykkelse kunne også vært en løsning for økt skjærtrykkapasitet.

7.2.5 Takterrasse

Beregningsmessig er dimensjonering for takterrassen lik som for etasjeskillerne. Derfor er det gjort en beskrivelse av funksjonen og oppbygningen til takterrassen.

Mowinckel har kompakt flatt tak, og skal brukes som takterrasse til felles bruk. I tillegg til de vanlige lastene som en takterrasse har, vil det følges en beplantningsplan for taket.

Beplantningen krever en jorddybde på 400 mm for busker, og 800 mm for småtrær. Det er også tilrettelagt for moderat persontrafikk. Dette fører til økte laster, vedlikehold og beskyttende sjikt i taket. Figur 53 viser en typisk oppbygning for et tilsvarende tak (SINTEF Byggforsk, 2009).



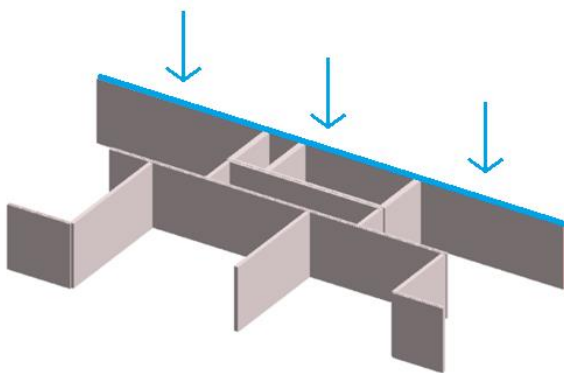
Figur 53: Eksempel på oppbygning med enkel beplantning og begrenset persontrafikk. Hentet fra Byggforskserien.

I lastgrunnlaget har taket fått samme egenvekt som etasjeskillerne. I realiteten er det flere faktorer som endrer vekten; plantestørrelse, vedlikeholdsmaskiner og vanningsystem er noen av disse. Denne forenklingen er gjort fordi takoppbygningen ikke var kjent før grunnlaget for egenvekten ble ferdig.

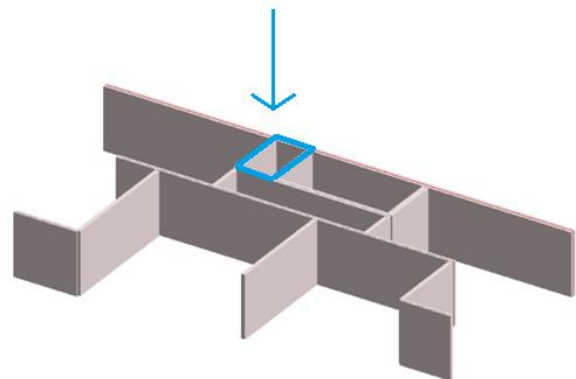
De ulike sjiktene skal bidra til drenering og varmeisolasjon. Betongdekker med beplanting gjør det vanskelig med tilsyn, reparasjon og vedlikehold av disse. Derfor er det viktig med rask og detaljert montering før vekstlaget blir lagt på (SINTEF Byggforsk, 2009).

7.2.6 Avstivende vegger

For å kunne dimensjonere avstivende vegger brukes punktopplegg i FEM-Design i stedet for linjeopplegg. Dimensjoneringen blir enklere, da det enten er trykk eller strekkrefter som virker på veggene i Figur 58. Momentet tas som kraftpar med trykk og strekkrefter, og kan regnes ut med armen mellom punktoppleggene. I modellen med linjeopplegg vises kreftene som en variasjon langs veggene. Det er kun trykkrefter som virker på de avstivende veggene, siden egenvekten er større enn strekkreftene. Kraftene kontrolleres opp mot modell ved bruk av linjeopplegg. I Figur 58 virker en jevnt fordelt trykkraft langs veggene, og resultatene stemmer med punktopplegg.



Figur 55: Aksiallast for vegg mot fjellsiden



Figur 54: Aksiallast på heissjakt

Veggen er betraktet som fast innspent i bunn og kontinuerlig oppover i etasjene. Til sikker side er kneklengden forenklet ved at veggene er leddet i toppen. Siden betongen er plasstøpt vil også koblingen med etasjeskilleren påvirke kneklengden. Figur 54 og Figur 55 viser de avstivende veggene som er beregnet.

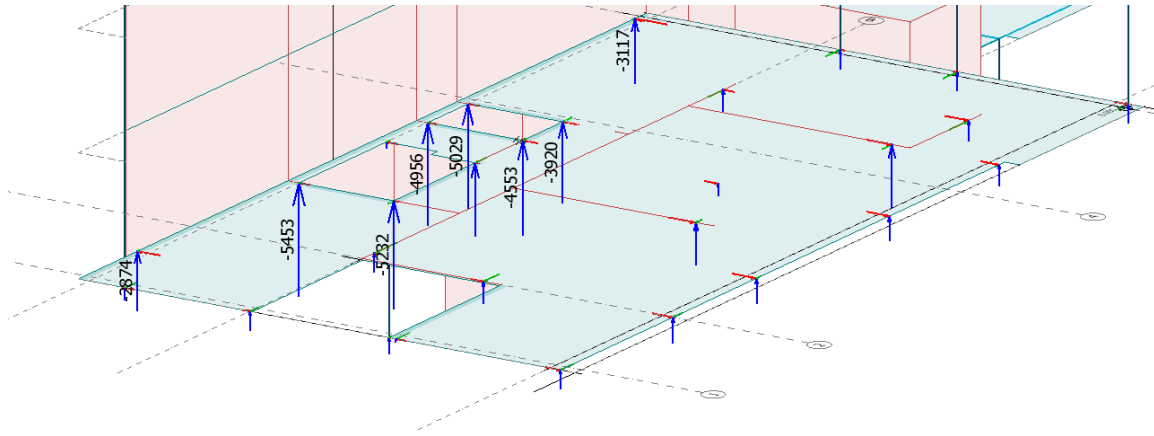


Figur 56: Armering for vegg mot fjellside

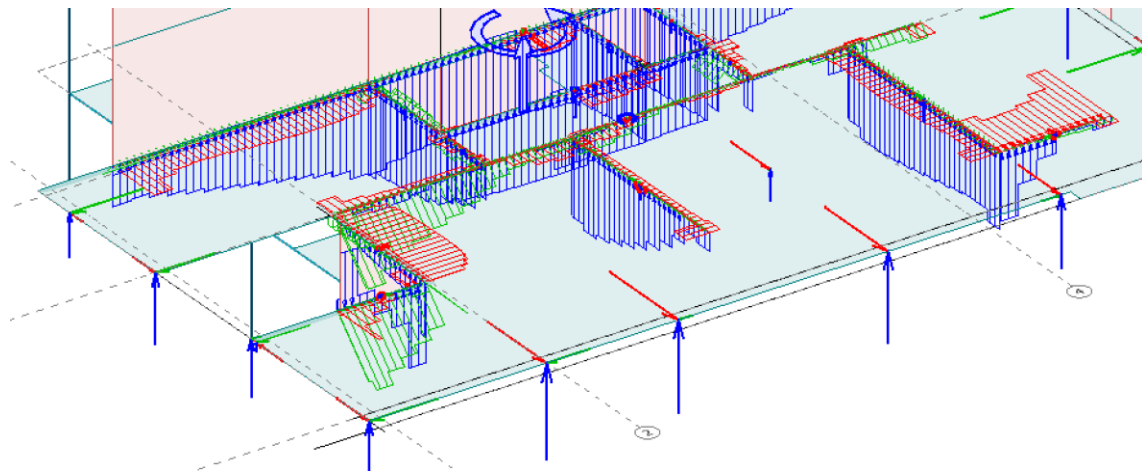
ISY-Design anbefaler $\varnothing 16$ c210 i overkant og underkant, som i Figur 56. Senteravstand endres til 200 mm for å gjøre det enklere med montering på byggeplass. Utnyttelsen er på 0.97, og dermed vil mindre senteravstand også redusere risikoen for store konsekvenser ved feilmontering.

7.2.7 Heissjakt

Egenvekten til heissjakten er større enn strekkraften som oppstår og det dimensjoneres kun for trykkraft. Heissjakten er rektangulær og er derfor ikke utsatt for knekking. Videre kontrolleres trykkspenningen i betongen. Heissjakten har en bredde på 1,72 m, høyde på 2,6 m og en tykkelse på 300 mm. Arealet til heissjakten beregnes basert på mål til sjakten, og kontrolleres deretter for trykkspenninger. I vedlegg C.4.2 er trykkspenningen kontrollert til $8,3 \text{ N/mm}^2$. Med en utnyttelse på under 50 % har heissjakten god trykkapasitet. Siden denne utgjør en del av avstivningssystemet, bør det legges særlig vekt på tetthet. Dermed legges det dobbelte av minimumsarmeringen for å hindre opprissing [EC2, NA.9.6.2].



Figur 57: Trykkrefter (kN) på avstivende vegger med punktopplegg



Figur 58: Trykkrefter på avstivende vegger med linjeopplegg

8 Konklusjon

Ingen av utelatelseskriteriene er oppfylt for Mowinckel, og det er utført en modal responspektrumanalyse i FEM-Design. Norge er et lavseismisk land, og lokalt er grunnforholdet godt egnet for kraftoverføring til fundamentet. Konstruksjonen er derimot verken regulær i plan eller oppriss. Årsaken til dette er bæresystemets endringer fra etasje 4-5, som bidrar til en uforutsigbar fordeling av jordskjelvkraftene. Med dette som bakgrunn, er det vanskelig å oppfylle utelatelseskriteriene.

Jordskjelvkraftene er større enn kombinasjonen av vindkraft og skjevstilling, og blir derfor dimensjonerende. Konstruksjonen er bygget opp av gjennomgående vertikale skiver i begge hovedretninger. Etter vurdering av byggets utforming og korte svingeperioder, er det konkludert med at bygget er stivt.

Ved å sammenligne krefter på bygget med og uten fastholding i plan 7, blir virkningen av opplageret tydelig. Når bygget er frittstående, blir de horisontale kreftene i bunnen betydelig større. Da vil reaksjonskreftene øke betraktelig, og gir størst utslag for momentet. Dette er fordi opplegget i toppen vil ta store deler av disse kreftene.

Det er vurdert om forenkling av bygget utgjør en stor forskjell sammenlignet med Consto sine resultater. For seismisk analyse blir Jordskjelvkraftene 1,6 ganger større uten forenkling. Dette er fordi massen og høyden fra overbygget blir inkludert i svingeformene til hele bygget. Forenklingen utgjør en betydelig forskjell fra virkeligheten, men er hensiktsmessig for denne oppgaven. Det har vært tilstrekkelig for å gi en forståelse av seismisk påvirkning.

9 Videre arbeid

Det ville vært naturlig å modellere opp resten av bygget, med parkeringskjeller og de øverste etasjene. Deretter utføre beregninger på nytt, og se hvor mye det påvirker dimensjoneringen av konstruksjonsdelene.

Siden Consto har et bæresystem av flatdekker og stålsøyler, ville det vært interessant å se på fordeler og ulemper med de ulike alternativene. Dette kan innebære å se på kostnadsforskjeller og hvordan knutepunktene forandrer oppførselen og kapasiteten til bygget. Siden bygget er i plasstøpt betong, ville det også vært aktuelt å se på muligheten for å bruke betongelementer.

Det kunne også vært gunstig å se på hvordan det hadde vært mulig å oppfylle utelatelseskriteriene. Som nevnt tidligere, ville dette gjort beregningene mindre omfattende. Å komme innenfor kriterium 4 kunne vært mulig, hvis bygget hadde hatt en annen utforming. Mindre stivhet og høyere duktilitet kan redusere krefter fra jordskjelv.

10 Referanser

- Direktoratet for byggkvalitet . (2021). *Direktoratet for byggkvalitet* . Hentet fra Gjennomføring av uavhengig kontroll: <https://dibk.no/saksbehandling-tilsyn-og-kontroll/Gjennomforing-av-kontroll/>
- Direktoratet for byggkvalitet. (2021). *Direktoratet for byggkvalitet*. Hentet fra Byggteknisk forskrift (TEK17) med veiledning: <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/11/i/11-1/>
- Focus. (2021). *Produkter*. Hentet fra focus.no: <https://www.focus.no/revit/>
- Focus Software*. (2021). Hentet fra Sletten Programmene : https://www.focus.no/produkter/ove-sletten/?gclid=Cj0KCQjwjPaCBhDkARIsAISZN7SKhjHQuNxJTzuUVPcYI-sGSStCPJsnUMnTo9VD0xmadXpNwgBZSccaAmpDEALw_wcB
- Gisle, J., & Holmøyvik, E. (2019, mars). *snl.no/lov*. Hentet fra SNL: <https://snl.no/lov>
- Hofsøy, A. (1991). Avstivning av bygninger . *Forelesningsnotat for fag 325 64, konstruksjoner i betong, vk* . Trondheim : Institutt for betongkonstruksjoner .
- International organization for standardization. (2004, 11). *ISO/IEC Guide 2:2004(en)*. Hentet fra www.iso.org: <https://www.iso.org/obp/ui/#iso:std:39976:en>
- Karlsruud, K. (u.d.).
- Kommunal- og moderniseringsdepartementet. (2019, november). *Lovdata*. Hentet fra Lovdata: <https://lovdata.no/dokument/NL/lov/2008-06-27-71>
- Lagerström, F. (2020, 03 18). <https://wiki.fem-design.strusoft.com/>. Hentet fra <https://wiki.fem-design.strusoft.com/>: <https://wiki.fem-design.strusoft.com/xwiki/bin/view/Manuals/User%20Manual/Finite%20Element%20Mesh/>
- Liebe, G. (2020, Oktober 8). *Store norske leksikon*. Hentet fra Brannklassifisering: <https://snl.no/brannklassifisering>
- Logan, D. L. (2011). *A first course in the finite element method*. . Chris Carson.
- Løset, Ø., Loo, M. M., Døssland, Å. L., Gjestvang, M., Kaynia, A. M., & Bråten, C. (2010). *Dimensjonering for Jordskjelv RIF*. Fagutvalg Bygge- og anleggteknikk.
- Norconsult. (2021). *Nois, produkter, BIM*. Hentet fra nois.no: <https://www.nois.no/produkter/bim/isy-design/>

- Norconsult informasjonssystemer AS . (2012, April 23). FEM-Design 11, Kurs II / 3D Structure .
Norge : Norconsult informasjonssystemer AS .
- Norges Geologiske Undersøkelse. (2021). *ngu.no*. Hentet fra Kart på nett:
<https://www.ngu.no/emne/kart-pa-nett>
- Norsar . (2021). *jordskjelv.no*. Hentet fra <https://www.jordskjelv.no/om-jordskjelv/jordskjelv-i-norge/>
- Norsk Betongforening. (u.d.). *Betong og Miljø - Lydegenskaper*.
- NS-EN 1998-1. (u.d.). *NS-EN 1998-1*. Hentet fra Standard Norge: <https://www-standard-no.galanga.hvl.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=696101>
- Nti. (2021). *Autodesk Revit*. Hentet fra [nti.biz.no: https://www.nti.biz/no/nti-catalog/software/autodesk-revit/](https://www.nti.biz/no/nti-catalog/software/autodesk-revit/)
- Roald Sægrov, C. L. (2015, Juni 11). *Standard Norge* . Hentet fra Sløser vi penger på dimensjonering for jordskjelvlaster i Norge?:
<https://www.standard.no/nyheter/nyhetsarkiv/bygg-anlegg-og-eiendom/2015/sloser-vi-penger-pa-dimensjonering-for-jordskjelvlaster-i-norge/>
- SINTEF . (2013). *Byggforsk egenlaster*. Hentet fra Byggforsk egenlaster: https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/215/egenlaster_for_bygningsmaterialer_byggevarer_og_bygningsdeler
- SINTEF Byggforsk. (2009, Mars). *Byggforskserien*. Hentet fra Byggforsk.no: https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/391/terrasser_med_beplantning_paa_baerende_betongdekker
- SINTEF Byggforsk. (2009). *Byggforskserien*. Hentet fra Byggforsk.no: https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/341/lydisolerende_golv_og_golvbelegg
- SINTEF Byggforsk. (2013, juni). *SINTEF Byggforsk*. Hentet fra SINTEF Byggforsk Betongdekke understøttet av vegger. Dimensjonering:
https://www.byggforsk.no/dokument/344/betongdekke_understoettet_av_vegger_dimensjonering
- SINTEF Byggforsk. (2015). *byggforskserien*. Hentet fra [www.byggforsk.no: https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/2566/lydisolerende_tunge_etasjeskillere_konstruksjonseksempler](https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/2566/lydisolerende_tunge_etasjeskillere_konstruksjonseksempler)

- SINTEF Byggforsk. (2018, mars). *Byggforsk*. Hentet fra SINTEF Byggforsk: https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/307/soeyler_av_staal_dimensjoneringstabeller
- Standard Norge . (2008). Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. Standard Norge .
- Standard Norge. (2021). *Standard Norge*. Hentet fra Standard.no: <https://www.standard.no/standardisering/>
- Standard Norge. (2021). *Standard Norge, fagområder, eurokoder*. Hentet fra www.Standard.no/fagområder: <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/>
- Strusoft. (2010). *User Manual FEM-design*. s. 267: Strusoft.
- Strusoft. (2021). *Strusoft, Fem-design*. Hentet fra Strusoft.com: <https://strusoft.com/products/fem-design>
- Sørensen, S. I. (2020). *Betongkonstruksjoner*. Fagbokforlaget.
- TAG Arkitekter. (2021). *TAG arkitekter*. Hentet fra <https://www.tagarkitekter.no/prosjekter/villa-amtmann/>
- Vinje, L. (2017). *Betongelementboken bind B*. Hentet fra <https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/default.html>
- Vinje, L. (2017). *Betongelementboken Bind D*.
- Vinje, L., & Alexander, S. (2011). Betongelementboken Bind H. I L. Vinje, *Betongelementboken* (ss. 24-25). Betongelementforeningen.

11 Vedlegg

Vedlegg A - Lastgrunnlag	3
A.1 - Egenlast.....	3
A.1.1 – Egenvekt for ulike materialer	3
A.1.2 - Veggkonstruksjoner	4
A.1.3 - Omregning til linjelast	5
A.2 - Nyttelast.....	6
A.2.1 - Fordelt nyttelast per etasje	6
A.3 - Vindlaster	7
A.3.1 - Beregning av vindlast.....	7
A.3.2 - Beregning av vindlast oppover i etasjene	13
A.3.3 - Vindlast med formfaktorer fra Ove Sletten.....	15
A.4 - Snølaster	19
A.4.1 - Beregning av snølast.....	19
A.4.2 - Snølast Ove-Sletten	22
A.5 - LAST FRA ETASJE 8-10 PÅ PLAN 8	23
Vedlegg B - FEM-Design	26
B.1 kontroll av modell	26
B.1.1 - 3D modellen.....	26
B.1.2 – Opplagerbetingelser	27
B.1.3 – Laster på konstruksjonen.....	28
Vedlegg C - Beregninger	37
C.1 Dekker	37
C.1.1 - ISY-Design dekke	37
C.1.2 - Dimensjonering av dekke	41
C.2 Søyler.....	52

C.2.1 - ISY-Design søyle	52
C.2.2 - Dimensjonering søyle	57
C.3 Bjelker.....	62
C.3.1 - ISY-Design bjelke.....	62
C.3.2 - Dimensjonering bjelke	67
C.4 Fundament	89
C.4.1 BTSNITT Søyelfundament	89
C.5 Vegger	91
C.5.1 - ISY-Design vegg.....	91
C.5.2 - Dimensjonering vegg	94
Vedlegg D - Bæresystem	102
D.1 - IFC modell gitt av Consto	102
D.2 - Oversikt bærende konstruksjonsdeler i forprosjekt.....	102
D.3 - Eksempel på plantegning (plan 1)	103
D.4 - Kontroll av likevekt i FEM-Design	104

Vedlegg A - Lastgrunnlag

A.1 - Egenlast

A.1.1 – Egenvekt for ulike materialer

Takterrasse			
Lag	Tykkelse [mm]	Tyngdetetthet [kN/m ³]	Egenvekt [kN/m ²]
Parkett	550		
Isolasjon	250	1,6	0,4
Betong	250	25	6,25
Sum			6,65

Etasjeskillere			
Material	Tykkelse [mm]	Tyngdetetthet [kN/m ³]	Egenvekt [kN/m ²]
Betong	250	25	6,25
Påstøp	50	15	0,75
Sum			7,0

Plan 0			
Material	Tykkelse [mm]	Tyngdetetthet [kN/m ³]	Egenvekt [kN/m ²]
Terrassebord	250	10	2,5
Isolasjon	100	15	0,75
Betong	250	25	6,25
Sum			9,5

A.1.2 - Veggkonstruksjoner

Bærende vegger			
Material	Tykkelse [mm]	Tyngdetetthet [kN/m ³]	Egenvekt [kN/m ²]
Betong	200	25	5
Betong	250	25	6,25
Betong	300	25	7,5

Vegger etasje					
Material	Tykkelse [mm]	Tyngdetetthet [kN/m ³]	Egenvekt [kN/m ²]	Høyde [mm]	Linjelast [kN/m]
Bindingsverk med påforing	331 mm		0,6	3000	1,8
Teglstein	19 mm	21,5	0,41	3000	1,2
Innervegg med kledning og isolasjon	98 mm		0,4	2700	1,1
Sum					4,1

Yttervegg Svart Kledning		
Material	Tykkelse [mm]	Egenvekt [kN/m ²]
Yttervegg med kledning	350 mm	0,6

A.1.3 - Omregning til linjelast

Omregning av flatelast

Regner total last fra yttervegger og innervegger samlet

$$Yttervegg := 3.0 \frac{kN}{m} \cdot (2 \cdot 24.5 + 13.6) m = 187.8 kN$$

$$Innervegg := 1.1 \frac{kN}{m} \cdot 80 m = 88 kN$$

Totalt areal

$$A_{total} := 24.5 m \cdot 13.6 m = 333.2 m^2$$

$$g_l := \frac{187.8 kN + 88 kN}{A_{total}} = 0.828 \frac{kN}{m^2}$$

Runder opp til 1.0 kN/m² til sikker side

A.2 - Nyttelast

A.2.1 - Fordelt nyttelast per etasje

Beregning av fordelt nyttelast over totalt dekkeareal

$$A_{balkong} := 31.1 \text{ m}^2$$

$$A_{leilighet} := 315 \text{ m}^2$$

$$A_{trapper} := 17.5 \text{ m}^2$$

$$A_{korridor} := 24.5 \text{ m}^2$$

$$\text{Last p\aa balkonger} \quad p_{balkong} := 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_{balkong} \quad p_{balkong} = 124.4 \text{ kN}$$

$$\text{Last p\aa trapper} \quad p_{trapper} := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_{trapper} \quad p_{trapper} = 52.5 \text{ kN}$$

$$\text{Last p\aa leilighet} \quad p_{leilighet} := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_{leilighet} \quad p_{leilighet} = 630 \text{ kN}$$

$$\text{Last p\aa korridor} \quad p_{korridor} := 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_{korridor} \quad p_{korridor} = 98 \text{ kN}$$

$$p_{etasjeskiller} := \frac{(p_{balkong} + p_{trapper} + p_{leilighet} + p_{korridor})}{(A_{balkong} + A_{trapper} + A_{leilighet} + A_{korridor})} \quad p_{etasjeskiller} = 2.332 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

A.3 - Vindlaster

A.3.1 - Beregning av vindlast

Vindberegning

Geometri $H := 21800$ $B := 24494$ $L := 13607$

Bergen: $vb.0 := 26 \frac{m}{s}$ $Z := 21.8 \text{ m}$ [Tab NA.4.1(901.1)]

Terrengruhetskategori: III

$K_r := 0.22$ $Z_0 := 0.3 \text{ m}$ $Z_{min} := 8 \text{ m}$ [Tab.NA.4.1]

Byggested: 12 m.o.h $C_{alt} := 1$ [Tab.NA.4(901.2)]

Returperiode 50 år $C_{prob} := 1$

Årstidsfaktor $C_{season} := 1$

Vindretning $C_{dir} := 1$

$vb := C_{dir} \cdot C_{season} \cdot C_{alt} \cdot C_{prob} \cdot vb.0$ (NA.4.1)

$vb = 26 \frac{m}{s}$

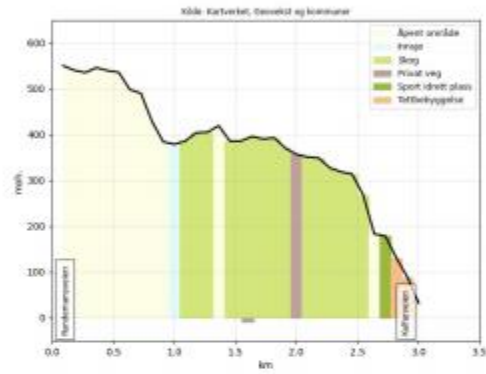
Ruhetsfaktor $C_r := K_r \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$ $C_r = 0.94$ (4.4)



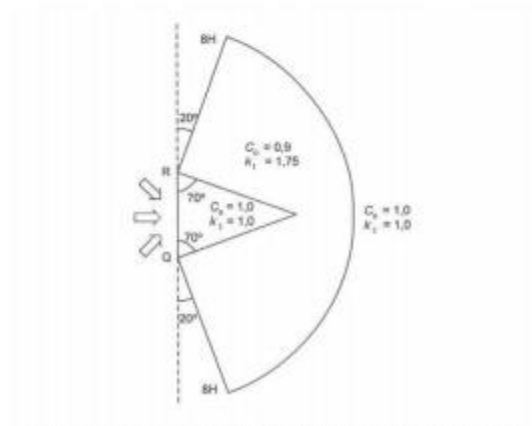
Utgregning av vinkel til byggested på leside av bratt terreng med
 helningsvinkel større enn 30

$H := 314 \text{ m}$ $L := 500 \text{ m}$ $Vinkel := 31^\circ$

$8 H = 2.512 \text{ km}$ $H < 8H$ medført at $C_0 := 0.9$ $K_1 := 1.75$



[EC1-4, Figur NA.4 (901.5)]



Figur NA.4 (901.5) – Parametere c_0 og k_1 for hellingsvinkler mellom 30° og 40°

Topografi

Byggested på lesiden av bratt terreng med fall større enn 30 grader i vindretningen

[NA.4.3.3(901.4)]

Terrengruhetskategori II må benyttes

Vindhastighetstrykket Terrengruhetskategori: *II*

$$K_r := 0.19 \quad Z_0 := 0.05 \text{ m} \quad Z_{\min} := 4 \text{ m}$$

$$C_0 := 0.9 \quad K_I := 1.75 \quad \text{Helningsvinkel } > 30 \text{ grader}$$

$$C_r := K_r \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad C_r = 1.15 \quad (4.4)$$

Stedsvindhastighet

$$V_m := C_r \cdot C_0 \cdot v_b \quad V_m = 27.02 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad (4.3)$$

Turbulensintensitet

$$I_v := \frac{K_I}{C_0 \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \quad I_v = 0.32 \quad (4.7)$$

$$\text{Vindhastighetstrykk} \quad \rho := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad k_p := 3.5$$

$$q_p := \left[(1 + 2 k_p \cdot I_v) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_m^2 \right] \quad q_p = [1.48] \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

V.6 Bestemmelse av overgangssonefaktoren k_3 for områder med betydelig ruhetsvariasjon

[EC1-4, Tabell V.1]

Tabell V.1 – Verdier av overgangssonefaktor k_3 i ligning V.1

a) For positive n (vindretning fra glatt til ru sone)

Δn_{BA}	X_B km															
	0,5				2,5				5,0				10,0			
	A sone				A sone				A sone				A sone			
	0	I	II	III	0	I	II	III	0	I	II	III	0	I	II	III
1	1,15	1,15	1,10	1,10	1,05	1,05	1,00	1,05	1,05	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
2	1,30	1,25	1,25	-	1,10	1,05	1,05	-	1,05	1,00	1,00	-	1,00	1,00	1,00	-
3	1,45	1,40	-	-	1,15	1,10	-	-	1,05	1,00	-	-	1,00	1,00	-	-
4	1,65	-	-	-	1,15	-	-	-	1,05	-	-	-	1,00	-	-	-

$$SoneB := 2$$

$$SoneA := 0$$

$$\Delta n_{BA} := SoneB - SoneA = 2$$



Velger at ruhetszone A ligger uti byfjorden, der det vil være opprørt sjø.

$$K_{3, 2.5km} := 1.10$$

$$K_{3, 5.0km} := 1.05$$

$$K_3 := 1.08$$

Interpolerer mellom 2.5km og 5.0km, med hensyn på 3.5km

Vindhastighetstrykk med overgangssonefaktor
(Fra byfjorden - Ingen topografieffekt)

$$q_{kast} := q_p \cdot K_3$$

$$k_p := 3.5$$

$$C_0 := 1.0 \quad K_I := 1.0$$

$$Iv := \frac{K_I}{C_0 \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} = 0.165$$

$$V_b := 26 \cdot \frac{m}{s}$$

$$Vm := C_r \cdot C_0 \cdot V_b = 30.024 \frac{m}{s}$$

$$q_{kast} := \left[(1 + 2 k_p \cdot Iv) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot Vm^2 \right] \cdot K_3 = [1.309] \frac{kN}{m^2}$$

A.3.2 - Beregning av vindlast oppover i etasjene

Beregning av vindlast i FEM design

Vindlast NØ - langsida bygg

Formfaktorer fra beregning av NØ $qp := 1.5 \frac{kN}{m^2}$

$$C_{pe.10.d} := 0.8 \quad C_{pe.10.e} := 0.53$$

$$qd := C_{pe.10.d} \cdot qp \quad qd = 1.2 \frac{kN}{m^2}$$

$$qe := C_{pe.10.e} \cdot qp \quad qe = 0.795 \frac{kN}{m^2}$$

Vindlast 2.etg $qd \cdot 3.05 \text{ m} = 3.66 \frac{kN}{m} \quad qe \cdot 3.05 \text{ m} = 2.425 \frac{kN}{m}$

Vindlast 3-8.etg + takterasse $qd \cdot 3 \text{ m} = 3.6 \frac{kN}{m} \quad qe \cdot 3 \text{ m} = 2.385 \frac{kN}{m}$

Vindlast NV - kortside bygg

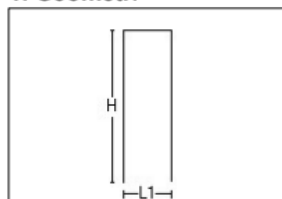
Formfaktorer fra beregning NV	$C_{pe.10.d} := 0.79$	$C_{pe.10.e} := 0.47$
	$q_d := C_{pe.10.d} \cdot q_p$	$q_d = 1.185 \frac{kN}{m^2}$
	$q_e := C_{pe.10.e} \cdot q_p$	$q_e = 0.705 \frac{kN}{m^2}$
Vindlast 2.etg	$q_d \cdot 3.05 \text{ m} = 3.614 \frac{kN}{m}$	$q_e \cdot 3.05 \text{ m} = 2.15 \frac{kN}{m}$
Vindlast 3-8 etg + takterasse	$q_d \cdot 3 \text{ m} = 3.555 \frac{kN}{m}$	$q_e \cdot 3 \text{ m} = 2.115 \frac{kN}{m}$

A.3.3 - Vindlast med formfaktorer fra Ove Sletten

Titel			Side 1
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 19-03-2021

Dataprogram: LastBeregning versjon 6.2.6 Laget av Sletten Byggdata AS
Standard NS-EN 1991-1-4: Vindlaster
Data er lagret på fil:

1. Geometri



H 21800 mm
L1 13607 mm

Byggets lengde, L2: 24494 mm
Takvinkel : 0,00 (grader)

Parapet: $h_p/h=0,1$

Vertikalsnitt

2. Vindhastighet

Fylke: Hordaland Kommune: Bergen Referansevindhastighet: 26 m/s
Byggested, høyde over havet (m): 13,5 Calt: 1
Returperiode (år): 50 Cprob: 1
Årstidsfaktoren, Cseason: 1 hele året
Vindretning (region): Bruker retningsfaktoren C-ret: 1
Basisvindhastighet: 26 m/s
Høyde Z over grunnivået: 21,8 m

BYGGESTEDETS TERRENGDATA

Terrengkategorikategori II: Landbruksområde, område med spredte små bygninger eller trær.
Terrengkategorifaktoren K_t : 0,19 Ruhetslengden Z_0 (m): 0,05 Z_{min} (m): 4 V_m (m/s): 30,02 C_r : 1,15

OVERGANGSONE

Terrengkategorikategori 0: Åpent opprørt hav.
Terrengkategorifaktoren K_t : 0,16 Ruhetslengden Z_0 (m): 0,003 Z_{min} (m): 2 V_m (m/s): 36,99 C_r : 1,42
Avstand mot vindretning fra byggested til grense for terrengkategorierendring X_b (m): 3500
Overgangsfaktor $C_s(X_b)$: 1,09 $V_m(z)$: 32,7 (lign NA.4(901.2/3))

TOPOGRAFI: Ingen topografisk påvirkning.

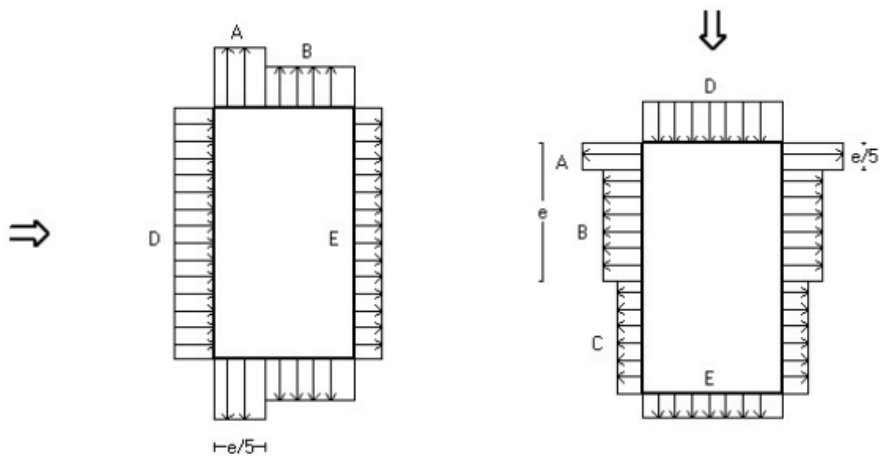
Terrengformfaktor $C_o(z)$: 1 Turbulensfaktor K_i : 1

Vkast: 45,60 m/s

Qkast: 1,300 kN/m²

3. Yttervegger

3.1 Utvendig vindlast



Vindretning 0 grader. $e=24494$ mm

Vindretning 90 grader. $e=13607$ mm

Vindinnfallsretning på 0 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80		0,80	-0,53
Utvendig last (kN/m ²)	-1,56	-1,04		1,04	-0,69
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10		1,00	-0,53
Utvendig last (kN/m ²)	-1,82	-1,43		1,30	-0,69
Utstrekning (mm)	4899	8708		24494	24494

Vindinnfallsretning på 90 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	0,79	-0,47
Utvendig last (kN/m ²)	-1,56	-1,04	-0,65	1,02	-0,61
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10	-0,50	1,00	-0,47
Utvendig last (kN/m ²)	-1,82	-1,43	-0,65	1,30	-0,61
Utstrekning (mm)	2721	10886	10887	13607	13607

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.

3.2 Innvendig vindlast

Bygning uten dominerende vindfasade

Beregn innvendig vindlast for $u=0.2$ overtrykk og $u=-0.3$ (undertrykk)

	Undertrykk	Overtrykk
Formfaktor	-0,30	0,20
Innvendig last (kN/m ²)	-0,39	0,26

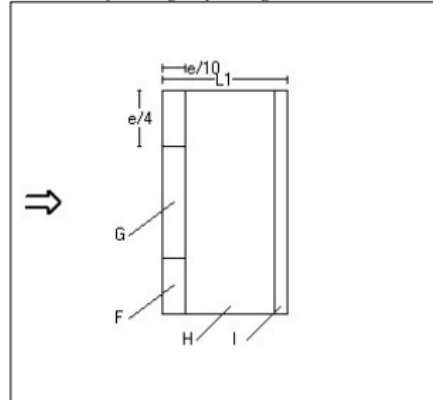
Taktype: Flatt tak

L1=13607 mm L2=24494 mm

Cpe,1 Gjelder for en lokal flate på 1m². Benyttes ved dimensjonering av limfuger, spikring, båndstål o.l.

Interpoleringsformel for belastet areal A mellom 1 og 10 m² : $C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) * \log_{10} A$

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.



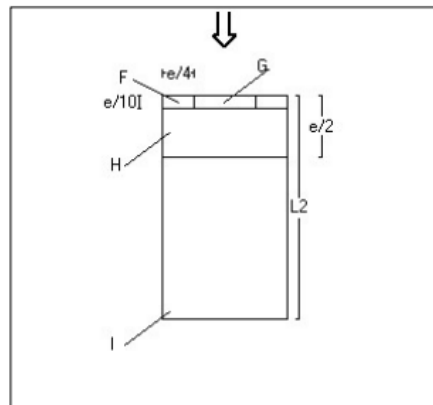
Utstrekning (mm)

e=24494

e/4=6124

e/10=2449

	Cpe,1	Last (kN/m ²)	Hor.projeksjon(mm)
F	-1,80	-2,34	6124x2449
G	-1,40	-1,82	12247x2449
H	-1,20	-1,56	24494x9798
I	+/-0,20	+/-0,26	24494x1360



Utstrekning (mm)

e=13607

e/4=3402

e/10=1361

	Cpe,1	Last (kN/m ²)	Hor.projeksjon(mm)
F	-1,80	-2,34	3402x1361
G	-1,40	-1,82	6804x1361
H	-1,20	-1,56	13607x5443
I	+/-0,20	+/-0,26	13607x17690

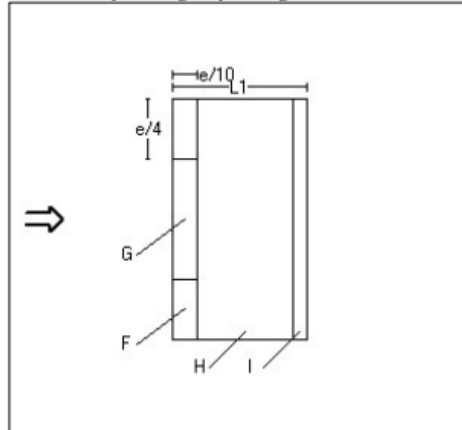
4 Overside av tak

Taktype: Flatt tak

L1=13607 mm L2=24494 mm

Cpe,10 Gjelder for hele bygget. (>=10m2)

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.



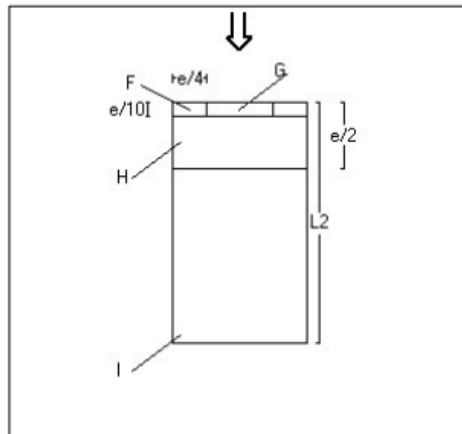
Utstrekning (mm)

e=24494

e/4=6124

e/10=2449

	Cpe,10	Last (kN/m2)	Hor.projeksjon (mm)
F	-1,20	-1,56	6124x2449
G	-0,80	-1,04	12247x2449
H	-0,70	-0,91	24494x9798
I	+/-0,20	+/-0,26	24494x1360



Utstrekning (mm)

e=13607

e/4=3402

e/10=1361

	Cpe,10	Last (kN/m2)	Hor.projeksjon (mm)
F	-1,20	-1,56	3402x1361
G	-0,80	-1,04	6804x1361
H	-0,70	-0,91	13607x5443
I	+/-0,20	+/-0,26	13607x17690

A.4 - Snølast

A.4.1 - Beregning av snølast

SNØLAST

Snølast på tak

Topografi

[Tabell 5.1 b]

Området har ikke i vesentlig grad skjærming for vind

Normal topografi: områder der vinden ikke i vesentlig grad fjerner snø fra byggverk som følge av terreng, andre byggverk eller trær

Kan komme mye vind, men setter "Normal topografi" t.s.s

$$C_e := 1.0$$

Termisk koeffisient

[5.2 (8)]

$$\text{Varmegjennomgang} < 1 \frac{W}{m^2 \cdot K} \quad C_t := 1.0$$

Formfaktorer

[Tabell 5.2]

Flatt tak

$$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \quad \mu_1 := 0.8$$

Tak grenser til eller ligger nært høyere byggverk

[5.3.6]

Taket er bygget opp på ulike nivå, men ras vil ikke oppstå p.g.a solid rekkverk

Lokale virkninger

[6]

Trappehuset på takterrasse/plan 11

[6.2]

$$s_k := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad h_1 := 2.4 \text{ m} \quad \gamma := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\mu_2 := \frac{\gamma \cdot h_1}{s_k} = 2.4 \text{ m} \quad \mu_2 := 2.4 \quad q_1 := 4.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$l_{s1} := 2 \cdot h_1 = 4.8 \text{ m} \quad l_{s1} \leq 5 \text{ m} \quad l_{s1} := 5.0 \text{ m}$$

Rekkverk rundt begge nivåene: plan 11 og plan 8

Rekkverk plan 11

$$h_2 := 1.8 \text{ m}$$

$$\mu_3 := \frac{\gamma \cdot h_2}{s_k} = 1.8 \text{ m} \quad q_2 := 3.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$l_{s2} := 5.0 \text{ m}$$

Rekkverk plan 8

$$h_3 := 2.0 \text{ m}$$

$$\mu_4 := \frac{\gamma \cdot h_3}{s_k} = 2 \text{ m} \quad q_3 := 4.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

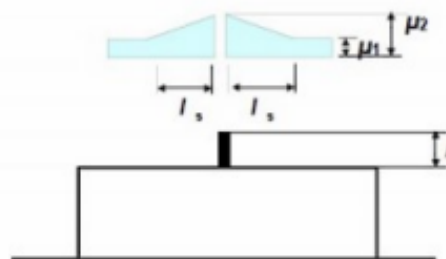
$$l_{s3} := 5.0 \text{ m}$$

Inntil vegg plan 8

$$h_4 := 10 \text{ m}$$

$$\mu_5 := \frac{\gamma \cdot h_4}{s_k} > 4 \quad \mu_5 := 4.0 \quad q_4 := 8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$l_{s4} > 15 \text{ m} \quad l_{s4} := 15 \text{ m}$$



[Figur 6.1]

Lastdiagram av fonning

Last inntil trappehus plan 11

$$h_1 = 2.4 \text{ m}$$

$$\mu_2 = 2.4 \quad l_{s1} = 5 \text{ m}$$

$$q_1 := 4.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Last inntil rekkverk plan 11

$$h_2 = 1.8 \text{ m}$$

$$\mu_3 = 1.8 \text{ m} \quad l_{s2} = 5 \text{ m}$$

$$q_2 := 3.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Last inntil rekkverk plan 8

$$h_3 = 2 \text{ m}$$

$$\mu_4 = 2 \text{ m} \quad l_{s3} = 5 \text{ m}$$

$$q_3 := 4.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Last inntil vegg plan 8

$$h_4 = 10 \text{ m}$$

$$\mu_5 = 4 \quad l_{s4} = 15 \text{ m}$$

$$q_4 := 8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

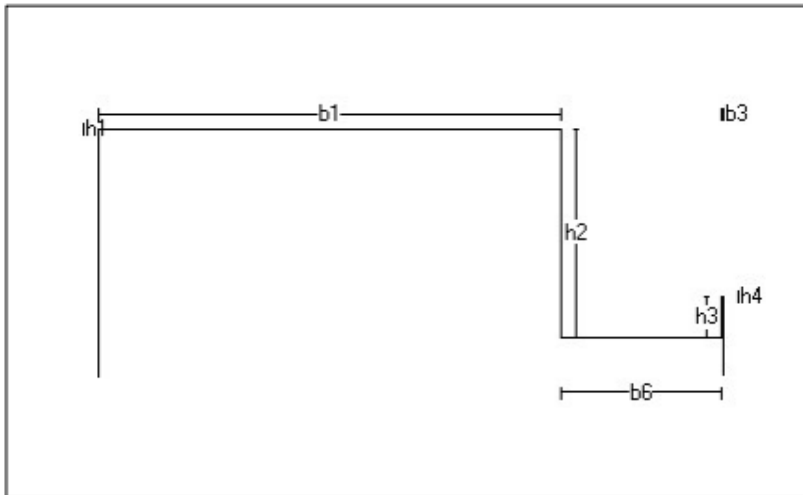
A.4.2 - Snølast Ove-Sletten

Snølast nederst mellom rekkverk bygg

Titel			Side 1
Prosjekt Snølast	Ordre	Sign	Dato 17-03-2021

Dataprogram: LastBeregning versjon 6.2.6 Laget av Sletten Byggdata AS
Standard NS-EN 1991-1-3: Snølast

1. Geometri



b1	22600	mm
h1	0	mm
h2	10200	mm
b6	7850	mm
b3	50	mm
h4	0	mm
h3	2000	mm

2. Snølast på tak



Last nr.: 1		
q2	3,69	kN/m ²
q3	2,59	kN/m ²
l2	7850	mm

Det er snøfanger på overliggende tak, og bidrag pga takras er ikke tatt med ($U_s=0$)

3. Snølastdata

Fylke	Hordaland
Kommune	Bergen
Sted	
Byggets plassering (moh)	
Eksponeeringskoeffisient C_e	1
Termisk koeffisient C_t	1
Snølast, S :	2 kN/m ²

A.5 - LAST FRA ETASJE 8-10 PÅ PLAN 8

Total last fra 3 etasjer:

$$Gk_3 := Gk \cdot 3 = 21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$gk_3 := gk \cdot 3 = 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$pk_3 := pk \cdot 3 = 7.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p2k = 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$sk = 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Lasten kommer fra Etasje 8-10, men lastarealet skal regnes på bæresystemet i plan 7.

Øverste bygg går 5 meter inn over plan 7, før terrassen i plan 8 begynner. (vise med illustrasjon)

$$BreddePlan7 := 25 \text{ m} \quad Lengde := 5 \text{ m}$$

$$A := BreddePlan7 \cdot Lengde = 125 \text{ m}^2$$

Laster og lastareal fra øverste bygg (Etasje 8-10)

Totale laster per m² blir:

Egenvekt betongdekke med påstøp $Gk := 7 \frac{kN}{m^2}$

Påført egenvekt $gk := 1 \frac{kN}{m^2}$

Fordelt nyttelast $pk := 2.4 \frac{kN}{m^2}$

Nyttelast takterrasse $p2k := 4 \frac{kN}{m^2}$

Snølast $sk := 4 \frac{kN}{m^2}$

Ekstra last på bærende konstruksjonsdeler i plan 7 blir:

$$F_G := A \cdot G k_3 = (2.625 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$F_g := A \cdot g k_3 = 375 \text{ kN}$$

$$F_p := A \cdot p k_3 = 900 \text{ kN}$$

$$F_s := A \cdot s k = 500 \text{ kN}$$

$$F_{p2} := A \cdot p2 k = 500 \text{ kN}$$

$$F_G + F_g + F_p + F_s + F_{p2} = (4.9 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Fordelt på 7 punktlaster: $p := 7$

$$\frac{F_G}{p} = 375 \text{ kN}$$

$$\frac{F_g}{p} = 53.571 \text{ kN}$$

$$\frac{F_p}{p} = 128.571 \text{ kN}$$

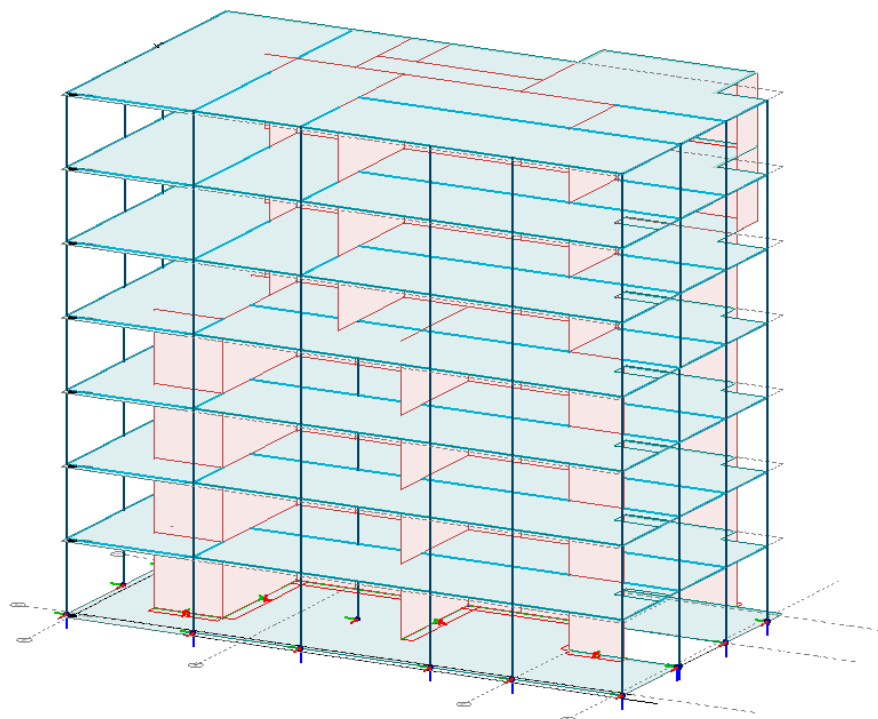
$$\frac{F_s}{p} = 71.429 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{p2}}{p} = 71.429 \text{ kN}$$

Vedlegg B - FEM-Design

B.1 kontroll av modell

B.1.1 - 3D modellen



Kontroll av likevekt

Equilibrium ×

Check... Close

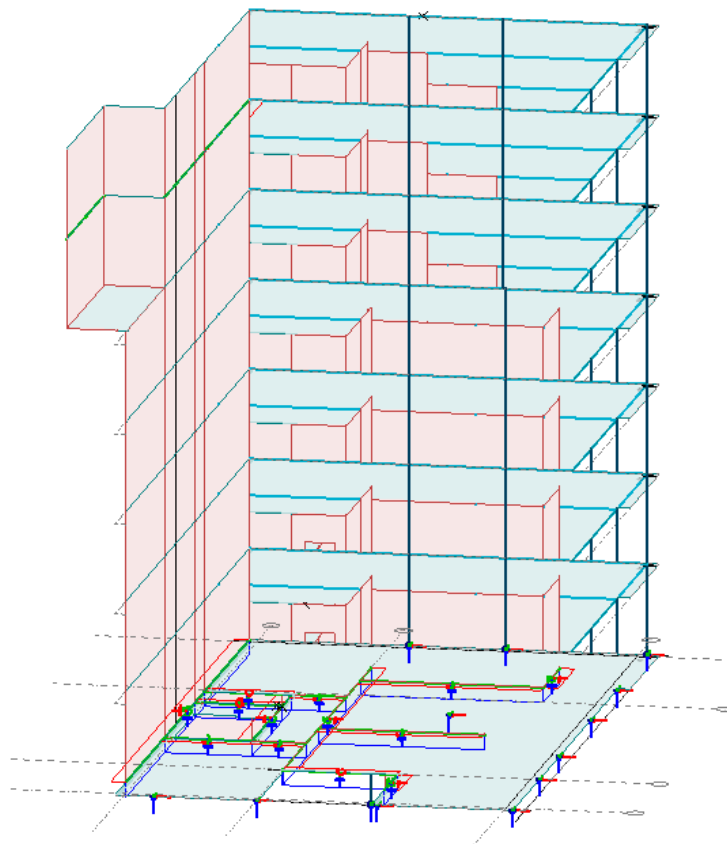
Load cases U - Ultimate

Load cases / Load combinations / Construction stages

- Auto egen
- Påført egen
- Svinn
- Nytte 1**
- Nytte 2
- Vind -x
- Vind -y
- Vind +x
- Vind +y
- Snø

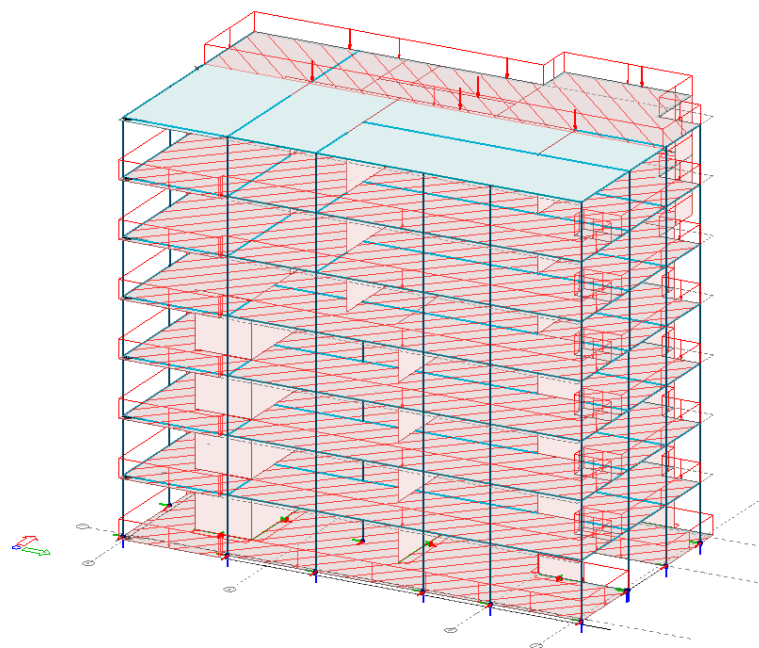
Component	Loads	Reactions	Error [%]
Fx [kN]	0.00000	-2.395e-06	-
Fy [kN]	0.00000	5.363e-06	-
Fz [kN]	-6412.3	6412.3	0.00
Mx [kNm] ...	-83355	83355	0.00
My [kNm] ...	114851	-114851	0.00
Mz [kNm] ...	0.00000	-3.789e-04	-

B.1.2 – Opplagerbetingelser

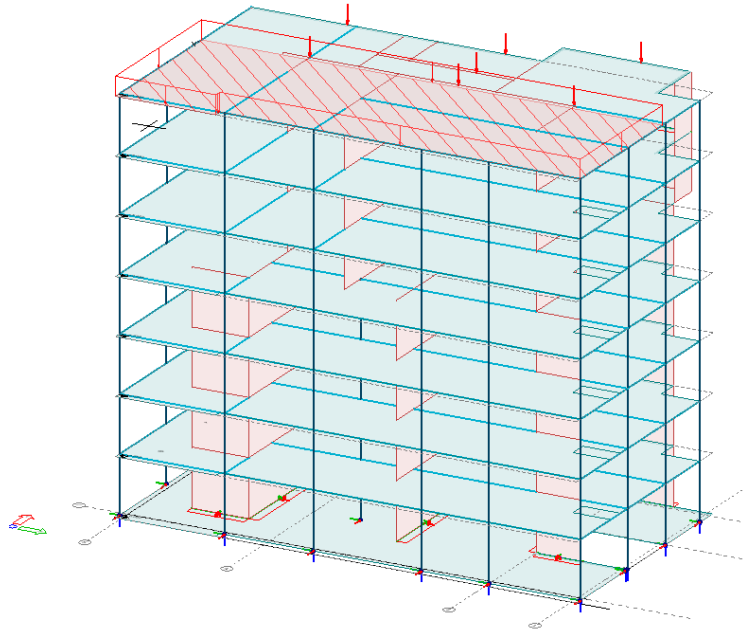


B.1.3 – Laster på konstruksjonen

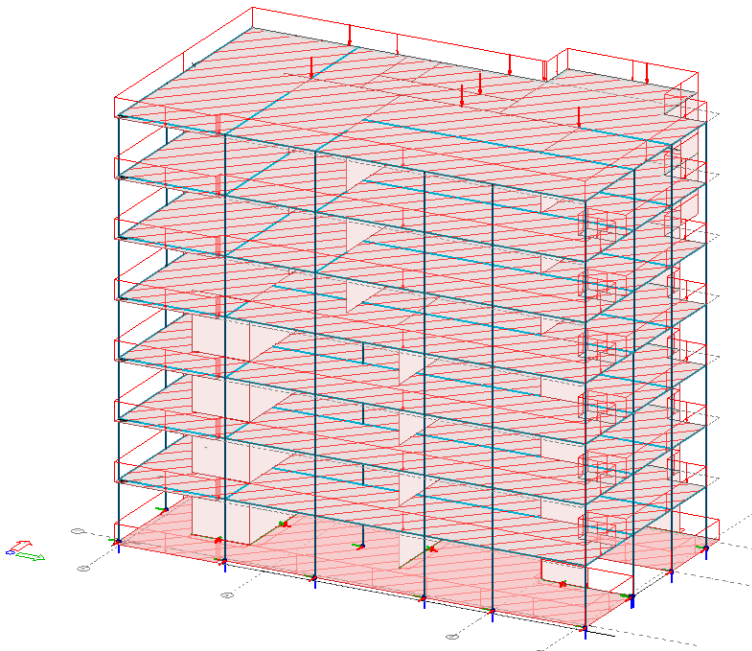
Nyttelast alle etasjer



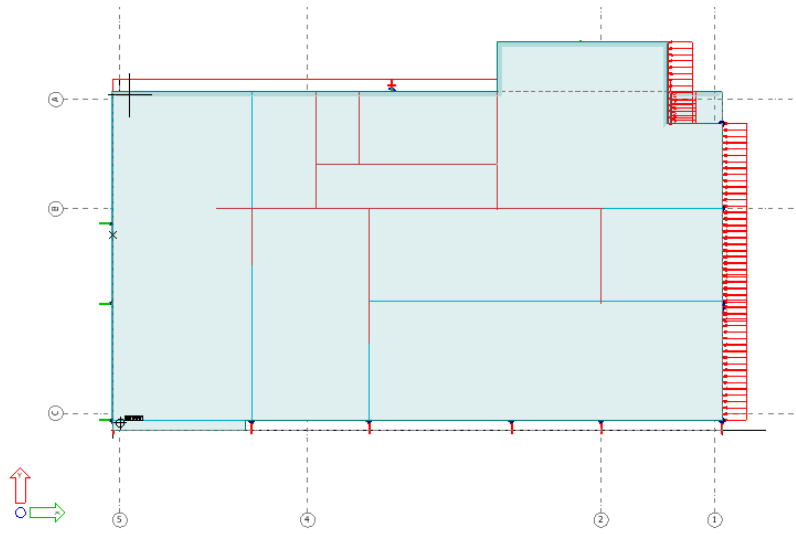
Nyttelast på takterrasse



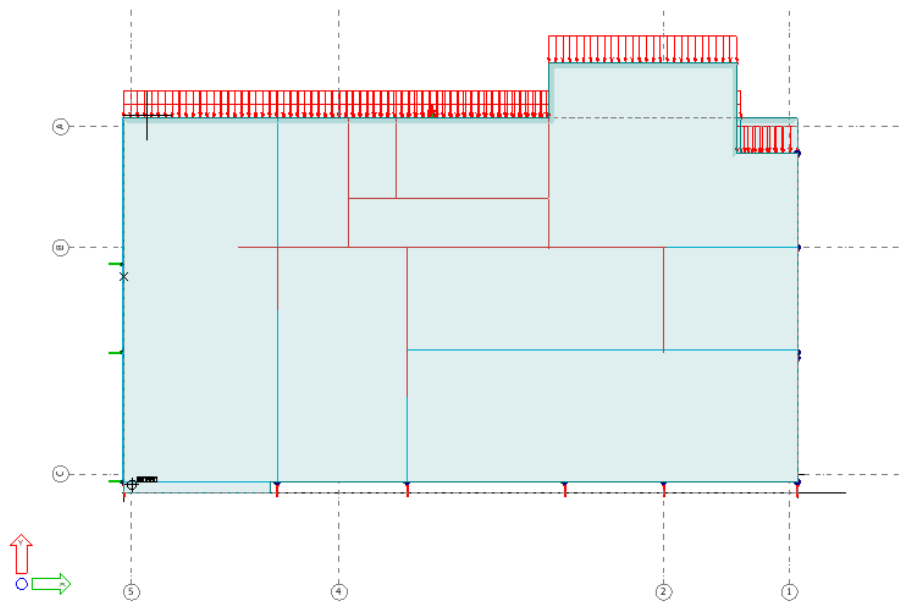
Påført egenvekt fra vegger, påstøp og tekniske føringer



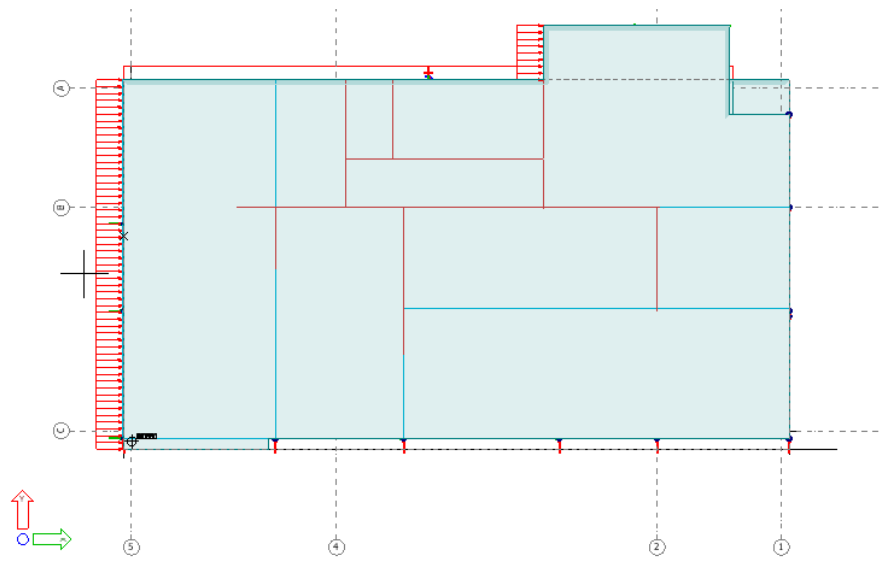
Vindlast -x



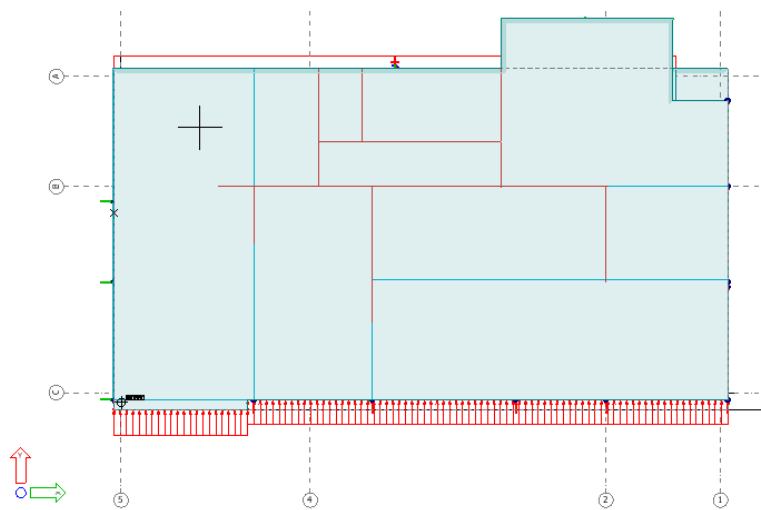
Vindlast -y



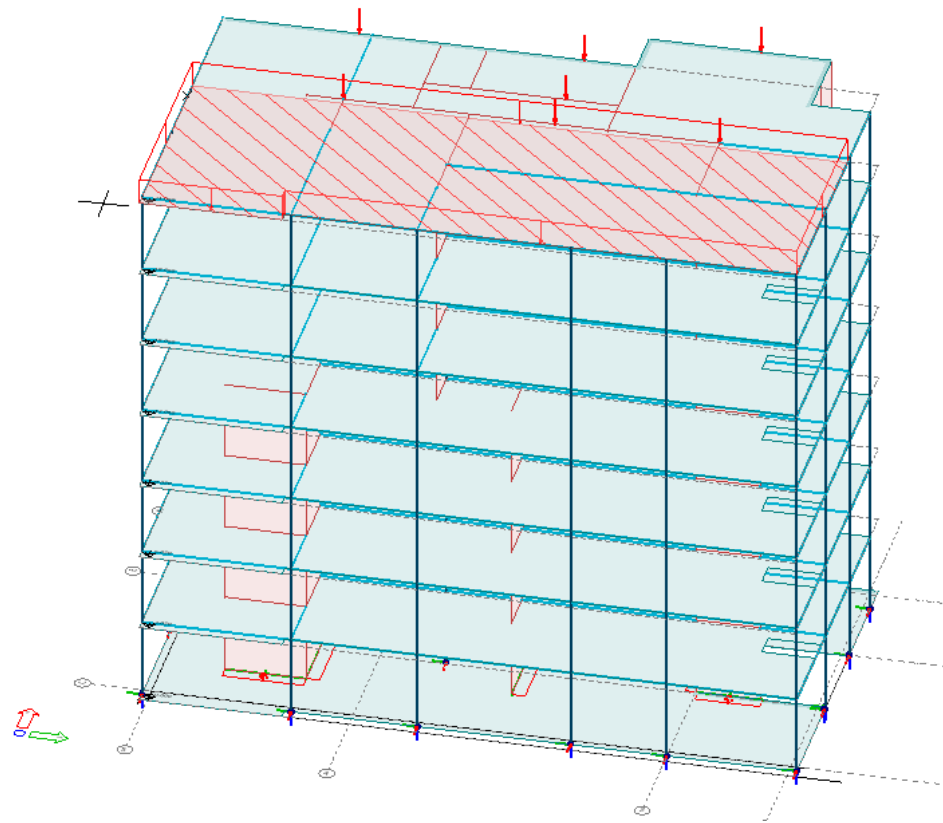
Vindlast +x



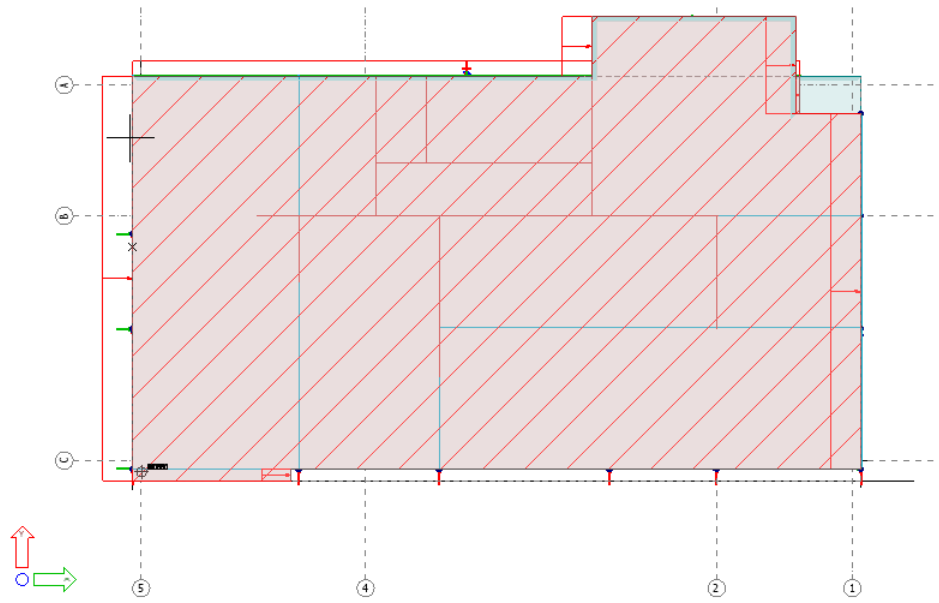
Vindlast +y



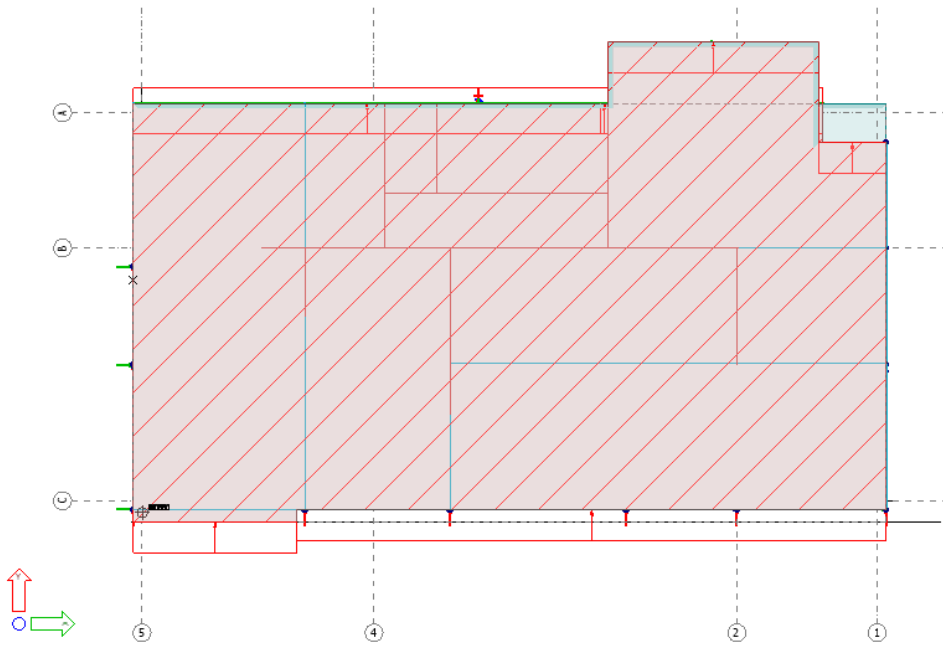
Snølast på takterrasse med fonning



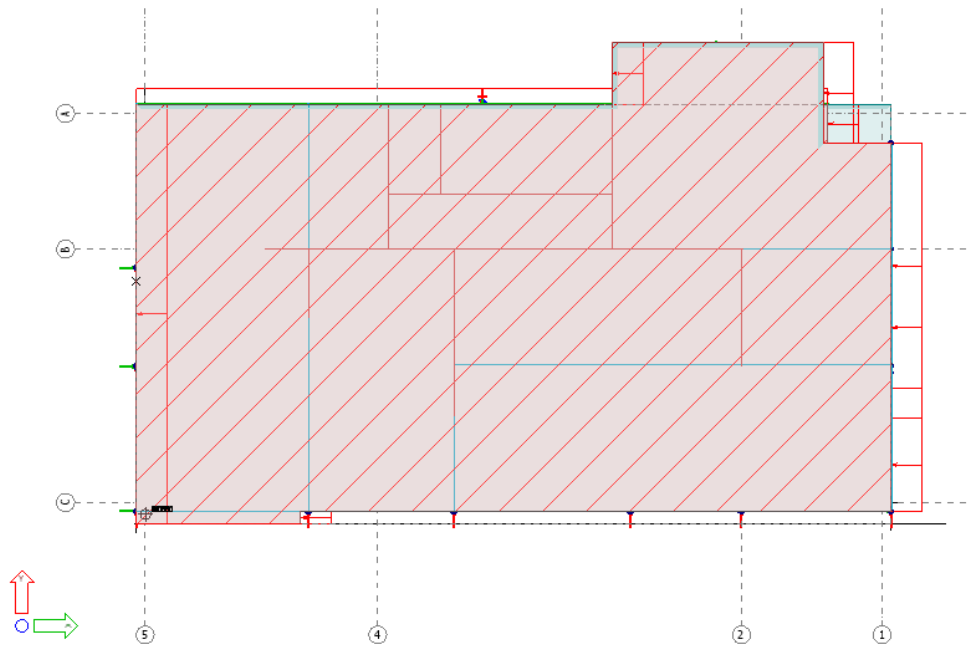
Skjevstilling +x



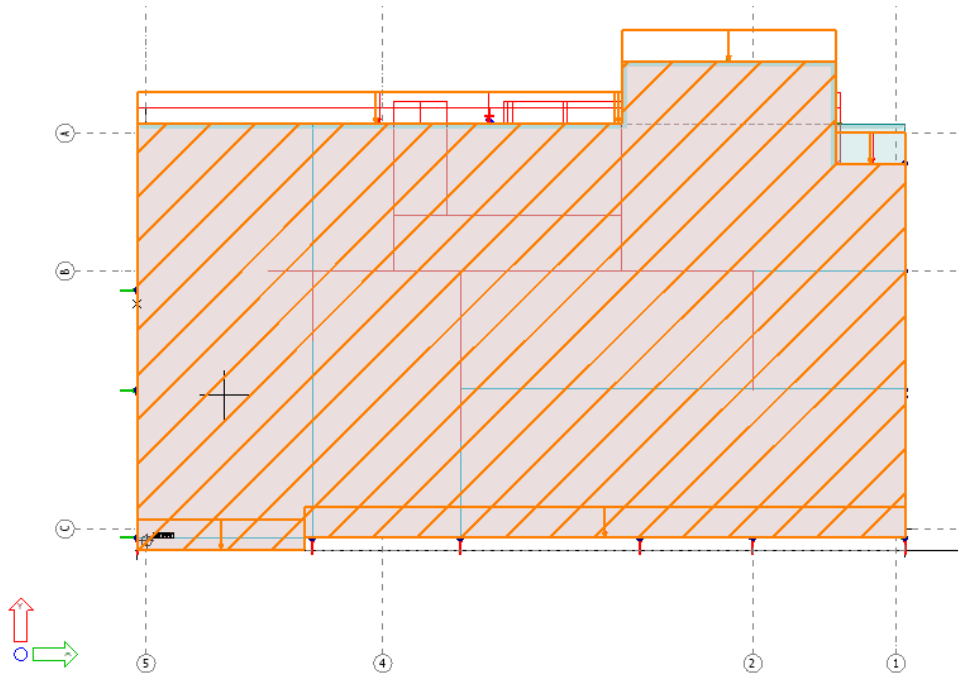
Skjevstilling +y



Skjevstilling -x



Skjevstilling -y



Lasttilfeller

Load cases ✕

No	Name	Type	Duration class (EN 1995 1-1)
1	Auto egen	+Struc. dead load	Permanent
2	Påført egen	Ordinary	Permanent
3	Svinn	+Shrinkage	Permanent
4	Nytte 1	Ordinary	Long-term
5	Nytte 2	Ordinary	Long-term
6	Vind -x	Ordinary	Instantaneous
7	Vind -y	Ordinary	Instantaneous
8	Vind +x	Ordinary	Instantaneous
9	Vind +y	Ordinary	Instantaneous
10	Snø	Ordinary	Short-term
11	Deviation X+	Deviation	Permanent
12	Deviation X-	Deviation	Permanent
13	Deviation Y+	Deviation	Permanent
14	Deviation Y-	Deviation	Permanent

Lastgrupper

Load groups ✕

Grouping

- Load groups
 - Independent load cases
 - Deviation X+
 - Deviation X-
 - Deviation Y+
 - Deviation Y-
 - LG-1 (1.00, 1.35, 1.00, 1.00, 0.89)
 - Auto egen (+Struc. dead load)
 - LG-2 (1.00, 1.35, 1.00, 1.00, 0.89)
 - Påført egen
 - LG-3 (1.00, 1.35, 1.00, 1.00, 0.89)
 - Svinn (+Shrinkage)
 - LG-4 (1.50, 0.70, 0.50, 0.20, L, --)
 - Nytte 1
 - LG-5 (1.50, 0.70, 0.50, 0.20, L, --)
 - Nytte 2
 - Vind (1.50, 0.70, 0.50, 0.20, L, --)
 - Vind -x
 - Vind -y
 - Vind +x
 - Vind +y
 - LG-6 (1.50, 0.70, 0.50, 0.20, L, --)
 - Snø
 - Seismic max (1.00, Results)
 - (Automatic)

Import / Export >

Information

Select an item in the tree view to edit its properties.

Independent load cases: Load cases without Load Group. These will not participate in the Max. of load group calculation and not selectable during the Load combination generation.

Shortcuts:
Ctrl+Tab: Next visible item in the Treeview.
Ctrl+Shift+Tab: Previous visible item in the Treeview.
Ins: Insert load case.
Del: Delete item. (Load groups' and subgroups' load cases will be moved into Independent load cases.)
Ctrl+Del: Delete item with all sub element.

Combination method

EN 1990 6.4.3. (6.10)
 EN 1990 6.4.3. (6.10.a, b)

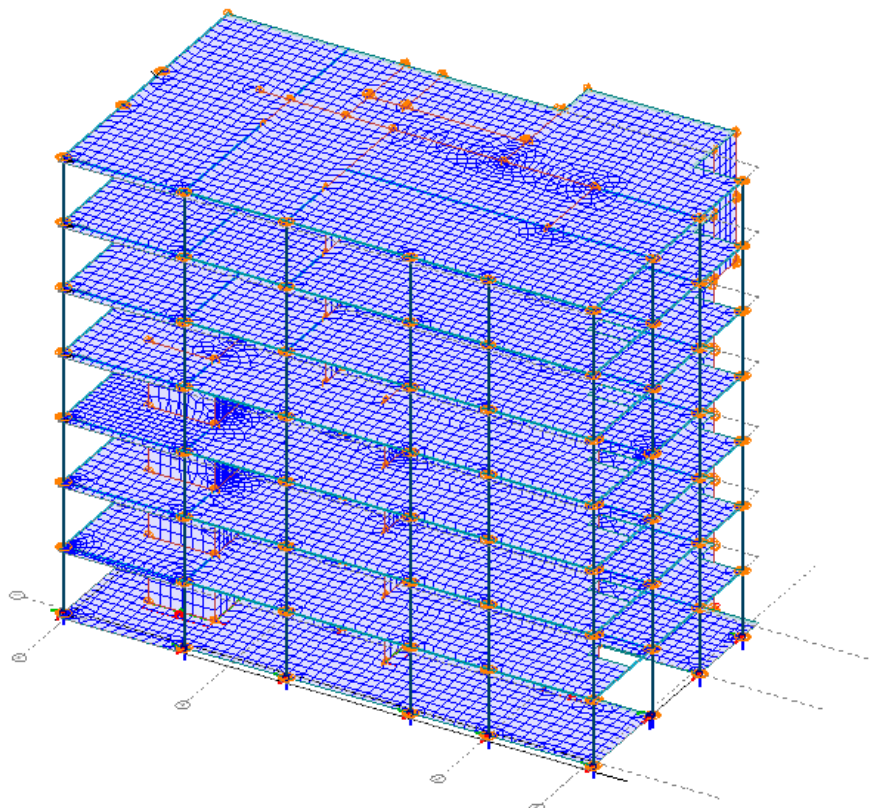
Automatisk genererte lastkombinasjoner

Load combinations

No	Name	Type	Factor	Included load cases
1	LC1ULS	U	1.35	Auto egen
			1.35	Påført egen
			1.35	Svinn
			1.05	Nytte 1
			1.05	Nytte 2
			1.05	Vind -x
			1.05	Snø
2	LC2ULS	U	1.35	Auto egen
			1.35	Påført egen
			1.35	Svinn
			1.05	Nytte 1
			1.05	Nytte 2
			1.05	Vind -y
			1.05	Snø
3	LC3ULS	U	1.35	Auto egen
			1.35	Påført egen
			1.35	Svinn
			1.05	Nytte 1
			1.05	Nytte 2
			1.05	Vind +x
			1.05	Snø
4	LC4ULS	U	1.35	Auto egen

OK
Cancel
Import / Export >
Load combination
Generate
Insert
Copy
Delete
Delete all
Load case
Insert
New
Remove

Generert elementnett (mesh)



Vedlegg C - Beregninger

C.1 Dekker

C.1.1 - ISY-Design dekke

Betongtverrsnitt - Dekke

Beregningsinnstillinger

Inkluder trykkarmering Ja

Materiale

Materialdata

Betong	Betong	B35
Partialfaktor for betong	γ_c	1,50
Sylindriske trykkfasthet	f_{ck}	35,0 MPa
Største tilslag i betongen	d_g	20 mm
Midlere E-modul	E_{cm}	34,08 GPa
Midlere trykkfasthet	f_{cm}	43,0 MPa
Dimensjonerende trykkfasthet	f_{cd}	19,8 MPa
Midlere strekkfasthet	f_{ctm}	3,21 MPa
Dimensjonerende strekkfasthet	f_{ctd}	1,27 MPa
Hovedsakelig grovt tilslag	Grovt tilslag	Ja

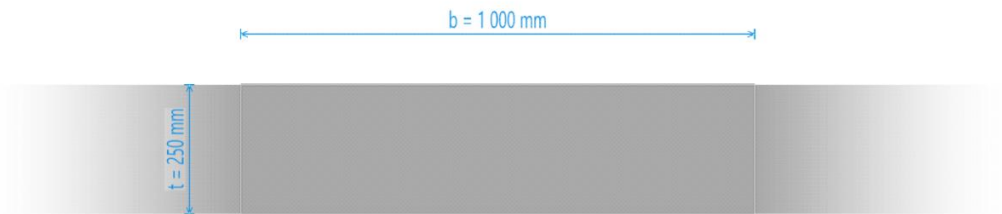
Rissdata

Eksponeringsklasse	Eksponering	XC1
Dimensjonerende levetid	Levetid	50 år
Nødvendig fasthetsklasse	C_{ind}	B25
Grenseverdi for karakteristisk rissvidde for permanente laster	$w_{max,G}$	0,30 kc mm
Grenseverdi for karakteristisk rissvidde for ofte forekommende	$w_{max,Q}$	- mm
Tillegg / fradrag i nominell verdi for C_{dur}	ΔC_{dur}	0 mm
Minimum overdekning	C_{dur}	15 mm
Bestandighetsklasse	Bestandighet	M60

Tverrsnittsdata

Tverrsnittstype	Tverrsnittstype	Dekke
Effektiv tverrsnittstykkelse	h_0	250 mm
Stegbredden for skjærkontroll i y-retning	$b_{w,y}$	1 000 mm
Areal	Areal	250 000 mm ²
Omkrets	Omkrets	2 000 mm
Første arealmoment om y-akse	S_y	7 812 500 mm ³
Arealreghetsmoment om y-akse	I_y	1 302 083 333 mm ⁴
Tyngdepunkt	Tyngdepunkt	(0, 0)

Bredde	b	1 000 mm
Tykkelse	t	250 mm



20.07.2021

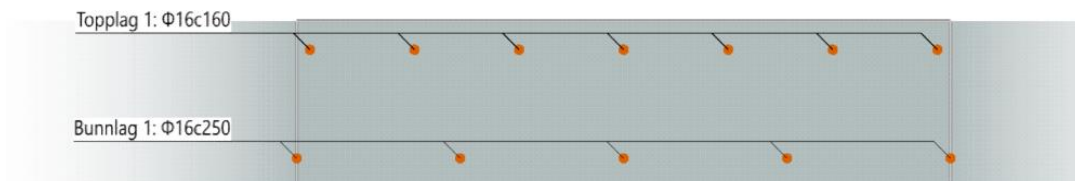
Betongtverrsnitt - Dekke

Armering

Inkluder trykkarmering

Inkluder trykkarmering

Ja



Armeringsmaterialer

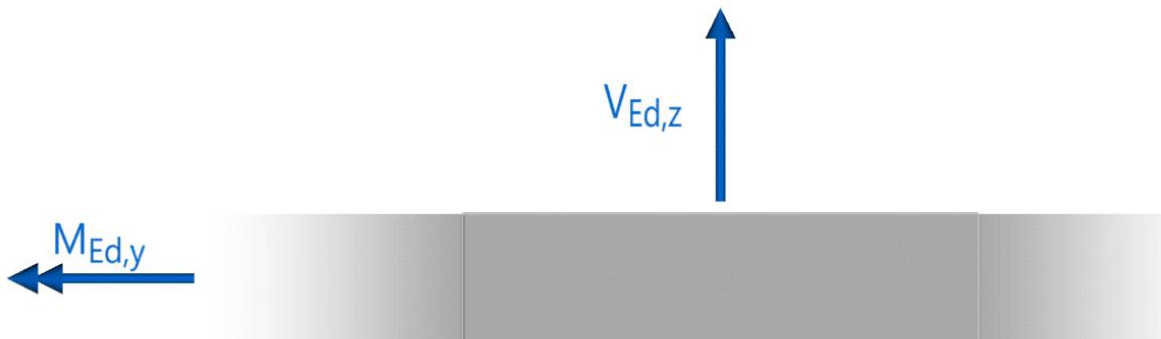
Slakkarmering

Armeringstype	Armeringstype	Slakkarmering
Partialfaktor for stål	γ_s	1,15
Elastisitetsmodul	E	200,00 GPa
Forholdet f_{tk} / f_{yk}	k	1,04
Armeringens bruddtøyning	ϵ_{uk}	75,0 ‰
Tøyningsgrense	ϵ_{lim}	100,0 ‰
Største armeringstøyning	ϵ_{ud}	30,0 ‰
Toleranse	ΔC_{dev}	10,0 mm
Stål	Stål	C
Armeringens karakteristiske flytegrense	f_{yk}	500 MPa
Karakteristisk strekkfasthet	f_{tk}	520 MPa

Lengdearmering

Navn	s	Φ	# jern / bunt	Materiale	c	Overdekning fra...
	[mm]	[mm]			[mm]	
Topplag 1		160	16	1 Slakkarmering	35	Overkant
Bunnlag 1		250	16	1 Slakkarmering	35	Underkant

Snittkrefter



Bruddgrensekrefter

Krefter i hovedakseretning

Navn	$M_{EdG,y}$ [kNm]	$M_{EdQ,y}$ [kNm]	$M_{EdMax,y}$ [kNm]	$V_{Ed,z}$ [kN]	$V_{EdMax,z}$ [kN]	$V_{Ed,Redusert,z}$ [kN]
Last	56	0	0	0	0	0
Last 2	-105	0	0	0	0	0

Navn : Navnet på snittkreftene.

$M_{EdG,y}$: Langtidsmoment om y-aksen.

$M_{EdQ,y}$: Korttidsmoment om y-aksen.

$M_{EdMax,y}$: Maksimalt moment om y-aksen på staven som dette elementet er en del av.

$V_{Ed,z}$: Tilhørende skjærkraft i z-retning, for beregningsmessig moment.

$V_{EdMax,z}$: Maksimal skjærkraft i z-retning, for trykksbruddkontroll.

$V_{Ed,Redusert,z}$: Redusert skjærkraft i z-retning, for strekkbruddkontroll.

Bruddgrense

Momentkapasitet

Navn	U_{tnM}	$M_{y,dim}$ [kNm]	$\epsilon_{c,max,kap}$ [‰]	$\epsilon_{s,max,kap}$ [‰]	$\epsilon_{c,max}$ [‰]	$\epsilon_{s,max}$ [‰]	$\epsilon_{cc,max}$ [‰]
Last	0,77	56	-5,40	23,63	-1,23	1,95	-0,41
Last 2	0,99	-105	-5,40	21,07	-4,26	15,45	-1,45

C.1.2 - Dimensjonering av dekke

Dimensjonering av dekke

Karakteristiske verdier for materialfasthet

Betongkvalitet: B35

$$B35 \quad \text{Trykkfasthet} \quad f_{ck} := 35 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Tab 3.1}$$

$$\text{Strekkfasthet} \quad f_{ctk,0.05} := 2.2 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{ctm} := 3.2 \frac{N}{mm^2}$$

Armeringskvalitet: B500NC

$$B500NC \quad f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$$

Materialfaktorer:

$$\text{Betong} \quad \gamma_c := 1.5 \quad \text{Tab.2.1N}$$

$$\text{Armeringsstål} \quad \gamma_s := 1.15$$

Dimensjonerende trykk og strekkfasthet

Koeffesienter som tar hensy til langtidsvirkning av last

$$\text{Trykkfasthet} \quad \alpha_{cc} := 0.85$$

$$\text{Strekkfasthet} \quad \alpha_{ct} := 0.85$$

$$B35 \quad \text{Trykkfasthet} \quad f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 19.8 \frac{N}{mm^2} \quad (3.15)$$

$$\text{Strekkfasthet} \quad f_{ctd} := \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 1.25 \frac{N}{mm^2} \quad (3.16)$$

$$3.2 .7 \quad B500NC \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.8 \frac{N}{mm^2}$$

Overdekning

Xc1, Dimensjonerende brukstid 50 år

$$c_{min.dur} := 15 \text{ mm}$$

Tab 4.1, 4.4N

Tillatt avvik

$$\Delta c_{dev} := 10 \text{ mm}$$

Nominell overdekning

$$c_{nom} := c_{min.dur} + \Delta c_{dev} = 25 \text{ mm} \quad (4.1)$$

Tillegg for brannkrav R90

$$\Delta c_{dur.y} := 10 \text{ mm}$$

$$c_{nom} := c_{min.dur} + \Delta c_{dev} + \Delta c_{dur.y} = 35 \text{ mm}$$

Dimensjoner:

Dekke:

Tykkelse

$$t := 250 \text{ mm}$$

Bredde blir satt til 1 m dekkestripe

$$b := 1000 \text{ mm}$$

$$Ac := t \cdot b = 250000 \text{ mm}^2$$

Tverrsnittsareal:

Antar armering i dekke: Lengdearmering

$$\phi_{16} := 16 \text{ mm}$$

$$\phi_{20} := 20 \text{ mm}$$

Areal armering

$$A\phi_{16} := 201 \text{ mm}^2 \quad A\phi_{20} := 314 \text{ mm}^2$$

Svinn og fordelingsarmering:

$$\phi_{12} := 12 \text{ mm}$$

$$A\phi_{12} := 113 \text{ mm}^2$$

Dimensjonerte moment beregnet i FEM-Design:

Moment strekk uk dekke i felt $Med.1 := 56 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Moment strekk ok dekke over støtte $Med.s := 105 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Skjærkraft $Ved := 106 \text{ kN}$

Armering for moment

Effektiv tverrsnittshøyde $d := t - c_{nom} - \frac{\phi_{16}}{2} = 207 \text{ mm}$

Trykksoneens momentkapasitet $Mrd.c := 0.275 \cdot fcd \cdot b \cdot d^2 = 233.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Delvis utnyttet trykksone fordi $Med.s < Mrd.c$

Ikke behov for trykkarmering

Normalarmert tverrsnitt $c := 0.17$

Nødvendig armering over støtte

$$Z1 := \left(1 - c \cdot \frac{Med.s}{Mrd.c}\right) \cdot d = 191.2 \text{ mm} \quad As.s := \frac{Med.s}{fyd \cdot Z1} = 1263.1 \text{ mm}^2$$

Nødvendig antall stegner pr meter dekke $n.s := \frac{As.s}{A\phi_{16}} = 6.28$

Maksimal senteravstand $S.s := \frac{b}{n.s} = 159.1 \text{ mm}$

Bruker 5 ϕ_{16} c/c150 pr meter platestripe

Nødvendig armering i felt

$$Z1 := \left(1 - c \cdot \frac{Med.1}{Mrd.c}\right) \cdot d = 198.6 \text{ mm} \quad As.1 := \frac{Med.1}{fyd \cdot Z1} = 648.6 \text{ mm}^2$$

Nødvendig antall stegner pr meter dekke $n.1 := \frac{As.1}{A\phi_{16}} = 3.23$

Maksimal senteravstand $S.1 := \frac{b}{n.1} = 309.9 \text{ mm}$

Bruker Ø16 c/c 250 pr meter platestripe

Kontroll av minimumsarmering 9.2.1.1(1)

$$As.min := \max\left(0.26 \cdot \frac{fctm}{fyk} \cdot b \cdot d, 0.0013 \cdot b \cdot d\right) = 344.4 \text{ mm}^2 \quad (9.1N)$$

Beregnet armeringsmengde
er større så det er ok

$$As.max := 0.04 \cdot Ac = 10000 \text{ mm}^2$$

Maksimal senteravstand 9.3.1.1

Hovedarmering: $Smax.slab := \min(2 \cdot t, 250 \text{ mm}) = 250 \text{ mm}$

Fordelingsarmering: $S_{max.slab} := \min(3 \cdot t, 400 \text{ mm}) = 400 \text{ mm}$

Fordelingsarmering Minst 20% av hovedarmering

$$A_{s.for} := 0.2 \cdot A_{s.s} = 252.6 \text{ mm}^2$$

9.3.1.1(2)

Nødvendig antall stegner pr meter dekke $n_{s.for} := \frac{A_{s.for}}{A\phi_{12}} = 2.24$

Maksimal senteravstand $S_{.for} := \frac{b}{n_{s.for}} = 447.3 \text{ mm}$

Legger inn armering:

Hovedarmering støtte: $\phi 16c150$ $A_{s.ls} := A\phi_{16} \cdot n_{.s} = 1263 \text{ mm}^2$

Hovedarmering felt: $\phi 16c250$ $A_{s.lf} := A\phi_{16} \cdot 4 = 804 \text{ mm}^2$

Svinn og fordelingsarmering: $\phi 12c250$ $A_{s.f} := A\phi_{12} \cdot 4 = 452 \text{ mm}^2$

Kontroll av skjærkraftkapasitet

6.2.2(1)

$$k_2 := 0.15$$

NA.6.2.2(1)

$$Crd.c := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.1$$

$$k := \min\left(1 + \sqrt[1]{\frac{200 \text{ mm}}{d}}, 2.0\right) = 1.97$$

$$Pl := \min\left(\frac{As \cdot lf}{b \cdot d}, 0.02\right) = 3.88 \cdot 10^{-3}$$

$$Vrd.1 := \left(Crd.c \cdot k \cdot \left(100 \cdot Pl \cdot \frac{fck}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} \left(\frac{b \cdot d}{\text{mm}^2} \right) \right) N = 97.1 \text{ kN} \quad (6.2a)$$

$$Vmin := \left(0.035 k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{fck}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{2}} \right) \frac{N}{\text{mm}^2} = 0.57 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$Vrd.2 := Vmin \cdot b \cdot d = 118.17 \text{ kN} \quad (6.2b)$$

$$Vrd.c := \max(Vrd.1, Vrd.2) = 118.17 \text{ kN} > Ved = 106 \text{ kN}$$

Midlere E-modul for felt

B35

$$Ecm := 34000 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Tab. 3.1

Nedbøyning kontrolleres i ofte forekommende tilstand

Omkrets eksponert for uttrøking

$$u := 2000 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittstykkelse $h_o := \frac{2 A_c}{u} = 250 \text{ mm}$

Sementtype N - høyfast sement

Egenlast Nyttelast

Belastningstidspunkt $t_0 := 5 \text{ døgn}$ $t_0 := 28 \text{ døgn}$

$\varphi_g := 2.7$

$\varphi_p := 2.0$

Fig. 3.1a

Egenvekt av dekke pr meter: $gk := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot t \cdot b = 6.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Nyttelast på dekke pr meter: $pk := 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot b = 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Egenlast $q1 := gk + pk = 8.65 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

$E1 := \frac{Ecm}{1 + \varphi_g} = 9189.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Langtidsandel av nyttelast tilnærmet permanent

Grunnlagstandard NS-En1990

$\psi_2 := 0.3$

Tab. NA.A1(904)

$q2 := pk \cdot \psi_2 = 0.72 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

$E2 := \frac{Ecm}{1 + \varphi_p} = 11333.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Korttidsandel av nyttelast ofte forekommende

$$\psi_1 := 0.5$$

$$q_3 := pk \cdot (\psi_1 - \psi_2) = 0.48 \frac{kN}{m}$$

$$E_3 := E_{cm} = 34000 \frac{N}{mm^2}$$

Midlere E-modul

$$q := q_1 + q_2 + q_3 = 9.85 \frac{kN}{m}$$

$$E_{middel} := \frac{q}{\frac{q_1}{E_1} + \frac{q_2}{E_2} + \frac{q_3}{E_3}} = 9666.6 \frac{N}{mm^2}$$

Risset stivhet i felt

$$E_c := E_{middel} = 9666.6 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_s := 200000 \frac{N}{mm^2}$$

$$r_1 := \frac{E_s}{E_c} \cdot \frac{A_s \cdot l_s}{b \cdot d} = 0.13$$

$$\alpha := \sqrt{r_1^2 + 2 r_1} - r_1 = 0.39$$

Ekvivalent treghetsmodul

$$I_c := \frac{1}{2} \alpha^2 \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b \cdot d^3 = (5.92 \cdot 10^8) mm^4$$

Risset stivhet

$$EI_1 := E_c \cdot I_c = (5.72 \cdot 10^{12}) N \cdot mm^2$$

Nedbøyning i felt

Nedbøyning pga. egenvekt

$$Mb.g := 60 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$L1 := 5.6 \text{ m}$$

$$M0.g := \frac{q1 \cdot L1^2}{8} = 33.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$kg := \left| \frac{Mb.g}{M0.g} \right| = 1.77 \quad nf := 12.6$$

$$\delta g := \frac{M0.g \cdot L1^2}{EI1 \cdot nf} = 14.75 \text{ mm}$$

Nedbøyning pga langtidsandel nyttelast

$$Med.l := 0.0625 \cdot q2 \cdot L1^2 = 1.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M.0 := \frac{q2 \cdot L1^2}{8} = 2.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$kl := \frac{|Med.l|}{|M.0|} = 0.5 \quad nfl := 18.2$$

$$\delta l := \frac{M.0 \cdot L1^2}{EI1 \cdot nfl} = 0.8 \text{ mm}$$

Total nedbøyning fra
permanente laster

$$\delta perm := \delta g + \delta l = 15.6 \text{ mm}$$

$$\delta krav := \frac{L1}{250} = 22.4 \text{ mm}$$

Nedbøyning pga. korttidsandel

$$Med.k := 0.0625 \cdot q3 \cdot L1^2 = 0.94 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M.0k := \frac{q3 \cdot L1^2}{8} = 1.88 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Kk := \frac{|Med.k|}{|M.0k|} = 0.5 \quad nf.k := 13.7$$

$$\delta p.k := \frac{M.0k \cdot L1^2}{EI1 \cdot nf.k} = 0.8 \text{ mm}$$

Total nedbøyning

$$\delta tot := \delta g + \delta l + \delta p.k = 16.3 \text{ mm}$$

$$\delta tot := \delta krav \quad \text{ok}$$

Rissviddekontroll ved hjelp
av minimumsarmering

$$wk := 0.3 \quad \phi 16$$

Tab 7.2N

$$Ned := 0 \text{ kN} \quad \sigma_{s.tillatt} := 240 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_c := \frac{Ned}{Ac} = 0 \frac{N}{mm^2} \quad f := 1 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$kc := 0.4 \left(1 - \frac{\sigma_c}{f} \right) = 0.4$$

$$k := 1.0 \quad \text{for } t \leq 300 \text{ mm}$$

$$f_{ct.eff} := f_{ctm} = 3.2 \frac{N}{mm^2}$$

$$Act := b \cdot \frac{t}{2} = 125000 \text{ mm}^2$$

$$As.riss := \frac{(kc \cdot k \cdot f_{ct.eff} \cdot Act)}{\sigma_{s.tillatt}} = 666.67 \text{ mm}^2$$

$$As.lf = 804 \text{ mm}^2 < As.riss = 666.67 \text{ mm}^2$$

ok.

C.2 Søyler

C.2.1 - ISY-Design søyle

Materiale

Materialdata

Betong	Betong	B35
Partialfaktor for betong	γ_c	1,50
Sylindriske trykkfasthet	f_{ck}	35,0 MPa
Største tilslag i betongen	d_g	20 mm
Midlere E-modul	E_{cm}	34,08 GPa
Midlere trykkfasthet	f_{cm}	43,0 MPa
Dimensjonerende trykkfasthet	f_{cd}	19,8 MPa
Midlere strekkfasthet	f_{ctm}	3,21 MPa
Dimensjonerende strekkfasthet	f_{ctd}	1,27 MPa
Hovedsakelig grovt tilslag	Grovt tilslag	Ja

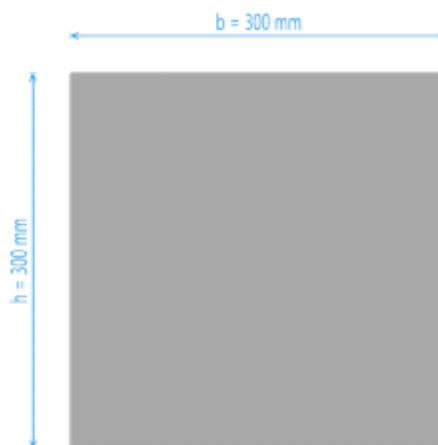
Rissdata

Eksponeringsklasse	Eksponering	XC1
Dimensjonerende levetid	Levetid	50 år
Nødvendig fasthetsklasse	C_{ind}	B25
Grenseverdi for karakteristisk rissvidde for permanente laster	$w_{max,G}$	0,30 kc mm
Grenseverdi for karakteristisk rissvidde for ofte forekommende	$w_{max,Q}$	- mm
Tillegg / fradrag i nominell verdi for C_{dur}	ΔC_{dur}	0 mm
Minimum overdekning	C_{dur}	15 mm
Bestandighetsklasse	Bestandighet	M60

Tverrsnittsdata

Tverrsnittstype	Tverrsnittstype	Rektangulær
Effektiv tverrsnittstykkelse	h_0	150 mm
Stegbredden for skjærkontroll i y-retning	$b_{w,y}$	300 mm
Minste tverrsnittsdimensjon	t_{min}	300 mm
Areal	Areal	90 000 mm ²
Omkrets	Omkrets	1 200 mm
Første arealmoment om y-akse	S_y	3 375 000 mm ³
Arealtreghetsmoment om y-akse	I_y	675 000 000 mm ⁴
Tyngdepunkt	Tyngdepunkt	(0, 0)

Høyde	h	300 mm
Bredde	b	300 mm
Kneklengde om y-aksen	$L_{cr,y}$	3,0 m
Faktisk lengde på søylen	L	3,0 m

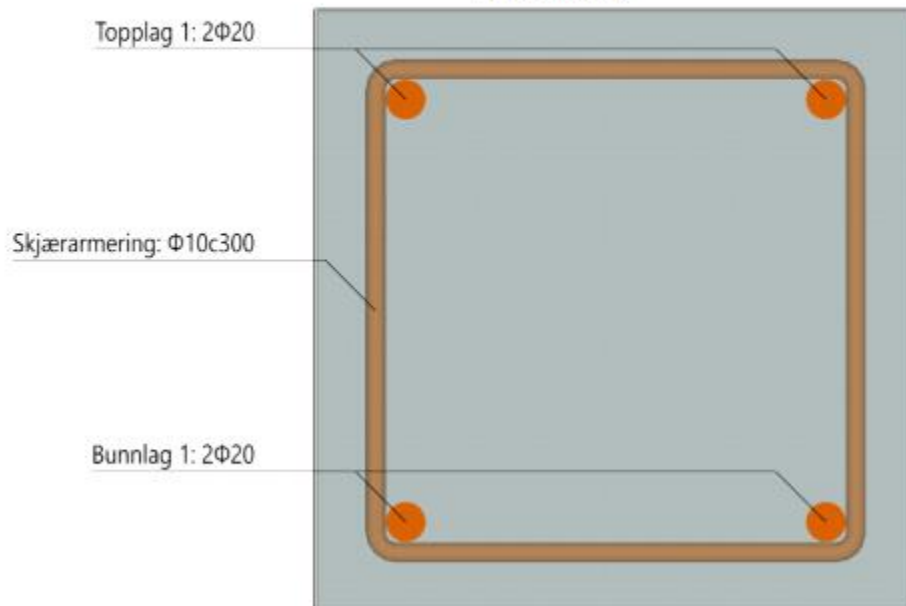


Armering

Inkluder trykkarmering

Inkluder trykkarmering

Ja



Armeringsmaterialer

Slakkarmering

Armeringstype	Armeringstype	Slakkarmering
Partialfaktor for stål	γ_s	1,15
Elastisitetsmodul	E	200,00 GPa
Forholdet f_{tk} / f_{yk}	k	1,04
Armeringens bruddtøyning	ϵ_{uk}	75,0 ‰
Tøyningsgrense	ϵ_{lim}	100,0 ‰
Største armeringstøyning	ϵ_{ud}	30,0 ‰
Toleranse	ΔC_{dev}	10,0 mm
Stål	Stål	C
Armeringens karakteristiske flytegrense	f_{yk}	500 MPa
Karakteristisk strekkfasthet	f_{tk}	520 MPa

Bruddgrense

Momentkapasitet

Navn	U_{M+N}	$M_{y,dim}$ [kNm]	$M_{add,y}$ [kNm]	$\epsilon_{c,max}$ [‰]	$\epsilon_{s,max}$ [‰]	$\epsilon_{cc,max}$ [‰]	Langtid?
Last	0,65	0	-24,9	-2,17	-1,33	-0,85	Ja

Navn : Navnet på snittkreftene.

U_{M+N} : Kapasitetsutnyttelse av moment og normalkraft for tverrsnittet.

$M_{y,dim}$: Totalt dimensjonerende moment om y-aksen.

$M_{add,y}$: Det totale tillegg til momentet om y-aksen som følge av 2. ordens effekter.

$\epsilon_{c,max}$: Største trykk-tøyning i betongen.

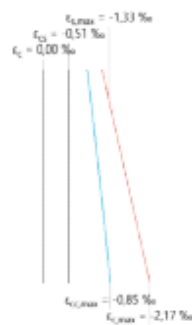
$\epsilon_{s,max}$: Største strekk-tøyning i armeringen.

$\epsilon_{cc,max}$: Største kryptøyning i betongen.

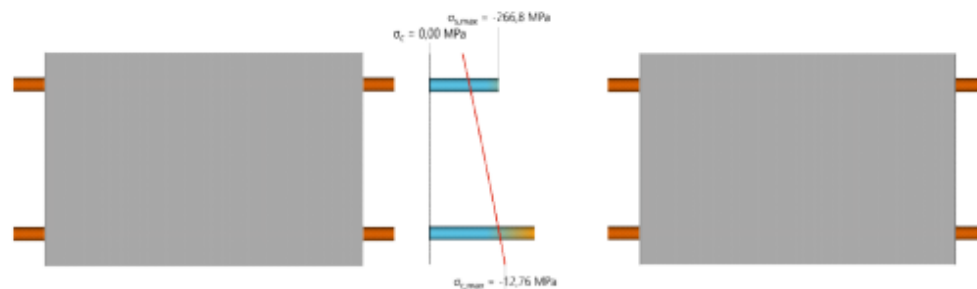
Langtid? : Langtidskreftene alene er avgjørende for kapasiteten til tverrsnittet.
Dette kan typisk skje hvis langtidsmoment og det totale momentet har motsatt fortegn.

Last

Tøyning



Spenning



Skjærkapasitet i primærretning

Navn	Behov?	$U_{tn,trykk,z}$	$V_{Rd,z,trykk}$ [kN]	$U_{tn,strekk,z}$	$V_{Rd,z,strekk}$ [kN]	$A_{sw,z,statisk}$ [mm ² /m]
Last	Nei	0,00	391	0,00	99	0

Navn : Navnet på snittkreftene.

Behov? : En sjekk av om det er beregningsmessig behov for skjærarmering.

$U_{tn,trykk,z}$: Skjærtrykkutnyttelse i z-retning.

$V_{Rd,z,trykk}$: Skjærtrykkkapasitet i z-retning.

$U_{tn,strekk,z}$: Skjærstrekkutnyttelse i z-retning.

$V_{Rd,z,strekk}$: Skjærstrekkkapasitet i z-retning.

$A_{sw,z,statisk}$: Statisk nødvendig skjærarmering i z-retning.

Minimumsarmering

Lengdearmering

Minste lengdearmeringsareal	$A_{s,min}$	900 mm ²
Største lengdearmeringsareal	$A_{s,max}$	7 200 mm ²
Største senteravstand med torsjonsarmering	$S_{lengde,tor,max}$	350 mm
Minste diameter for lengdearmering	Φ_{min}	10 mm
Fri avstand mellom lengdearmeringsjern	Fri avstand	Godkjent

Tverrarmering

Minste diameter for tverrarmering	$\Phi_{l,min}$	6 mm
Største senteravstand for tverrarmering	$S_{cl,t,max}$	300 mm
Største bøyleavstand med torsjonsarmering	$S_{l,tor,max}$	150 mm

C.2.2 - Dimensjonering søyle

Søyle 300x300 i fasade forside:

Etter EC2-1-1

Grunnlag for dimensjonering:

Betong B35, XC1, sement N

$$h := 300 \text{ mm}$$

$$b := 300 \text{ mm}$$

$$A := h \cdot b = 90000 \text{ mm}^2$$

$$NEd := 1246 \text{ kN}$$

$$L := 3.0 \text{ m}$$

Overdekning: XC1

$$c_{min,dur} := 15 \text{ mm}$$

Tab. 4.1 , Tab NA.4.4N

$$\Delta_{dev} := 10 \text{ mm}$$

NA.4.4.1.3(1)P

$$c_{ef} := 25 \text{ mm} + \Delta_{dev} = 35 \text{ mm}$$

[4.1]

35 mm brukes for å tilfredsstille krav fra brannklasse R90

Materialfaktor: Betong : $\gamma_c := 1.5$

Stål : $\gamma_s := 1.15$

Tab. 2.1N

Verdier for betong B35:

$$f_{ck} := 35 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$$

Tab 3.1

$$f_{cd} := \frac{f_{ck} \cdot 0.85}{1.5} = 19.83 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 434.78 \frac{N}{mm^2}$$

Antar armering:

$$dA := 20 \text{ mm}$$

$$A_s := 4 \cdot \pi \cdot \left(\frac{dA}{2}\right)^2 = 1256.64 \text{ mm}^2$$

$$dbøyle := 10 \text{ mm}$$

$$d := h - cef - dbøyle - \frac{dA}{2} = 245 \text{ mm}$$

Minimumsarmering:

$$A_{s.min} := 0.01 \cdot A = 900 \text{ mm}^2$$

[NA.9.5.2(2)]

$$A_{s.min2} := 0.2 \cdot A \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 821.1 \text{ mm}^2 \quad \leq \quad A_{s.min3} := 0.5 \cdot \frac{NEd}{f_{yd}} = 1432.9 \text{ mm}^2$$

Minimumsarmering blir 900 mm²

$$\text{Bruker } 4\phi 20: \quad A_s := 4 \cdot \pi \cdot \left(\frac{dA}{2}\right)^2 = 1256.64 \text{ mm}^2$$

Kneklengde:

Søylen er leddet på topp og bunn. Dette gir en effektiv lengde på $L_0=L$.

Figur 5.7

$$L_0 := L = 3 \text{ m}$$

Slankhetskriterium:

NA.5.8.3.1

$$A_{s,eff} := 4 \cdot \pi \cdot \left(\frac{dA}{2}\right)^2 = 1256.64 \text{ mm}^2$$

$$n := \frac{NEd}{f_{cd} \cdot b \cdot h} = 0.7$$

$$w := \frac{A_{s,eff} \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot b \cdot h} = 0.31$$

$$I := \frac{b \cdot h^3}{12} = 675000000 \text{ mm}^4$$

$$i := \sqrt{\frac{I}{b \cdot h}} = 86.6 \text{ mm}$$

$$\lambda := \frac{L_0}{i} = 34.64$$

Kryptall: $\phi := 2.4$

[5.8.9]

$$A_\phi := \frac{1.25}{(1 + 0.2 \cdot \phi)} = 0.84 \quad 0.839 \leq 1$$

$$K_a := 1.0$$

$$\lambda_n := \left(\lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot K_a \cdot w}} \right) = 22.79$$

$$\lambda_{n,lim} := 13 \cdot A_\phi = 10.98$$

 $\lambda_n > \lambda_{n,lim} \rightarrow$ Søylen er slankDen hadde også blitt for slank for $\lambda_{n,lim} := 13 \cdot (2 - (0)) \cdot A_\phi$

Slank søyle:

Krumning:

[5.8.8.3]

$$E_s := 200 \cdot 10^3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s}$$

$$r_0 := \frac{0.45 \cdot d}{\varepsilon_{yd}}$$

$$n_u := 1 + w = 1.31$$

$$n_{bal} := 0.4$$

$$K_r := \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} = 0.67$$

$$\beta := 0.35 + \frac{f_{ck}}{200 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} - \frac{\lambda}{150} = 0.29$$

$$K_\varphi := 1 + \beta \cdot \phi = 1.71$$

$$r := \frac{r_0}{K_r \cdot K_\varphi}$$

$$c := \pi^2 = 9.87$$

$$e2 := \frac{\frac{1}{r} \cdot (L0)^2}{(c)} = 20.58 \text{ mm} \quad [5.8.8.2(3)]$$

Andre ordens moment:

$$M2 := NEd \cdot e2 = 25.65 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad [5.33]$$

Minimum eksentrisitet:

Bruker max av: $\frac{h}{30} = 10 \text{ mm}$ og $de := 20 \text{ mm}$ [6.1(1)]

$$M0Ed := NEd \cdot de = 24.92 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M1 := M0Ed + NEd \cdot \frac{L0}{400} = 34.27 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Samlet moment:

$$MEd := M1 + M2 = 59.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m := \frac{MEd}{fcd \cdot A \cdot h} = 0.11 \quad h' := d - cef - dbøyle - \frac{dA}{2} = 190 \text{ mm}$$

$$n = 0.7 \quad \frac{h'}{h} = 0.63 \quad \text{Bruker } \frac{h'}{h} = 0.6 \text{ diagram}$$

Leser av w: $w1 := 0.0$

Det er nok å bruke minimumsarmering.

Valg armering:

Velger 4ø20:

$$As.eff = 1256.64 \text{ mm}^2$$

$$w = 0.31 \quad \text{--->} \quad m1 := 0.205$$

$$MRd := m1 \cdot f_{cd} \cdot A \cdot h = 109.78 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$MRd > MEd$ Kapasiteten til 4ø20 er godt nok

C.3 Bjelker

C.3.1 - ISY-Design bjelke

Materiale

Materialdata

Betong	Betong	B35
Partialfaktor for betong	γ_c	1,50
Sylindriske trykkfasthet	f_{ck}	35,0 MPa
Største tilslag i betongen	d_g	20 mm
Midlere E-modul	E_{cm}	34,08 GPa
Midlere trykkfasthet	f_{cm}	43,0 MPa
Dimensjonerende trykkfasthet	f_{cd}	19,8 MPa
Midlere strekkfasthet	f_{ctm}	3,21 MPa
Dimensjonerende strekkfasthet	f_{ctd}	1,27 MPa
Hovedsakelig grovt tilslag	Grovt tilslag	Ja

Risssdata

Eksponeeringsklasse	Eksponeering	XC1
Dimensjonerende levetid	Levetid	50 år
Nødvendig fasthetsklasse	C_{ind}	B25
Grenseverdi for karakteristisk rissvidde for permanente laster	$w_{max,G}$	0,30 kc mm
Grenseverdi for karakteristisk rissvidde for ofte forekommende	$w_{max,Q}$	- mm
Tillegg / fradrag i nominell verdi for C_{dur}	ΔC_{dur}	0 mm
Minimum overdekning	C_{dur}	15 mm
Bestandighetsklasse	Bestandighet	M60

Tverrsnittsdata

Tverrsnittstype	Tverrsnittstype	Rektangulær
Effektiv tverrsnittstykkelse	h_0	267 mm
Stegbredden for skjærkontroll i y-retning	$b_{w,y}$	400 mm
Minste tverrsnittsdimensjon	t_{min}	400 mm
Areal	Areal	320 000 mm ²
Omkrets	Omkrets	2 400 mm
Første arealmoment om y-akse	S_y	32 000 000 mm ³
Arealtreghetsmoment om y-akse	I_y	17 066 666 667 mm ⁴
Tyngdepunkt	Tyngdepunkt	(0, 0)

Høyde	h	800 mm
Bredde	b	400 mm
Avstanden mellom fastholdningspunkter mot vridning	L_{0t}	9,3 m

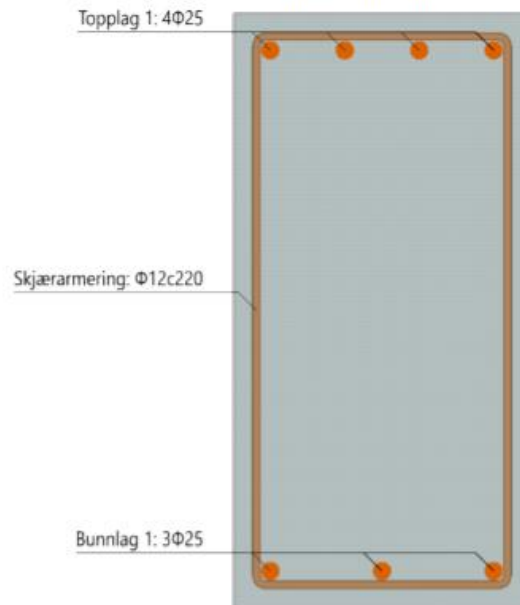


Armering

Inkluder trykkarmering

Inkluder trykkarmering

Ja



Armeringsmaterialer

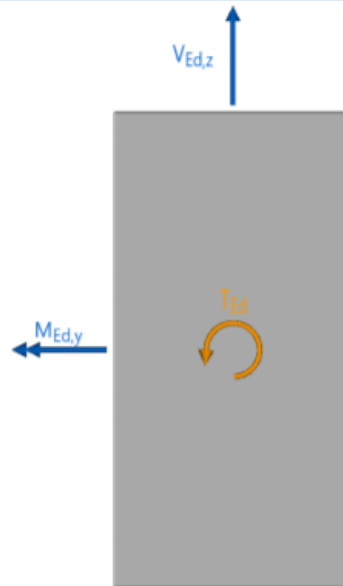
Slakkarmering

Armeringstype	Armeringstype	Slakkarmering
Partialfaktor for stål	γ_s	1,15
Elastisitetsmodul	E	200,00 GPa
Forholdet f_{tk} / f_{yk}	k	1,04
Armeringens bruddtøyning	ϵ_{uk}	75,0 ‰
Tøyningsgrense	ϵ_{lim}	100,0 ‰
Største armeringstøyning	ϵ_{ud}	30,0 ‰
Toleranse	ΔC_{dev}	10,0 mm
Stål	Stål	C
Armeringens karakteristiske flytegrense	f_{yk}	500 MPa
Karakteristisk strekkfasthet	f_{tk}	520 MPa

Skjærarmering

Senteravstand	s	220 mm
Diameter	Φ	12 mm
Materiale	Materiale	Slakkarmering
Overdekning	c	25 mm
Antall bøylebeny	# bøylebeny	2
Helningsvinkel (α)	α	90,00 °

Snittkrefter



Minimumsarmering

Lengdearmering

23.04.2021

Betongverrsnitt - Bjelke 400 x 800

Minste strekkarmeringsareal i overkant	$A_{s,min,topp}$	501	mm ²
Minste strekkarmeringsareal i underkant	$A_{s,min,bunn}$	501	mm ²
Største lengdearmeringsareal	$A_{s,max}$	12 800	mm ²
Største senteravstand med torsjonsarmering	$S_{lengde,tor,max}$	350	mm
Fri avstand mellom lengdearmeringsjern	Fri avstand	Godkjent	

Skjærarmering

Minste skjærearreal i horisontalt snitt	$A_{sw,y,min}$	473	mm ² /m
Minste bøyleareal i horisontalt snitt	$A_{sw,y,bøy,min}$	473	mm ² /m
Største bøyleavstand med trykkarmering	$S_{l,c}$	375	mm
Største bøyleavstand	$S_{l,max}$	421	mm
Største bøyleavstand med torsjonsarmering	$S_{l,tor,max}$	300	mm
Største bøylebeinavstand i y-retning	$S_{t,y,max}$	600	mm

C.3.2 - Dimensjonering bjelke

Dimensjonering av bjelke 400*800 mm

Plassering: Bjelke 3.1 Plan 7

$$b := 400 \text{ mm}$$

$$L := 14183 \text{ mm}$$

$$\text{Spennvide} := 4300 \text{ mm}$$

$$h := 800 \text{ mm}$$

$$L_1 := 9326 \text{ mm}$$

$$L_2 := 4857 \text{ mm}$$

Krefter fra FEM-Design

$$MEdOK := 503 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$MEdSLSOK := 267 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$MEdUK := 337 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$MEdSLSUK := 167 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$VEd := 310 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Inndata

Betong $B35$

Partialfaktor $\gamma_c := 1.50$ $\gamma_s := 1.15$

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

Trykkfasthet

$$f_{ck} := 35 \frac{N}{mm^2}$$

Tab 3.1

$$f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$$

3.2.2.(3)

$$f_{ctm} := 3.2 \frac{N}{mm^2}$$

Eksponeringsklasse = XC1

Overdekning C = C_{min,dur} + Δdev

Tabell NA4.4N

$$\Delta dev := 10 \text{ mm}$$

$$\varnothing_{uk} := 25 \text{ mm} \quad lag_{UK} := 1$$

$$\varnothing_{ok} := 25 \text{ mm} \quad lag_{OK} := 1$$

$$\varnothing_b := 12 \text{ mm}$$

$$C := 35 \text{ mm}$$

Grunnlag

$$d := h - C - \varnothing_b - \frac{\varnothing_{uk}}{2} = 740.5 \text{ mm}$$

$$h' := d - C - \varnothing_b - \frac{\varnothing_{ok}}{2} = 681 \text{ mm}$$

$$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{1.5} = 19.8333 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 434.7826 \frac{\mathbf{N}}{\mathbf{mm}^2}$$

$$A_{UK} := 4 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\mathit{\text{Ø}}_{uk}}{2} \right)^2 = 1963.4954 \mathbf{mm}^2$$

$$A_{\text{Ø}25} := 491 \mathbf{mm}^2$$

$$A_{OK} := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\mathit{\text{Ø}}_{ok}}{2} \right)^2 = 981.7477 \mathbf{mm}^2$$

$$M_{cd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 1196.2956 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$z := \left(1 - 0.17 \left(\frac{M_{EdUK}}{M_{cd}} \right) \right) \cdot d = 705.0378 \text{ mm} \quad 0.95 d = 703.475 \text{ mm}$$

Lengdearmering

$$A_{sUK} := \frac{M_{EdUK}}{f_{yd} \cdot z} = 1099.3736 \text{ mm}^2$$

$$A_{sOK} := \frac{M_{EdOK}}{f_{yd} \cdot z} = 1640.9049 \text{ mm}^2$$

$$n_{UK} := \frac{A_{sUK}}{A_{\text{Ø25}}} = 2.2391$$

Velger 3 Ø25 i UK, og 4 Ø25 i OK

$$n_{OK} := \frac{A_{sOK}}{A_{\text{Ø25}}} = 3.342$$

$$n_{UK} := 3 \quad n_{OK} := 4$$

$$A_{sUK} := n_{UK} \cdot A_{\text{Ø25}} = 1473 \text{ mm}^2$$

$$A_{sOK} := n_{OK} \cdot A_{\text{Ø25}} = 1964 \text{ mm}^2$$

Sjekker krav for minste armeringsmengde

$$A_{smin1} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d = 492.8768 \text{ mm}^2 \quad 9.2 .1.1. (1)$$

$$A_{smin2} := 0.0013 \cdot b \cdot d = 385.06 \text{ mm}^2 \quad 9.2 .1.1. (1)$$

AsUK > Asmin1 OK

Trykkarmering

$$\Delta MEdUK := MEdUK - Mcd = -859.2956 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta MEdOK := MEdOK - Mcd = -693.2956 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Får negativt svar for $\Delta MEdUK$ og $\Delta MEdOK$ --> Betongen har tilstrekkelig kapasitet alene, og det er ikke behov for trykkarmering.

Skjærarmering

$$fck := 35 \quad \theta := 21.8^\circ$$

$$\gamma_1 := 0.6 \cdot \left(1 - \left(\frac{fck}{250} \right) \right) = 0.516 \quad \text{NA 6.6N}$$

$$\alpha_{cw} := 1.0$$

$$VRd,max := \alpha_{cw} \cdot b \cdot z \cdot \gamma_1 \cdot fcd \cdot \frac{1}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} = 995.1703 \text{ kN} \quad \begin{array}{l} \text{NA.6.2.3.(1)} \\ \text{NA.6.2.3.(3)} \end{array}$$

$$VRd,max > VEd \quad VEd := 310 \text{ kN}$$

Betongen har tilstrekkelig kapasitet for skjærkraft

$$\cot(21.8^\circ) = 2.5002$$

$$P_w := 0.1 \cdot \frac{\sqrt{35}}{500} = 0.0012 \quad (\text{NA.9.5N})$$

$$S_{max1} := \frac{A_{sw}}{P_w \cdot b} = 477.9235 \text{ mm}$$

$$S_{max2} := 0.6 \cdot 474.5 \text{ mm} = 284.7 \text{ mm}$$

Ø12, Bøyleavstand = 250 mm

Forankring

Standarden oppgir 3 krav for forankring av armering. Krav 1 er absolutt, mens de to andre er "bør-krav".

Tilleggs kraft i lengdearmering pga. skjær

$$krav1 := 0.5 \cdot VEd \cdot (\cot(\theta) - \cot(\alpha)) = -20852.6753 \text{ kN} \quad (6.18)$$

Arealet av UK armering ved endeopplegg bør være 25% av armering i felt.

$$A_{sw} := 2 \cdot \pi \left(\frac{\varnothing b}{2} \right)^2 = 226.1947 \text{ mm}^2 \quad \text{NA.6.2.3.(3)}$$

$$B_{avstand} := \frac{A_{sw} \cdot h' \cdot f_{yd} \cdot 2.5}{V_{Ed}} = 540.1072 \text{ mm} \quad (6.8)$$

$$P_w := 0.1 \cdot \frac{\sqrt{35}}{500} = 0.0012 \quad (\text{NA.9.5N})$$

$$S_{max1} := \frac{A_{sw}}{P_w \cdot b} = 477.9235 \text{ mm}$$

$$S_{max2} := 0.6 \cdot 474.5 \text{ mm} = 284.7 \text{ mm}$$

Ø12, Bøyleavstand = 250 mm

Forankring

Standarden oppgir 3 krav for forankring av armering. Krav 1 er absolutt, mens de to andre er "bør-krav".

Tilleggs kraft i lengdearmering pga. skjær

$$krav1 := 0.5 \cdot VEd \cdot (\cot(\theta) - \cot(\alpha)) = -20852.6753 \text{ kN} \quad (6.18)$$

Arealet av UK armering ved endeopplegg bør være 25% av armering i felt.

$$krav2 := 0.25 \cdot A_{UK} \cdot f_{yd} = 213.4234 \text{ kN}$$

Ved opplegg bør det dimensjoneres for delvis innspenning lik 15% av M i felt.

$$krav3 := 0.15 \cdot \frac{M_{EdUK}}{z} = 71.6983 \text{ kN}$$

Forankrer med hensyn til krav1. Bjelken er fritt opplagt på to vegger med $t=200\text{mm}$, og en søyle med $b \times h=400 \times 400$

$$forankringslengde1 := \frac{200}{2} \text{ mm} - C = 65 \text{ mm}$$

$$forankringslengde2 := \frac{400}{2} \text{ mm} - C = 165 \text{ mm}$$

$$f_{ctm} := 3.2 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad (\text{Tabell 3.1})$$

$$f_{ctk} := 2.2 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ctd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ctk}}{1.5} = 1.2467 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad \text{Beregningsmessig heft mellom armering og betong}$$

$\eta_{1UK} := 1.0$ η_1 er knyttet til kvaliteten på heftbetingelsene. Velger reduksjonsfaktor for lavere hydrostatisk poretrykk i OK.

$$\eta_{1OK} := 0.7$$

$\eta_2 := 1.0$ For Ø32 eller lavere 8.4.2.(2)

Dimensjonerende heftfasthet

$$f_{bdOK} := 2.25 \eta_2 \cdot \eta_{1OK} \cdot f_{ctd} = 1.9635 \frac{N}{mm^2} \quad 8.4.2.(2)$$

$$f_{bdUK} := 2.25 \eta_2 \cdot \eta_{1UK} \cdot f_{ctd} = 2.805 \frac{N}{mm^2}$$

$$srd1 := \left(\frac{4 \cdot \text{forankringslengde1} \cdot fbdUK \cdot A_{UK}}{25 \text{ mm}} \right) = 57.2791 \text{ kN} \quad 8.4.3.(2)$$

$$srd2 := \left(\frac{4 \cdot \text{forankringslengde2} \cdot fbdUK \cdot A_{UK}}{25 \text{ mm}} \right) = 145.4008 \text{ kN}$$

$$\Delta ftd1 := \text{krav1} - srd1 = -20909.9544 \text{ kN}$$

$$\Delta ftd2 := \text{krav1} - srd2 = -20998.076 \text{ kN}$$

Siden $\Delta ftd < 0$, har vi ikke behov for forankringsarmering.
Legger likevel inn 3 stående endebøyler.

$n_{\text{forankringsjern}} := 3$ Velger Ø12 for forankringsjern

$$srd := 4 \cdot fbdUK \cdot \text{forankringslengde2} = 1851300 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$A_{\text{Ø12}} := \pi \cdot \left(\frac{12 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 113.0973 \text{ mm}^2$$

Forankringsjernets kapasitet (fsd)

$$f_{sdarmering} := f_{yd} \cdot A_{\emptyset 12} = 49.1728 \text{ kN}$$

$$f_{sd} := f_{sdarmering} \cdot n_{forankringsjern} = 147.5183 \text{ kN}$$

$$Forankringslengde_{UK} := \frac{f_{sdarmering} \cdot 12 \text{ mm}}{4 \cdot f_{bdUK} \cdot A_{\emptyset 12}} = 465.0081 \text{ mm} \quad 8.4.3.(2)$$

$$Forankringslengde_{OK} := \frac{f_{sdarmering} \cdot 12 \text{ mm}}{4 \cdot f_{bdOK} \cdot A_{\emptyset 12}} = 664.2973 \text{ mm} \quad 8.4.3.(2)$$

$$f_{tb} := f_{yd} \cdot A_{\emptyset 12} = 49.1728 \text{ kN} \quad \emptyset 12 := 12 \text{ mm}$$

$$ab := C + 6 \text{ mm} = 41 \text{ mm}$$

Finner minste dordiameter stangen kan bøyes om, slik at det ikke oppstår bøyrikk eller brudd i betongen.

$$\emptyset_{Dor} := \frac{f_{tb} \cdot \left(\frac{1}{ab} + \frac{1}{2 \cdot 12 \text{ mm}} \right)}{f_{cd}} = 163.7748 \text{ mm} \quad (8.1)$$

Rissviddekontroll

Eksponeringsklasse XC1

$tilnærmetpermament := 0.4$

$ofteforekommende := 0.2$

Kryptall bestemmes ut fra Figur 3.1

$RH := 40\%$ Sementklasse: N

$\phi_1 := 2.0$ $\phi_2 := 2.7$

$$gk := 32.3 \frac{kN}{m} \quad pk := 27.5 \frac{kN}{m}$$

$$qEd := 1.0 \cdot gk + 0.3 \cdot pk = 40.55 \frac{kN}{m}$$

$$E_{cm} := 34000 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad \text{Tab 3.1}$$

$$E_s := 200000 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad 3.2.7.(4)$$

$$E_{CL1} := \frac{E_{cm}}{1 + \phi_1} = 11333.3333 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad 7.4.3.(5)$$

$$E_{CL2} := \frac{E_{cm}}{1 + \phi_2} = 9189.1892 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$E_m := \frac{qEd}{\frac{gk}{E_{CL1}} + \frac{0.3 \cdot pk}{E_{CL2}}} = 10819.6979 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$r_1 := \frac{A_{UK}}{b \cdot d} \cdot \frac{E_s}{E_m} = 0.1225$$

$$\alpha := \sqrt{(r_1)^2 + 2 \cdot r_1} - r_1 = 0.3874$$

$$\sigma_s := \frac{MEdSLSUK}{\left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot d \cdot A_{UK}} = 131.8919 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{cm}} = 5.8824 \quad 7.3.4.(2)$$

$$x := \alpha \cdot d = 286.9067 \text{ mm}$$

$$h_{c,ef} = \min[2.5(h-d), (h-x)/3, h/2]$$

$$\min1 := 2.5 (h-d) = 148.75 \text{ mm}$$

$$\min2 := \frac{(h-x)}{3} = 171.0311 \text{ mm}$$

$$\min3 := \frac{h}{2} = 400 \text{ mm}$$

$$h_{c,ef} \geq h-d+1.5 \cdot \emptyset$$

NA 7.3.4

$$165 \geq 103.5$$

$$h_{c,ef} := 165 \text{ mm}$$

$$A_{c,ef} := h_{c,ef} \cdot b = 66000 \text{ mm}^2$$

Langtid

$$K_t := 0.4$$

$$P_{eff} := \frac{A_{UK}}{A_{c,ef}} = 0.0297$$

$$f_{ct,eff} := 3.2 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Tab 3.1

$$\varepsilon_{sm_ \varepsilon cm} := \frac{\sigma_s - Kt \cdot \frac{f_{ct.eff}}{P.eff} (1 + \alpha_e \cdot P.eff)}{E_s} = 0.0004 \quad 7.3.4.(2)$$

$$k_{rav} := 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.0004$$

$\varepsilon_{sm_ \varepsilon cm} > k_{rav}$ OK

$$\varnothing 25 := 25 \text{ mm}$$

$$s := \frac{(b - 2 \cdot C - 2 \cdot \varnothing 12 - 3 \cdot \varnothing 25)}{2} = 115.5 \text{ mm} \quad 7.3.4.(3)$$

$$s1 := 5 \cdot \left(C + \frac{\varnothing 25}{2} \right) = 237.5 \text{ mm}$$

Senteravstanden mellom jernene er mindre enn kravet i 7.3.4.(3), og største endelige rissavstand kan beregnes ut fra uttrykk (7.11)

$k1 := 0.6$	God heft	7.3.4.(3) NA.7.2(2)
-------------	----------	------------------------

$k2 := 0.45$	Bøyning	7.3.4.(3) NA.7.2(2)
--------------	---------	------------------------

$k3 := 3.4$	Spenningsvariabel	7.3.4.(3) NA.7.2(5)
-------------	-------------------	------------------------

$k4 := 0.425$	Spenningsberegning	7.3.4.(3) NA.7.2(5)
---------------	--------------------	------------------------

$$Srmax := k3 \cdot C + \frac{(k1 \cdot k2 \cdot k4 \cdot \varnothing 25)}{P.eff} = 215.4288 \text{ mm} \quad (7.11)$$

$$Wk := Srmax \cdot \varepsilon_{sm_ecm} = 0.0876 \text{ mm} \quad 7.3.4.(2)$$

Krav XC1 --> $W_{max} = 0.3 \cdot k_c \leq 1.3$ (Tilnærmet permanent)

$$kc1 := \frac{C}{\sigma_{uk}} = 1.4$$

$$kc := 1.3$$

$$W_{max} := 0.3 \cdot kc = 0.39$$

Karakteristisk rissvidde < Wmax OK

Nedbøyning

$$\eta_f := \frac{E_s}{E_m} = 18.4848$$

Treghetsmodul for risset stivhet

$$I_c := \frac{1}{2} \cdot \alpha^2 \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \cdot b \cdot d^3 = 10616461908.8626 \text{ mm}^4$$

$$\text{spennvidde} := 4300 \text{ mm}$$

$$\text{nedbøyningUK} := \frac{M_{EdSLSUK} \cdot \text{spennvidde}^2}{E_m \cdot I_c \cdot \eta_f} = 1.4543 \text{ mm}$$

$$\text{nedbøyningOK} := \frac{M_{EdSLSOK} \cdot \text{spennvidde}^2}{E_m \cdot I_c \cdot \eta_f} = 2.3251 \text{ mm}$$

$$\text{Krav} := \frac{\text{spennvidde}}{250} = 17.2 \text{ mm}$$

7.4.1.(4)

Krav for nedbøyning OK. Ikke nødvendig å støpe med overhøyde.

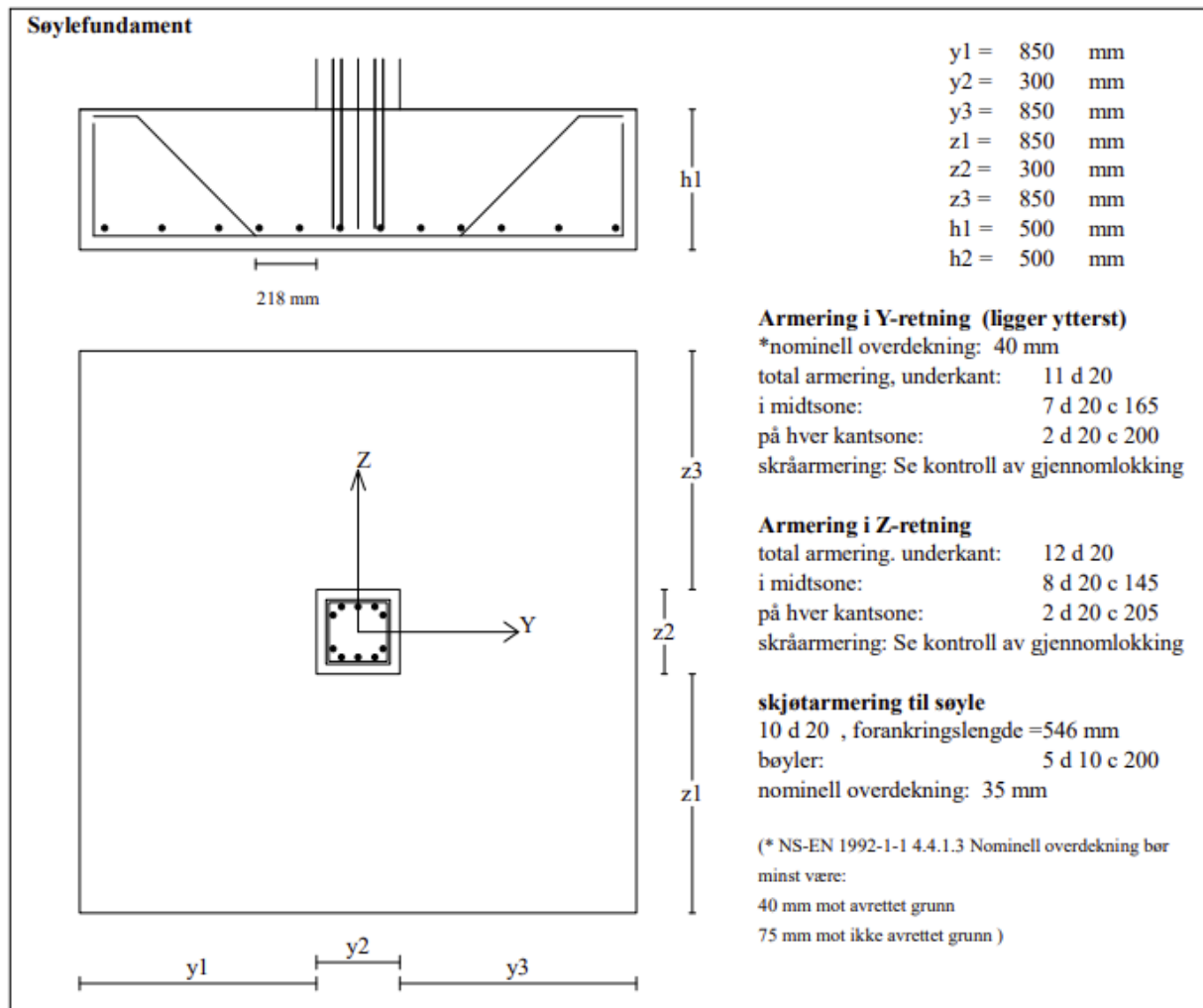
C.4 Fundament

C.4.1 BTSNITT Søyelfundament

Søyelfundament 2x2m

Titel			Side I
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 21-05-2021

Dataprogram: BTSNITT versjon 7.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008



Materialdata og jord-data

Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1,00	Fundamentnivå under marknivå	700	mm
Materialfaktor betong	1,50	Grunnvannsnivå over uk fundament	0	mm
Materialfaktor stål	1,15	Egenvekt av jord	19,0	kN/m ³
Betongkvalitet	B45 (C 45/55)	Jordtype: Sprengstein (Tilført - God kvalitet)		
Densitet kg/m ³	2400	Materialkoeffisient (effektivsp.)	1,50	
Sement i fasthetsklasse	N	Friksjonsvinkel	45,0	grader
Armering flytegrense	500	Attraksjon	10,0	kN/m ²
Skjærarmoring flytegrense	500	Maks. mobiliserbar ruhet	0,90	
Eksponeringsklasse	XC3	Minimum overdekning:		
Lite korrosjonsømfintlig armering		(min.krav + toleranse) = (25 + 10) = 35 mm		
Levetid 50 år				
Relativ fuktighet	70%			

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

(1.Største tilslag etter NS-EN 12620 D>=16mm. 2.Det grove tilslaget>=50% av total tilslagsmengde.

3.Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet)

Pålitelighetsklasse: 2

Lastfaktorer	Bruksgrense	Grunnbrudd	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2	PSI-Faktor: Kategori A - Bolig
Permanent last (G)	1,00	1,20	1,35	1,20	Krav maks.nedbøyning: Nedbøyning fører til skader
Variabel last (P)	0,30	1,50	1,05	1,50	

Belastning i overkant av fundament. Lasttilfelle nr 1**Permanent last**

Mg_y	0,0 kNm
Mg_z	0,0 kNm
Vg_y	0,0 kN
Vg_z	0,0 kN
Ng	-1246,0 kN

Variabel last

Mp_y	0,0 kNm
Mp_z	0,0 kNm
Vp_y	0,0 kN
Vp_z	0,0 kN
Np	-1246,0 kN

Kontroll av likevekt (velting)

z-retning: Mvelt/Mstabil =0,00

y-retning: Mvelt/Mstabil =0,00

Vekt av fundament og overliggende jord: lastfaktor = 0.9

Vekt av overliggende jord er medregnet

Lastfaktorer

Positiv moment-og kraftvektorer i Y og Z-retning. Positiv Ng og Np peker oppover.

Moment -og skjærkontroll i bruddgrensetilstand

Y-retning: Mz = -607,6 kNm Mz/Md_z = 0,94

Z-retning: My = -607,6 kNm My/Md_y = 0,92

Kontroll av gjennomlokking i avstand d fra søylekant

Trykkbruddkontroll langs søylekant: V/Vd =1,28

Det trengs skjærarmoring. Se beregning lenger nede

Kontroll av grunntrykk

Ugunstigste lasttilfelle: 1

Bæreevne 1073 kN/m²

tg Ø=0,67 rb =0,00 Nq =30,85 Ny =40,48

Overført grunntrykk 861 kN/m²

Risskontroll

Y-retning: w/wd =0,72

Z-retning: w/wd =0,95

Kontrollsnitt er lagt ved kant av søyle.

Grenseverdi for maks strekkspenning i overkant uten armering : 0,80 ftd

Kontroll av gjennomløkking		
Trykkbrudd (v/vd)	1,28 (for stor)	Skjærkraftkapasitet uten skjærarmoring $V_{rd,c}=1,09 \text{ N/mm}^2$ Største skjærspenning $V_{ed}=1,37 \text{ N/mm}^2$
Lasttilfelle	1	
Skjærarmoring		
Antall rader med oppbøyde jern	1	
Total armering i hver rad:		$A_{sw}=3758 \text{ mm}^2$ (Asw fordeles på jern i y-retning og z-retning)
Skjærarmoringens helningsvinkel:		45 grader
Maks senteravstand mellom jern i 1.rad:		652 mm
Minste areal av bøyelben:		$A_{sw,min}=129 \text{ mm}^2$
Plassering av jern (figur 9.10-B i NS-EN 1992-1-1)		

C.5 Vegger

C.5.1 - ISY-Design vegg

Materiale

Materialdata

Betong	Betong	B35
Partialfaktor for betong	γ_c	1,50
Sylindriske trykkfasthet	f_{ck}	35,0 MPa
Største tilslag i betongen	d_g	20 mm
Midlere E-modul	E_{cm}	34,08 GPa
Midlere trykkfasthet	f_{cm}	43,0 MPa
Dimensjonerende trykkfasthet	f_{cd}	19,8 MPa
Midlere strekkfasthet	f_{ctm}	3,21 MPa
Dimensjonerende strekkfasthet	f_{ctd}	1,27 MPa
Hovedsakelig grovt tilslag	Grovt tilslag	Ja

Rissdata

Eksponeringsklasse	Eksponering	XC3
Dimensjonerende levetid	Levetid	50 år
Nødvendig fasthetsklasse	C_{ind}	B25
Grenseverdi for karakteristisk rissvidde for permanente laster	$w_{max,G}$	0,30 kc mm
Grenseverdi for karakteristisk rissvidde for ofte forekommende	$w_{max,Q}$	- mm
Tillegg / fradrag i nominell verdi for C_{dur}	ΔC_{dur}	0 mm
Minimum overdekning	C_{dur}	25 mm
Bestandighetsklasse	Bestandighet	M60

Tverrsnittsdata

Tverrsnittstype	Tverrsnittstype	Vegg
Effektiv tverrsnittstykkelse	h_0	300 mm
Stegbredden for skjærkontroll i y-retning	$b_{w,y}$	1 000 mm
Areal	Areal	300 000 mm ²
Omkrets	Omkrets	2 000 mm
Første arealmoment om y-akse	S_y	11 250 000 mm ³
Arealtreghetsmoment om y-akse	I_y	2 250 000 000 mm ⁴
Tyngdepunkt	Tyngdepunkt	(0, 0)

Bredde	b	1 000 mm
Tykkelse	t	300 mm
Kneklengde om y-aksen	$L_{cr,y}$	2,1 m
Faktisk lengde	L	3,0 m
Innervegg	Innervegg	Nei

Armering

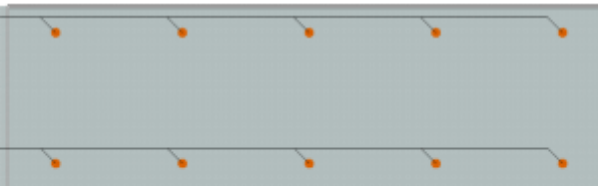
Inkluder trykkarmering

Inkluder trykkarmering

Ja

Topplag 1: $\Phi 16c210$

Bunnlag 1: $\Phi 16c210$



Armeringsmaterialer

Slakkarmering

Armeringstype	Armeringstype	Slakkarmering
Partialfaktor for stål	γ_s	1,15
Elastisitetsmodul	E	200,00 GPa
Forholdet f_{tk} / f_{yk}	k	1,04
Armeringens bruddtøyning	ϵ_{uk}	75,0 ‰
Tøyningsgrense	ϵ_{lim}	100,0 ‰
Største armeringstøyning	ϵ_{ud}	30,0 ‰
Toleranse	ΔC_{dev}	10,0 mm
Stål	Stål	C
Armeringens karakteristiske flytegrense	f_{yk}	500 MPa
Karakteristisk strekkfasthet	f_{tk}	520 MPa

Bruddgrense

Momentkapasitet

Navn	U_{M+N}	$M_{y,dim}$	$M_{add,y}$	$\epsilon_{c,max}$	$\epsilon_{s,max}$	$\epsilon_{cc,max}$	Langtid?
		[kNm]	[kNm]	[‰]	[‰]	[‰]	
Last	0,97	0	-109,1	-4,35	-1,66	-1,41	Ja

Minimumsarmering

Vertikalarmering

Minste lengdearmeringsareal	$A_{s,min}$	600 mm ²
Største lengdearmeringsareal	$A_{s,max}$	12 000 mm ²
Største senteravstand i vertikalarmeringen	$S_{c,max}$	400 mm
Fri avstand mellom lengdearmeringsjern	Fri avstand	Godkjent

Horisontalarmering

Minste horisontalarmeringsareal for yttervegger	$A_{s,hmin,ytter}$	1 156 mm ²
Minste horisontalarmeringsareal for yttervegger	$A_{s,hmin,ytter,topp}$	578 mm ²
Minste horisontalarmeringsareal for yttervegger	$A_{s,hmin,ytter,bunn}$	578 mm ²
Største senteravstand i horisontalarmeringen	$S_{ch,max}$	400 mm

Tverrarmring

Behov for tverrarmring	Behov?	Nei
------------------------	--------	-----

C.5.2 - Dimensjonering vegg

Vegg mot fjellsiden 1000x300

Etter EC2-1-1 - Refererer til punktene i standarden

Grunnlag for dimensjonering:

Betong B35, XC2, sement N

$$\begin{aligned}h &:= 300 \text{ mm} \\b &:= 1000 \text{ mm} \\A &:= h \cdot b = 300000 \text{ mm}^2 \\NEd &:= 5453 \text{ kN} \\L &:= 3.0 \text{ m}\end{aligned}$$

Overdekning: XC1

$$c_{min,dur} := 15 \text{ mm}$$

Tab. 4.1 , Tab NA.4.4N

$$\Delta_{dev} := 10 \text{ mm}$$

NA.4.4.1.3(1)P

$$c_{ef} := 25 \text{ mm} + \Delta_{dev} = 35 \text{ mm}$$

[4.1]

35 mm brukes for å tilfredsstille krav fra brannklasse R90

Materialfaktor: Betong : $\gamma_c := 1.5$ Stål : $\gamma_s := 1.15$

Tab. 2.1N

Verdier for betong B35:

$$f_{ck} := 35 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$$

Tab 3.1

$$f_{cd} := \frac{f_{ck} \cdot 0.85}{1.5} = 19.833 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 434.783 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{ctm} := 3.2 \frac{N}{mm^2}$$

Antar armering: $\varnothing 16c200$ i u.k og o.k

$$dA := 16 \text{ mm}$$

$$A_s := 2 \cdot \frac{1000}{200} \cdot \pi \cdot \left(\frac{dA}{2}\right)^2 = 2010.619 \text{ mm}^2$$

$$db\oyle := 10 \text{ mm}$$

$$d := h - cef - db\oyle - \frac{dA}{2} = 247 \text{ mm}$$

Maks armering:

$$A_{sv,max} := 0.04 \cdot A = 12000 \text{ mm}^2$$

Minimumsarmering:

$$A_{s.min} := 0.002 \cdot A = 600 \text{ mm}^2$$

[NA.9.5.2(2)]

$$\text{Bruker } \varnothing 16c200: \quad A_s := \frac{1000}{200} \cdot \pi \cdot \left(\frac{dA}{2}\right)^2 = 1005.31 \text{ mm}^2$$

Kneklengde:

Veggene betraktes som fast innspent og leddet på topp

$$L_0 := L \cdot 0.7 = 2.1 \text{ m}$$

Figur 5.7

Slanketskriterium:

NA.5.8.3.1

$$A_{s.eff} := \frac{1000}{200} \cdot \pi \cdot \left(\frac{dA}{2}\right)^2 = 1005.31 \text{ mm}^2$$

$$n := \frac{NEd}{f_{cd} \cdot b \cdot h} = 0.916$$

$$w := \frac{A_{s.eff} \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot b \cdot h} = 0.073$$

$$I := \frac{b \cdot h^3}{12} = 2250000000 \text{ mm}^4$$

$$i := \sqrt{\frac{I}{b \cdot h}} = 86.603 \text{ mm}$$

$$\lambda := \frac{L_0}{i} = 24.249$$

Kryptall: $\phi := 2.4$

[5.8.9]

$$A\varphi := \frac{1.25}{(1 + 0.2 \cdot \phi)} = 0.845 \quad 0.839 \leq 1$$

$$K_a := 1.0$$

$$\lambda_n := \left(\lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot K_a \cdot w}} \right) = 21.676$$

$$\lambda_n.lim := 13 \cdot A\varphi = 10.98$$

$\lambda_n > \lambda_n.lim \rightarrow$ Søylen er slank

Den hadde også blitt for slank for $\lambda_n.lim := 13 \cdot (2 - (0)) \cdot A\varphi$

Slank vegg:

Krumning:

[5.8.8.3]

$$E_s := 200 \cdot 10^3 \frac{N}{mm^2}$$

$$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s}$$

$$r_0 := \frac{0.45 \cdot d}{\varepsilon_{yd}}$$

$$n_u := 1 + w = 1.073 \quad n_{bal} := 0.4$$

$$K_r := \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} = 0.233 \quad \beta := 0.35 + \frac{f_{ck}}{200 \frac{N}{mm^2}} - \frac{\lambda}{150} = 0.363$$

$$K_\varphi := 1 + \beta \cdot \phi = 1.872$$

$$r := \frac{r_0}{K_r \cdot K_\varphi} \quad c := \pi^2 = 9.87$$

Eksentrisitet:

$$e2 := \frac{\frac{1}{r} \cdot (L0)^2}{(c)} = 3.814 \text{ mm} \quad [5.8.8.2(3)]$$

Andre ordens moment:

$$M2 := NEd \cdot e2 = 20.796 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad [5.33]$$

Minimum eksentrisitet:

$$\text{Bruker max av: } \frac{h}{30} = 10 \text{ mm} \quad \text{og} \quad de := 20 \text{ mm} \quad [6.1(1)]$$

$$M0Ed := NEd \cdot de = 109.06 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M1 := M0Ed + NEd \cdot \frac{L0}{400} = 137.688 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad [\text{Geometrisk avvik, 5.2(7)a}]$$

Samlet moment:

$$MEd := M1 + M2 = 158.484 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m := \frac{MEd}{fcd \cdot A \cdot h} = 0.089 \quad h' := d - cef - dbøyle - \frac{dA}{2} = 194 \text{ mm}$$

$$n = 0.916 \quad \frac{h'}{h} = 0.647 \quad \text{Bruker } \frac{h'}{h} = 0.6 \text{ diagram}$$

$$\text{Leser av } w: \quad w1 := 0.10$$

Valg armering:

Velger $\emptyset 16c200$:

$$A_{s,eff} = 1005.31 \text{ mm}^2$$

$$w = 0.073 \quad \text{--->} \quad m_1 := 0.09$$

$$MRd := m_1 \cdot f_{cd} \cdot A \cdot h = 160.65 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$MRd > MEd$ Kapasiteten til $\emptyset 16c200$ er god nok

Horisontalarmering:

$$A_{h,min} := 0.25 \cdot \left(2 \cdot \frac{1000}{200} \cdot \pi \cdot \left(\frac{dA}{2} \right)^2 \right) = 502.655 \text{ mm}^2 \quad [\text{NA.9.6.3}]$$

For yttervegger er det et ekstra krav for minste armering:

$$A_{h,min2} := 0.3 \cdot A \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 576 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{h,min2}}{\pi \cdot \left(\frac{dA}{2} \right)^2} = 2.865$$

$$\frac{b}{2.865} = 349.04 \text{ mm}$$

Bruker $\emptyset 16c300$

$$A_h := \frac{1000}{300} \cdot \pi \cdot \left(\frac{dA}{2} \right)^2 = 670.206 \text{ mm}^2$$

Punkt NA.9.6.2: der det legges vekt på tetthet bør armering være minst dobbelt så stor. Dette betyr en armering på $600 \text{ mm}^2 \cdot 2$. Dette er 1200 mm^2 for vertikalarmering

Kontroll aksiallast heissjakt

$$NEd := 18458 \cdot 10^3 \cdot N$$

$$t := 300 \text{ mm}$$

$$b := 1720 \text{ mm} \quad h := 2600 \text{ mm}$$

$$\sigma_{ut} := \frac{NEd}{(b \cdot h) - ((b - t) \cdot 2) \cdot (h - t) \cdot 2} = 8.27 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

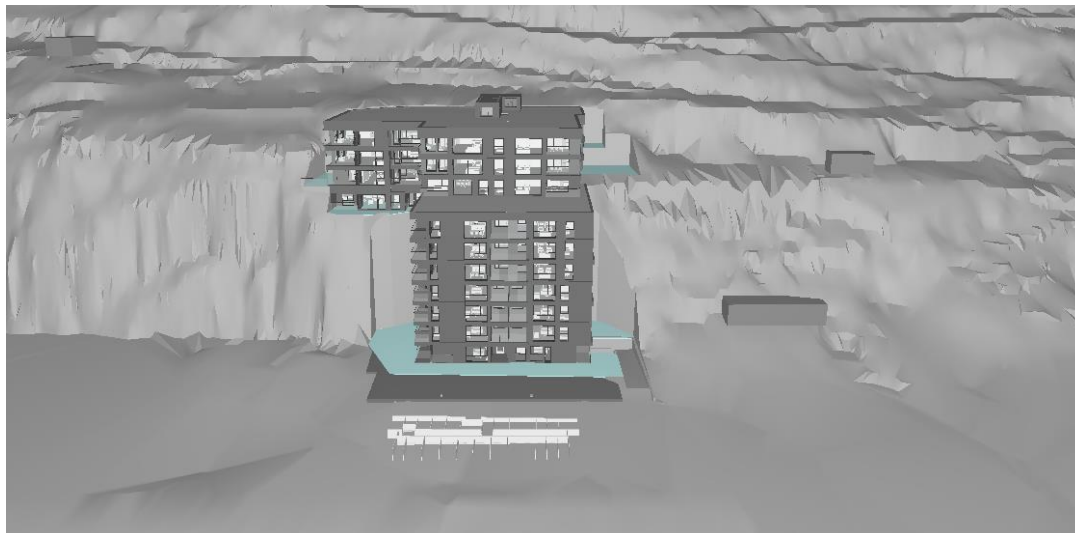
Kapasiteten til betong er $19.8 \frac{N}{\text{mm}^2}$,

utnyttelsen er derfor 0.417:

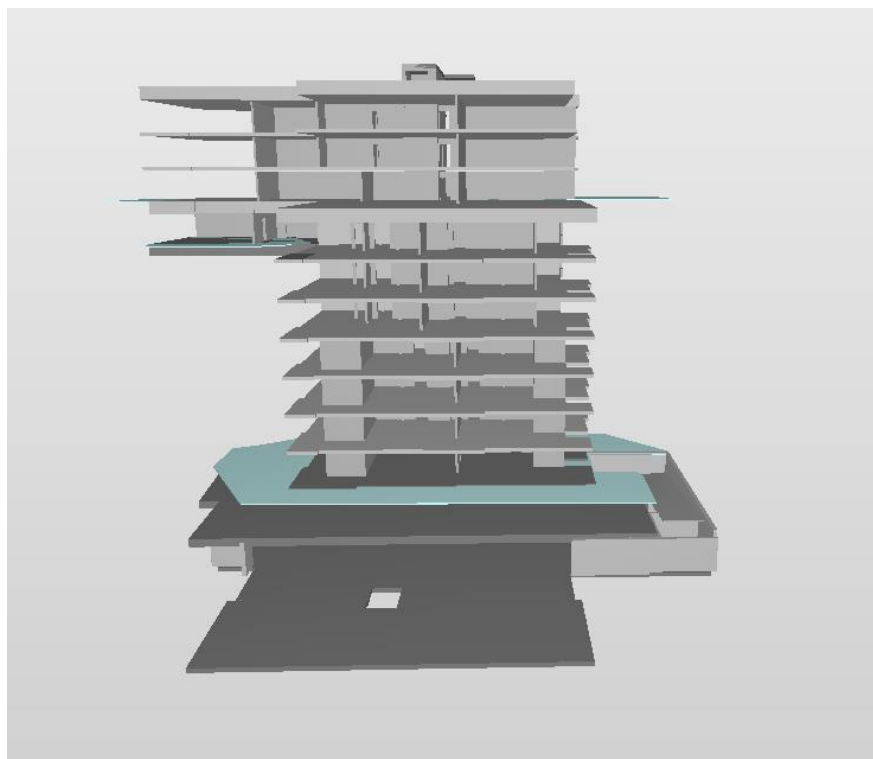
$$\frac{\sigma_{ut}}{f_{cd}} = 0.417$$

Vedlegg D - Bæresystem

D.1 - IFC modell gitt av Consto



D.2 - Oversikt bærende konstruksjonsdeler i forprosjekt



D.4 - Kontroll av likevekt i FEM-Design

Manuell kontroll for likevekt av laster

$$\text{Jevnt fordelt nyttelast} \quad \text{Nytte} := 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Nytte2} := 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Nyttelast fra overbygg som punktlaster

$$\text{Nytte4} := 71.4 \text{ kN} \quad \text{Nytte3} := 128.6 \text{ kN}$$

$$\text{Areal}_1 := 315 \text{ m}^2$$

$$\text{Areal}_2 := 320 \text{ m}^2$$

$$\text{Areal}_3 := 122.5 \text{ m}^2$$

$$\Sigma F_{Z_{\text{Nyttelast1}}} := \text{Areal}_1 \cdot \text{Nytte} \cdot 4 + \text{Areal}_2 \cdot \text{Nytte} \cdot 3 + \text{Nytte} \cdot \text{Areal}_3 + \text{Nytte3} \cdot 7$$

$$\Sigma F_{Z_{\text{Nyttelast1}}} = 6522.2 \text{ kN}$$

$$Areal_6 := 200 \text{ m}^2$$

$$\Sigma F_{Z_Nyttelast2} := Areal_6 \cdot Nytte2 + Nytte4 \cdot 7 = 1299.8 \text{ kN}$$

$$Areal_7 := 307.169 \text{ m}^2$$

$$Areal_9 := 210.6 \text{ m}^2$$

Kontroll likevekt av Auto egen

$$Gk := 7.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad gk := 375 \text{ kN} \quad \text{Punktlaster fra bygg over}$$

$$Areal_1 = 315 \text{ m}^2 \quad GKb := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.4 \text{ m} \cdot 0.8 \text{ m} = 8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Areal_2 = 320 \text{ m}^2 \quad GKV := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.3 \text{ m} \cdot 22.5 \text{ m} = 168.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Lb := 84 \text{ m} \quad GKv := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.2 \text{ m} \cdot 3 \text{ m} = 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Lb2 := 79.4 \text{ m}$$

$$Lv := 22 \text{ m}$$

$$Lv2 := 24.5 \text{ m}$$

$$\Sigma F_{Zegenlast} := Areal_1 \cdot Gk \cdot 4 + Areal_2 \cdot Gk \cdot 4 + gk \cdot 7 = 21675 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_{Zegenlast} + GKb \cdot Lb \cdot 3 + GKb \cdot Lb2 \cdot 4 + GKV \cdot Lv + GKv \cdot Lv2 \cdot 7 = 32516.8 \text{ kN}$$

Egenvekt beregnet i FEM-Design er på 32300 kN

$$q_{kast} := 1.5 \frac{kN}{m^2}$$

$$Arealx := 25 \text{ m} \cdot 22 \text{ m} = 550 \text{ m}^2$$

$$Arealy := 14 \text{ m} \cdot 22 \text{ m} = 308 \text{ m}^2$$

$$Vindx := q_{kast} \cdot Arealx \cdot 1.2 = 990 \text{ kN}$$

Ikke så langt fra FEM-Design
på: 1033 kN

$$Vindy := q_{kast} \cdot Arealy \cdot 1.2 = 554.4 \text{ kN}$$

Ikke så langt fra FEM-Design
på 563 kN