



Høgskulen  
på Vestlandet

# BACHELOROPPGAVE

Dimensjonering av Kokstadflaten 4

Design of Kokstadflaten 4

**Brage Sikveland, Sivert Mjøs og Sondre  
Tinjar**

Byggingeniør Bachelor

Fakultet for ingeniør- og naturvitenskap

Veileder: Trond Einar Martinsen

21.05.2021

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

kilder som er brukt i arbeidet er oppgitt, jf. Forskrift om studium og eksamen ved Høgskulen på Vestlandet, § 12-1.

## Forord

Denne rapporten er vårt avsluttende arbeid på Høgskulen på Vestlandet, campus Bergen og inngår i bachelorstudiet Byggingeniør ved institutt for byggfag. Bacheloroppgaven er på 20 studiepoeng og er gjennomført våren 2021.

For å finne en oppgave, startet vi høsten 2020 å lete etter en bedrift som kunne tilby en spennende oppgave. Etter samtaler med Multiconsult, falt valget fort på dem og oppgaven om Kokstadflaten 4, ettersom oppgaven ga stort spillerom for det vi ønsket å jobbe med.

Arbeidet er gjort som et gruppeprosjekt og vi har gjennom våre tre år på studiet hatt lite undervisning innenfor stabilitetskontroll og FEM-design. Dette er en stor del av hva oppgaven vår innbefatter. Det har gjort oppgaven krevende, men har også ført til at vi har tilegnet oss kunnskap som er ettertraktet i jobbmarkedet.

Pandemien har preget rapporten til en viss grad, da campus til tider har vært stengt, og det har vært oppfordringer til å ha hjemmekontor. Veiledningstimer og samarbeid innad i gruppen har delvis vært på Zoom, som har fungert som et godt kommunikasjonsmiddel.

Vi vil rette en ekstra takk til veileder fra Høgskulen på Vestlandet, Trond Einar Martinsen, som ved god veiledning har hjulpet oss å styre oppgaven i en interessant og lærerik retning. I tillegg vil vi takke vår eksterne veileder fra Multiconsult, Lars Jårvik, for god hjelp og innspill til oppgaven.

Bergen, 21. mai 2021

*Brage Sikveland*

---

Brage Sikveland

*Sivert Mjøs*

---

Sivert Mjøs

*Sondre Tinjar*

---

Sondre Tinjar

## Sammendrag

Denne bacheloroppgaven omhandler dimensjonering av Kokstadflaten 4, hvor vi har valgt å ta for oss en avgrenset del av konstruksjonen. Rapporten omhandler lastberegninger, dimensjonering av de mest belastede konstruksjonsdelene og stabilitetskontroll.

Konstruksjonen har en underetasje som er helt neddykket i vann, og dette fører til oppdrift på bygget. I tillegg er det opptil elleve høydemeter med usymmetrisk jordtrykk på kjellerveggene. Begge disse lastene, i kombinasjon med vindlast, fører til utfordringer i henhold til stabilitet.

Grunnlagsdataen som er mottatt i sammenheng med oppgaven er en RIB-modell og en ARK-modell som ble brukt i Solibri. Disse to filene brukte vi blant annet for å modellere bygget i FEM-Design og til å stadfeste hvor høyt jordlasten står på konstruksjonen. Dimensjonene på konstruksjonselementene og materialkvaliteten er gitt i RIB-modellen. Derfor blir omfanget av oppgaven å beregne alle aktuelle laster, kontrollere at dimensjonene er store nok og finne nødvendig armering.

Alt av last- og dimensjoneringsberegninger i denne oppgaven er utført med håndberegninger i Mathcad. Flere av disse beregningene er også kontrollert i OS-Prog. Beregningene er basert på FEM-Design modellen, og det har blitt lagt stor vekt på arbeidet med denne. Alt av laster er lagt inn i modellen, og disse er kombinert i forskjellige lasttilfeller. Slik fant vi de verste lasttilfellene for hver konstruksjonsdel når de ble dimensjonert. For å kontrollere FEM-Design er også noen av beregningene kontrollert for hånd. Stabilitetskontrollen til konstruksjonen er også kjørt i FEM-Design.

## Abstract

This thesis deals with the design of Kokstadflaten 4, where we have chosen to focus on a limited part of the construction. The report deals with load calculations, design of the most stressed construction parts, and a stability control of the construction.

The construction has a lower floor that is completely submerged in water, and this leads to a buoyancy that pushes the building upwards. In addition, there are up to eleven meters of asymmetrical earth pressure on the basement walls. Both these loads, in combination with wind load, leads to challenges with the stability.

The basis received in context with the assignment is a structural model and an architectural model that was used in Solibri. These two files were used to, among other things, model the construction in FEM-Design and to confirm the sizes of the earth loads pushing on the construction. The dimensions of the construction elements and the material quality are given in the structural model. Therefore, the thesis includes calculating all relevant loads, confirming that the dimensions are sufficient, and finding the necessary reinforcement.

In this assignment, all load and design calculations are done in Mathcad. Several of these calculations are also checked in OS-Prog. The calculations are based on the FEM-Design model, and great emphasis has been put into designing it. All loads are added into the model, and these are combined in different load cases. This way we can find the worst load case for each part of the construction when they are to be designed. To check the FEM-Design results, some of the calculations are also done by hand. The stability control of the construction is also done in FEM-Design.

## Innholdsfortegnelse

Forord .....	II
Sammendrag .....	III
Abstract .....	IV
Innholdsfortegnelse .....	V
Figurliste .....	VIII
Tabelliste .....	X
Formelliste.....	X
Symboler.....	XI
1. Innledning.....	1
1.1 Kokstadflaten 4 .....	1
1.2 Problemformulering.....	1
1.3 Avgrensinger .....	2
1.4 Bakgrunn for oppgave.....	3
1.5 Metode.....	3
1.5.1 Standarder .....	4
1.5.2 Faglitteratur.....	5
1.5.3 PTC Mathcad Express Prime 3.0.....	5
1.5.4 FEM-design 19 .....	5
1.5.5 OS-Prog.....	5
1.5.6 Autodesk.....	6
2. Bæresystem.....	7
2.1 Horisontalt bæresystem .....	7
2.2 Vertikalt bæresystem.....	9
2.3 Endringer i bæresystem .....	10
3. Laster på konstruksjonen .....	11

---

3.1 Permanente laster.....	11
3.1.1 Egenvekt .....	11
3.1.2 Jordtrykk.....	12
3.1.3 Oppdrift .....	14
3.2 Variable laster .....	14
3.2.1 Nyttelast .....	14
3.2.2 Snølast .....	14
3.2.3 Vindlast.....	16
3.2.4 Skjevstilling.....	18
3.3 Bruddgrense.....	18
3.4 Bruksgrense.....	19
3.5 Ulykkesgrense .....	20
3.6 Dynamiske laster .....	20
3.6.1 Jordskjelv .....	20
4. Stabilitet .....	25
4.1 Stabilitetskontroll i FEM-Design.....	25
4.2 Stabilitetskontroll i V-Skive .....	26
4.3 Sammenligning.....	28
4.4 Resultat .....	29
5. Dimensjonering .....	32
5.1 Søyle.....	32
5.2 Dekke.....	36
5.2.1 Gjennomlokking .....	38
5.2.2 Nedbøyning .....	43
5.2.3 Rissvidde.....	46
5.3 Fundament.....	47

5.4 Vegg.....	51
5.5 Vindkryss .....	54
6. Diskusjon .....	56
6.1 Horisontale laster .....	56
6.2 Vurdering av jordtrykkets størrelse .....	58
6.3 Nedbøyning i FEM-Design .....	59
7. Konklusjon .....	60
8. Videre arbeid .....	61
Kildehenvisning .....	XIII
Vedleggsliste.....	XV

## Figurliste

Figur 1 Prospekt Kokstadflaten 4 .....	1
Figur 2 Valgt del for oppgaven (uskravert).....	2
Figur 3 Kokstadflaten 4 i januar 2021. Foto: Sondre Tinjar.....	4
Figur 4 Skive og Plate [6, s. 98].....	7
Figur 5 Rammesystem [6, s. 60] .....	8
Figur 6 Til venstre vises søyler som stopper midt i konstruksjonen. Til høyre er utbedret modell.....	10
Figur 7 Graf for jordtrykkskoeffisient [9].....	12
Figur 8 Jordtrykk på 11m vegg .....	13
Figur 9 Bilde av de ulike takene, samt tilhørende laster .....	15
Figur 10 Estimering av snølast fra fonning.....	15
Figur 11 Parametere for helningsvinkler [12, s. 20 NA] .....	16
Figur 12 Soneinndeling tak.....	17
Figur 13 Visualisering av skjevstilling. Betongelementboken [6, s. 70] .....	18
Figur 14 Laster med $\psi$ -faktorer .....	19
Figur 15 Eksempel på lastkombinasjon i bruddgrense fra FEM-Design.....	19
Figur 16 Seismisk sonekart [18, s. 185] .....	22
Figur 17 Illustrasjon på sammenhengen mellom jordtrykk og lasttilfeller .....	25
Figur 18 Avstivende element I V-Skive .....	27
Figur 19 Lastfaktor i V-Skive .....	27
Figur 20 Avstivende vegger i kjelleren .....	29
Figur 21 Områder i fundamentet med størst forankringsbehov .....	30
Figur 22 Valgt armering for D500 søyle.....	32
Figur 23 Valgt armering for oval søyle .....	33
Figur 24 m-n diagram for sirkulær betongsøyle [20, s. 10].....	34
Figur 25 Armeringstegning tak .....	37
Figur 26 Skjærkrefter på taket .....	38
Figur 27 250mm dekke, uten krav til tilslag .....	39
Figur 28 Armeringstegning, innersøyle tak .....	41
Figur 29 Kantsøyle, hjørnesøyle og innersøyle [13, s. 96].....	41



Figur 30 Skjærarmering, kantsøyle.....	42
Figur 31 Skjærkrefter på bunnplaten .....	43
Figur 32 Søyle- og dekkestriper.....	44
Figur 33 Nedbøyning FEM-Design .....	45
Figur 34 Nedbøyning Robot .....	45
Figur 35 Risskontroll av taket (venstre) og bunnplaten (høyre) i BtSnitt .....	46
Figur 36 Resultat av rissvidde av taket fra FEM-Design .....	46
Figur 37 Søyle som lander på fundament, bunnplaten skjult. Utklipp fra datagrunnlag .....	47
Figur 38 Prinsippskisse strekkforankring.....	49
Figur 39 Visualisering av effektiv areal.....	50
Figur 40 Opplagerkreftene i heissjakten fra horisontale krefter .....	51
Figur 41 Armeringstegning heissjakt.....	53
Figur 42 Vindkryss i øverste etasje.....	55
Figur 43 Knekkurve for vindkryss [26, s. 60] .....	55
Figur 44 Illustrasjon for regning med jordlast.....	56
Figur 45 Fordeling av lastbredde.....	57
Figur 46 Nedbøyning og kompresjon i FEM-Design .....	59

## Tabelliste

Tabell 1 Benyttede eurokoder.....	4
Tabell 2 Tillegg på egenvekt .....	11
Tabell 3 Lastfaktorer for ulykkessituasjoner [14, s. 45] .....	20
Tabell 4 Oversikt over tillat forenkling [18, s. 38] .....	23
Tabell 5 Lasttilfeller for stabilitet i FEM-Design .....	26
Tabell 6 Sammenligning karakteristisk moment .....	28
Tabell 7 Armering tak .....	37
Tabell 8 Armering bunnplate.....	38
Tabell 9 Alternative løsninger for gjennomlokking .....	40
Tabell 10 Valgt armering for søylefundament. (Totalarmering) .....	48
Tabell 11 Valgt armering for heissjaktfundament. (Armering per meter).....	50
Tabell 12 Valgt armering for kort og lang vegg .....	54

## Formelliste

Formel 1 Vanntrykk på bunnplate.....	14
Formel 2 Utregning av seismisitet [18, s. 186].....	22
Formel 3 Seismisitet med reduserte referanseverdier .....	22
Formel 4 Utregning av det dimensjonerende spekteret [18, s. 34].....	24
Formel 5 Kraft i hjørne av fundamentet .....	31
Formel 6 Utelatelseskriterium biaksial bøyning [13, s. 72].....	35
Formel 7 Momentutnyttelse oval søyle [13, s. 73] .....	35
Formel 8 Resultantmoment og utnyttelse sirkulære søyle.....	35
Formel 9 Nedbøyning tak.....	44
Formel 10 Karakteristisk moment med bidrag fra vind og jord.....	58

# Symboler

## Kapittel 2

RIB Rådgivende ingeniør bygg

ARK Arkitekt

## Kapittel 3

$S_k$  Karakteristisk verdi for snølast på mark på den aktuelle byggeplassen

$q_{k\text{kast}}$  Vindkasthastighetstrykk

$\psi$  Faktorer som definerer representative verdier av variable påvirkninger

$\gamma_1$  Seismisk faktor

$A_{gR}$  Referansespissverdien for berggrunnens akselerasjon

$A_{g40\text{Hz}}$  Spissverdi for berggrunnens akselerasjon

$S$  Forsterkningsfaktor avhengig av grunnforhold

$q$  Konstruksjonsfaktor

$T_1$  Første egensvingeperiode

$T_c$  Hjørneverdi av perioden ved den øvre enden av området med konstant akselerasjon

$S_{d(T)}$  Elastisk responspektrum for forskyvning

$F_b$  Oppdriftskraft

$\rho$  Tyngdetetthet vann

$g$  Tyngdeakselerasjon

$h_v$  Vannhøyde

## Kapittel 4

$M_{Rk}$  Karakteristisk moment

## Kapittel 5

$N_{ED}$	Aksialkraft
$\lambda$	Slankhet
$e$	Eksentrisitet
$a$	Eksponent avhengig av form på tverrsnitt
$M_{Ed}$	Dimensjonerende moment
$M_{Rd}$	Momentkapasitet
$V_{Rd}$	Skjærkapasitet
$\mu_0$	Omkrets søyle
$\mu_1$	Kontrollsnitt
$\beta$	Koeffisient
LC	Lastkombinasjon
$\zeta$	Nedbøyning
$k_c$	Faktor med hensyn på virkningen av større overdekning enn $c_{min,dur}$
$c_{min,dur}$	Minste overdekning som følge av miljøpåvirkninger
$\chi$	Reduksjonsfaktor for den relevante knekk-kurven

# 1. Innledning

## 1.1 Kokstadflaten 4

Prosjektet som rapporten omhandler, er et næringsbygg som skal oppføres på Kokstadflaten 4. Prospektet er vist på figur 1. Bygget er på 23 000m<sup>2</sup>, og vil følge terrenget opp fra Flyplassvegen. Byggets høyeste del er på 8 etasjer, der en etasje er fullstendig under terreng og to er delvis under terreng. Oppgaven er utarbeidet i samarbeid med Multiconsult.



FIGUR 1 PROSPEKT KOKSTADFLATEN 4

## 1.2 Problemformulering

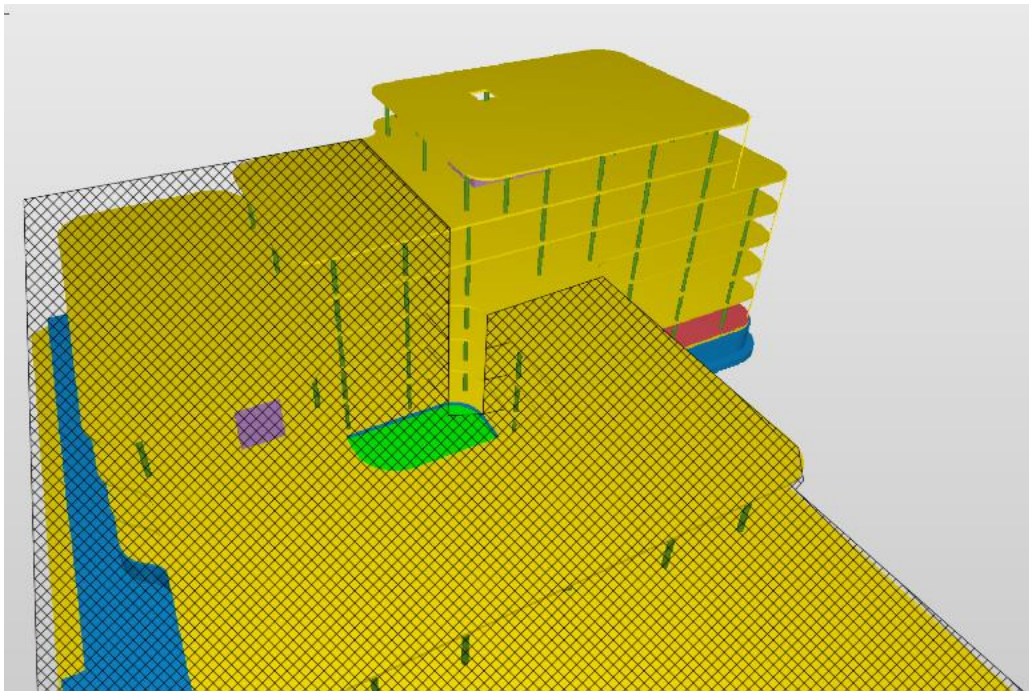
Problemstillingen som er valgt i denne oppgaven er å dimensjonere en del av Kokstadflaten 4. På grunn av store horisontale laster, i tillegg til oppdrift, vil vi vurdere stabiliteten til konstruksjonen ved hjelp av FEM-Design, og kontrollere de avstivende elementene. De verst belastede konstruksjonsdelene er de som vil bli kontrollert. Det skal også vurderes om konstruksjonen kommer innenfor utelatelseskriteriene for jordskjelv, eller om det må dimensjoneres for denne lasten også.

### 1.3 Avgrensinger

For å begrense omfanget av oppgaven, har vi valgt å bare vurdere en gitt del av bygget. Det vil si at vi har lagt inn to fuger, som avgrenser den «høye» delen av bygget fra resten, se figur 2. Konstruksjonen regnes frittstående, som vil si konstruksjonen belastes med vind og jordtrykk på alle sider.

Konstruksjonen består av flere forskjellige konstruksjonsdeler med ulik belastning. Vi velger å dimensjonere de konstruksjonsdelene som er høyest påkjent og i utsatte posisjoner. Dette er fordi det vil være tidkrevende å dimensjonere hele bygget, og oppgaven hadde blitt entydig og repeterende. Det er også valgt å se bort fra ulykkeslaster som brann og eksplosjon. Oppgaven vår baserer seg på global dimensjonering, og derfor har det ikke blitt sett på knutepunktdimensjonering. Det er heller ikke tatt hensyn til utsparinger i konstruksjonen.

Deler av konstruksjonen ligger under grunnvannet. Dette kan føre til problemer både i henhold til vanntett betong og oppdrift på konstruksjonen i byggefasen og ferdig fase. Vi har valgt å fokusere på dimensjonering, hvor bunnplaten og fundamentene må armeres og forankres for oppdriften. Vi velger dermed å ikke se på problemstillingen som omhandler vanntett betong eller utfordringer knyttet til grunnvann i byggefase, da dette ikke har direkte sammenheng med resten av oppgaven.



FIGUR 2 VALGT DEL FOR OPPGAVEN (USKRAVERT)

## 1.4 Bakgrunn for oppgave

Gjennom hele studieløpet har vi lært hvordan vi skal dimensjonere bjelker, søyler og dekker. Det vi derimot ikke har lært om er stabilitetskontroll, altså global analyse av konstruksjoner. Vi har derfor valgt å fokusere på dette, for å lære oss hvordan avstiving av konstruksjoner foregår. Samtidig ønsker vi å lære oss FEM-Design, som er et modelleringsprogram hyppig brukt i bransjen. Ved å lære oss dette programmet vil vi bli mer ettertraktede ingeniører etter endt utdanning.

I 2005 ble Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning innført i Norge. Standard Norge skriver at «Det faktum at vi i Norge ikke har opplevd jordskjelv med store skader i vår levetid bidrar til å skape et forståelig, men feilaktig, inntrykk av at vi ikke trenger å ta jordskjelv på alvor.» [1]. Norges korte kvantitative observasjonsperiode på jordskjelv gjør at vi sammenligner oss med andre områder med like tektoniske forhold, og på grunn av dette har man grunnlag for å forvente jordskjelv på opp mot 6,5 på Richters skala [1]. På bakgrunn av dette syntes vi det virket spennende å regne på jordskjelv, og vil derfor kontrollere om dette blir aktuelt i denne oppgaven.

I konstruksjonen er det ikke bjelker for å overføre lasten fra dekkene til søylene. De store lastene på konstruksjonen, som for eksempel vanntrykk på bunnplaten, vil da føre til store skjærkrefter rundt søylene. Vi ønsker derfor å vurdere gjennomlokking. Her kontrolleres behovet for spesielle tiltak for å øke skjærkraftkapasiteten til dekkene.

## 1.5 Metode

Grunnlagsdata for oppgaven er blitt tilsendt fra veileder i Multiconsult, som videre er brukt til lastberegning og modellering. Beregningene er gjort i Mathcad, og er basert på eurokodene og støttelitteratur. Modelleringen er gjort i FEM-Design. Illustrasjonene er hentet fra eurokodene, FEM-Design og Solibri, eller laget i AutoCAD. Det er også utført en befaring av Kokstadflaten 4 for å få en visuell oversikt av området, se figur 3.



FIGUR 3 KOKSTADFLATEN 4 I JANUAR 2021. FOTO: SONDRÉ TINJAR

### 1.5.1 Standarder

Alle beregninger som er gjort i oppgaven, er basert på eurokodene. Eurokodene brukes for å dokumentere konstruksjonssikkerhet i henhold til byggeforskriften [2]. Standardene som er brukt vises under i tabell 1.

Standard	Forkortet til
NS-EN 1990: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner	EC0
NS-EN 1991 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner	EC1
NS-EN 1992 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner	EC2
NS-EN 1993 Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner	EC3
NS-EN 1998 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning	EC8

TABELL 1 BENYTTETE EUROKODER



### 1.5.2 Faglitteratur

I tillegg til å innhente informasjon fra standarder, er det blitt brukt faglitteratur. Betongelementboken bind B, C og H og artikler fra Byggforsk, er brukt for å utfylle standarden. I sammenheng med jordskjelvsberegningene blir det også tatt i bruk en rapport i fra NORSAR.

### 1.5.3 PTC Mathcad Express Prime 3.0

Mathcad er et godt hjelpemiddel til håndberegninger for å få et oversiktlig og strukturert bilde. Programmet er med på å hindre beregningsfeil og man kan lett endre variabler underveis i prosessen uten å måtte starte på nytt. Generelt er Mathcad et enkelt og strukturert verktøy for håndberegninger.

### 1.5.4 FEM-design 19

FEM-Design er et 3D-modelleringsprogram utviklet av Strusoft. I FEM-design kan man modellere konstruksjoner, kjøre diverse analyser, og dermed finne frem til blant annet egensvingetid, og indre krefter i konstruksjonselementene [3]. Programmet ble valgt fremfor andre modelleringsprogram, på grunn av dets funksjoner for jordskjelvberegninger. I vedlegg C.1.1 vises hele modellen.

### 1.5.5 OS-Prog

Av OS-Prog har vi brukt V-Skive, BtSnitt og Lastberegning. V-Skive er et modelleringsprogram utviklet av Ove Sletten. Programmet brukes for å beregne kraftfordeling på vertikale skiver i en konstruksjon [4]. I tillegg finner også programmet skjærkraft og moment i fundament. V-Skive brukes for å kontrollere stabilitetsberegningene opp mot FEM-Design. BtSnitt og Lastberegning blir også brukt for å kontrollere håndberegninger om henholdsvis gjennomlokking og vindlaster på konstruksjonen. Grunnen til at det har blitt brukt OS-Prog er at beregningsprogrammene er relativt lette å håndtere. Programmene er et annet type verktøy enn FEM-Design, som er komplekst og krever mer tolkning av data.

### 1.5.6 Autodesk

Under utarbeidelsen av oppgaven, er det også tatt i bruk Robot Structural Analysis Professional og AutoCAD som begge er Autodesk programvarer. Robot blir brukt for å kontrollere beregninger fra FEM-Design og håndberegninger. AutoCAD har blant annet blitt brukt til å lage armeringstegninger og skisser.

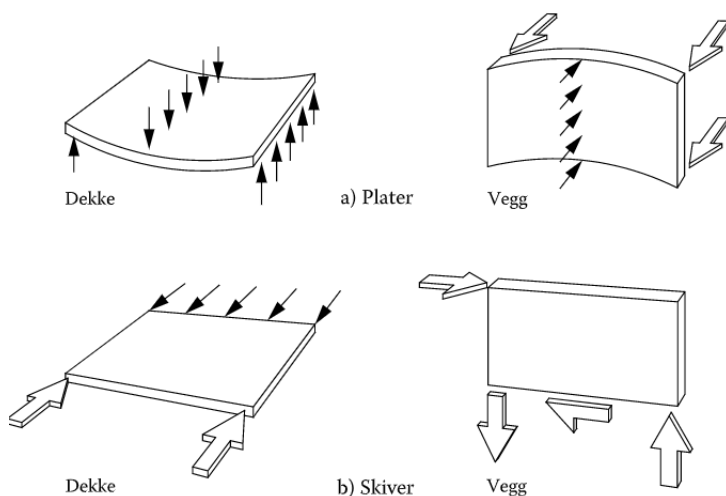
## 2. Bæresystem

Bæresystemet sin funksjon er å føre alle lastene ned i grunnen. Systemet blir delt i horisontalt- og vertikalt bæresystem, og består for det meste av betong, samt litt stål.

### 2.1 Horisontalt bæresystem

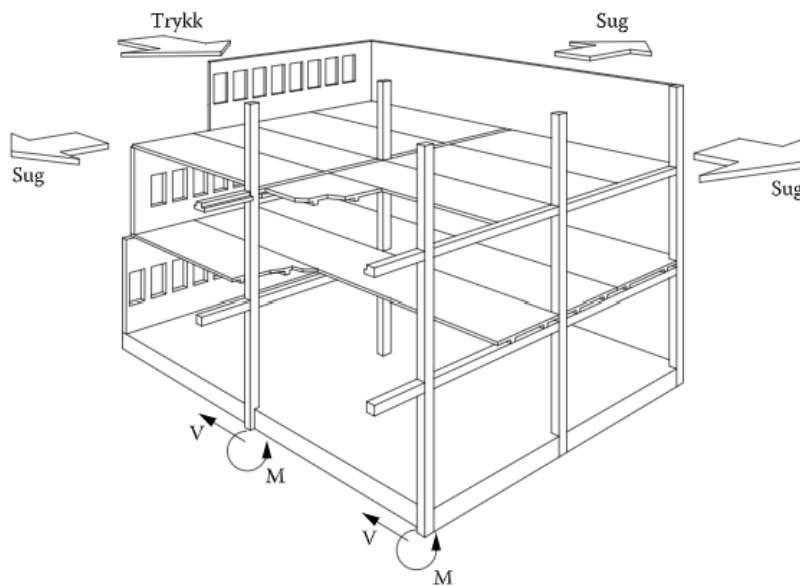
Innenfor konstruksjonsteknikk er et avstivningssystem som oftest et bæresystem for de horisontale lastene som en konstruksjon blir utsatt for [5, s. 42]. De to mest aktuelle avstivningsmåtene for konstruksjonen er avstiving ved hjelp av skiver eller rammesystem.

Når en vegg eller et dekke blir påført krefter i sitt eget plan kalles de skiver. Dersom kreftene påføres normalt i planet er det en plate, som vist i figur 4. Når en bygningskonstruksjon dimensjoneres som skivebygg er det viktig å utforme konstruksjonen slik at kreftene tas opp av skivevirkning. Dette fordi vegger og dekker har mer kapasitet når de påvirkes som skiver istedenfor plater [6, s. 98].



FIGUR 4 SKIVE OG PLATE [6, s. 98]

Når en bygningskonstruksjon er bygd opp av søyle/ bjelke- eller dekke-forbindelser med momentstive hjørner har man et rammesystem. Denne formen for avstivning fungerer svært godt på enkle konstruksjoner på 2-3 etasjer som sett i figur 5. Bygger man høyere enn dette vil dimensjonene på søylene bli uforholdsmessig store. Dette vil igjen gå ut over plass, samt at det er dyrere å lage søyler i store dimensjoner [6, s. 96]. Konstruksjonen blir ikke beregnet for rammeeffekt. Veggskivene er dermed konservativt dimensjonert for å ta alle de horisontale kreftene. Dette er utført ved at søylene regnes leddet innspent i alle knutepunkt, og vil derfor ikke ta opp moment. I den valgte delen av konstruksjonen befinner det seg bare en heissjakt. Dersom det hadde vært to heissjakter kunne det oppstått en rammeeffekt mellom disse to. Dette er viktig å være oppmerksom på, da enkelte globale beregningsprogrammer kan ta hensyn til effekten, som blir til usikker side. Dette skjer fordi veggene ikke kan leddes om sin sterke akse, og derfor fungerer som to innsente søyler som sammen danner en ramme med dekket.



FIGUR 5 RAMMESYSTEM [6, s. 60]

Bæresystemet i konstruksjonen er et skivesystem bestående av vertikale (vegger) og horisontale (dekker) skiver. Laster på fasaden føres gjennom dekkene og inn til heissjakten som tar lasten ned til fundamenter og videre ned i grunnen. Til avstivning har konstruksjonen også to vindkryss plassert i syvende og åttende etasje. Kjellerveggene rundt deler av bygget i de lavere delene av konstruksjonen er også avstivende. Til sammen fungerer alle disse konstruksjonsdelene som avstivning på konstruksjonen. Heissjaktene og veggene er i stedstøpt betong, mens vindkryssene er i stål. I tillegg må også fundamentet forankres i fjell, på grunn av at egenlasten ikke er stor nok til å motvirke de destabiliserende kreftene.

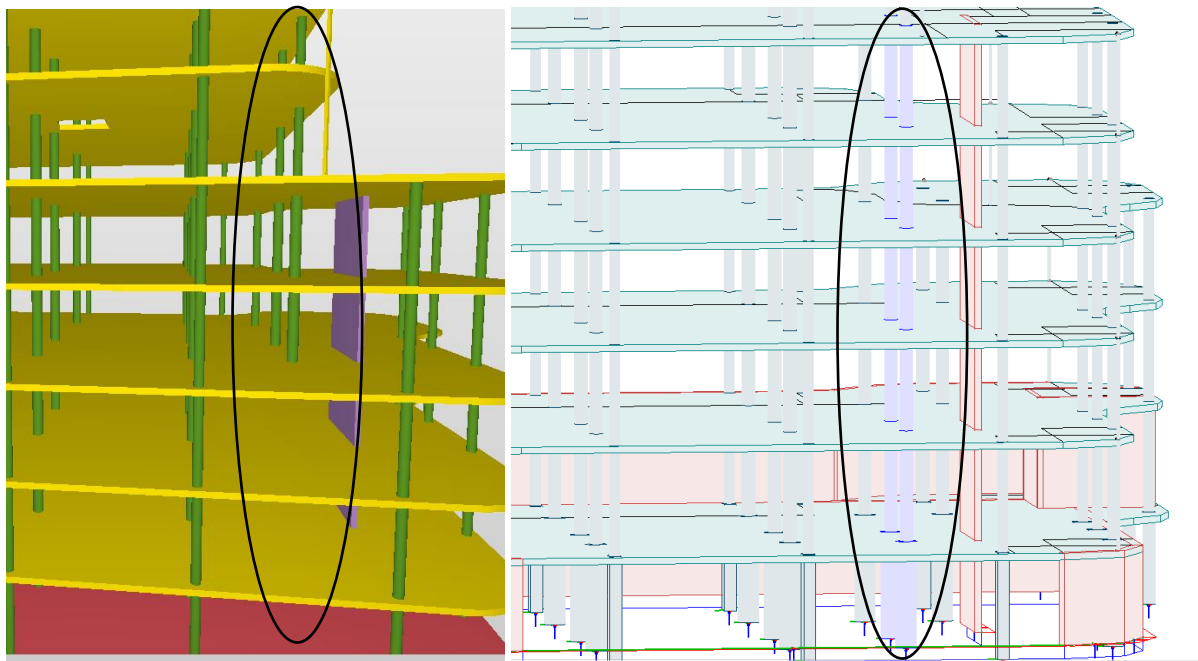
## 2.2 Vertikalt bæresystem

De vertikale lastene vil bli tatt opp i dekkene i hver etasje, og blir ført ned til fundamenter støpt på berg via søyler, vegger og heissjakten. Samtlige konstruksjonsdeler i det vertikale bæresystemet består av stedstøpt betong. Alle søylene regnes leddet gjennom hele konstruksjonen, og ned i fundamentet. Dette får innvirkning på lastbildet til søylene og fundamentene. De dimensjonerende kreftene i disse konstruksjonsdelene blir da aksialkraft. I søylene må det tas med en minste eksentrisitet på lasten, som vil bli sett på i kapittel 5.1.

I den valgte delen av konstruksjonen er det ingen bjelker. Dette vil si at søylene treffer direkte i alle dekkene. Dette kan føre til gjennomlokkingsproblematikk, som vil si at dekkene trer seg ned, eller opp, på søylene. Dette vil bli sett på i kapittel 5.2.1.

### 2.3 Endringer i bæresystem

I FEM-Design modellen er det valgt å gjøre noen utbedringer for bæresystemet til konstruksjonen. Blant annet har de to øverste dekkene blitt utvidet, slik at søylene i de to etasjene lander på søylene i etasjene under. I RIB-modellen som ble gitt som oppgavegrunnlag var det et par søylerader som går i fra toppen av bygget, men stopper opp i 4. etasje. Dette ville gitt et større gjennomlokkingsproblem enn hva som kan forventes i resterende deler av konstruksjonen. Søylene som ikke er gjennomgående, ville tredd seg gjennom dekket med last tilsvarende fire etasjer istedenfor én etasje. I tillegg til gjennomlokking, ville det også oppstått et stort moment i dekket, som måtte blitt tatt opp av armeringen. Derfor er det valgt å legge inn søyler under, slik at en får gjennomgående søyler i fra topp til bunn i konstruksjonen, se figur 6 for prosjektert grunnlag og tiltak.



FIGUR 6 TIL VENSTRE VISES SØYLER SOM STOPPER MIDT I KONSTRUKSJONEN. TIL HØYRE ER UTBEDRET MODELL

### 3. Laster på konstruksjonen

#### 3.1 Permanente laster

Permanente laster er laster som står på konstruksjonen gjennom hele levetiden. Typisk vil dette være laster som egenlast og jordtrykklaster.

##### 3.1.1 Egenvekt

Egenlast består av tyngden til konstruksjonselementene, som kan være søyler, dekker og bjelker. I tillegg må man ta hensyn til tekniske føringer, summing, himling og lettvegger. De respektive lastene kan ses i tabell 2. For å finne tillegget til egenvekten brukes erfaringstall fra ekstern veileder [7]. Egenvekten til konstruksjonselementene blir beregnet etter EC1, hvor tyngtetettheten til armert betong er  $25 \text{ kN/m}^3$  [8, s. 24]. Se vedlegg A.1.1 for beregninger. Egenvekten til den bærende konstruksjonen ble beregnet ved hjelp av FEM-Designs structural dead load. Denne funksjonen legger inn egenvekten til elementene på riktig sted ved hjelp av å bruke tettheten til materialet. Dette gir et mer riktig lastbilde enn dersom det hadde blitt lagt inn som punkt-, linje- og flatelaster. Tilleggene til egenvekten ble lagt inn som flatelaster på dekkene, og egenvekten til fasaden ble lagt inn som linjelaster langs dekkekantene, se vedlegg C.1.2.

<b>Tillegg på egenvekt</b>	
<b>Lasttilfelle:</b>	<b>Last [<math>\text{kN/m}^2</math>]:</b>
Skillevegger	0,5
Påstøp	0,75
Himling	0,1
Tekniske føringer	0,2
<b>SUM:</b>	<b>1,55</b>

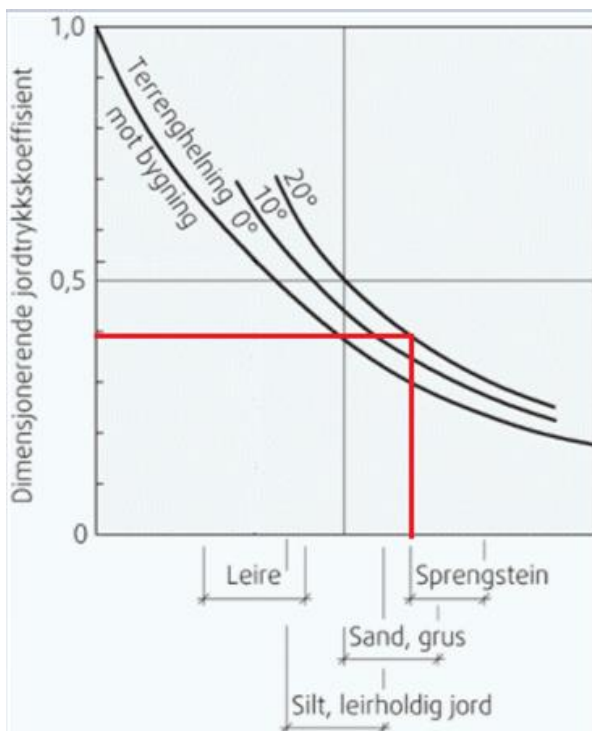
TABELL 2 TILLEGG PÅ EGENVEKT

### 3.1.2 Jordtrykk

Bygget har én til tre etasjer under terrengnivå, og derfor vil det oppstå jordtrykk mot veggen. Hele jordfyllingen består av sprengstein. Det er kjent at grunnvannshøyden er over bunnplaten. På grunn av at det er ukjent akkurat hvor høyt grunnvannet står, blir det antatt at det står opp til terrengoverflaten, rett ved 1. etasje. På baksiden av bygget er terrengnivået høyere enn for resten av bygget. Derfor vil det oppstå et høyere jordtrykk på denne siden, som vil gjøre bygget mer ustabil.

Beregninger for jordtrykk er gjort forenklet etter kapittel 3 i Byggforsk blad 511.101 [9]. I disse utregningene gjøres det en del antagelser, til sikker side, ettersom det ikke er nok grunnlagsinformasjon om fyllingsmassene.

Figur 7 viser jordtrykkskoeffisienten for ulike materialer. Den røde streken viser valgt koeffisient. Det er valgt 20 graders helning til sikker side, som fører til en jordtrykkskoeffisient på omtrent 0.39. For å kunne bruke denne figuren, antas veggen å være friksjonsfri [9]. Når veggen regnes friksjonsfri får man maksimalt jordtrykk, ved at ingen av kreftene blir tatt opp som aksiallast i veggen.

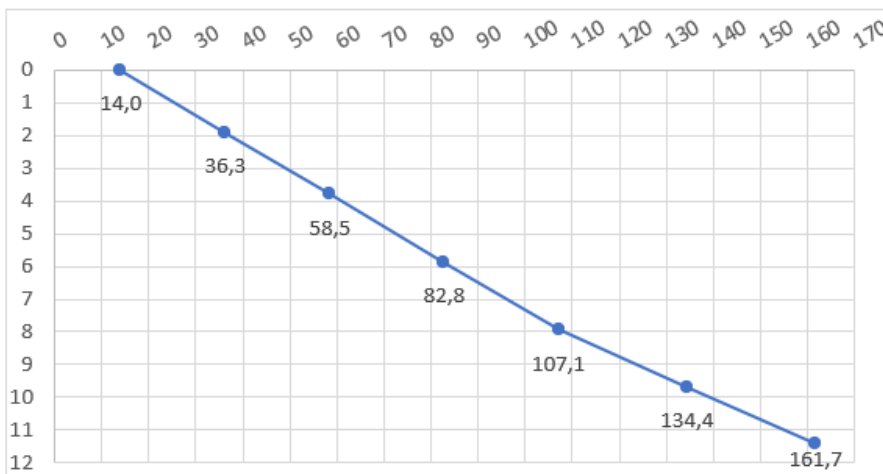


FIGUR 7 GRAF FOR JORDTRYKSKOEFFISIENT [9]



Veggene i bygget blir antatt stive, koeffisienten må derfor ganges med 1,5 [9]. Det er også antatt en last på fyllingsmassene, på  $20\text{kN/m}^2$ , for å ta hensyn til eventuelle fremtidige laster, som for eksempel trafikklaster.

På baksiden av bygget, der fyllingen er høyest, sprenges det ut 1,5 meter fra veggen. Her kan det dermed være mulig å regne med siloeffekt. Siloeffekt kan oppstå når man har en smal fylling, som kan føre til at jordtrykket blir redusert på grunn av friksjon mot sidene av fyllingen [10, s. 34]. Dette vil gi reduserte horisontale laster på kjellerveggene, men er avhengig av mange variabler i fyllingsmaterialet [11, s. 36–39]. Effekten blir dermed konservativt sett bort fra i disse beregningene. Dette fører til relativt stort jordtrykk på den høyeste veggen. På figur 8 ser man en graf for jordtrykket på denne veggen, med vanntrykk på den nederste etasjen.



FIGUR 8 JORDTRYKK PÅ 11M VEGG

Istedenfor å legge inn flatelaster på veggene i FEM-Design og V-Skive, er linjelastene som virker på hver av dekkene regnet ut. Dette ble gjort i Excel, se vedlegg A.1.2, hvor det ble antatt at lastbredden for hvert dekke er halve høyden av veggen. Dette blir videre diskutert i kapittel 6.

### 3.1.3 Oppdrift

Grunnvannshøyden er, som nevnt i kapittel 3.1.2, antatt til terrengnivå, og skaper dermed et vanntrykk som virker på konstruksjonen sin bunnplate. Denne kraften vil motvirke egenvekten, og vil derfor gjøre bygget mer ustabil. Vanntrykket blir beregnet ved hjelp av tyngdetettheten og grunnvannshøyden, se formel 1 hentet fra vedlegg A.1.3.

$$F_b := \rho \cdot g \cdot h_v = 33.8 \frac{kN}{m^2}$$

FORMEL 1 VANNTRYKK PÅ BUNNPLATE

## 3.2 Variable laster

Variable laster er laster som kan variere gjennom en konstruksjon sin levetid. Typisk vil dette være laster som nyttelest, snølast og vindlast.

### 3.2.1 Nyttelast

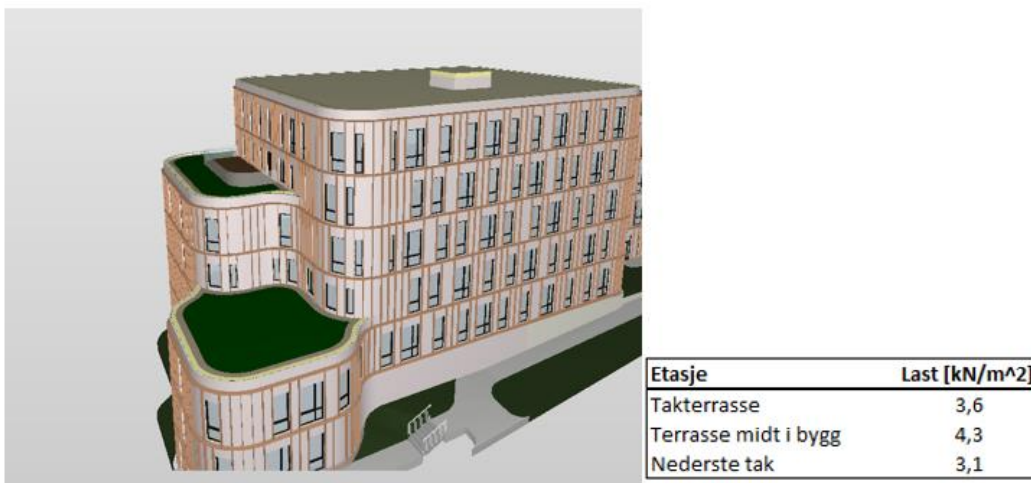
Nyttelast er laster som er tilknyttet bruksområdet til bygningen. Kokstadflaten 4 er klassifisert som et kontorbygg, og ligger derfor i kategori B [8, s. 38].

Inne i bygget, på kontorarealene, vil det bli dimensjonert for 3 kN/m<sup>2</sup>. Videre har bygget to takterrasser som blir dimensjonert for en nyttelest på 4 kN/m<sup>2</sup>, som også vist i vedlegg A.1.4 [8, s. 39].

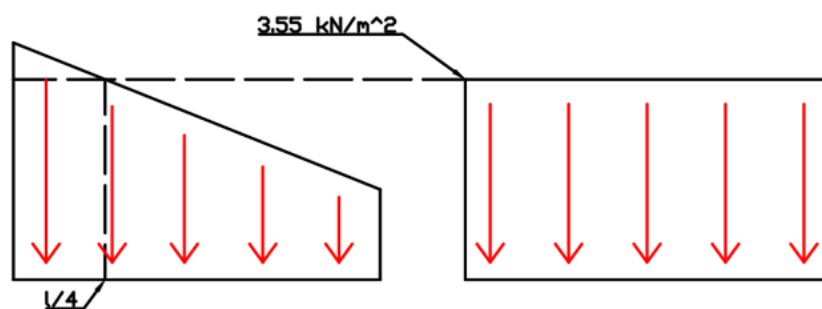
### 3.2.2 Snølast

Snølast er en sesongbasert naturlast. Hvor stor snølasten blir på konstruksjonen er avhengig av flere faktorer: lokasjon, høyde over havet, form på taket og om hvorvidt bygget blir utsatt for fonning. Fonning kan oppstå ved forhøyninger som for eksempel konstruksjonsdeler som stikker opp av taket, eller i umiddelbar nærhet til andre bygninger.

Konstruksjonen har tre forskjellige tak hvor det må regnes snølast på, se figur 9, der alle må regnes for fonning. Når det er fonning på taket, vil det si at snøen kan samle seg nærme høyere konstruksjonsdeler på grunn av vind. Snølasten for dette tilfellet vil være en trekantlast, men det er krevende å regne seg nøyaktig frem til hvor stor del av taket som vil få økt snølast. Derfor regnes det, til sikker side, med snittet av halv og maksimum snølast som en jevnt fordelt last på hele taket, vist i figur 10. Se vedlegg A.1.5 for fullstendige beregninger. Dette kan føre til en viss fare for å underdimensjonere søylene nærmest den største delen av snølasten. Snølasten ble redusert fordi det anses som for konservativt å bruke den største snølasten for hele taket.



FIGUR 9 BILDE AV DE ULIKE TAKENE, SAMT TILHØRENDE LASTER



$$Sk_{dim} := \frac{\left( Sk_{max} + \frac{(Sk_{max} + Sk_{min})}{2} \right)}{2} = 3.55 \frac{kN}{m^2}$$

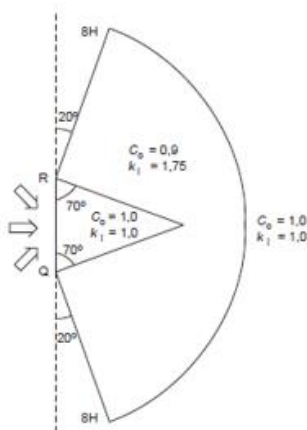
FIGUR 10 ESTIMERING AV SNØLAST FRA FONNING

### 3.2.3 Vindlast

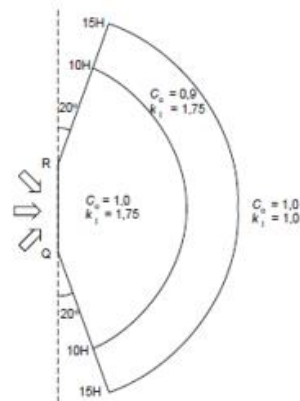
Vindlast er i likhet med snø, også en naturlast. For vindlast er det også mange faktorer som bestemmer hvor stor denne blir på konstruksjonen. Faktorene er: basis vindhastighet, retning på vind, årstider, høyde over bakken, sannsynlighet, terrengruhet og topografi [12, s. 15–16, 30–33]. Retning på vind og årstider blir sett bort i fra, ettersom dette er faktorer som kan redusere vindkraften, og det er derfor konservativt å se bort fra virkningen av disse. De andre faktorene tas med der det er behov, for eksempel i nærheten av et bratt fjell.

Topografifaktor tar for seg topografieffekter rundt byggestedet, som kan spille inn på størrelsen av vindkraften. De ulike tilfellene dreier seg om: byggested nær topp av en ås/skråning, byggested i le av en skråning med vinkel mellom 30 og 40 grader og byggested i le av en skråning med vinkel større enn 40 grader [12, s. 19 NA].

Om bygget ligger i le-siden av en skråning eller ås, vil dette påvirke både vindhastigheten, samt turbulensfaktoren. Selve vindhastigheten blir redusert, ettersom fjellet skjermer for byggestedet, mens turbulensen øker betraktelig ned fjellskråningen, se figur 11. Dersom avstanden mellom byggestedet og skråningstoppen er større enn henholdsvis 8 eller 15 ganger høydeforskjellen mellom disse, kan man se bort fra påvirkning fra skråningen [12, s. 19 NA].



Figur NA.4 (901.5) – Parametrene  $c_s$  og  $k_t$  for hellingsvinkler mellom 30° og 40°



Figur NA.4 (901.6) – Parametrene  $c_s$  og  $k_t$  for hellingsvinkler større enn 40°

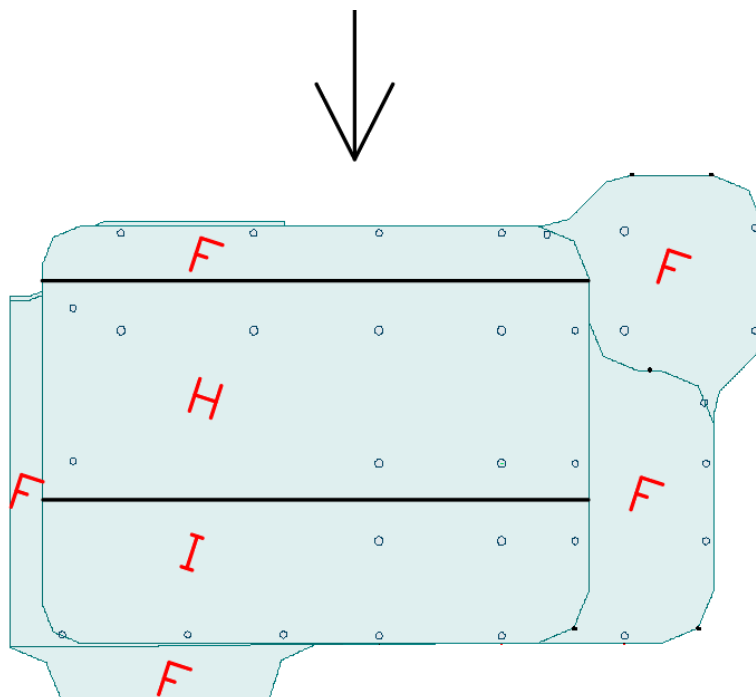
FIGUR 11 PARAMETERE FOR HELNINGSVINKLER [12, s. 20 NA]

Kokstadflaten ligger ikke i nærhet av noen ås eller skråning. Dette kommer frem etter å ha kontrollert avstanden mellom byggestedet, og de to fjellene Storrinden og Stendafjellet. Avstanden er større enn 15 ganger høydeforskjellen, virkningen fra disse fjellene blir dermed sett bort fra.

Vind som kommer mot byggestedet fra sone med lavere terrengruhetskategori, må også vurderes når man regner vindlasten [12, s. 12 NA]. Kokstadflaten får en økt vindlast fra terrengkategori II, som ligger 2.4 km i fra byggestedet. Tabell NA.4.1 i EC1 angir de forskjellige terrengruhetskategoriene [12, s. 12 NA].

Vindkasthastighetstrykket på byggestedet blir  $q_{\text{Kast}} = 1,17 \text{ kN/m}^2$ , etter forenklet metode, vist i vedlegg A.1.6. OS-Prog er brukt for å kontrollere resultatet, se vedlegg B.3.1.

For å komme frem til vindlasten på de forskjellige konstruksjonsdelene, må formfaktorene for vegger og tak beregnes. Hjørnene på konstruksjonen blir forenklet regnet skarpe, og den høye delen av konstruksjonen er regnet rektangulær. Det er brukt formfaktor F på terrassene og lavere liggende tak, se figur 12. Dette er gjort konservativt, på grunn av at det er tidkrevende å finne nøyaktig formfaktor på nevnte tak. Konstruksjonen blir, som tidligere nevnt, regnet frittstående. Derfor regnes det for vindlast på alle sidene av konstruksjonen, se vedlegg C.1.2. På taket er det valgt å forenklet se bort fra sone G, og bruke sone F istedenfor.

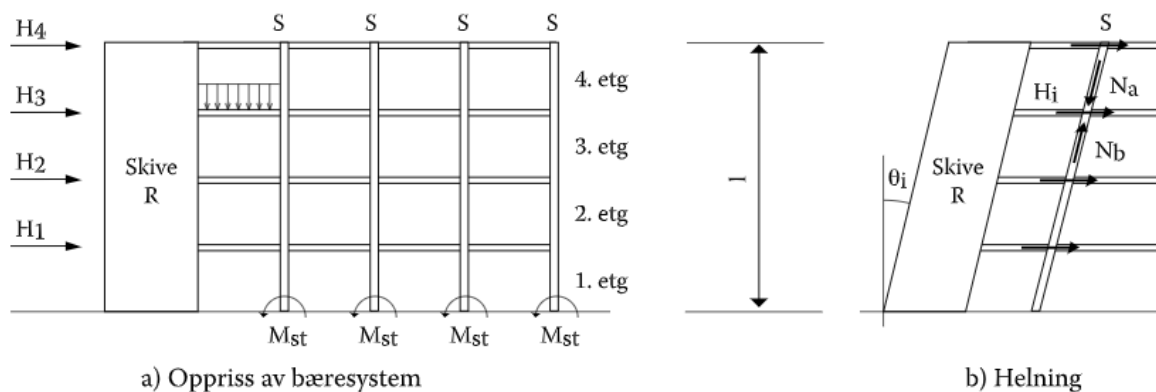


FIGUR 12 SONEINDELING TAK

Kledningen til bygget er dekket med utstikkende treverk, og må derfor regnes for friksjon etter formel 5.7 i EC1 [12, s. 22]. Konservativt utvides også bygget tilsvarende bredden av det utstikkende treverket. Overflaten blir definert som «Svært ru» [12, s. 56].

### 3.2.4 Skjevstilling

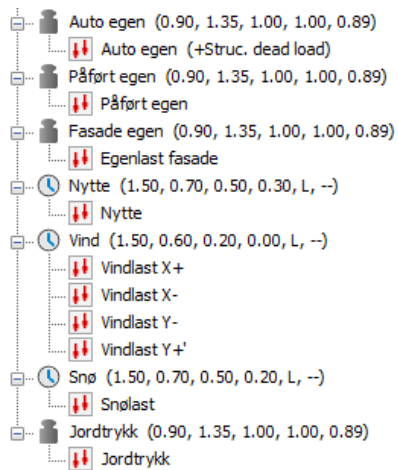
Helningsavvik må dimensjoneres etter EC2 [13, s. 53]. Det tas hensyn til et geometrisk avvik for konstruksjonen, som vist på figur 13, og dermed oppstår det en skjevstillingslast [6, s. 70]. Denne lasten kommer av helningsvinkelen ganget med de vertikale lastene som virker på hvert dekke i konstruksjonen. For fullstendige beregninger, se vedlegg A.1.7. Skjevstillingslasten blir lagt inn sammen med vindlasten som linjelast.



FIGUR 13 VISUALISERING AV SKJEVSTILLING. BETONGELEMENTBOKEN [6, s. 70]

### 3.3 Bruddgrense

Det blir vurdert to typer bruddgrense, EQU og STR (global stabilitet og lokal kapasitet) [14, s. 36]. For å raskt finne og vurdere lasttilfellene, ble FEM-Design brukt. Alle lastene ble lagt inn med  $\psi$ -faktorer etter tabell NA A1.1 i EC0, og disse er vist på figur 14 [14, s. 106]. FEM-Design lager alle mulige lastkombinasjoner for de innlagte lastene, figur 15 er et eksempel på en slik kombinasjon. Når alle kombinasjonene er lagt inn, kan man enkelt kjøre en analyse, og få kreftene på konstruksjonen i bruddgrense.



FIGUR 14 LASTER MED  $\psi$ -FAKTORER

1.35	Auto egen
1.35	Påført egen
1.35	Egenlast fasade
1.35	Jordtrykk
1.05	Nytte
0.90	Vindlast X+
1.05	Snølast

FIGUR 15 EKSEMPEL PÅ LASTKOMBINASJON I BRUDDGRENSE FRA FEM-DESIGN

### 3.4 Bruksgrense

FEM-Design ble også brukt for å lage karakteristiske, ofte forekommende og tilnærmet permanente lastkombinasjoner. Disse blir brukt for å kontrollere om konstruksjonen tilfredsstillende kravene til nedbøyning og rissvidde i dekkene.

### 3.5 Ulykkesgrense

Ulykkeslast regnes etter EC1-7 – Ulykkeslaster [15]. Eksempler på ulykkeslaster kan være støt fra påkjørsel fra bil, eksplosjon, brann eller jordskjelv. Brann og eksplosjoner blir ikke vurdert, og jordskjelv kommer det mer om i kapittel 3.6.

Lasten på søyler fra påkjørsel er relativt liten i forhold til de store aksiale lastene i søylene [15, s. 2 NA]. Dette i tillegg til de lave lastfaktorene for ulykkesituasjoner, se tabell 3, antas denne lastkombinasjonen til å ikke bli dimensjonerende [14, s. 45]. Det blir dermed også sett bort fra påkjørsel.

<b>Dimensjonerings situasjon</b>	Permanente laster	Dominerende variabel last	Andre variable laster	Ulykkeslast
<b>Ulykkesituasjon</b>	1.0	$1.0 * \psi_1$	$1.0 * \psi_2$	1.0

TABELL 3 LASTFAKTORER FOR ULYKKESSITUASJONER [14, s. 45]

### 3.6 Dynamiske laster

Dynamiske laster er belastningene på en konstruksjon som er i bevegelse eller endrer seg i størrelse over tid [16]. En slik last kan komme fra seismisk aktivitet, som kan sette hele konstruksjonen i bevegelse.

#### 3.6.1 Jordskjelv

1. mars 2005, ved innførelse av EC8, ble dimensjonering for seismisk aktivitet standardisert for bygninger [17]. EC8 definerer fire utelatelseskriterier som man må vurdere før en går i gang med lastberegninger for jordskjelv. Oppfylles et av disse kriteriene, behøver ikke konstruksjonen dimensjoneres for jordskjelv [18, s. 187]. For fullstendig beregning av utelatelseskriterium se vedlegg A.1.8.



### **Kriterium 1: Seismisk klasse 1**

EC8 NA.3.2.1(5) gjør det klart at seismisk dimensjonering kan utelates for konstruksjoner i seismisk klasse 1 [18, s. 29]. Dette blir ikke gjeldende for denne konstruksjonen, siden den er et kontorbygg, og havner dermed i seismisk klasse 2 [18, s. 189]. Kriterium 1 blir dermed ikke oppfylt og utelateskriteriene må vurderes videre.

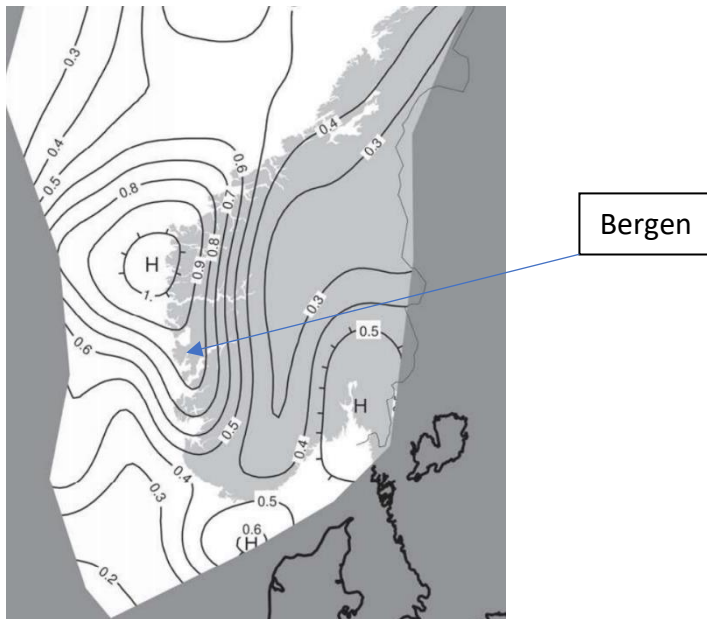
### **Kriterium 2: Svært lav seismisitet**

Etter NA.3.2.1(5) kan man også se bort i fra jordskjelvdimensjonering ved svært lav seismisitet [18, s. 187]. Dette blir definert som en grunnakselerasjon på mindre enn  $0,49 \text{ m/s}^2$ . Grunnakselerasjonen er et produkt av grunntype, seismisk faktor og berggrunnens akselerasjon.

Kokstadflaten 4 skal fundamenteres på berg, som gir grunntype A fra tabell NA.3.1 i EC8 [18, s. 184]. Basert på grunntypen kan man, fra tabell NA.3.3 i EC8, finne parametere for de anbefalte horisontale responsspektrene, som brukes i senere beregninger [18, s. 187].

Seismisk faktor er en faktor som tar hensyn til konsekvensen av at bygget kollapser [5, s. 17]. Denne finner man basert på den seismiske klassen. Bygget ligger, som nevnt tidligere, i seismisk klasse 2. Dette gir etter NA.4(901) en seismisk faktor på 1.0 [18, s. 188].

Den siste faktoren man trenger for å regne grunnakselerasjonen er referansespissverdien for berggrunnens akselerasjon ( $a_{gR}$ ). Fra figur 16 finner man at  $a_{g40\text{Hz}}$  er 0.85 for Bergensområdet, som ganges med 0.8 for å få  $a_{gR}$  [18, s. 186]. Utrekningen for grunnakselerasjon er vist i formel 2.



FIGUR 16 SEISMISK SONEKART [18, s. 185]

$$a_g S := \gamma_1 \cdot (a_{gr}) \cdot S = 0.68 \frac{m}{s^2} > 0.49 \frac{m}{s^2}$$

FORMEL 2 UTREGNING AV SEISMISITET [18, s. 186]

Konstruksjonen oppfyller i utgangspunktet ikke kravet, som vist i formel 2, men i 2020 kom det oppdaterte seismiske sonekart [19, s. 1]. Kartene inneholder oppdaterte referanseverdier for berggrunnsakselerasjon, som er utledet av NORSAR ved hjelp av nye målinger [19, s. 5]. For Bergensområdet er referanseverdien redusert med 31% [19, s. 8]. Seismisitet blir derfor regnet på nytt, se formel 3.

$$a_g S := \gamma_1 \cdot (a_{gR}) \cdot S = 0.476 \frac{m}{s^2} < 0.49 \frac{m}{s^2}$$

FORMEL 3 SEISMISITET MED REDUSERTE REFERANSEVERDIER

Av formel 3 kan man se at konstruksjonen nå havner innenfor kravet, og dermed oppfyller utelatelseskriteriumet. Det betyr at konstruksjonen ikke trenger å dimensjoneres for jordskjelv [18, s. 187]. Likevel er det valgt å gå videre for å se hvordan kriterium 3 og 4 blir for konstruksjonen.

### Kriterium 3: Det dimensjonerende spekteret

Kriterium 3 omhandler elastisk analyse av bygget. Her kontrolleres byggets dimensjonerende spektrum [18, s. 29]. Dimensjonerende spektrum er et responspektrum for seismisk aktivitet, der det er tatt hensyn til konstruksjonens evne til å absorbere energi. Metoden for analysen blir bestemt etter tabell 4.1 i EC8 [18, s. 38]. Her trenger man å vite om bygget har regularitet i plan og/ eller oppriss.

Regularitet i plan blir bestemt etter 4.2.3.2. [18, s. 39]. Her må alle underpunkter oppfylles for å oppnå regularitet. Et av disse punktene, 4.2.3.2(2), krever at de avstivende bygningsdelene, samt massen til planet, skal være symmetrisk. Dette kravet er ikke oppfylt i konstruksjonen, blant annet pga. heissjaktens ugunstige plassering mot ene siden av bygget. I første etasje er det også en avstivende vegg, som kun står på ene siden av bygget. Bygget er dermed ikke regulært i planet [18, s. 39].

Kriteriene for regularitet i oppriss står i 4.2.3.3, også her må alle punktene oppfylles. Bygget faller utenfor punkt 4.2.3.3(2). Dette punktet spesifiserer at alle avstivningssystemet som motstår sidelaster skal være kontinuerlige vertikalt gjennom hele konstruksjonen [18, s. 40]. I dette tilfellet er det flere vegger som ikke er gjennomgående i bygget, i tillegg til to vindkryss i de øverste etasjene, som ikke har avstivning direkte under seg.

Resultatet blir at man verken har regularitet i plan eller oppriss. Dette fører til at det må gjøres en romlig modal spektrum analyse, som man ser i tabell 4. Videre fastslår 4.2.3.1(7) at konstruksjonsfaktoren skal multipliseres med 0.8 for bygg uten regularitet i oppriss [18, s. 39].

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

TABELL 4 OVERSIKT OVER TILLAT FORENKLING [18, s. 38]

På grunn av kompleksiteten til utregningene, ble den modale analysen gjort i FEM-Design. For å gjennomføre analysen, ble egenvekten og den permanente delen av nyttelasten, omgjort til masse [5, s. 19]. Når all massen er lagt inn, kan man kjøre en modal analyse, og deretter lese av egensvingetid og egensvingefrekvens.

Basert på  $T_1$  og de andre parameterne for grunnforholdet blir det, etter 3.2.2.5(4), valgt en formel for utregning av det dimensjonerende spekteret. Formelen blir valgt ved å sammenligne beregnet egensvingetid med parameterne for de anbefalte horisontale responspektrene, som ble nevnt i kriterium 2. I dette tilfelle blir det formel 3.15 fra EC8 som skal brukes, se formel 4 [18, s. 34]. Kravet for kriterium 3 er at det dimensjonerende spekteret er mindre enn  $0,49\text{m/s}^2$  [18, s. 187]. Konstruksjonen oppfyller dette kravet også, og ville dermed oppfylt et utelatelseskriterie, uavhengig om de nye eller gamle akselerasjonene hadde blitt brukt.

$$S_d(T) := a_{gR} \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left( \frac{T_C}{T_1} \right) = 0.217 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} < 0.49 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

FORMEL 4 UTREGNING AV DET DIMENSJONERENDE SPEKTERET [18, s. 34]

#### Kriterium 4: Vindlast

Kriterium 4 innebærer å sammenligne kreftene som kommer fra jordskjelv med kreftene fra andre mulige lastkombinasjoner, for eksempel vindlaster. Dette blir gjort ved å kontrollere at skjærkraften på grunnivå for gitt last er 1.5 ganger større enn kreftene fra jordskjelv. Dette kriteriet kommer ikke til anvendelse i dette tilfellet, da det stilles krav til enkelhet i plan og oppriss for å benytte dette [5, s. 20].

#### Konklusjon utelatelseskriterium

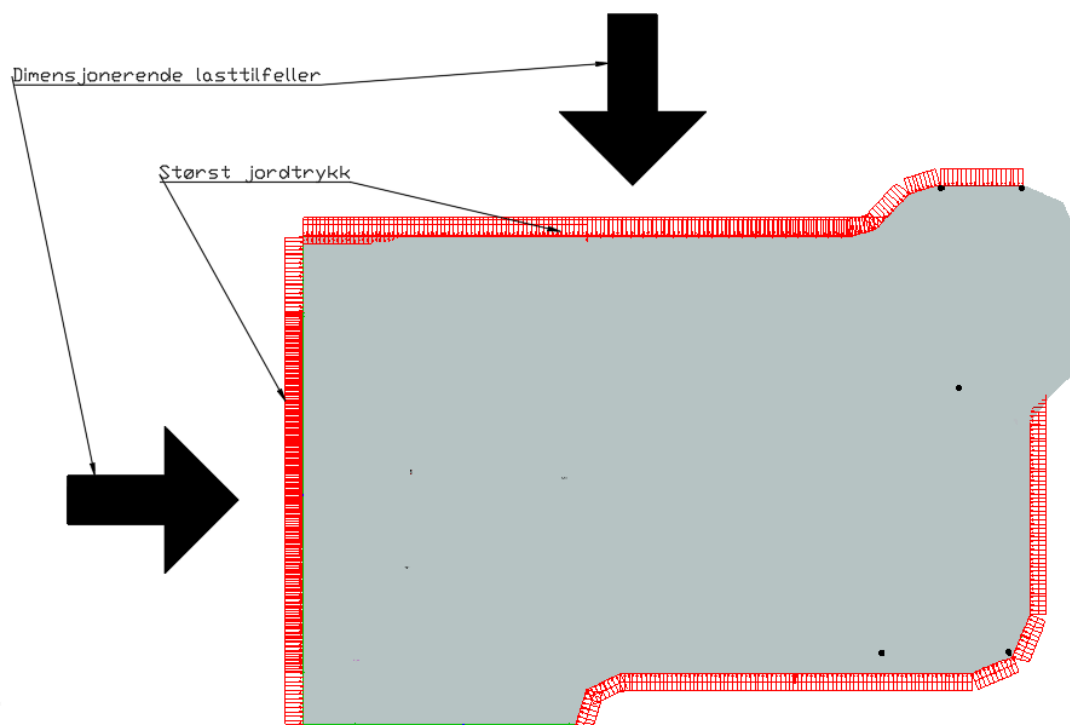
Konklusjonen av utelatelseskriteriene er at bestemmelsene i EC8 ikke trenger å bli overholdt [18, s. 29]. Dette vil i praksis si at konstruksjonen ikke blir dimensjonert for seismisk aktivitet.

## 4. Stabilitet

For å vurdere stabiliteten til konstruksjonen brukes ligning 6.10 fra ECO [14, s. 43]. Ettersom utelatelseskriteriene for jordskjelv ble oppfylt, er det vindlast, jordtrykk og skjevstilling som er de dimensjonerende horisontale kreftene. Disse blir ført inn til de avstivende elementene i bygget og videre ned i fundamentene. De avstivende elementene i bygget er, som tidligere nevnt, hovedsakelig heissjakten og veggene. De horisontale kreftene vil, sammen med oppdriften, være ugunstige for konstruksjonen sin stabilitet, og kan føre til behov for forankring. Ettersom konstruksjonen allerede er modellert i FEM-Design, ble denne brukt til å finne kreftene. Beregninger i V-Skive og Mathcad er blitt brukt som kontroll.

### 4.1 Stabilitetskontroll i FEM-Design

Stabiliteten blir kontrollert i FEM-Design ved å bruke de lasttilfellene som gir mest ugunstige krefter for konstruksjonen. På grunn av den høye fyllingen, er det bare nødvendig å vurdere de lasttilfellene som gir krefter i samme retning som det største jordtrykket, dette er illustrert på figur 17.



FIGUR 17 ILLUSTRASJON PÅ SAMMENHENGEN MELLOM JORDTRYKK OG LASTTILFELLER

Lastkombinasjonene som ble brukt er 0.9 som lastfaktor for egenvektene, 1.5 for vindlast og 1.35 for jordtrykk i bruddgrense. Grunnen til at 1.35 blir valgt for jordtrykket, er fordi den kan variere mer enn en typisk permanent last, og det dermed kan bli usikkert å bruke en lastfaktor på 1.2. For å regne til sikker side velges derfor lastkombinasjonene vist i tabell 5. Det ble også vurdert et karakteristisk lasttilfelle. Dette ble gjort for å lettere kunne sammenligne summen av kreftene på bygget, med beregninger for hånd og i V-Skive.

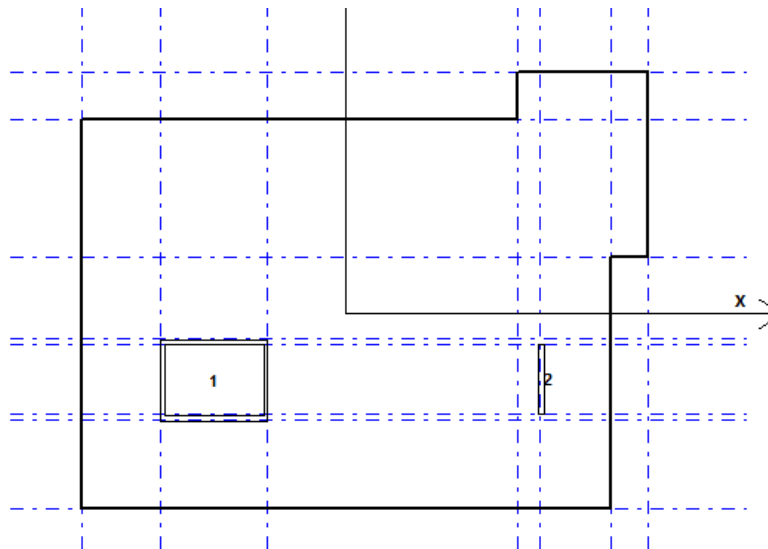
0.90	Auto egen	
0.90	Påført egen	
0.90	Egenlast fasade	
0.00	Nytte	Stabilitet i X retning
1.50	Vindlast X-	
1.35	Jordtrykk	
0.90	Auto egen	
0.90	Påført egen	
0.90	Egenlast fasade	Stabilitet i Y retning
0.00	Nytte	
1.50	Vindlast Y +'	
1.35	Jordtrykk	

TABELL 5 LASTTILFELLER FOR STABILITET I FEM-DESIGN

Når lasttilfellene er lagt inn, blir det kjørt en analyse. Man kan deretter lese av hvor store strekk- og trykkrefter som må til for å hindre konstruksjonen i å velte. Resultatet for de to lasttilfellene vises i vedlegg C.1.3.5.

#### 4.2 Stabilitetskontroll i V-Skive

Resultatet fra FEM-Design kontrolleres med blant annet V-Skive. Her modelleres bygget i 2D og deretter legges etasjehøydene inn. Videre modelleres de avstivende elementene, som vist i figur 18, før kreftene blir lagt inn til slutt. Vindlasten og jordlasten ble deretter kombinert for å finne hvilket lasttilfelle som er verst. Resultatet fra V-Skive ligger i vedlegg B.2.1.



FIGUR 18 AVSTIVENDE ELEMENT I V-SKIVE

Det ble lagt inn karakteristiske lastfaktorer for lettere å kunne sammenligne med resultatet fra FEM-Design, se figur 19.

**Kombinasjonsfaktor**

Antall lastkombinasjoner

Last-komb.	Lasttilfelle nr			
	1	2	3	4
1	1		1	
2		1		1

**Lastfaktor**

Navn på lasttilfelle	Bruksgrense	Bruddgrense
1 :Jordtrykk Y	1	
2 :Jordtrykk X	1	
3 :Vind Y	1	
4 :Vind X	1	

FIGUR 19 LASTFAKTOR I V-SKIVE

### 4.3 Sammenligning

For å kontrollere resultatet i FEM-Design, er det sammenlignet med beregninger i Mathcad og V-Skive. Sammenligningen ble gjort for karakteristiske laster, og er gjennomført for å kontrollere at kreftene er i rett størrelsesorden.

Selv om kreftene inn på bygget er tilnærmet like for alle tre beregningsmetodene, blir kreftene i heissjakten svært annerledes, se tabell 6. I håndberegningene blir alle kreftene som kommer på konstruksjonen regnet inn til heissjakten, se vedlegg A.1.9. Dette gir svært store krefter i sjakten. For beregningene i V-Skive er det også tatt hensyn til den avstivende veggen på motsatt side av bygget, som vist tidligere i figur 18. Denne tar opp en del krefter, og fører til at noe mindre krefter ender opp i heissjakten.

<b>Sammenligning karakteristiske moment</b>		
<b>Beregningsmetode</b>	<b>MRK [kNm]</b>	<b>Sammenligning med FEM-Design</b>
Håndberegning	132839	174 %
V-Skive	124499	163 %
FEM-Design	76275	100 %

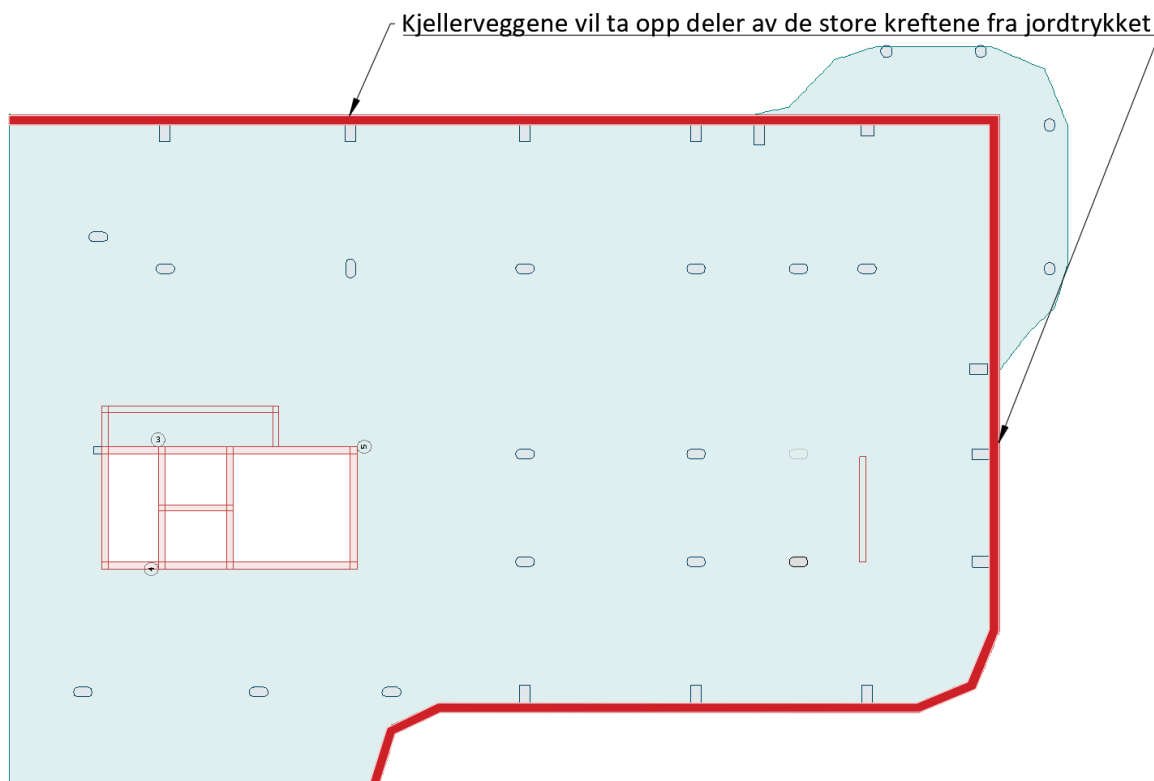
TABELL 6 SAMMENLIGNING KARAKTERISTISK MOMENT

FEM-Design gir minst krefter i heissjakten. Dette er fordi FEM-modellen er mer detaljert enn det som blir regnet med i håndberegningene og V-Skive. Her blir alle de avstivende elementene tatt hensyn til, som blant annet kjellerveggene og vindkryssene. Nevnte kjellervegger, samt de lange veggene i andre og tredje etasje, vil ta opp deler av kreftene fra jordtrykket. Spesielt i kjelleren er det avstivende vegger langs ytterkanten av dekket i begge retninger, se figur 20. Dette gjør kjelleren stiv, og disse veggene antas å ta opp store deler av kreftene som kommer fra jordtrykket. Lengden til kjellerveggene er gunstig for å ta opp momentet fra lastene, siden det gir en lenger momentarm, som gir lavere spenninger i veggen.

Veggene i heissjakten regnes i FEM-Design sammenhengende. Dette vil si at kreftene blir overført til de veggene i heissjakten som står ortogonalt på lastene, selv om de er leddet i dekket. På grunn av dette må det tas hensyn til kraftparet som vil oppstå mellom de to korte veggene i heissjakten, når kreftene sammenlignes. Kreftene i heissjakten vises i vedlegg C.1.3.6.



Kreftene i FEM-Design er lavere enn i kontrollberegningene. Dette er forventet på grunnlag av at de avstivende elementene er tatt hensyn til i denne modellen. Resultatet antas dermed å være akseptabelt.



FIGUR 20 AVSTIVENDE VEGGER I KJELLEREN

#### 4.4 Resultat

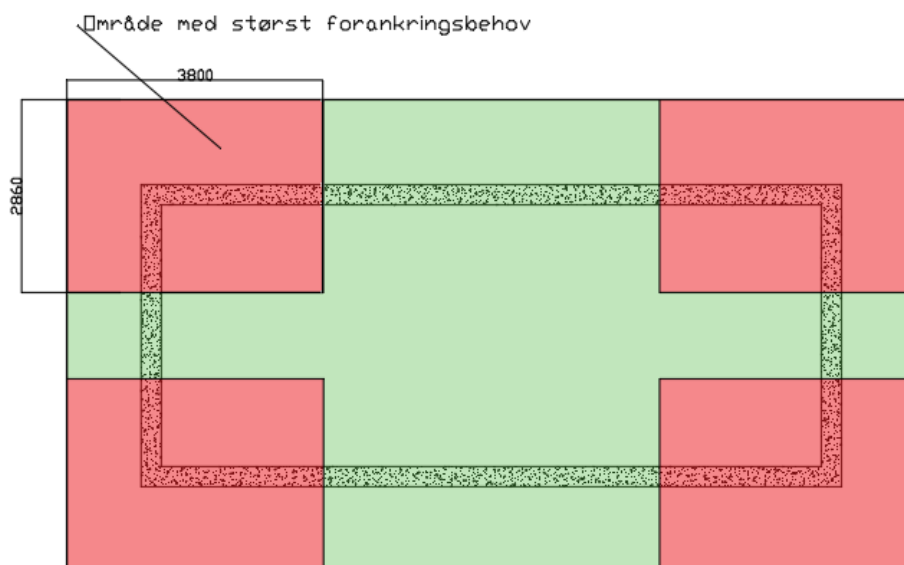
Når stabiliteten til konstruksjonen skal vurderes må det også tas hensyn til at egenvekten vil virke stabiliserende, og redusere behovet for forankring. Lastene blir derfor, som nevnt i kapittel 4.2, lagt inn med henholdsvis 0.9 for egenvekt, 1.35 for jordlasten og 1.5 for vindlasten.

Her blir bare de kreftene som føres ned gjennom heissjakten vurdert, siden den pådrar seg størst last. Både kjellerveggene og den innvendige veggen burde også kontrolleres, men blir ikke regnet på her.

Deler av momentet fra de horisontale kreftene vil bli tatt opp i heissjakten, og blir regnet som et kraftpar i veggene. Jordtrykket fører til at det vil oppstå moment om begge akser samtidig. Siden veggene i sjakten blir modellert sammenhengende, vil kreftene bli fordelt gjennom hjørnene. På grunn av disse to effektene, blir det store strekkrefter i ene hjørnet av heissjakten, som må forankres ned i grunnen. Her blir bare kreftene som må forankres vurdert, ettersom dette er kritisk for den globale stabiliteten til konstruksjonen. Dimensjoneringen av veggene kommer i kapittel 5.4.

Oppdriften på konstruksjonen er også ugunstig for stabiliteten. For å ta hensyn til dette ble det laget en egen FEM-modell for bunnplaten, som ble brukt for å finne hvor stor del av oppdriften som måtte forankres i heissjaktfundamentet. Denne modellen er vist i vedlegg C.1.1.

For å forenkle beregningene for strekkforankring, ble kreftene fra oppdriften regnet om til linjelast langs bunnen av veggene i heissjakten. Dette gjør det lettere å kombinere dem med kreftene som blir ført ned gjennom sjakten. Kreftene fra oppdriften blir konservativt fordelt jevnt på hjørnene av fundamentet. Dette er tilsvarende måten strekkraften i veggene er beregnet, som kommer mer om i kapittel 5.4. Hjørnene av fundamentet blir regnet som rektangler, som dekker områdene under de mest påkjente delene av veggene. Dette er vist på figur 21. Disse delene av veggene er dimensjonert for å ta alle kreftene i sjakten, og det er derfor naturlig at det er denne delen av fundament som blir dimensjonerende med tanke på forankring.



FIGUR 21 OMRÅDER I FUNDAMENTET MED STØRST FORANKRINGSBEHOV

Siden det er jordtrykk på to av sidene til konstruksjonen, vil det ene hjørnet av fundamentet bli påkjent av større krefter enn de andre. Det er dette hjørnet som er regnet på, og det er naturlig å tenke at de andre blir forankret tilsvarende. Ved å forankre symmetrisk i fundamentet reduseres faren for feil under utførelse.

For å finne de dimensjonerende kreftene i det aktuelle hjørnet, må kreftene fra strekksonen til de to veggene summeres. Her blir det konservativt regnet med de største kreftene uavhengig av lastkombinasjon. Resultatet blir da som vist i formel 5. Det må altså forankres for 18 410 kN i hvert hjørne. Konkret løsning for forankring av sjakten blir ikke vurdert her. De detaljerte beregningene for kreftene kan ses i vedlegg A.2.7 og A.2.8, sammen med beregningene for veggene.

$$\begin{aligned} &\text{Strekraft lang vegg} = 9690 \text{ kN} \\ &+ \text{strekraft kort vegg} = 5890 \text{ kN} \\ &+ \text{strekraft fra oppdrift} = 1890 \text{ kN} + 940 \text{ kN} \\ &= \text{total strekkraft i hjørnet} = 18410 \text{ kN} \end{aligned}$$

#### FORMEL 5 KRAFT I HJØRNE AV FUNDAMENTET

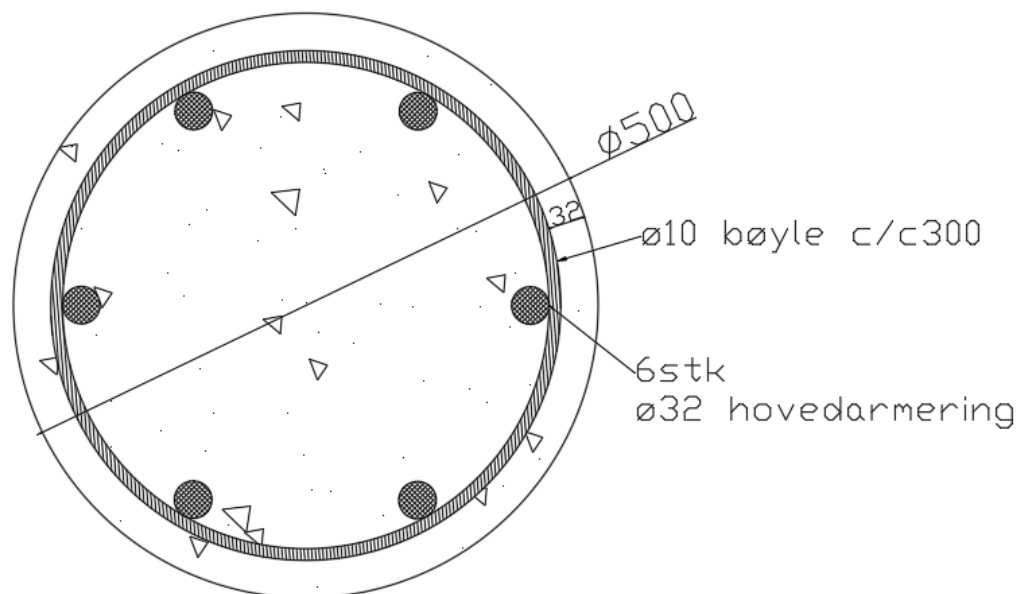
Når det blir beregnet på denne måten vil hjørnene bli dimensjonert for å ta alle kreftene som virker på heissjakten. Det vil likevel være behov for å forankre under hele lengden av veggene i sjakten. Kraftene i denne delen av fundamentet er ikke kontrollert. Det vil være naturlig å forankre med kapasitet tilsvarende det armeringen i sjakten har i tillegg til strekkraften fra oppdriften.

Den innvendige veggen pådrar seg mindre krefter enn heissjakten, og kan dermed konservativt forankres likt med de korte veggene i heissjakten. De ytre kjelleveggene er lange, og strekkspenningene i dem er små. De blir derfor ikke kontrollert her.

## 5. Dimensjonering

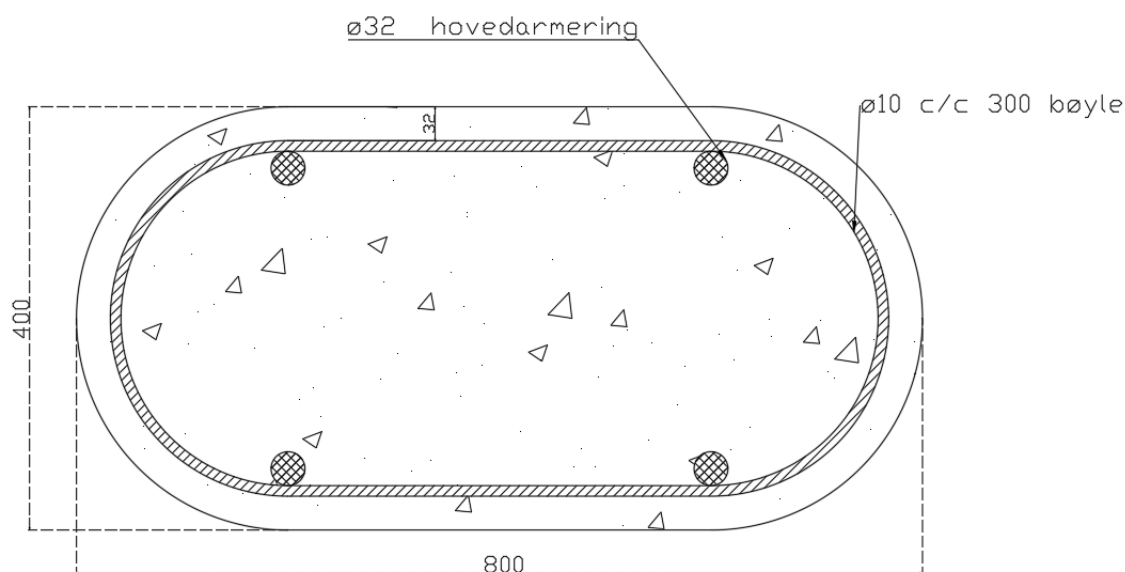
### 5.1 Søyle

Søylene blir regnet leddet i topp og bunn. Dette fører til at det ikke er noe første ordens moment i søylen, og minste eksentrisitet blir dermed dimensjonerende [13, s. 81]. For å kontrollere om det oppstår et andre ordens moment i søylen, må slankhetskravet til søylene vurderes. Det er forskjellige dimensjoner og former på søylene i konstruksjonen. I parkeringskjelleren er søylene ovale, og i de øvrige etasjene er det sirkulære søyler med diameter på 400 og 500 millimeter. De ovale søylene i parkeringskjelleren blir konservativt regnet rektangulære med samme areal som for reell utforming. Siden det er søyler av forskjellig fasonger, velges det å dimensjonere en oval og en sirkulær søyle. For fullstendig dimensjonering av søylene, se vedlegg A.2.1 og A.2.2. Valgt armering for søylene vises i henholdsvis figur 22 og 23. Dimensjoneringen av den sirkulære søylen er også kontrollert i FEM-Design, se vedlegg C.2.3.



Sirkulær søyle			
	Nødvendig armering	Valgt armering	Innlagt armering
Hovedarmering	4144	6* Ø32	4824
Tverrarmering	Ø10 c375	Ø10 c300	-

FIGUR 22 VALGT ARMERING FOR D500 SØYLE

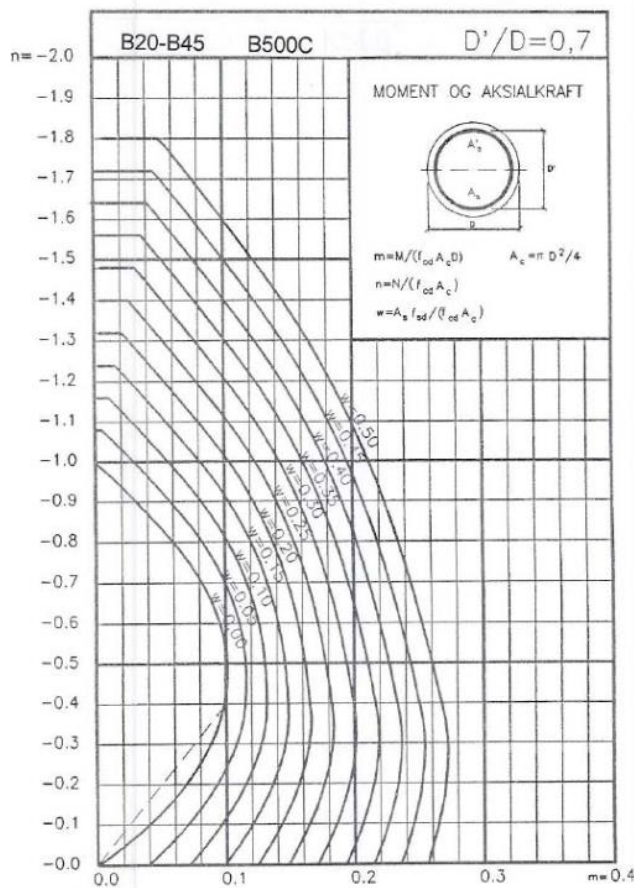


Oval søyle			
	Nødvendig armering	Valgt armering	Innlagt armering
Hovedarmering	2857	4* ø32	3216
Tverrarmering	ø10 c400	ø10 c300	-

FIGUR 23 VALGT ARMERING FOR OVAL SØYLE

Kraften i søylene ble funnet ved hjelp av FEM-Design, som finner den mest ugunstige lastkombinasjonen for aksialkraft, vist i vedlegg C.1.3.1. Kraften i den sirkulære søylen var på 5876 kN. Det er ønskelig å kontrollere størrelsen på aksialkraften i søylen, og derfor gjøres dette forenklet for hånd. Kontrollen utføres ved å bruke lastene som er funnet i kapittel 3, og bruke halve spennvidden til den verst belastede søylen. Denne kontrollen ga en last på 4843 kN. Dette svaret er i samme størrelsesorden som kraften fra FEM-Design. I realiteten er lastbredden større enn det som ble brukt i kontrollen, det er derfor forventet at svaret vil være noe mindre enn hva som er funnet i FEM-Design. Dette er fordi kontinuiteten i dekket fører til at søylen drar på seg mer last på grunn av støttemoment.

Søylene har relativ høy belastning. Betongspenningen i D500 søylen i første etasje har en spenning på  $29.9 \text{ N/mm}^2$ , som er høyere enn dimensjonerende trykkfasthet for B45 betong. Siden den er over 100% utnyttet for aksialkraft, fører det til at søylen må armeres en god del mer enn om den var eksempelvis 50% utnyttet for aksialkraft, se figur 24. Om man ønsker å senke armeringen i søylen, kan en for eksempel øke tverrsnittet til søylen, eller øke betongkvaliteten. Dette vil føre til at man får mindre armeringsbehov i tverrsnittet.



FIGUR 24 M-N DIAGRAM FOR SIRKULÆR BETONGSØYLE [20, s. 10]

Biaksial bøyning kan oppstå i søyler når de har moment om to akser samtidig [13, s. 63]. I konstruksjoner med leddede søyler kan disse momentene komme fra eksentrisitet. For å vurdere om det kan oppstå biaksial bøyning på en søyle, må ligning (5.38a) og (5.38b) i EC2 brukes, se formel 6 [13, s. 72].

$$(5.38a) \quad \frac{\lambda_y}{\lambda_z} \leq 2 \quad \text{og} \quad \frac{\lambda_z}{\lambda_y} \leq 2$$

$$(5.38b) \quad \frac{\frac{e_y}{h_{eq}}}{\frac{e_z}{b_{eq}}} \leq 0.2 \quad \text{eller} \quad \frac{\frac{e_z}{b_{eq}}}{\frac{e_y}{h_{eq}}} \leq 0.2$$

FORMEL 6 UTELATELSESKRITERIUM BIAKSIAL BØYNING [13, s. 72]

Begge søyletypene kommer utenfor utelatelseskriteriumet, og derfor må kapasiteten for biaksial bøyning kontrolleres med formel 5.39 i EC2 [13, s. 73]. Den ovale søylen regnes konservativt som et rektangel, og derfor brukes  $a = 1.5$  som eksponent i formel 7. Den sirkulære søylen har ikke en sterk eller en svak akse, da denne har symmetrisk tverrsnitt og armering. For denne søyletypen velges det derfor å kontrollere vektorsummen av de ortogonale momentene opp mot momentkapasiteten, se formel 8.

$$\left( \frac{M_{Ed.z}}{M_{Rd.z}} \right)^a + \left( \frac{M_{Ed.y}}{M_{Rd.y}} \right)^a = 0.449$$

FORMEL 7 MOMENTUTNYTTELSE OVAL SØYLE [13, s. 73]

$$M_{Ed} := \sqrt{M_{Ed.z}^2 + M_{Ed.y}^2} = 166.2 \text{ kN} \cdot \text{m} < M_{Rd} = 175.242 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0.95 < 1.0$$

FORMEL 8 RESULTANTMOMENT OG UTNYTTELSE SIRKULÆRE SØYLE

Det ble også kontrollert om fast innspent i topp og bunn av søylene ville gitt verre belastning enn ved leddet innspenning. Dette blir regnet konservativt ved at den ene søyleraden blir fast innspent, mens de andre regnes leddet. Det fører til at den kontrollerte søyleraden drar på seg mer last, enn om alle hadde vært fast innspent. Kontrollen av dette ble gjort i FEM-Design, og resultatet for den mest påkjente søyleraden kan ses i vedlegg C.2.1 og C.2.2. Aksiallasten i disse søylene ble tilnærmet lik som tidligere, med et lavere moment enn momentet fra minste eksentrisitet. Derfor konkluderes det her med at leddet innspenning i beregningen er til sikker side.

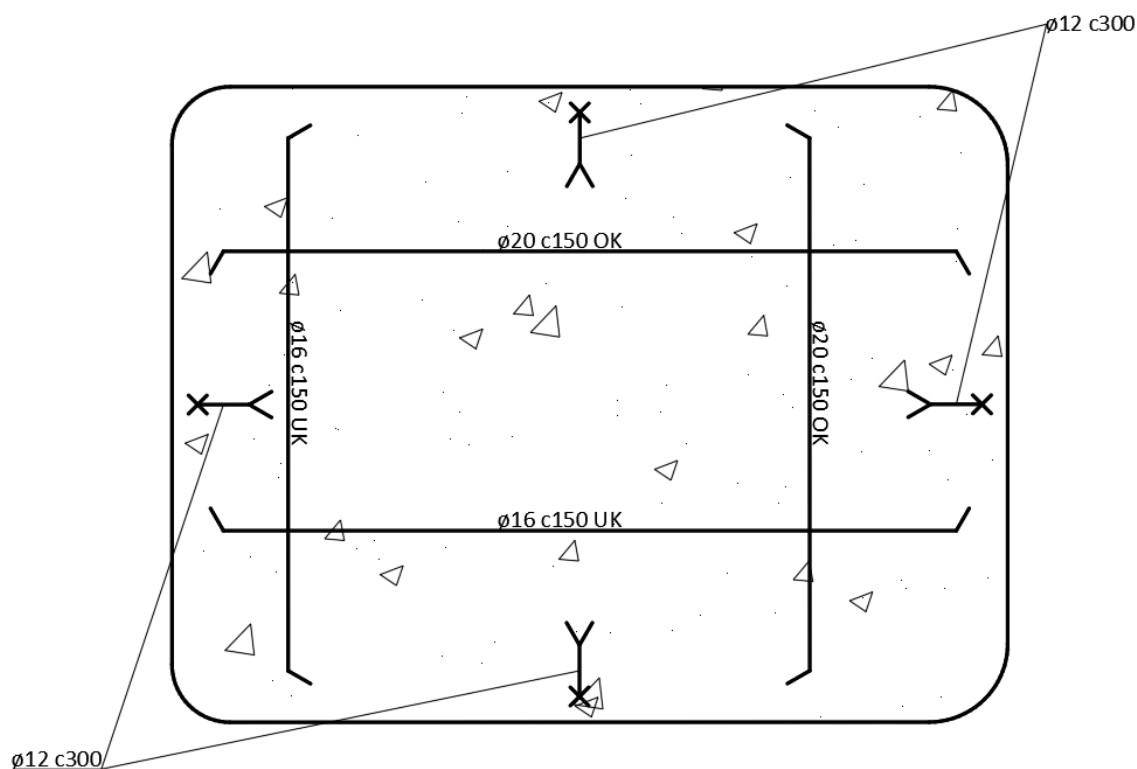
## 5.2 Dekke

Konstruksjonen består av åtte etasjer, og dermed ni ulike dekker. Det vil bli gjennomført en dimensjonering av taket og bunnplaten til konstruksjonen. Taket blir kontrollert fordi at den har stor nedadrettet last og store spenn mellom søylene. Bunnplaten har enda større laster som følge av vanntrykk, men er også tykkere. Det er derfor ønskelig å kontrollere begge dekkene.

Dekkene er bare kontrollert for de vertikale lastene. Det vil også oppstå aksial- og skjærspenninger i dekkene som følge av de horisontale lastene, jordtrykk og vind. Bunnplaten burde derfor kontrolleres for aksialt trykk, og taket kontrollert for aksialt strekk, samt tilhørende skjærspenninger [21, s. 66–67].

Taket er et stedstøpt, 250mm tykt dekke, med betongkvalitet B35. Under dimensjoneringen av dekket ble momentene hentet ut fra FEM-design og brukt til å regne armering i over- og underkant. Disse kreftene er vist i vedlegg C.1.3.2. Det ble gjort overslag for å kontrollere momentene ved hjelp av håndberegninger. Dekket spenner i begge retninger, og er dermed et toveisdekke. Forholdet mellom retningene er omtrent 1:1, og det blir derfor armert symmetrisk. Valgt armering for dekke og plassering kan også ses på armeringstegningen i figur 25 og listet opp i tabell 7.





FIGUR 25 ARMERINGSTEGNING TAK

Tak			
	Nødvendig armering	Valgt armering	Innlagt armering
Overkant	750	ø16 c150	1340
Underkant	1997	ø20 c150	2093

TABELL 7 ARMERING TAK

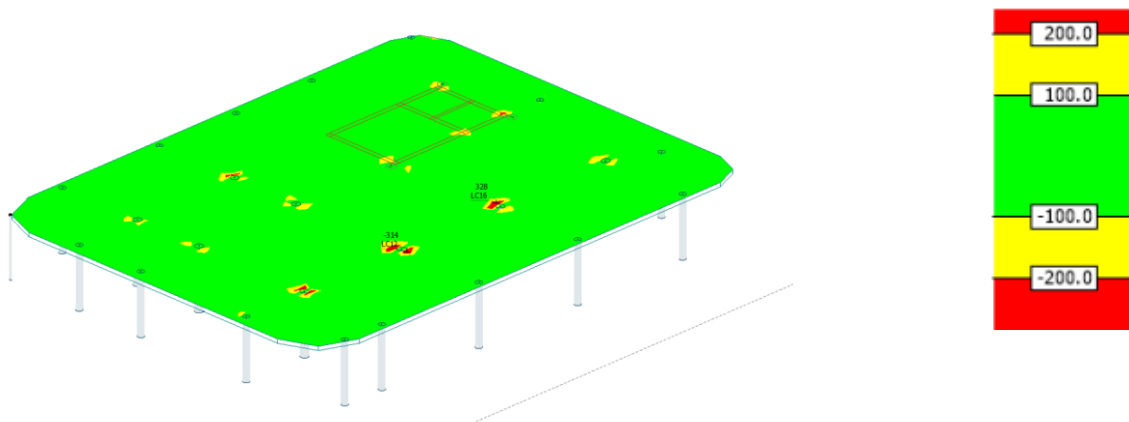
Bunnplaten er et stedstøpt, 500mm tykt dekke, med betongkvalitet B45. Også her er momentene hentet fra FEM-Design, se vedlegg C.1.3.7. Bunnplaten er også et toveisdekke, og har som taket hovedarmering i begge retninger. I overkant blir minimumsarmeringen dimensjonerende, på grunn av et relativt lavt moment på det tykke dekke. Siden bunnplaten skal være vanntett, brukes en minimumsarmering som er dobbel så stor som vanlig minimumsarmering [13, s. 240]. I underkant blir momentet dimensjonerende, og valgt armering for bunnplaten er vist i tabell 8. Her ser man at det er kraftig armering i underkant for å ta den store lasten fra vanntrykket.

Bunnplate			
	Nødvendig armering	Valgt armering	Innlagt armering
Overkant	1709	ø16 c100	2010
Underkant	2343	ø25 c200	2455

TABELL 8 ARMERING BUNNPLATE

### 5.2.1 Gjennomlokking

Gjennomlokking av et dekke kan oppstå når en konsentrert last virker på et lite areal. I tillegg til å være avhengig av lastarealet, har tilslaget i betongen og tykkelsen på dekket betydning for gjennomlokking [13, s. 94]. Konstruksjonen har dekker med egenvekt, nyttelast og snølast, og en bunnplate med stort vanntrykk. Videre er det ingen bjelker til å overføre lasten fra dekkene til søylene, som gjør gjennomlokking til en reell mulighet. Dette kan man se av figur 26, som viser de største skjærkreftene på taket. Vanntrykket på bunnplaten vil presse den mot søylene, som kan føre til gjennomlokking her også.

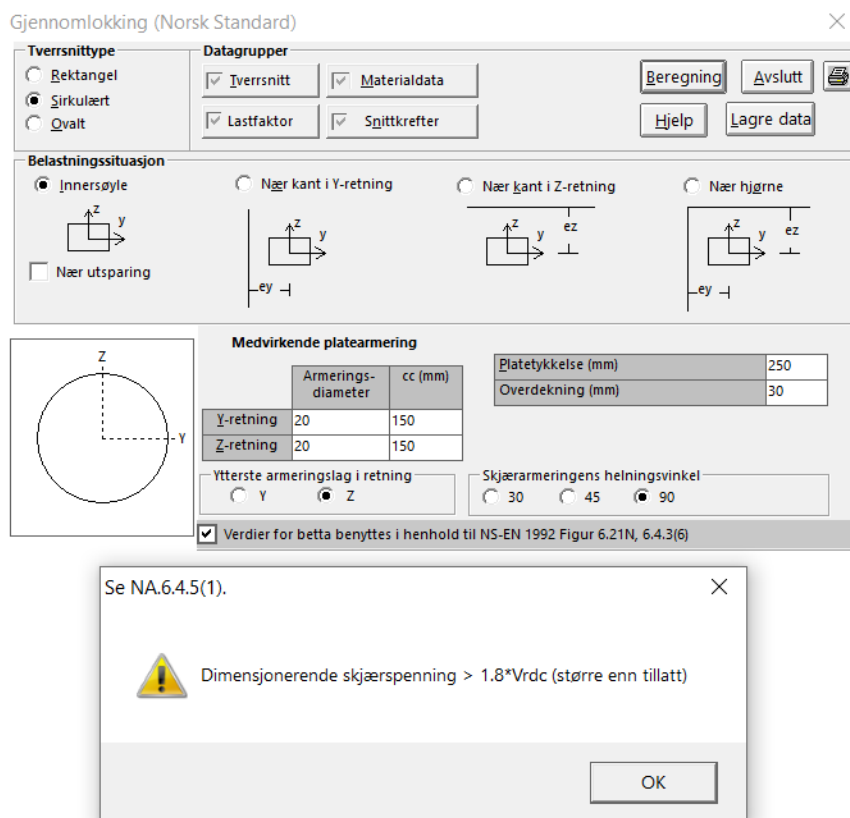


FIGUR 26 SKJÆRKREFTER PÅ TAKET

Under søylene er det i tillegg til bunnplaten et fundament med tykkelse på 200mm. Dette resulterer i at total tykkelse blir på 700 mm i underkant av søylene, mens de andre dekkene er på 250mm. Selv om bunnplaten overfører størst krefter til søylene, må taket også kontrolleres på grunn av forskjellen i tykkelse. Dette for å være sikker på at de mest ugunstige situasjonene er kontrollert.

Gjennomlokking kontrolleres ved to snitt, søylens kant og det kritiske kontrollsnittet. Her må en kontrollere skjærspenning ved de to snittene, og eventuelt legge inn skjærarmering [13, s. 98]. Når mengden skjærarmering blir beregnet, tar en hensyn til 75% av betongdekkets skjærkapasitet, etter punkt 11.6.4.2(1) [13, s. 189]. Dette gjør at det blir brukt mindre skjærarmering enn om man ikke hadde tatt hensyn til skjærkapasiteten.

Etter punkt NA 6.4.5 kan det kun skjærarmeres for inntil 1,5 ganger skjærkapasiteten til betongen ved bruk av bøyer. Dersom man tar i bruk prefabrikkerte skjærarmering med dokumentert kapasitet kan det armeres for inntil 1,8 ganger kapasiteten [13, s. 103–104]. For betongkvalitet og tverrsnitt fra datagrunnlaget samt uspesifisert tilslag overskrides kravet for skjærspenning på taket, som vist ved hjelp av BtSnitt i figur 27. Kraftene som er brukt i beregningene er vist i vedlegg C.1.3.4.



FIGUR 27 250MM DEKKE, UTEN KRAV TIL TILSLAG

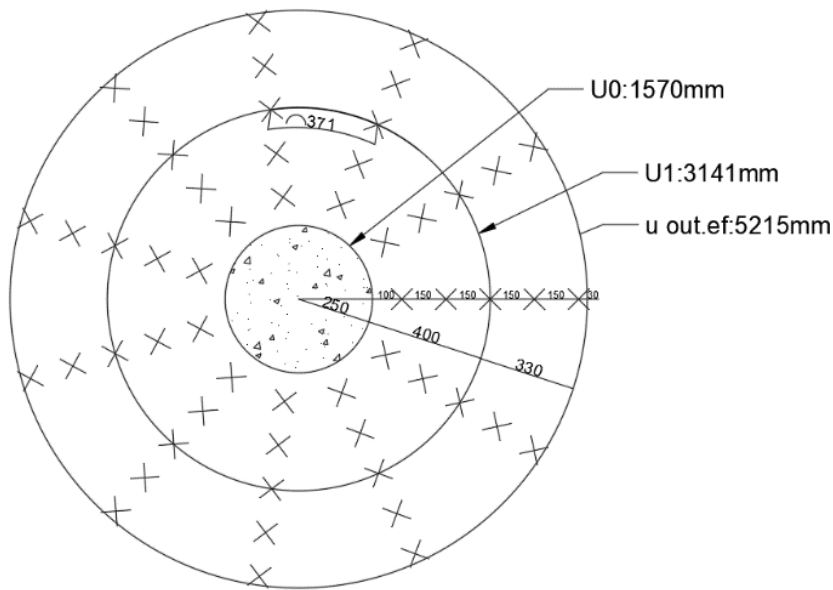
For å komme innenfor kravet ble fire ulike alternativer vurdert, vist i tabell 9. Alternativ I er å sette krav til tilslaget i betongen, som øker skjærkapasiteten. Dette resulterer i at man kommer innenfor kravet på 1,8, men ikke innenfor kravet på 1,5. Her må det derfor bli brukt prefabrikkert skjærarmering, som følger kravene etter NA 6.4.5. Alternativ II er å øke dekketykkelsen i området rundt søylene. Her er det regnet med kapasitet tilsvarende et dekke med tykkelse 300 millimeter. Velger man denne løsningen trenger man ikke sette krav til tilslaget eller bruke prefabrikkert skjærarmering. Alternativ III og IV går ut på å øke betongkvaliteten for dekket. Da kan man enten sette krav til tilslaget eller ta i bruk prefabrikkert skjærarmering. For de ulike alternativene se vedlegg B.1.1-B.1.4.

Alternativ:	Bøyler	Prefabrikkert skjærarmering	Krav til tilslag	Økt dekketykkelse	Økt betongkvalitet
I					
II					
III					
IV					

TABELL 9 ALTERNATIVE LØSNINGER FOR GJENNOMLØKKING

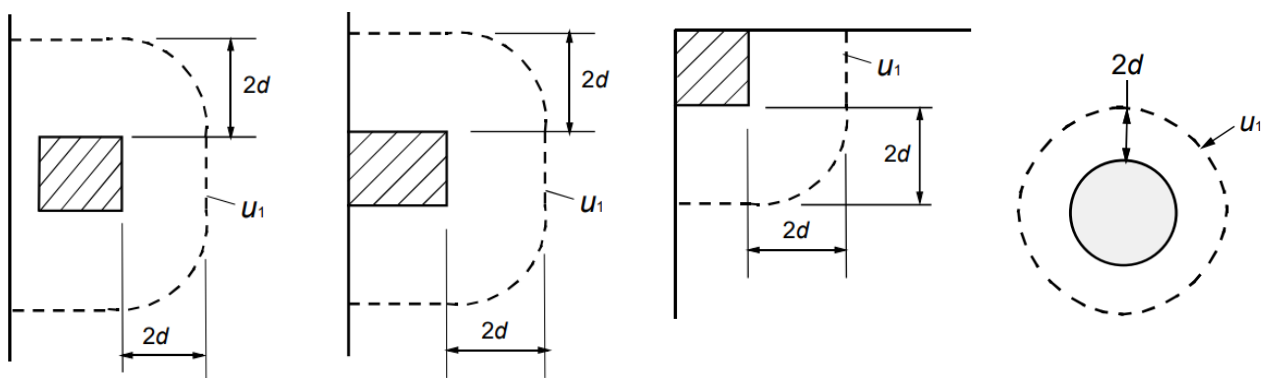
Det antas at den mest gunstige løsningen for taket vil være alternativ I. Begrunnelsen for valget er at det er lite ønskelig å øke dekketykkelsen i områder rundt søylen fordi det vil endre utformingen på konstruksjonen, og kan komme i konflikt med andre fag. Dette vil øke betongbehovet, og etasjehøyden kan bli lavere i enkelte områder. Videre er det også ugunstig å øke betongkvaliteten ettersom støpeligheten blir dårligere ved synkende v/c-tall [22]. Prefabrikkert skjærarmering kan også føre til utfordringer for prosjektet, spesielt tilknyttet leveringstid, men det antas likevel at disse blir minimale når man er klar over behovet tidlig i prosjektet.

Valgt løsning for skjærarmering vises på armeringstegningen i figur 28. For komplett utregning se vedlegg A.2.3.



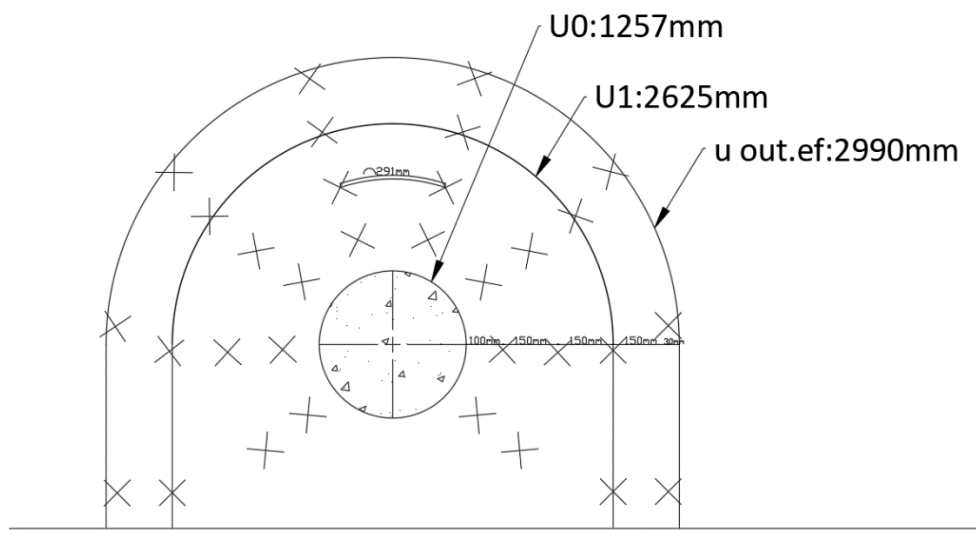
FIGUR 28 ARMERINGSTEGNING, INNERSØYLE TAK

Kontrollering av gjennomlokking er avhengig av  $\beta$  som forenklet kan bestemmes etter figur 6.21N i EC2.  $\beta$  varierer som følge av om søylen er en innersøyle, kantsøyle eller hjørnesøyle [13, s. 102]. Det mest ugunstige tilfellet er hjørnesøyle, fordi man mister store deler av arealet til å ta opp spenninger som vist på figur 29.



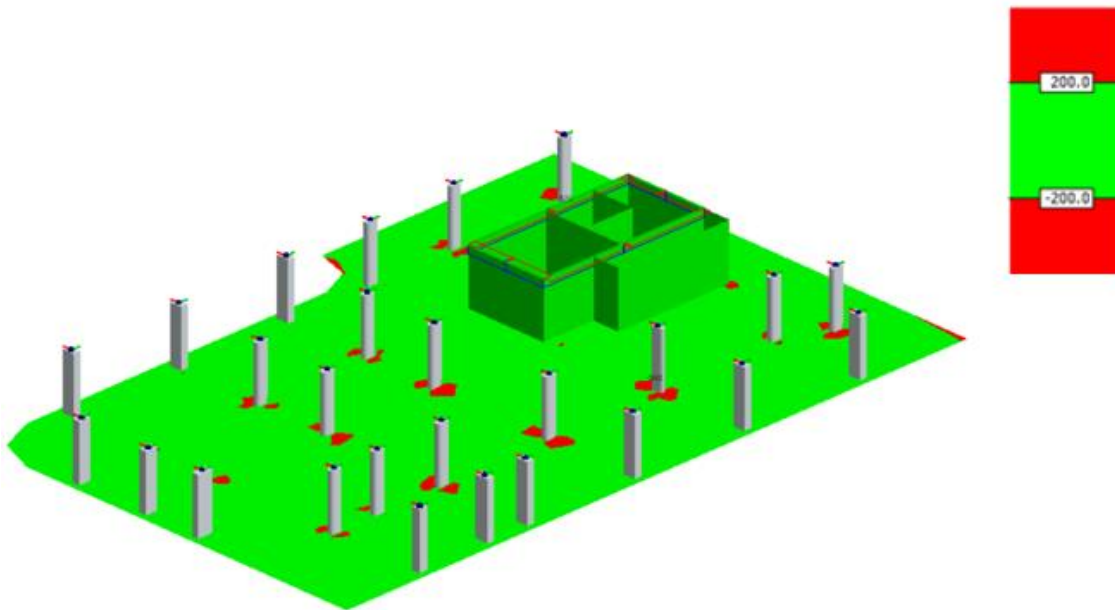
FIGUR 29 KANTSØYLE, HJØRNESØYLE OG INNERSØYLE [13, s. 96]

Av søylene i øverste etasje er det kantsøylene, men ingen hjørnesøylene. Disse søylene har en lavere last enn innersøylene, derimot gjør den høye  $\beta$ -verdien at det kan oppstå store beregningsmessige skjærspenninger her. Siden kantsøylene ligger nært enden av dekket, vil kontrollsnittet være kortere enn for en innersøyle. Dette gir mindre skjærareal i tillegg til å gi mindre plass til skjærarmoring. Utregning av skjærarmoring ble gjort med håndberegninger og kontrollert i BtSnitt. Plassering for skjærbøyler til kantsøylene vises i figur 30. Her er det ikke behov for prefabrikkerte skjærbøyler. Komplette beregning for kantsøyle er vist i vedlegg A.2.3 og kontrollen i BtSnitt er vist i vedlegg B.1.5.



FIGUR 30 SKJÆRARMERING, KANTSØYLE

For bunnplaten ble det kontrollert et kontrollsnitt rundt søylene. Den store tykkelsen påvirker spenningene positivt og resulterte i lave spenninger relativt til lasten som oppstår fra vantrykket. Dette førte til at det ikke var behov for skjærarmoring her, se vedlegg A.2.4. Dette ble igjen underbygget av en kontroll i BtSnitt, vedlegg B.1.6. Det ble antatt at det ikke var behov for å kontrollere kantsøylene, ettersom det langs hele ytterkanten er bærende vegger som tar lasten sammen med kantsøylene. Lastene på kantsøylene er derfor lavere enn innersøylene, se figur 31, som gjør det usannsynlig at det vil være behov for skjærarmoring.



FIGUR 31 SKJÆRKREFTER PÅ BUNNPLATEN

Videre ble også terrassen kontrollert for gjennomløkking. Lasten på terrassen består av egenvekt og snø på samme måte som taket, men her er det også nyttelast. Spennet mellom søylene er mindre enn på taket og det befinner seg også en avstivende vegg som vil ta en del av lasten. Det ble forenklet valgt samme armering i terrassedekket som på taket, og kreftene i søylene ble funnet gjennom FEM-Design, se vedlegg C.1.3.3. En enkel kontroll i BtSnitt viste at kantsøylene på terrassen ikke hadde behov for prefabrikkert skjærarmering, se vedlegg B.1.7. Utover dette er konkret utforming for skjærarmeringen ikke vurdert.

### 5.2.2 Nedbøyning

For å regne ut nedbøyningen til taket er det blitt brukt FEM-design og håndberegninger. Utrekningen av nedbøyningen består av to laster, som er snølast og egenvekt. I FEM-Design er det også tatt hensyn til svinn. Nedbøyning blir kontrollert for ofte forekommende lastkombinasjon.

Der nedbøyningen ble regnet for hånd, ble det statiske systemet sett på som et dekke opplagt i begge ender. Her ble det lengste spennet mellom søylene vurdert. For å ta hensyn til at dekke i realiteten er kontinuerlig over søylene, regnes det med delvis innspenning på oppleggene. Med bakgrunn i dette, blir det valgt å kombinere formelen for fast innspenning med leddet innspenning [23]. Fordi en anser systemet som nærmere fast innspent enn fritt opplagt, vurderes det å sette faktoren til 2/384, som vist i formel 9. For komplette håndberegninger se vedlegg A.2.3.

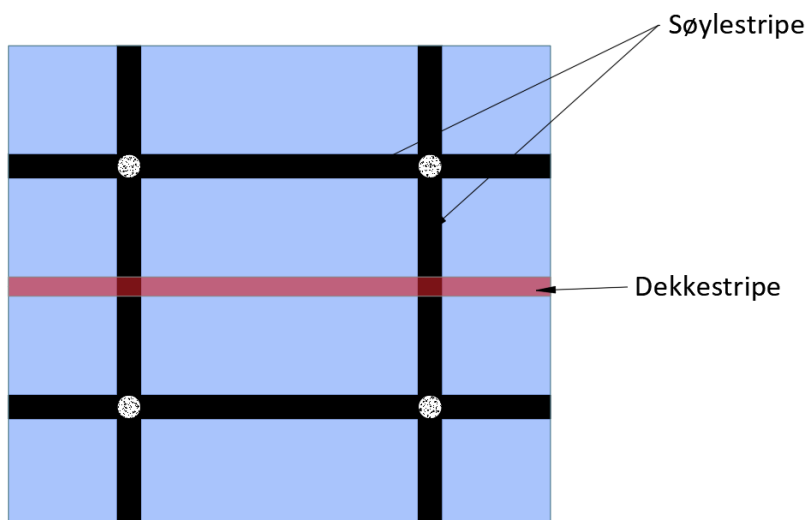
$$\zeta_{Egen} := \frac{2}{384} \cdot \frac{q_{Egen} \cdot l^4}{EI} = 27.6 \text{ mm}$$

$$\zeta_{Snø} := \frac{2}{384} \cdot \frac{q_{Snø} \cdot l^4}{EI} = 6.3 \text{ mm}$$

$$\text{Nedbøyning} := (\zeta_{Egen} + \zeta_{Snø}) = 33.9 \text{ mm}$$

FORMEL 9 NEDBØYNING TAK

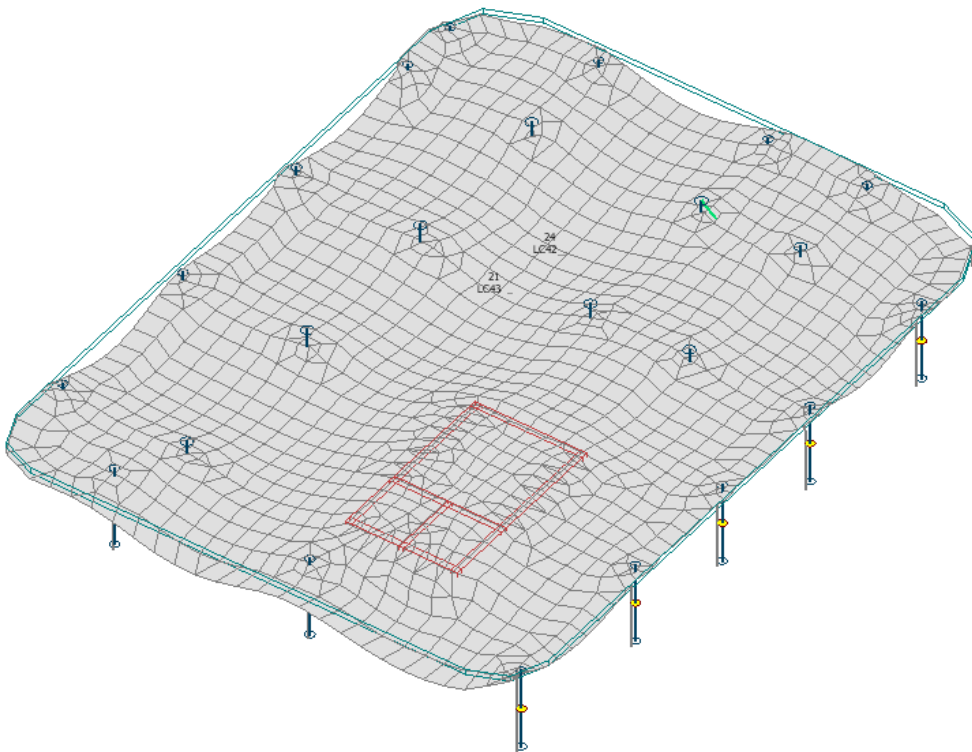
Håndberegningene ble deretter kontrollert i FEM-Design. For å få bedre oversikt over nedbøyningen, ble taket delt i søyle- og dekkestriper, vist i figur 32. Søylestripe er en stripe av dekket som går over søylene. Dekkestripe er gjennomgående striper i dekket som ikke krysser søyler.



FIGUR 32 SØYLE- OG DEKKESTRIPER

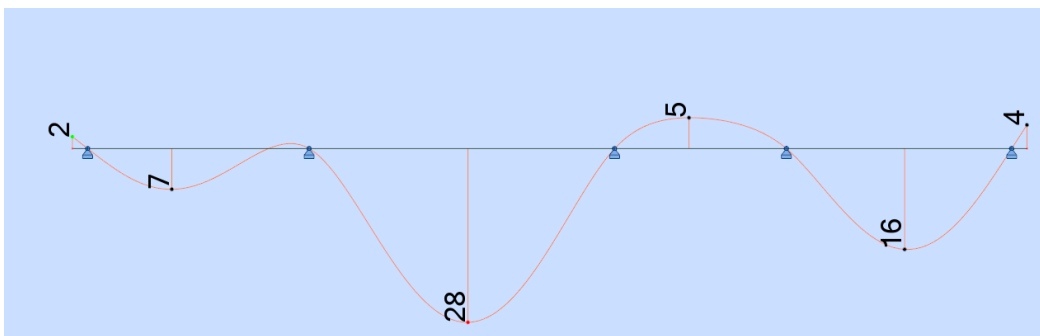


FEM-Design ga en nedbøyning på 21 millimeter på søylestripen og 24 millimeter på dekkestripen, se figur 33. Dette kunne tilsi at innspenningen er større enn antatt i håndberegningene. På grunn av stor forskjell mellom FEM-Design og håndberegninger ble det foretatt en kontroll i Robot av søylestripen.



FIGUR 33 NEDBØYNING FEM-DESIGN

I Robot er det bare tatt med søylestripen, dette forhindrer at andre elementer i modellen kan påvirke resultatet og gi en lavere nedbøyning. Der ble resultatet en nedbøyning på 28 millimeter som vist i figur 34 og vedlegg D.1.1.



FIGUR 34 NEDBØYNING ROBOT

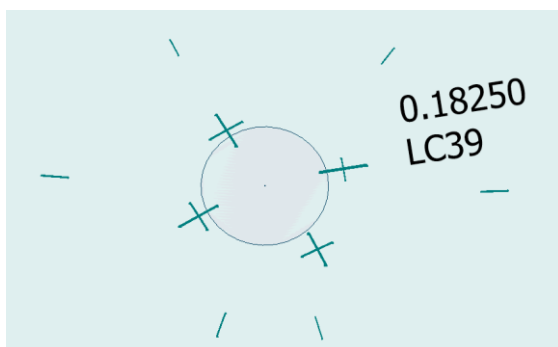
EC2 setter et maksimumskrav til nedbøyning på  $l/250$ , som tilsvarer 31,6 millimeter nedbøyning på det lengste spennet [13, s. 126]. Dekket vil derfor bli støpt med en overhøyde på 30 millimeter, for å sikre at taket oppfyller kravet for nedbøyningen.

### 5.2.3 Rissvidde

For å kontrollere at rissene i betongen ikke overskrider kravet for rissvidde, må det foretas en rissviddekontroll. Denne kontrollen blir gjort i BtSnitt og FEM-Design. Dekkene som blir kontrollert, er taket og bunnplaten. Eksponeringsklassene til disse to dekkene er henholdsvis XC1 og XC2. Begge eksponeringsklassene gir tilnærmet permanent lastkombinasjon og en grenseverdi på  $0.3 \cdot k_c$  etter tabell NA.7.1N i EC2 [13, s. 238]. Figur 35 under viser resultatet fra risskontrollen av taket og bunnplaten, hvor begge dekkene kommer innenfor kravet for tillatt rissvidde. Figur 36 viser resultatet fra risskontrollen av taket i FEM-Design. For fullstendig rapport fra OS-Prog, se vedlegg B.1.8 og B.1.9.

Risskontroll. Lasttilfelle nr 1			Risskontroll. Lasttilfelle nr 1		
N	(kN)	0,0	N	(kN)	0,0
M	(kNm)	112,0	M	(kNm)	283,0
Min. overdekning		25	Min. overdekning		45
Overdekning (mm)		31	Overdekning (mm)		48
Største rissavstand (mm)		222	Største rissavstand (mm)		359
Beregnet rissvidde(mm)		0,263	Beregnet rissvidde(mm)		0,249
tillatt rissvidde		0,390	tillatt rissvidde		0,390

FIGUR 35 RISSKONTROLL AV TAKET (VENSTRE) OG BUNNPLATEN (HØYRE) I BtSNITT

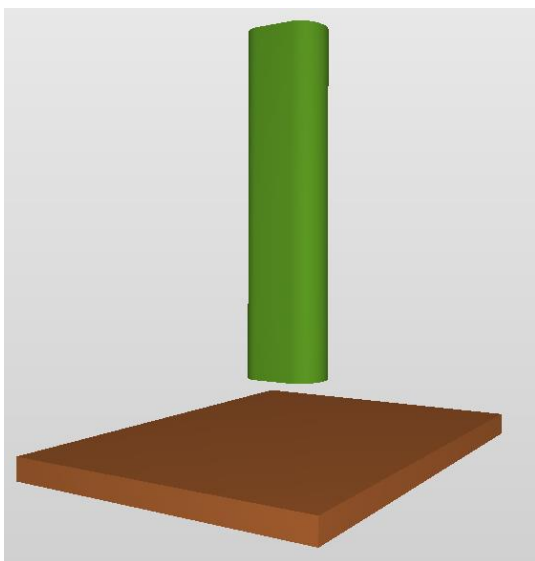


FIGUR 36 RESULTAT AV RISSVIDDE AV TAKET FRA FEM-DESIGN

### 5.3 Fundament

I konstruksjonen er det fundament for både søyler og vegger. Fundamentet med størst trykkraft er det som dimensjoneres. I kapittel 4.4 er det også funnet hvor stor strekkraft som må forankres ned i grunnen. Fundamentene består av både bunnplaten og et ekstra fundament under, som vist i figur 37, som utgjør totalt 700 millimeter. Dette resulterer i at overkantsarmeringen til dekket ligger i samme høyde, og derfor vil denne bli brukt også i fundamentet. I underkant vil ikke armeringen til bunnplaten bli brukt, ettersom den ligger 200 millimeter over fundamentets armering. Derfor velges det her, konservativt, å se bort fra denne. Ettersom søylene er regnet leddet i topp og bunn, blir også fundamentet regnet leddet i søylene. Alle fundamentene armeres likt på kryss og tvers. Se vedlegg A.2.5 og A.2.6 for fullstendig dimensjonering av fundamentene.

Det vil antageligvis være en viss grad av innspenning mellom fundamentet og søylen, og det blir derfor kontrollert et tilfelle hvor en søylerad er fast innspent i fundamentet. Dette blir gjort for å vurdere om dette tilfellet er verre for fundamentet. Resultatet blir en litt lavere aksiallast i fundamentet, men med moment om begge akser. Påkjenningen blir på omtrent 30 kNm i moment og 6500 kN i aksiallast. Den effektive bredden blir tilnærmet det samme som opprinnelig bredde, og grunntrykket under fundamentet blir lavere enn hva det blir for leddet innspenning. Derfor konkluderes det med at leddet innspenning er til sikker side. Beregningen av dette er vist i vedlegg A.2.5.



FIGUR 37 SØYLE SOM LANDER PÅ FUNDAMENT, BUNNPLATEN SKJULT. UTKLIPP FRA DATAGRUNNLAG

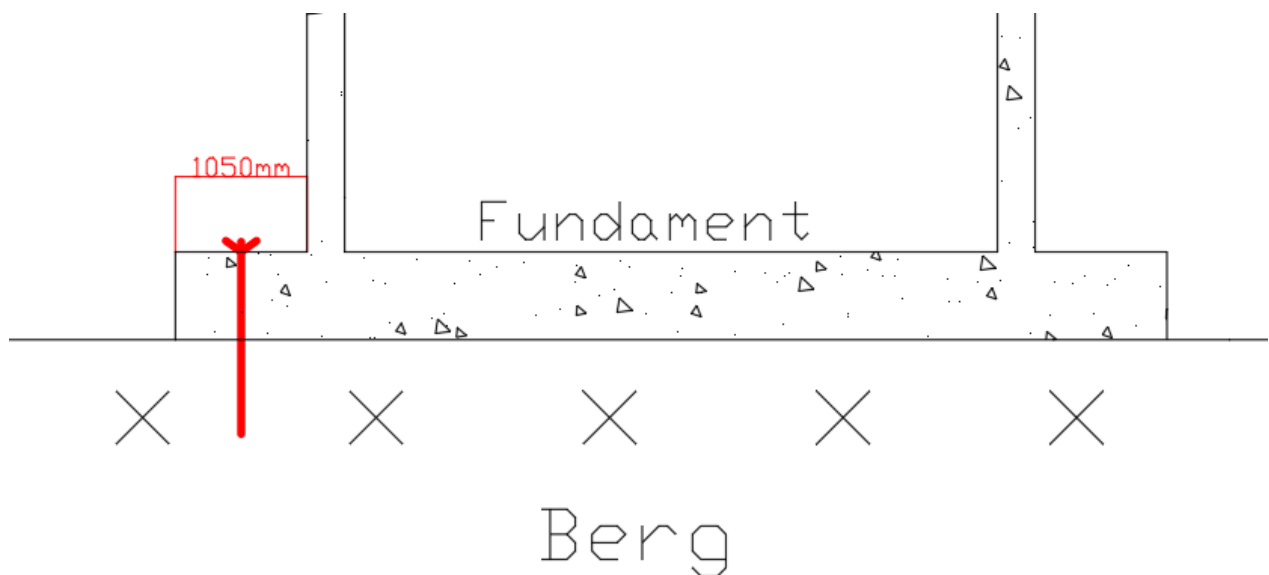
Dimensjoneringen av søylefundamentet innebærer å kontrollere at grunntrykket fra fundamentet ikke overskrider kapasiteten til berget. Konstruksjonen fundamenteres på berg, nærmere bestemt på bergarten Anortositt [24]. Anortositt er en undergruppe av Granitt, som har en trykkfasthet fra 50 MPa og oppover [25]. Det blir likevel brukt 4 MPa som kapasitet på berget, som blir kontrollert mot grunntrykket. Dette blir gjort siden det er usikkerhet rundt de geologiske forholdene i området. For å finne den nødvendige armeringen i underkant av fundamentet, regnes kanten av fundamentet innspent i resten av fundamentet. Det mobiliserte grunntrykket blir brukt som en jevnt fordelt kraft som virker oppover på fundamentet.

For armering i overkant av fundamentet blir det samme prinsipp, men med tyngden av fundamentet som lasten. Her blir minimumsarmering dimensjonerende. Fundamentene er, i likhet med bunnplaten, nedsenket i vann og derfor blir det brukt en minimumsarmering som er dobbel av vanlig mengde [13, s. 240]. Tabell 10 viser nødvendig armering, og hva som er valgt å legge inn. Ø16 c150 er armeringen i bunnplaten, mens Ø16 c300 er tilleggsarmeringen som legges inn der fundamentet er. Maks senteravstand for hovedjern er etter EC2 250 millimeter [13, s. 157]. I overkant er det lagt inn armering på c300, også er det c150 i fra bunnplaten. Her antas det at senteravstanden er innenfor kravet, siden bunnplatearmeringen også blir brukt i overkant i fundamentet. Fundamentet har nok kapasitet til å ta opp skjærkrefter fra grunntrykket, uten å måtte skjærarmere.

<b>Søylefundament</b>			
	<b>Nødvendig armering</b>	<b>Valgt armering</b>	<b>Innlagt armering</b>
<b>Overkant</b>	5997	Ø16 c150 Ø16 c300	6700
<b>Underkant</b>	5953	Ø25 c200	6138

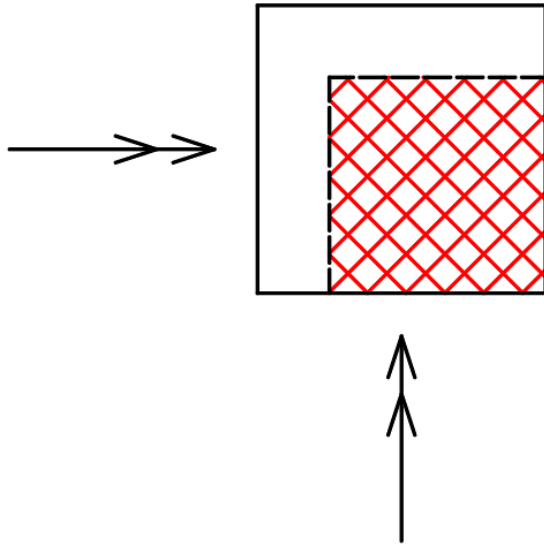
TABELL 10 VALGT ARMERING FOR SØYLEFUNDAMENT. (TOTALARMERING)

Fundamentet under heissjakten må også dimensjoneres for kraften fra stabilitetsberegningen i kapittel 4.4. På grunn av at heissjakten tar opp kreftene som et kraftpar i de parallelle veggene, kan det oppstå både strekk og trykk i fundamentene. Trykk- og strekkreftene er heller ikke konstante da vinden endrer retning. Derfor ble det, i kapittel 4.4, besluttet at hele fundamentet under heissjakten skal forankres symmetrisk. For forankringen må det kontrolleres at det er stor nok plass på utsiden av fundamentet. Her antas det at 1 meter er tilstrekkelig for å kunne utføre arbeidet med forankringen. På figur 38 under vises det prosjekterte fundamentet. Fundamentet har 1.05 meter i fra veggen til kanten av fundamentet, som vurderes ok. Forankring for søylefundament er ikke vurdert, ettersom egenvekten er større enn kreftene fra oppdrift, se vedlegg C.2.4. Det kan likevel være behov for å forankre disse fundamentene i byggefase, men dette er ikke vurdert her.



FIGUR 38 PRINSIPPSKISSE STREKKFORANKRING

For å finne armeringen som er nødvendig i fundamentet, regnes heissjakten som en søyle med moment om begge akser. På grunn av momentet som virker om aksene, er det et mindre areal av fundamentet som må overføre trykkraften ned i grunnen, se figur 39.



FIGUR 39 VISUALISERING AV EFFEKTIV AREAL

I motsetning til søylene, er heissjakten hul, og derfor vil det oppstå strekk i overkant av fundamentet mellom veggene. Også her er det mobilisert grunntrykk som presser opp mot fundamentet. Armeringen er vist i tabell 11 under.  $\varnothing 16$  c100 er armeringen i bunnplaten, mens  $\varnothing 25$  c100 er tilleggsarmeringen i fundamentet. Heissjaktfundamentet har ikke nok kapasitet til å ta opp skjærkreftene fra grunntrykket. Derfor må heissjaktfundamentet skjærarmeres med  $\varnothing 12$  c90 bøyler. Velger konservativt å bruke denne armeringen i hele fundamentet, selv om den kunne ha blitt nedtrappet lenger borte i fra oppleggene.

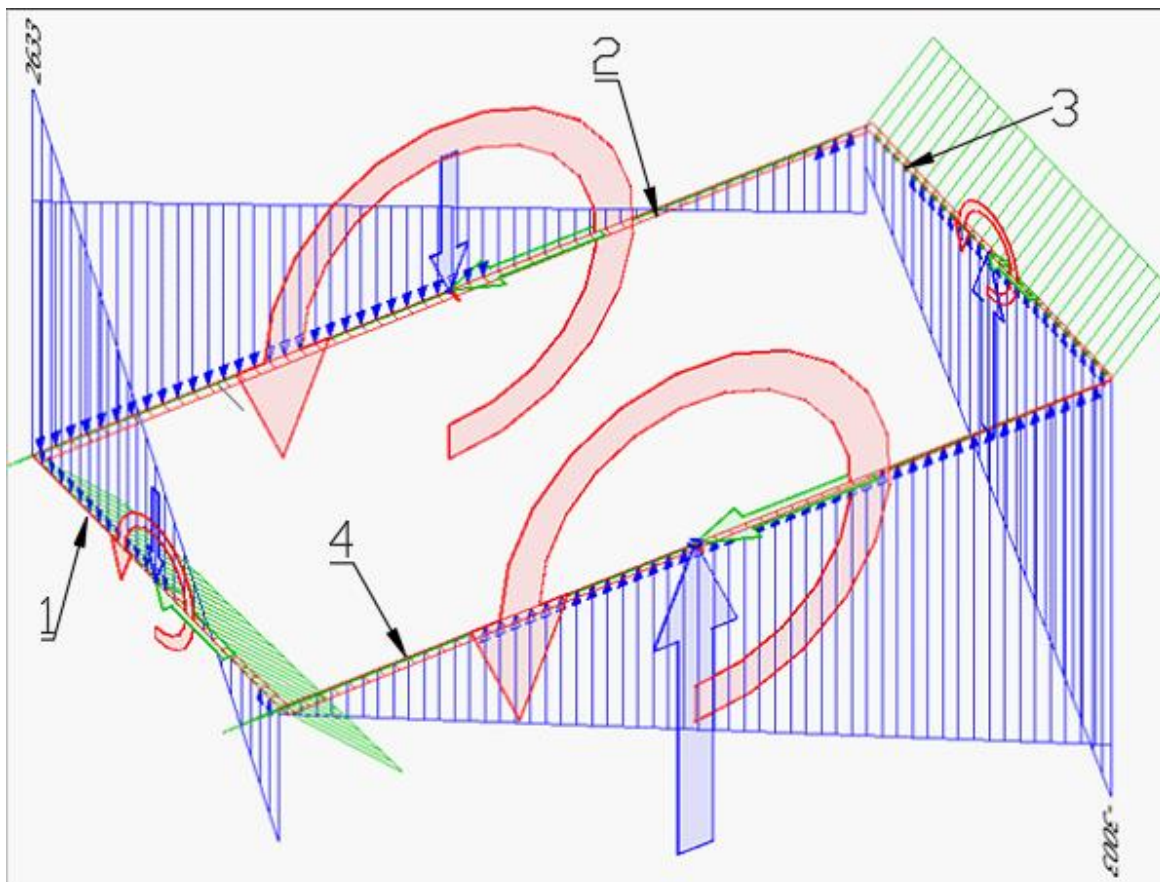
Heissjaktfundament			
	Nødvendig armering	Valgt armering	Innlagt armering
Overkant	5334	$\varnothing 16$ c100 $\varnothing 25$ c100	6920
Underkant	2334	$\varnothing 25$ c150	3273

TABELL 11 VALGT ARMERING FOR HEISSJAKTFUNDAMENT. (ARMERING PER METER)

## 5.4 Vegg

Veggene i heissjakten er utsatt for store krefter som følge av de horisontale lastene. Når veggene skal dimensjoneres, er det naturlig å kontrollere de veggene som er mest belastet. I dette tilfellet er det to korte og to lange vegger. Det ble kontrollert en av hver, og tilsvarende vegg ble armert likt. Det er bare blitt sett på et snitt i heissjakten, rett over fundamentet, hvor belastningen er størst.

I FEM-Design finner man opplagerkreftene til veggene. Her kan en få ut kreftene som en resultantkraft og et resultantmoment. Det ble lagt inn to lasttilfeller for stabilitetskontroll, et i X- og et i Y-retning. Det er disse lasttilfellene som gir mest strekk i veggene, og strekkapasiteten må dermed dimensjoneres etter disse kreftene. På figur 40 kan man se at vegg 1 og 2 tar mest strekk, og 3 og 4 mest trykk. Strekkraften for vegg 1 og 2 blir hentet fra den lastkombinasjonen som gir mest strekk for hver av veggene. Det blir også funnet det største momentet i veggene, som blir kombinert med den største strekkraften.



FIGUR 40 OPPLAGERKREFTENE I HEISSJAKTEN FRA HORIZONTALA KREFTER

Når veggene skal kontrolleres for trykk, må de andre lasttilfellene også vurderes. Lasttilfellene som inkluderer alle de vertikale lastene, vil kunne gi mer trykk i bunnen av veggen. Dette er tilfelle her, men det blir ikke kontrollert ettersom veggene har god kapasitet for trykk, se vedlegg A.2.7 og A.2.8.

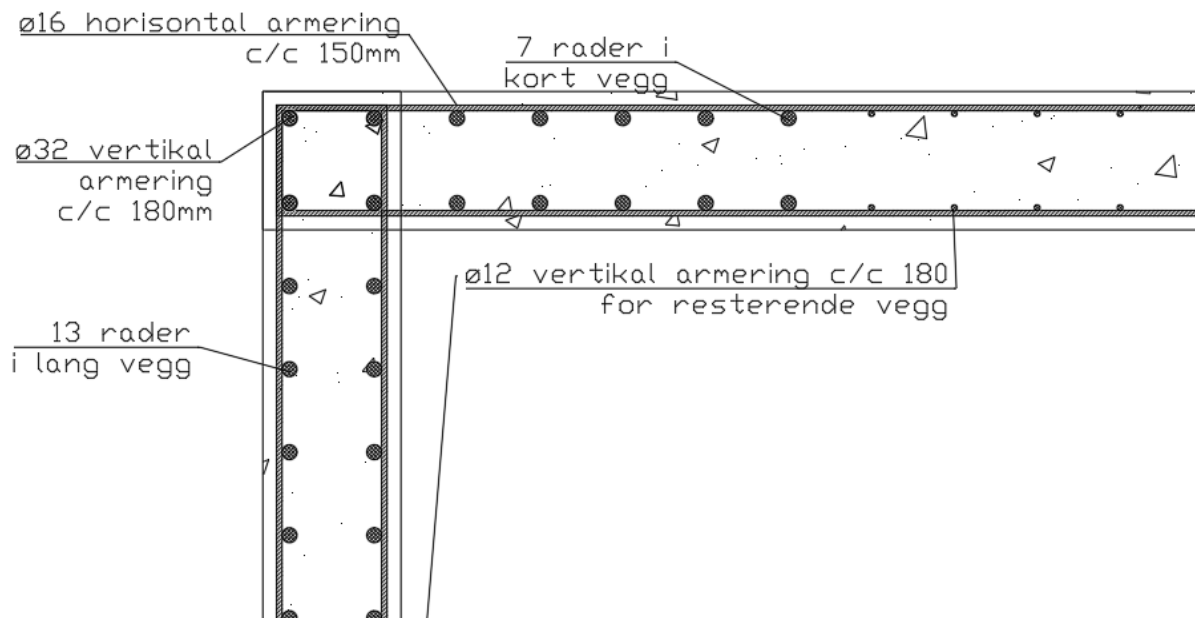
Beregningene for armering blir gjort for vegg 1 og 2. Det er ingen fastsatt måte å regne nødvendig armering i vegger. Dette er fordi vegger kan bli belastet som en søyle, et dekke eller en bjelke. Veggene blir regnet som bjelker, fordi de blir belastet med moment og skjær som skiver. Dermed blir det regnet på hele tverrsnittet til veggen, og man kan finne nødvendig armering ved å bruke formler for tverrsnitt utsatt for ren bøyning [20, s. 3].

For å finne de dimensjonerende kreftene, blir begge lasttilfellene for de to veggene vurdert. Her kunne man dimensjonert konservativt for det største momentet og den største strekkraften fra de forskjellige kombinasjonene. Dette kan føre til at heissjakten blir svært overdimensjonert, fordi den da hadde blitt dimensjonert for to lasttilfeller som ikke kan skje samtidig. I dette tilfelle hadde det vært å dimensjonere for vind fra to retninger samtidig, siden jordtrykket er tatt hensyn til i begge lasttilfeller. Kraftene fra vind på skrå mot bygget antas å være mindre enn kreftene fra vinden ortogonalt på bygget. Her hadde det ført til en relativt liten total økning i kreftene, men ville gitt et svært utsatt punkt i hjørnet mellom vegg 1 og 2. Hver vegg er derfor dimensjonert for det lasttilfellet som gir mest behov for armering, med andre ord: ikke på tvers av lasttilfellene.

FEM-Design regner veggene som sammenhengende, og de vil dermed opptre som flenser for hverandre. Dette gjør at kreftene blir fordelt i heissjakten, i motsetning til om veggene ble regnet som frittstående i forhold til hverandre. Når veggene dimensjoneres, blir det forenklet sett bort i fra flensene. Dette gir mindre areal i endene av tverrsnittene, som igjen gir mindre plass til armering samt lavere annet arealmoment. Dette resulterer i at veggene får en lavere kapasitet i beregningene, enn de vil ha i virkeligheten.



På grunn av at FEM-Design fordeler kreftene mellom veggene, blir det mest strekkraft i enden på hver enkelt vegg. Resultant-strekkraften blir regnet fordelt likt i hver ende, og det blir funnet nødvendig armering. For momentet blir det funnet nødvendig armering i strekksonen. Armeringen blir gjort mindre komplisert, ved at det blir plassert samme mengde armering i hver ende. Total armering i hver ende blir da summen av armering for momentet og armering for halve strekkraften. Senteravstanden blir bestemt slik at armeringen passer mellom bøylene i hjørnet, som blir vist på figur 41. Vertikal armeringen i hjørnene blir regnet med i armeringsmengden for begge veggene. Det blir regnet på denne måten fordi heissjakten aldri vil bli fullt utnyttet i begge retninger samtidig. Beregningene for hver vegg ligger i vedlegg A.2.7 og A.2.8.



FIGUR 41 ARMERINGSTEGNING HEISSJAKT

Begge endene av veggene blir derfor armert med samme vertikal armering. Mellom de to endene vil det da være et område der det ikke er beregnet behov for vertikal armering. Her blir minimumsarmering dimensjonerende, og det blir armert med ø12 c180.

Horisontalarmering er regnet etter formler for bøyer i bjelker. Her blir minimumsarmering etter punkt NA. 9.6.3 i standarden dimensjonerende [13, s. 242]. Minimumsarmeringen blir konservativt basert på vertikalarmeringen i endene. Tabell 12 viser valgte armeringsmengder.

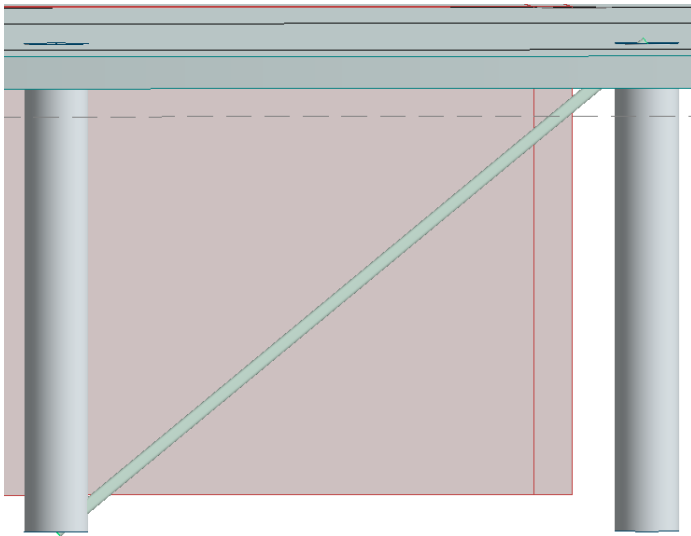
<b>Kort vegg</b>			
	Nødvendig armering	Valgt armering	Innlagt armering
Vertikalarmering, ende	17717	24*ø32	19301
Vertikalarmering/ meter, midten	600	ø12 c180	628
Horisontalarmering	1117	ø16 c150	1340

<b>Lang vegg</b>			
	Nødvendig armering	Valgt armering	Innlagt armering
Vertikalarmering, ende	11129	14* ø32	11259
Vertikalarmering/ meter, midten	600	ø12 c180	628
Horisontalarmering	1117	ø16 c150	1340

TABELL 12 VALGT ARMERING FOR KORT OG LANG VEGG

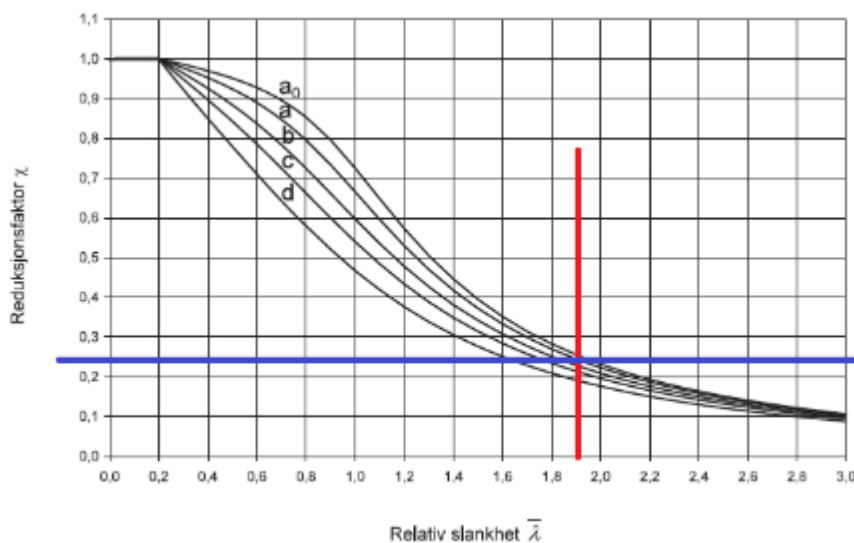
## 5.5 Vindkryss

I de to øverste etasjene er det vindkryss som er plassert vinkelrett på langsiden av konstruksjonen, vist i figur 42. Vindkryssene er med på å avstive konstruksjonen ved at kryssene tar opp horisontale krefter i form av strekk eller trykk. Vindkryssene består av RHS 100x100x10 profil med stål kvalitet S355. De er leddet innspent i begge ender og er bare påkjent av aksialkraft. Dimensjonerende kraft i vindkryssene er en trykkraft på 270 kN. Profilet må kontrolleres for ren trykkapasitet og knekking [26, s. 49, 57–58].



FIGUR 42 VINDKRYSS I ØVERSTE ETASJE

Utnyttelsen for ren aksialtrykkapasitet blir på 21%. Dersom profilet var fastholdt mot knekking, kunne tverrsnittet blitt redusert for å spare plass og stål. Utnyttelsen når det tas høyde for knekking er på 91%, som er relativt høyt, se vedlegg A.2.9. Årsaken til dette er den lave  $\chi$ -verdien, som vist i figur 43. Denne kommer som følge av at profilet er slankt, som har bakgrunn i lang knekk lengde og lite tverrsnitt. På grunn av den høye utnyttelsen, kan det være en gunstig å velge et annet tverrsnitt. Da ønsker man et tverrsnitt med lavere slankhet, for å være mer robust mot knekkingen. Her kan en for eksempel velge et tverrsnitt på 120x120x10, og få en lavere utnyttelse.



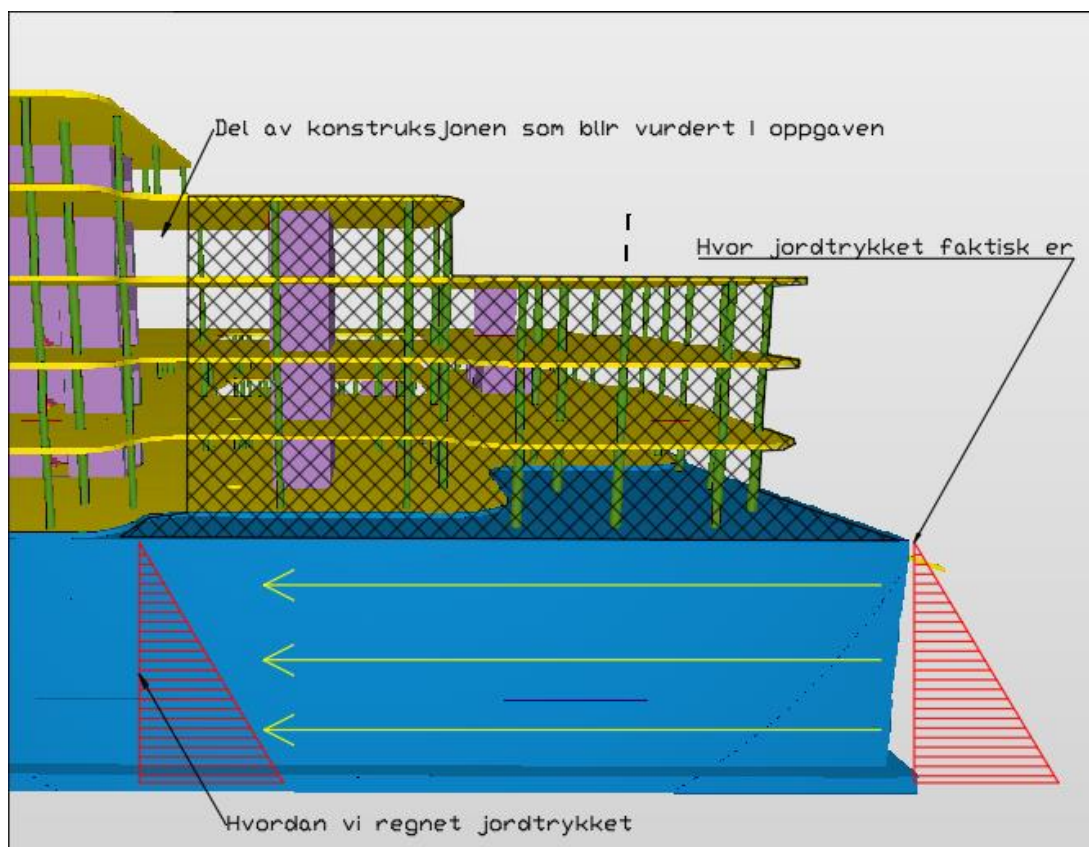
FIGUR 43 KNEKKURVE FOR VINDKRYSS [26, s. 60]

## 6. Diskusjon

Under arbeidet med utregningene ble det oppdaget enkelte interessante resultat og problemstillinger. Noen av disse har fått konsekvenser for resultatene.

### 6.1 Horisontale laster

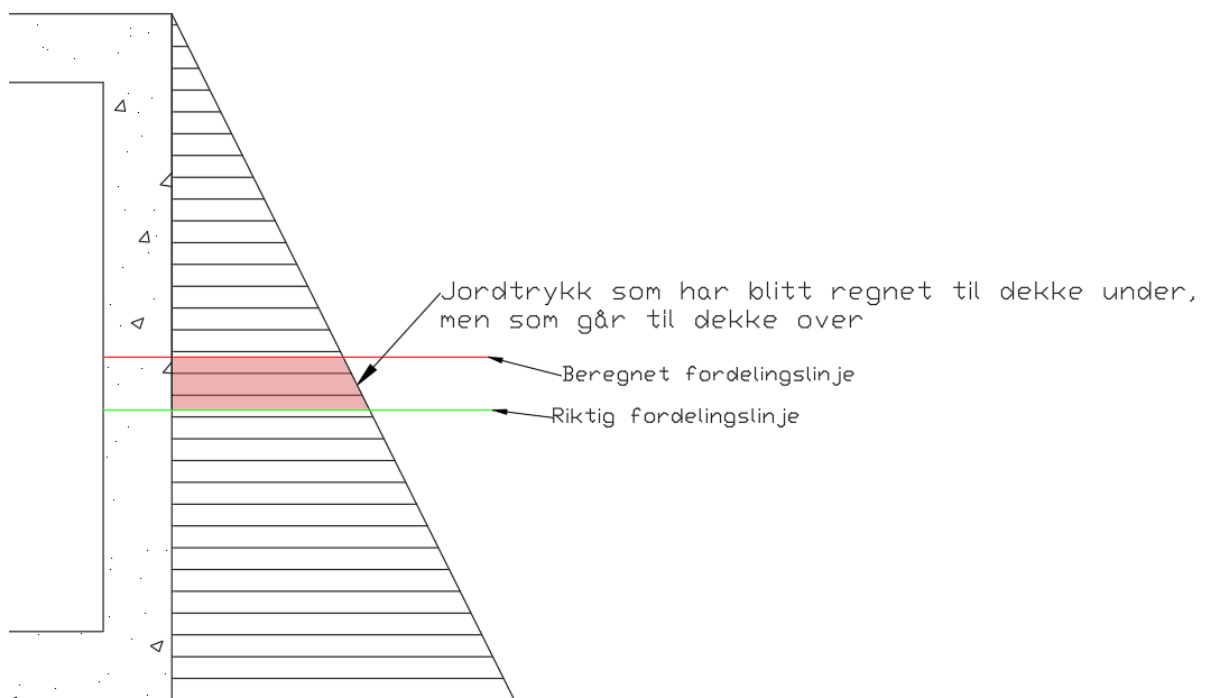
Det blir regnet horisontale laster, fra jord og vind, på alle sider av konstruksjonen. I realiteten er to av sidene delvis skjermet fra vindlast og jordtrykk. Dette fordi de henger sammen med den delen av konstruksjonen som ikke er vurdert. Kraftene som virker på de avstivende konstruksjonsdelene er dermed større i beregningene, enn de kommer til å bli i virkeligheten. Spesielt jordtrykket kan ha stort utslag, fordi lasten blir regnet som om den virker direkte på den valgte delen av konstruksjonen, se figur 44. I realiteten vil nok mesteparten av disse kraftene bli tatt opp i stabiliserende elementer i resterende del av konstruksjonen, som ikke er regnet på i denne oppgaven.



FIGUR 44 ILLUSTRASJON FOR REGNING MED JORDLAST

Under utregningene av jordlast ble lastbredden delt på midten av veggen, hvor det ble regnet med at halve veggen førte lasten til dekke over, og halve til dekke under. Dette er rett for jevnt fordelte laster, men for trekantlaster vil dette bli feil, ettersom tyngdepunktet er ved  $2/3$  av lengden. For trapeslaster, som er lasttilfelle på de dypeste veggene, vil tyngdepunktet være mellom  $1/2$  og  $2/3$  av lengden, avhengig av størrelsesforholdet mellom rektangel- og trekantdelen.

Lastberegningen er til usikker side fordi deler av lasten blir flyttet ned, vist på figur 45, som dermed vil gi en kortere momentarm for denne delen av lasten. Det burde blitt tatt hensyn til dette, selv om differansen antagelig blir relativ liten. Minst differanse blir det på de dypeste veggene der den firkantede delen av jordtrykket utgjør mesteparten av lasten.



FIGUR 45 FORDELING AV LASTBREDDEN

## 6.2 Vurdering av jordtrykkets størrelse

Resultatet fra kapittel 4.4 viser at det er en relativt stor kraft som må forankres i grunnen, for å oppnå et stabilt bygg. Derfor er det ønskelig å kartlegge hvor kreftene kommer fra. Oppdrift, vindlast og jordtrykk er de kreftene som påvirker stabiliteten til konstruksjonen negativt. De dominerende kreftene er her vindlast og jordlast. Vindlasten fungerer langs hele høyden av konstruksjonen, mens jordlasten har en høyde på opptil 3 etasjer.

Resultatet fra håndberegningene for de horisontale lastene, som ble gjort i kapittel 4.3, viser at et moment på 133 000 kNm måtte tas opp i heissjakten. Jordlasten står for 100 000 kNm av dette momentet, mens vindlasten gir de resterende 33 000 kNm, se formel 10. Her kan en se at jordlasten gir tre ganger så stort moment som vindlasten, selv om tyngdepunktet til jordlasten er vesentlig nærmere grunnen. Dette kommer av svært høy last i fra jord.

$$M_{Rk.V} = 32855 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{Rk.Jord} = 99984 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rk.Kontroll} := M_{Rk.V} + M_{Rk.Jord} = 132839 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

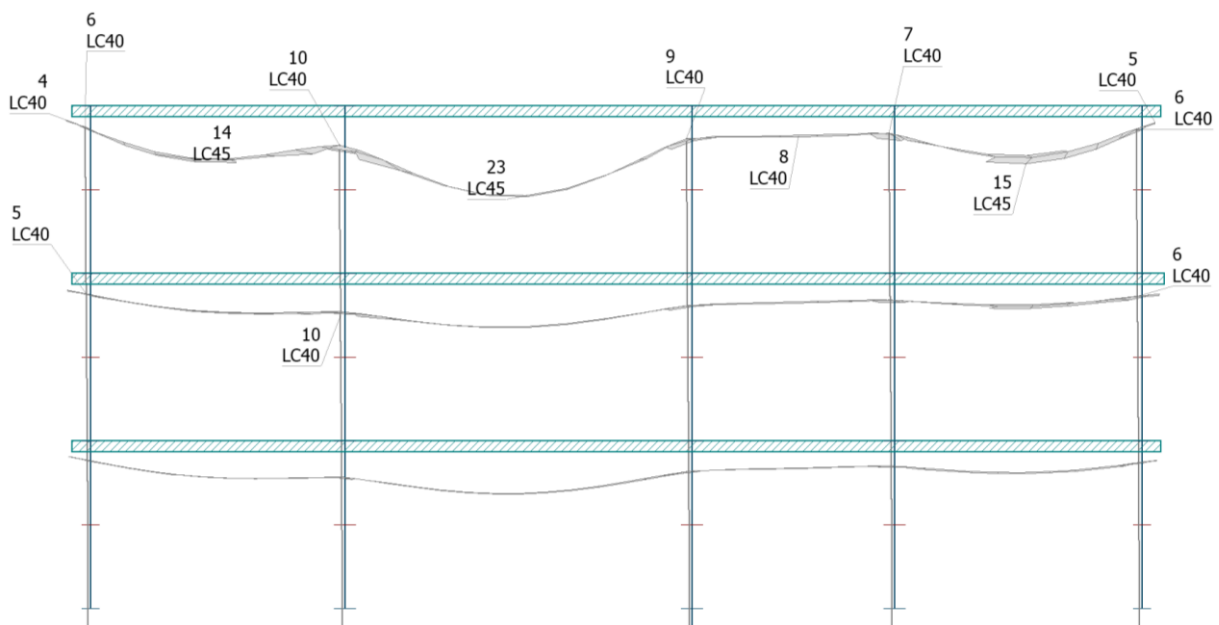
FORMEL 10 KARAKTERISTISK MOMENT MED BIDRAG FRA VIND OG JORD

Jordlasten som er beregnet i kapittel 3.1.2 er konservativt regnet. Det har ikke blitt tatt hensyn til siloeffekt i den høye fyllingen. I tillegg er det heller ikke tatt høyde for passivt jordtrykk på motstående side. Siloeffekten vil redusere lasten fra den høye fyllingen, og passivt jordtrykk vil øke den stabiliserende lasten i den lave fyllingen. Disse effektene vil føre til lavere belastning i de avstivende elementene, og dermed lavere forankringsbehov.

### 6.3 Nedbøyning i FEM-Design

Etter en nærmere kontroll av nedbøyningsresultat i FEM-Design, ble det gjort funn av én interessant oppdagelse. Beregningen for nedbøyningen av taket ble gjort globalt, og ikke lokalt. Dette vil si at den totale nedbøyningen er et resultat av nedbøyningen fra dekket, og kompresjon i søylen, se figur 46. Den lokale nedbøyningen i taket blir derfor på ca. 13-14 millimeter. Dette avviker fra hva som er funnet i håndberegninger og kontrollen i Robot. Nedbøyningen i FEM-Design tilsvarer mindre enn hva håndberegninger hadde gitt med full innspenning. Ettersom at nedbøyningen fra håndberegningene er like store som i Robot, tyder det på at nedbøyningen som ble funnet i FEM-Design kan være regnet på en måte som er lite konservativ.

Denne mistanken har blitt forsterket etter å ha fått lik nedbøyning i FEM-Design, uavhengig om det er lagt inn armering eller ikke. Hvor stor armeringsmengde som er lagt inn i et betongtverrsnitt påvirker hvor stor stivheten til tverrsnittet blir. Stivheten er direkte avhengig av armeringsmengden i tverrsnittet, som igjen påvirker nedbøyningen. Derfor er det ulogisk at nedbøyningen i taket blir lik, uavhengig av armeringen.



FIGUR 46 NEDBØYNING OG KOMPRESJON I FEM-DESIGN

## 7. Konklusjon

Denne rapporten tar for seg stabilitet og dimensjonering av råbygget for valgt del av konstruksjonen. Dimensjonene og materialvalg på konstruksjonsdelene er tilfredsstillende. Det er beregnet nødvendig armering i de mest utsatte veggene, dekkene, søylene og fundamentene. For enkelte søyer med høy aksiallast, vil gjennomlokking være utfordrende. Dette løses ved å sette krav til tilslag og prefabrikkert skjærarmering. På grunn av vanntrykket på bunnplaten, blir det behov for en relativt høy armeringsmengde.

Utlatelseskriteriene for jordskjelv ble gjeldende, og derfor er det vindlast, oppdrift og jordtrykk som er de destabiliserende kreftene som virker på konstruksjonen. Av stabilitetskontrollen, som er gjort i FEM-Design, blir konklusjonen at konstruksjonen må forankres i grunnen. Dette er et resultat av at egenvekten ikke er stor nok til å motvirke de destabiliserende kreftene. På grunn av de store destabiliserende kreftene, må også veggen armeres med en høy armeringsmengde.



## 8. Videre arbeid

Videre i prosjektet må dimensjoneringen av råbygget fullføres. Kjellerveggene som er belastet med jordtrykk burde dimensjoneres for dette, i tillegg til aksiallast fra etasjene over. I kapittel 6.2 ble det diskutert rundt størrelsen til jordlasten, og ulike tiltak for å redusere den. I sammenheng med dette burde det bli sett på om siloeffekt kan brukes for å redusere belastningen på konstruksjonen. Det er bare dimensjonert det verste tilfellet av hver type konstruksjonselement. Videre bør de resterende søylene, dekkene og veggene i de øvrige etasjene dimensjoneres, hvor de sannsynligvis vil trenge mindre armering enn hva som er funnet for konstruksjonselementene i kapittel 5.

Dekkene fungerer som skiver for de horisontale lastene på konstruksjonen. De som tar opp belastningen fra jordtrykket vil få trykk- og skjærspenninger gjennom tverrsnittet. Disse burde kontrolleres, slik at en er sikker på at betongen ikke går i brudd. Dekkene over jordtrykket vil få strekkspenninger fra vindlasten, og må kontrolleres for dette.

Det burde også ses videre på stabilitetskontrollen til konstruksjonen. Neste steg i prosessen vil være å kartlegge grunnforholdene på byggestedet og utarbeide en løsning for strekkforankringen til fundamentet. Der kan en vurdere løsninger som bolter, armeringsstål eller forskjellige former for peling.

## Kildehenvisning

- [1] R. Sægrov, «Sløser vi penger på dimensjonering for jordskjelvlaster i Norge? | standard.no», nov. 06, 2015. <https://www.standard.no/nyheter/nyhetsarkiv/bygg-anlegg-og-eiendom/2015/sloser-vi-penger-pa-dimensjonering-for-jordskjelvlaster-i-norge/> (åpnet feb. 12, 2021).
- [2] Standard Norge, «Eurokoder | standard.no», *Eurokoder*. <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/> (åpnet mar. 19, 2021).
- [3] «StruSoft | FEM-Design | Structural Analysis and Design Software», *FEM-design*. <https://strusoft.com/products/fem-design> (åpnet mar. 17, 2021).
- [4] S. O. Sletten, «V-Skive». Åpnet: mar. 30, 2021. [Online]. Tilgjengelig på: <http://www.ovesletten.no/brukerveiledning/SKIVE.pdf>
- [5] S. Alexander og L. Vinje, *Betongelementboken Bind H*. Oslo: Betongelementforeningen, 2011. [Online]. Tilgjengelig på: <https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookH.asp?isSearch=0&liID=Forord&DocumentId=BindH/Forord.pdf&BookId=H>
- [6] S. Alexander og L. Vinje, *Betongelementboken Bind B*. Oslo: Betongelementforeningen, 2011. [Online]. Tilgjengelig på: [https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookB.asp?isSearch=0&liID=32&DocumentId=BindB/Del\\_1/B3/3\\_2.pdf&BookId=B](https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookB.asp?isSearch=0&liID=32&DocumentId=BindB/Del_1/B3/3_2.pdf&BookId=B)
- [7] Lars Jårvik, «Diverse laster», feb. 17, 2021.
- [8] Standard Norge, «Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-1: Almenne laster; Tetthet egenvekt og nyttelaster i bygninger». Standard Norge, jan. 01, 2019.
- [9] SINTEF Byggforsk, «511.101 Byggegrunn og terreng». SINTEF, jun. 2012. Åpnet: mar. 30, 2021. [Online]. Tilgjengelig på: [https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/240/byggegrunn\\_og\\_terreng](https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/240/byggegrunn_og_terreng)
- [10] Siv.ing. Kjetil Moen, «RAS PÅ STUFF I RAVNEHEITUNNELEN, FARSUND», s. 34. Åpnet: mar. 30, 2021. [Online]. Tilgjengelig på: <https://nff.no/wp-content/uploads/sites/2/2020/04/Fjellsprengningsdagen-2007.pdf>
- [11] Standard Norge, «Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 4: Siloer og beholdere.» Standard Norge, jan. 01, 2010.
- [12] Standard Norge, «Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-4: Almenne laster; Vindlaster.» Standard Norge, sep. 01, 2009.
- [13] Standard Norge, «Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger.» Standard Norge, okt. 01, 2018.
- [14] Standard Norge, «Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.» Standard Norge, mai 01, 2016.
- [15] Standard Norge, «Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-7: Almenne laster; Ulykkeslaster.» Standard Norge, mai 01, 2008.
- [16] R. W. Meyer, «Dynamisk last – Store norske leksikon», *Dynamisk last*, jul. 16, 2019. [https://snl.no/dynamisk\\_last](https://snl.no/dynamisk_last) (åpnet mar. 17, 2021).
- [17] «NS-EN 1998-1:2004». <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=140477> (åpnet feb. 12, 2021).
- [18] Standard Norge, «Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger.» mai 01, 2014.

- [19] N. E. Forsèn, Å. Huseby, T. Kvarme, og AS Bygghanalyse, «NORSAR Oppdaterte seismiske sonekart», Multiconsult, mar. 2020. Åpnet: feb. 12, 2021. [Online]. Tilgjengelig på: <https://www.norsar.no/getfile.php/139593-1585573121/norsar.no/Services/soneringskart/Multiconsult-10216470-RIB-RAP-001.pdf>
- [20] HØGSKOLEN I BERGEN, «BETONGKONSTRUKSJONER FORMLER OG DIAGRAMMER NS-EN 1992-1-1». NSTITUTT FOR BYGG OG JORDSKIFTEFAG.
- [21] S. Alexander, L. Vinje, J. Hopp, S. Fause, og Brekke, *Betongelementboken Bind C*. Oslo: Betongelementforeningen, 2013. [Online]. Tilgjengelig på: [https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookB.asp?isSearch=0&liID=32&DocumentId=BindB/Del\\_1/B3/3\\_2.pdf&BookId=B](https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookB.asp?isSearch=0&liID=32&DocumentId=BindB/Del_1/B3/3_2.pdf&BookId=B)
- [22] «betong – Store norske leksikon». <https://snl.no/betong> (åpnet mai 15, 2021).
- [23] SINTEF Byggforsk, «Statikkformler for bjelker». SINTEF Byggforsk, sep. 2019. Åpnet: mai 18, 2021. [Online]. Tilgjengelig på: [https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/183/statikkformler\\_for\\_bjelker](https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/183/statikkformler_for_bjelker)
- [24] Norges geologiske undersøkelse, «BERGGRUNN», Norges geologiske undersøkelse. Åpnet: apr. 26, 2021. [Online]. Tilgjengelig på: [https://geo.ngu.no/kart/berggrunn\\_mobil/](https://geo.ngu.no/kart/berggrunn_mobil/)
- [25] SINTEF Byggforsk, «Naturstein. Egenskaper, produkter og bruksområder». SINTEF, jan. 2018. Åpnet: apr. 26, 2021. [Online]. Tilgjengelig på: [https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/4041/naturstein\\_egenskaper\\_produkter\\_og\\_bruksomraader#i68](https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/4041/naturstein_egenskaper_produkter_og_bruksomraader#i68)
- [26] Standard Norge, «Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger». Standard Norge, jun. 01, 2015.

## Vedleggsliste

**Vedlegg A** – Håndberegninger

**Vedlegg B** – OS-Prog

**Vedlegg C** – FEM-Design

**Vedlegg D** - Robot