



Høgskulen  
på Vestlandet

# BACHELOROPPGAVE

Alternativ prosjektering av Elvesletta N2  
Blokk 1

Alternative structural designing of  
Elvesletta N2 Block 1

**Magnus Borg Gjertsen**

**Serine Bucher**

**Hanne Heien**

BYG150

Fakultet for ingeniør- og naturvitenskap / Institutt for  
byggfag / Byggingeniør

Veileder: Trond Einar Martinsen

Innleveringsdato: 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 bacheloroppgaven er vårt avsluttende arbeid på studiet for graden byggingeniør ved Høgskulen på Vestlandet avdeling Bergen. Den er skrevet våren 2021 av Magnus Borg Gjertsen, Serine Bucher og Hanne Heien, som er studenter på spesialiseringene konstruksjonsteknikk og prosjekt- og byggeledelse med profilvalg konstruksjonsteknikk.

Bacheloroppgaven er et studie som omhandler prosjektering og dimensjonering av alternativ konstruksjonsløsning for Elvesletta N2 Blokk 1 på Svalbard. Vi fikk innspill om bygget gjennom veileder, og fikk muligheten til å jobbe videre med Swecos prosjekt. Prosjektet har gitt spennende og interessante utfordringer som skiller seg fra det en vanligvis kan forvente på fastlands-Norge.

Bygget på Svalbard er interessant som bacheloroppgave med tanke på spesielle utfordringer innen konstruksjonsfaget. Problemformuleringen ble utarbeidet i gruppen ut ifra hva vi ønsket å vektlegge i bacheloroppgaven. Etter tre år som byggingeniør-studenter, har oppgaven gjort at vi har tilegnet oss større kunnskap og forståelse for byggfaget.

Vi ønsker å rette en takk til vår veileder, høyskolelektor Trond Einar Martinsen, som gjennom hele skriveprosessen har han bistått med gode råd, innspill og ikke minst gitt oss en lærerik oppfølging. En takk går også til Sweco for at vi fikk lov til å jobbe med deres prosjekt.

## SAMMENDRAG

Denne bacheloroppgaven vil ta for seg prosjektering og dimensjonering av et alternativt bæresystem til Elvesletta N2 Blokk 1 i Longyearbyen på Svalbard. Et ferdig prosjektert bæresystem er allerede utarbeidet av Sweco og er under utbygging. Formålet med oppgaven er å se på en løsning der en reduserer antall elementer i bæresystemet ved bruk av samme materialer som Sweco har benyttet seg av.

Ved prosjektering av den bærende konstruksjonen, er det nødvendig å ta hensyn til spesielle elementer grunnet forhold på Svalbard som ikke er like vanlige på fastlands-Norge. Arktisk kystklima preger øygruppene og gjør at det stilles andre krav ved prosjektering. Grunnforhold, byggetradisjoner og vedlikehold gjør at bygget blir fundamentert på stålkjernerpeler. Videre legges det til grunn at det blir benyttet prefabrikkerte betongelementer, stålbjelker og -søylar som blir fraktet til Svalbard med båt.

Arkitekttegninger har gitt grunnlag for hvordan bæresystemet for Blokk 1 ble utformet. Fokus på større spennvidder, og dermed færre bjelker, gir konstruksjonen et redusert antall elementer enn den opprinnelige utformingen til Sweco. Færre søylar og peler gir en ytterligere reduksjon av elementer. Det er brukt pelebukker i kombinasjon med vertikalpeler slik at behovet for antall peler i prosjektet blir mindre.

Laster som virker på bygget er definert for å videre dimensjonere det alternative konstruksjonsforslaget. Dimensjoneringene er gjort ved hjelp av ulike beregningsprogrammer og for hånd, og resultat er kontrollert opp mot hverandre. Det er utfordrende å oppfylle utelatelseskriteriene for jordskjelv da det mangler jordskjelvsoneeringskart på Svalbard, og det brukes derfor en høy grunnakselerasjon. Bygget dimensjoneres med så store vindlaster at en kan utelate ytterligere kapasitetskontroll for jordskjelv.

Gjennom arbeidet i oppgaven, er det etablert en alternativ løsning som består av stålsøylar, -bjelker og -peler. Som etasjeskiller brukes det prefabrikkerte betongelementer. Konstruksjonen består av færre elementer enn det som inngår i prosjekteringen gjort av Sweco, uten at det har hatt negativ innvirkning på funksjon, arkitektonisk utforming, nødvendig bæreevne og kapasitet.

## ABSTRACT

This bachelor thesis concerns the planning and dimensioning of an alternative structural design for Elvesletta N2 Block 1 in Longyearbyen, Svalbard. A finished structural support system has already been prepared by Sweco and is currently under development. The purpose of this thesis is to investigate a solution where the number of elements present in the system can be reduced by utilizing the same materials as they have.

When designing the supporting structure, it is necessary to consider the conditions on Svalbard that are less common on the mainland of Norway. As the climate is characterized by the Arctic coastal climate, there are requirements for the project dimensioning. Ground condition, building traditions and maintenance require the building to be founded on steel core piles. Furthermore, it is assumed that prefabricated concrete elements, steel beams and -columns are used and will be transported to Svalbard by boat.

Architectural drawings provide the basis on how the structural support system was designed. A focus on larger spans, and thus fewer beams, gives the construction a reduced number of elements than Swecos original design. Fewer columns and piles provide a further reduction of elements. Pile trusses are used in combination with vertical piles so that the required number of piles in the project will be less.

Loads acting on the building must be defined for further dimensioning of the alternative solution. The dimensioning was made in different calculation programs and by hand, and the results are compared with each other. Meeting the exclusion criteria for earthquakes is challenging as there are no earthquake zonation map for Svalbard and therefore a high peak ground acceleration is used. The building is dimensioned for wind forces of a larger scale, and therefore one can omit further capacity control for earthquakes.

Through the work in this project, an alternative structural design has emerged that consists of steel-columns, -beams and -piles. Prefabricated concrete elements are used as floor separators. The construction consists of fewer elements than Sweco has designed, without compromising function, architectural design or necessary load-bearing capacity.

# INNHOLDSFORTEGNELSE

FORORD.....	II
SAMMENDRAG.....	III
ABSTRACT.....	IV
INNHOLDSFORTEGNELSE.....	V
TABELLISTE.....	VII
FIGURLISTE.....	VIII
TERMINOLOGI.....	IX
1. INNLEDNING.....	1
1.1. Bakgrunn.....	1
1.2. Oppgavedefinisjon.....	2
1.3. Elvesletta N2 Blokk 1.....	3
1.4. Avgrensning.....	3
1.5. Metode.....	4
1.5.1. Norsk standard.....	4
1.5.2. Programmer.....	5
2. FAGKUNNSKAP.....	6
2.1. Generelt.....	6
2.1.1. Fundamentering.....	6
2.1.2. Bjelker og søyler.....	7
2.1.3. Dekker.....	7
2.2. Jordskjelv.....	8
3. VALG AV BÆRESYSTEM.....	10
3.1. Bæresystem prosjektert av Sweco.....	10
3.2. Oppsett av alternativt bæresystem.....	12
4. BEREGNINGER.....	14
4.1. Egenlast og nyttelast.....	14
4.2. Snølast.....	15

4.3.	Vindlast .....	15
4.4.	Dekker .....	17
4.5.	Bjelker .....	18
4.6.	Søyler .....	20
4.7.	Avstivningssystem .....	22
4.8.	Peler .....	23
4.9.	Seismiske laster .....	24
5.	DIMENSJONERING OG RESULTATER .....	26
5.1.	Egenlast og nyttelast .....	26
5.2.	Snølast .....	27
5.3.	Vindlast .....	28
5.4.	Dekker .....	29
5.5.	Bjelker .....	31
5.6.	Søyler .....	33
5.7.	Avstivningssystem .....	35
5.8.	Peler .....	37
5.9.	Seismiske laster .....	38
5.10.	Modellert bæresystem .....	40
6.	SAMMENLIGNING AV BÆRESYSTEM .....	41
7.	DISKUSJON .....	42
8.	KONKLUSJON .....	43
9.	VIDERE ARBEID .....	44
	KILDELISTE .....	45
	MUNTLLIG KILDE .....	48

## TABELLISTE

Tabell 1-1: Oversikt over brukte standarder .....	4
Tabell 4-1: Karakteristiske egenlaster.....	14
Tabell 4-2: Karakteristiske nyttelaster .....	14
Tabell 5-1: Karakteristiske og dimensjonerende laster for de ulike etasjene .....	26
Tabell 5-2: Karakteristisk snølast .....	27
Tabell 5-3: Resultat vind fra åpent hav .....	28
Tabell 5-4: Resultat fallvind fra Sukkertoppen og Platåberget .....	28
Tabell 5-5: Resultat fallvind inkludert formfaktorer .....	29
Tabell 5-6: Belastningskontroll dekke 1. etasje .....	29
Tabell 5-7: Belastningskontroll dekke 2, 3 og 4 (høyre). etasje .....	30
Tabell 5-8: Belastningskontroll dekke 4 (venstre). etasje .....	30
Tabell 5-9: Belastningskontroll tak .....	30
Tabell 5-10: Resonansfrekvens for HD200 og HD265 .....	30
Tabell 5-11: Kapasitet og nedbøyning for bjelke 1 .....	31
Tabell 5-12: Kapasitet og nedbøyning for bjelke 2 fra OS-prog K-Bjelke.....	31
Tabell 5-13: Kapasitet og nedbøyning for bjelke 3 .....	32
Tabell 5-14: Kapasitet og nedbøyning for bjelke 4 fra OS-prog K-Bjelke.....	32
Tabell 5-15: Kapasitet og nedbøyning for bjelke 5 fra OS-prog K-Bjelke.....	32
Tabell 5-16: Kapasitet og nedbøyning for bjelke 6 fra OS-prog K-Bjelke.....	33
Tabell 5-17: Frekvensforhold mellom bjelke og dekke .....	33
Tabell 5-18: Kapasitetskontroll for søyle 16 og 17.....	34
Tabell 5-19: Kapasitetskontroll for søyle 24 .....	34
Tabell 5-20: Kapasitetskontroll for søyle 22 .....	34
Tabell 5-21: Strekkstav som vindkryss i skive 2 .....	36
Tabell 5-22: Trykkstav som vindkryss i skive 6.....	36
Tabell 5-23: Kapasitetskontroll skråpel.....	38
Tabell 5-24: Kapasitetskontroll vertikalpel .....	38
Tabell 5-25: Jordskjelvkontroll opp mot utelatelseskriteriene .....	39
Tabell 6-1: Sammenligning av antall elementer i bæresystemene .....	41

## FIGURLISTE

Figur 1-1: Longyearbyen vist fra Platåberget [6].....	1
Figur 1-2: Modell av Elvesletta N2 Blokk 1, hentet fra Solibri-Fil.....	3
Figur 2-1: Kartlegging av jordskjelv i Norden de siste 210 årene [17].....	8
Figur 3-1: Swecos RIB-tegning 1. plan, hentet fra rapport.....	11
Figur 3-2: 3D-modell av Swecos bæresystem, hentet fra rapport.....	11
Figur 3-3: Plansnitt av bæresystem, laget i Revit.....	13
Figur 3-4: Bæresystemet i oppriss, laget i Revit.....	13
Figur 4-1: Avstand 930 m og høydekurve fra 100 til 350 moh. til Sukkertoppen [19].....	16
Figur 4-2: Avstand 1150 m og høydekurve fra 100 til 400 moh. til Platåberget [19].....	16
Figur 4-3: Orienterende bæreevne for HD265 [21].....	17
Figur 4-4: Plassering av bjelker, laget i Revit.....	19
Figur 4-5: Søyle 5 og 22 virker avstivende over utkrager, laget i Revit.....	20
Figur 4-6: Areal som virker på hver søyle, laget i Revit.....	21
Figur 4-7: Plasserte vindkryss, hentet fra OS-prog V-Skive.....	22
Figur 4-8: Pelebukk med helning 4:1, laget i PhotoFiltre.....	23
Figur 4-9: Bygget har kun regularitet i oppriss fra 1.- 3. etasje, laget i PhotoFiltre.....	25
Figur 5-1: Høyere tilhørende bygg, teknisk bygg og andre hindringer skaper fonning, hentet fra Solibri-fil.....	27
Figur 5-2: Formfaktorer ut ifra vindretning, hentet fra OS-prog Lastberegninger.....	29
Figur 5-3: Resultat for skive 2, hentet fra OS-prog V-Skive.....	35
Figur 5-4: Fordeling av krefter i vindkryss, laget i PhotoFiltre.....	35
Figur 5-5: Skisse av kreftene i pelebukk fra moment, laget i PhotoFiltre.....	37
Figur 5-6: Skisse av kreftene i pelebukk fra skjærkraft, laget i PhotoFiltre.....	37
Figur 5-7: 3D-modell av alternativt bæresystem, laget i Revit.....	40
Figur 5-8: 3D-modell av alternativt bæresystem, laget i Revit.....	40



## TERMINOLOGI

$H_g$	Høydegrense
$S_k$	Karakteristisk verdi for snølast på mark for aktuell byggeplass
$S_{k,0}$	Grunnverdi
$\mu_i$	Snølastens formfaktor
$c_e$	Eksponeeringskoeffisient
$c_t$	Termisk koeffisient
$q_p(z)$	Vindkasthastighetstrykk
$q_{p0}(z)$	Grunnverdi for hastighetstrykket fra vindkast
$k_p$	Toppfaktor
$I_v$	Turbulensintensitet
$q_m$	Stedsvindhastighetstrykket
$v_{b,0}$	Referansevindhastighet
$c_0$	Terrengformfaktor
$k_l$	Turbulensfaktor
$k_3$	Overgangssonefaktor
$E$	Elastisitetsmodul
$I$	Annet arealmoment
$L$	Spennvidde
$L_{cr}$	Knekk lengde
$e$	Eksentrisitet
$a_g$	Grunnakselerasjon for grunnforhold
$S$	Forsterkningsfaktor som er avhengig av grunnforholdene
$S_d(T)$	Dimensjoneringspektrum
$T_1$	Bygningens første egensvingeperiode i den aktuelle horisontalretningen
$F_b$	Skjærkraft ved fundamentnivå eller ved toppen av en stiv kjeller
$d$	Elastisk forskyvning i toppen av bygning som følger av gravitasjonslastene
$f$	Resonansfrekvens
$\beta$	Frekvensforhold
$\delta$	Nedbøyning
$\chi$	Reduksjonsfaktor for relevant knekkform

# 1. INNLEDNING

## 1.1. Bakgrunn

Svalbard er en felles betegnelse for de arktiske øygruppene som befinner seg ved breddegrad 78° nord mellom fastlands-Norge og Nordpolen [1]. Klimaet er preget av maritim nærhet med tundraklima som har mye vind og tåke. Gjennomsnittlig årstemperatur ligger på rundt minus 4 grader [2]. Normalt sett er nedbør sjeldent i arktiske strøk, men med et klima som er i endring blir det stadig mildere og fuktigere forhold. Landskapet er dominert av breer og hele 61% av landarealet er dekket av is. Kun 6-7% av landskapet har vegetasjon [3].

Longyearbyen er det administrative hovedsetet på Svalbard og har et befolkningstall på rett under 2500 innbyggere [4]. Figur 1-1 viser Longyearbyen sett fra Platåberget. Byen befinner seg innerst i Adventfjorden, en dal omkranset av fjell. Gruvedrift har lenge vært det som har bygget opp byen, men driftshvile har ført til utvikling av et mer varierende næringsliv [5]. Sweco har fått i oppdrag å prosjektere fire kombinerte bolig- og næringsbygg på Elvesletta Nord i Longyearbyen.



**FIGUR 1-1: LONGYEARBYEN VIST FRA PLATÅBERGET [6]**

## 1.2.Oppgavedefinisjon

I denne oppgaven presenteres et alternativt bæresystem for Elvesletta N2 Blokk 1. Et ferdigprosjektert bæresystem er allerede utarbeidet av Sweco, og bygging av konstruksjonen er påbegynt ved det tidspunktet denne bacheloroppgaven er skrevet. Forslaget til bæresystem som presenteres i denne oppgaven, er et alternativ til systemet som benyttes for byggingen av Blokk 1, og vil ikke bli realisert for dette prosjektet. Sweco står fritt til å bruke arbeidet som presenteres her i sine betraktninger for senere bruk om det skulle være relevant.

*Målet for oppgaven har vært å prosjektere en alternativt løsning for bæresystemet til Elvesletta N2 Blokk 1 med et redusert antall elementer i forhold til Swecos prosjektering.*

Utarbeidelsen av det alternative bæresystemet innebærer bruk av samme materialer som Sweco har benyttet seg av. Det arkitektoniske inntrykket eller funksjonen til bygget skal ikke kompromitteres, samt at spesielle forhold som gjelder på Svalbard skal bli tatt hensyn til. Videre skal systemet beregnes, dimensjoneres og til slutt sammenlignes med prosjekteringen utarbeidet av Sweco.

### 1.3. Elvesletta N2 Blokk 1

Elvesletta N2 er et nytt byggeprosjekt i Longyearbyen på Svalbard, som skal bestå av fire like blokker og brukes som kombinert bolig- og næringsbygg. Den første blokken som skal bygges på Elvesletta Nord er Blokk 1, og bygningen skal bestå av fire etasjer samt underetasje som utgjør en grunnflate på 512 m<sup>2</sup>. 1. etasje består av både næringslokaler og leiligheter, mens de resterende etasjene over utgjør boliger alene. En modell av bygget er vist under i Figur 1-2. Fysisk byggestart av første blokk var i mai 2020 og er forventet ferdigstilt tidlig sommer 2021 [7].



FIGUR 1-2: MODELL AV ELVESLETTA N2 BLOKK 1, HENTET FRA SOLIBRI-FIL

### 1.4. Avgrensning

Dersom en skulle tatt hensyn til alle aspekter ved å prosjektere et alternativt bæresystem, ville studiet blitt for omfattende. Av hensyn til oppgavens omfang, er det valgt å gjøre følgende begrensninger:

- Utelatelse av beregninger for knutepunkt og forbindelser
- Undersøker ikke ulykkeslaster som brann, påkjørsel, støt, eksplosjoner etc.
- Fokusområdet avgrenses til å gjelde kun den bærende delen av hovedbygget
  - Gangbane, uteområde og område under 1. etasje er ikke inkludert i denne studien
- 3D-analyseverktøy benyttes ikke til fordel for 2D-beregningsverktøy og håndberegninger

## 1.5. Metode

Informasjonsgrunnlag til Blokk 1 er hentet fra rapporter utført av Sweco og tilhørende arkitekttegninger utarbeidet av Årstiderne Arkitekter AS. Veileder av denne oppgaven har bistått med informasjon om prosjekteringsprinsipper på Svalbard. En tidligere bacheloroppgave, «*The Vault byggetrinn 2*» av H. M. Kvalsund og E. K. Valbø, som hadde en lignende oppgave for et annet bygg på Svalbard, er blitt brukt som inspirasjon og kilde til dette arbeidet.

Innføring i dimensjoneringsprogrammene til Ove Sletten, heretter betegnet OS-prog, er blitt gitt av veileder. Egne beregninger gjort for hånd, er kontrollert opp mot beregningene i OS-prog. Manuelle håndberegninger er gjort etter Norsk Standard og Byggforskerien. Verdigrunnlag for søyler, vindkryss og bjelker er hentet fra tabell.

### 1.5.1. Norsk standard

Eurokoder er blitt bruk i prosjekteringen av bæresystemet for å dokumentere at byggeforskriftens krav blir opprettholdt i konstruksjonen. Standardene som er benyttet for beregningene er listet opp under i Tabell 1-1.

Forkortelse	Standard	Tittel
EC	NS-EN 1990:2002+NA:2008	Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
EC1-1	NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019	Laster på konstruksjoner – Del 1-1: Allmenne laster – Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger
EC1-3	NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008	Laster på konstruksjoner – Del 1-3: Allmenne laster – Snølaster
EC1-4	NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009	Laster på konstruksjoner – Del 1-4: Allmenne laster – Vindlaster
EC2-1	NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008	Prosjektering av betongkonstruksjoner – Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
EC3-1	NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008	Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
EC8	NS-EN 1998-1:2004 +A1:2013+NA:2014	Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning – Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger
NS 3490	NS 3490:2004	Prosjektering av konstruksjoner – Krav til pålitelighet

**TABELL 1-1: OVERSIKT OVER BRUKTE STANDARDER**

### 1.5.2. Programmer

Beregninger er hovedsakelig blitt utført for hånd i PTC Mathcad 3.0 og Excel. Håndberegninger er kvalitetssikret ved bruk av beregningsprogrammene til Ove Sletten. OS-prog V-Skive er et nyttig verktøy for å beregne vertikale skivers kraftfordeling ved prosjektering av avstivende elementer i konstruksjonen. OS-prog K-Bjelke er benyttet i statikkberegninger for kontinuerlige bjelker. Manuelle beregninger gjort i Mathcad for snølast og vindlast, er kontrollert opp mot OS-prog Lastberegning. Endringer underveis har vist at dette har vært nyttige programmer til å gjøre korrigeringer av beregningene.

Som en del av prosjekteringen, er det utarbeidet en bygningsinformasjonsmodell av den alternative løsningen i programmet Autodesk Revit 2020. En modell er et godt verktøy for visualisering av bæresystemet, samt uthenting av informasjon om bygningen. I tillegg vil den være med på å tydeliggjøre og illustrere prosjekteringsalternativet. Videre er Solibri og PhotoFiltre 7 benyttet til visualisering av resultatet.

## 2. FAGKUNNSKAP

Det er nødvendig å etablere basis og oversikt over hva som ligger til grunn for prosjekteringen av bygget. Fundamenteringsmetode, materialvalg og utfordringer knyttet til bygging på Svalbard, er temaer som må vurderes før det blir utarbeidet et bæresystem.

Bacheloroppgaven «*The Vault byggetrinn 2*», drøfter fordeler og ulemper med forskjellige metoder for fundamentering på Svalbard. Videre i prosjekteringen er det tatt konklusjoner basert på informasjon fra denne oppgaven.

### 2.1. Generelt

Materialet i et bæresystem må ha tilstrekkelig bærekapasitet og tilfredsstillende krav i forskrifter og standarder. Det er hensiktsmessig med materialer og løsninger som tilfører bygg fleksibilitet, slik at det evner å møte funksjonelle krav [8, s. 9]. Med tanke på et klima som er i endring, vil dette være lurt for et bygg på Svalbard. Å bygge på Svalbard kan være utfordrende og vil gi begrensninger når det kommer til valg av materialer.

#### 2.1.1. Fundamentering

Fundamentet i en konstruksjon har som oppgave å føre vekten og andre påførte krefter ned i grunnen. Fundamenteringsmetode bestemmes ut ifra grunnforhold og laster som konstruksjonen blir utsatt for. Det er viktig at valgt metode er i henhold til dimensjoneringen, og at utformingen utføres slik at tilstrekkelig bæreevne opprettholdes.

På fastlands-Norge er fundamentering direkte på grunn en vanlig fundamenteringsmetode. På grunn av klimaet på Svalbard, består Longyearbyens jordsmonn av et permafrostlag. Det vil si at temperaturen i bakken ikke har oversteg 0° i en tidsperiode på minst to år [9]. Direktefundamentering på Svalbard med varmt fundament, vil føre til opptining av bakken under bygget og at permafrosten forsvinner på det stedet. Dette kan føre til at det oppstår større setningsskader på bygningen som følge av utglidning av massene.

Fundamentering på trepeler, ventilert fylling og frysefundamentering er tre fundamenteringsmetoder som blir benyttet på Svalbard for å unngå setningsskader. Bygninger som fundamenteres på peler blir hevet over bakken slik at det blir lufting mellom bygget og

grunnen, og dermed hindrer tining av permafrosten. På grunn av et klima som stadig blir fuktigere, har trepeler vist seg å være lite gunstig på grunn av råteskade. Ventilert fylling og frysefundamentering vil kreve jevnlig vedlikehold gjennom hele byggets levetid [10, s. 19].

Bruk av stålkjernepeler er en mer utbredt metode på Svalbard, og flere bygg har blitt refundamentert ved bruk av stålpeler. Pelene krever lite vedlikehold, tar store trykk- og strekkrefter og gjør det mulig å legge inn kjøling ved behov [10, s. 19]. Fjellets bæreevne bestemmer hvor dypt pelene må borres for å oppnå tilstrekkelig kapasitet. Pelene kan installeres skrått inn i grunnen som pelebukker for å effektivt oppta horisontale laster som virker på bygget. Vertikalpeler opptar horisontallaster som skjær og moment, mens en pel installert med helning opptar kreftene som aksialkraft.

#### 2.1.2. Bjelker og søyler

Stål er et materiale som er mye brukt i byggeprosjekter og kan anvendes til de fleste formålene i et bæresystem. I et bæresystem benyttes ofte konstruksjonsstål som støttende elementer i kombinasjon med andre materialer. Høy bruddfasthet i forhold til betong og tre, gjør at materialet egner seg godt som bjelker og søyler der det er ønskelig med et mindre tverrsnitt.

Konstruksjonsstål kan formes til profiler med ønskede dimensjoner, og det er mulig å bestille spesielle profiler som blir valset eller sveiset for å oppfylle eventuelle behov. Standardiserte profiler blir vanligvis benyttet som bjelker og søyler. På Svalbard fraktes ferdige stålprofiler med båt fra fastlandet, så med god prosjektering og planlegging av leveranser er konstruksjonsstål et godt egnet byggemateriale.

#### 2.1.3. Dekker

Betong er et allsidig og godt byggemateriale som egner seg særlig godt til gulvkonstruksjoner da det kan formes etter ønsket geometri, samt har en relativt lav volumpris. I etasjeskillene stilles det krav til brannmotstand, lydisolering og vibrasjoner. Et tykkere og tyngre etasjeskille vil lettere oppnå disse kravene, men unødvendig høye etasjeskiller er ikke ønsket da det vil kunne gi lavere etasjehøyde eller større total høyde på bygget.

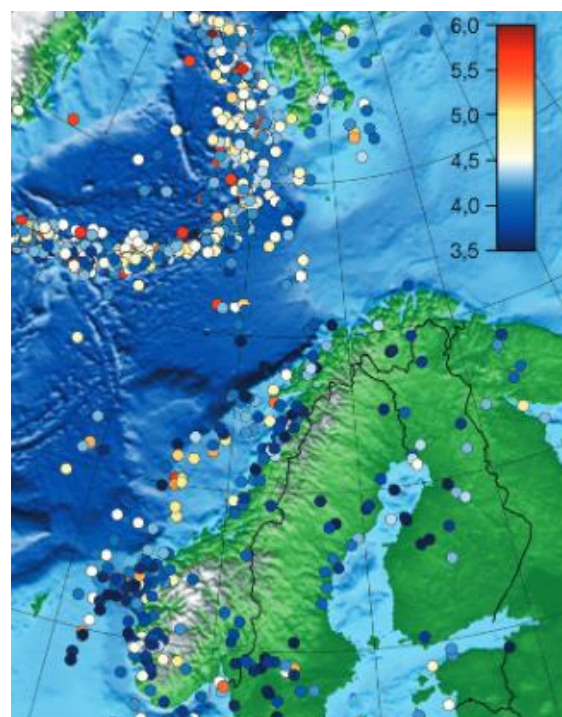
Mangel på betongblandeverk på Svalbard gjør at plasstøpt betongdekke vil være lite praktisk og lønnsomt da det er vesentlig dyrere enn på fastlands-Norge [10, s. 28]. Prefabrikkerte



betongelementer egner seg godt til transport, og med koordinering av frakt via båt sammen med de andre byggematerialene, fremstår dette som et billig alternativ. Hulldekkene tåler større spennvidder enn plasstøpt betonggulv, i tillegg til å ha en raskere fremdrift slik at kostnader ved rigg og drift blir mindre. Det egner seg derimot dårligere for utkragninger og utsparinger, men vil gi en god løsning for bygg med enkel utforming [11, s. 43].

## 2.2. Jordskjelv

Geografisk ligger Norge på i et område som sjeldent opplever jordskjelv. Likevel er Norge det landet i Nord-Europa som er mest utsatt, og naturfenomenet er derfor en del av dimensjoneringen på fastlandet [12]. Gjennom årene har det vært flere jordskjelv, men de er så små at de sjeldent merkes av mennesker. På Svalbard i 2008 ble det målt et jordskjelv med styrke 6,2 på Richters skala [13]. Et annet skjelv ble i 2018, rundt 120 km nordvest for øya Jan Mayen, målt til hele 6,8 [14]. Middelhavsryggen og Storfjorden har hyppige jordskjelvaktiviteter, og på grunn av de arktiske øyenes nærhet er Svalbard i et område som er utsatt for jordskjelv [15]. En oversikt over registrerte jordskjelv de siste 210 årene er visualisert i Figur 2-1.



**FIGUR 2-1: KARTLEGGING AV JORDSKJELV I NORDEN DE SISTE 210 ÅRENE [17]**

Til tross for aktiviteten i området, eksisterer det ikke noe jordskjelvsoneringskart for Svalbard. Dette er mangelfullt i henhold til dagens krav til dimensjonering av bygg og infrastruktur [16]. Da det ofte dimensjoneres for relativt store vindlaster, blir det likevel sjeldent prosjektert for jordskjelv på Svalbard [1]. Jordskjelv påfører bygninger en dynamisk last som blir tatt opp av samme system som for horisontale laster som vind og geometriske avvik. En forskjell er at jordskjelv kan skape like stor påkjenning i alle retninger og påvirker hele konstruksjonen, mens vindlast er avhengig av lastflate og virker som en lokal belastning [17].

### 3. VALG AV BÆRESYSTEM

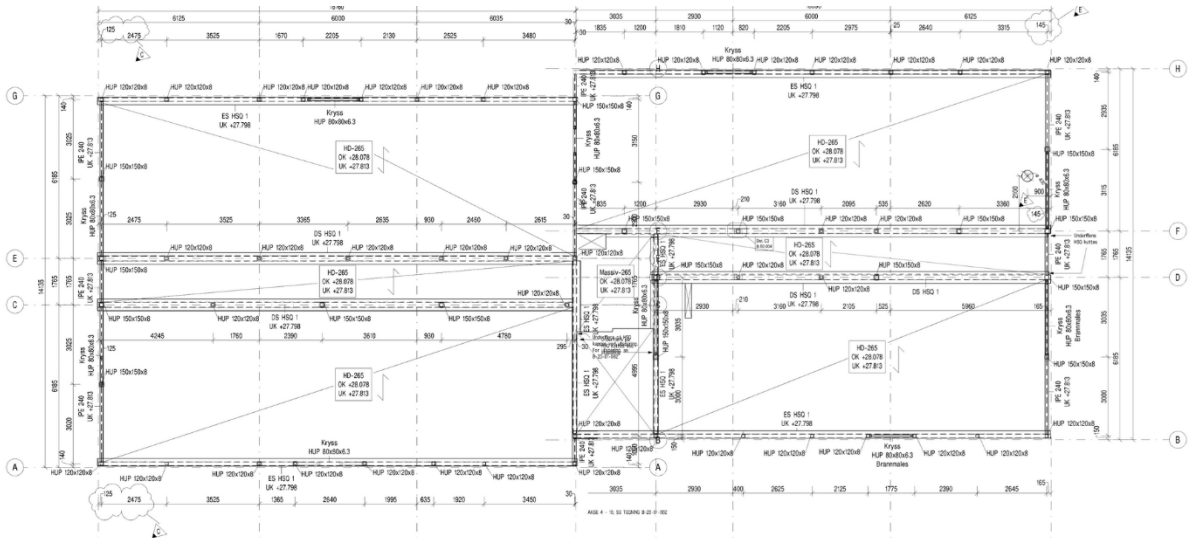
Det vil beskrives nærmere hvordan Elvesletta N2 Blokk 1 er blitt utformet og hvordan Sweco har prosjektert dette. På bakgrunn av deres prosjektering, vil det bli presentert et alternativt bæresystem som danner grunnlaget for videre dimensjonering og beregninger.

#### 3.1. Bæresystem prosjektert av Sweco

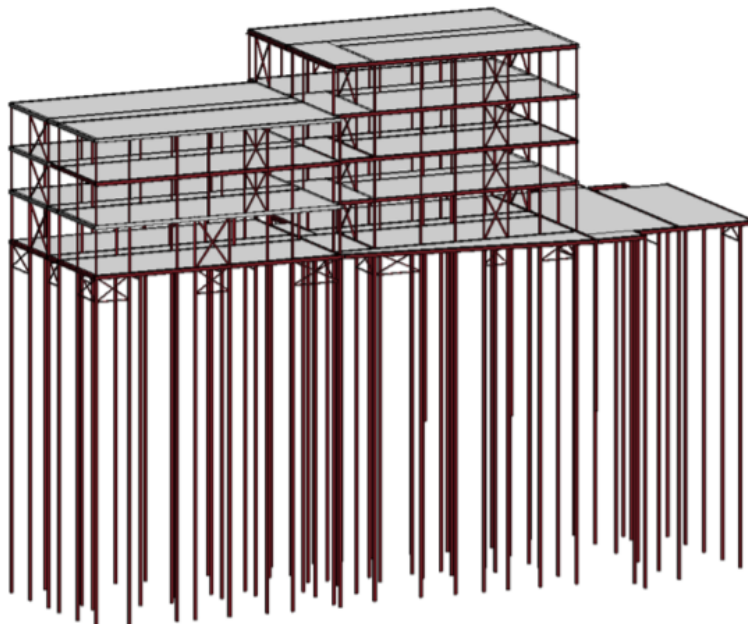
Første etasje i Blokk 1 er prosjektert som næringslokale og det er satt av åpne arealer med få vegger og søyler. Det er færre søyler i første etasje enn det er i resterende etasjer. Dette medfører en irregulæritet av stivheten i bygget da ikke alle vindkryss står kontinuerlig over hverandre. Lengden av vindkryssene er relativt korte på grunn av den korte avstanden mellom søylene. Modell av Swecos bæresystem er vist i Figur 3-2.

Etasjene som er avsatt til boliger alene, har en korridor som avgrenser boenhetene. Begge veggene i disse korridorene er prosjektert med bærende søyler og bjelker. Hulldekkene i Swecos bæresystem spenner normalt på byggets langside, og lengste spennvidde er på overkant av 6 meter, se RIB-tegninger av plansnitt i Figur 3-1. Alle stålsøyler er prosjektert med rektangulære hulprofiler, og stålbjerkene som benyttes er av profil IPE, tosidige- og ensidige hatteprofil.

Avstivningssystemet består av irregulære og regulære vindkryss, og det er fundamentert spissbærende vertikalpeler som overfører horisontallastene videre til grunn som skjær og moment. Hver søyle i første etasje står montert rett over tilhørende pel.



**FIGUR 3-1: SWECOS RIB-TEGNING 1. PLAN, HENTET FRA RAPPORT**



**FIGUR 3-2: 3D-MODELL AV SWECOS BÆRESYSTEM, HENTET FRA RAPPORT**

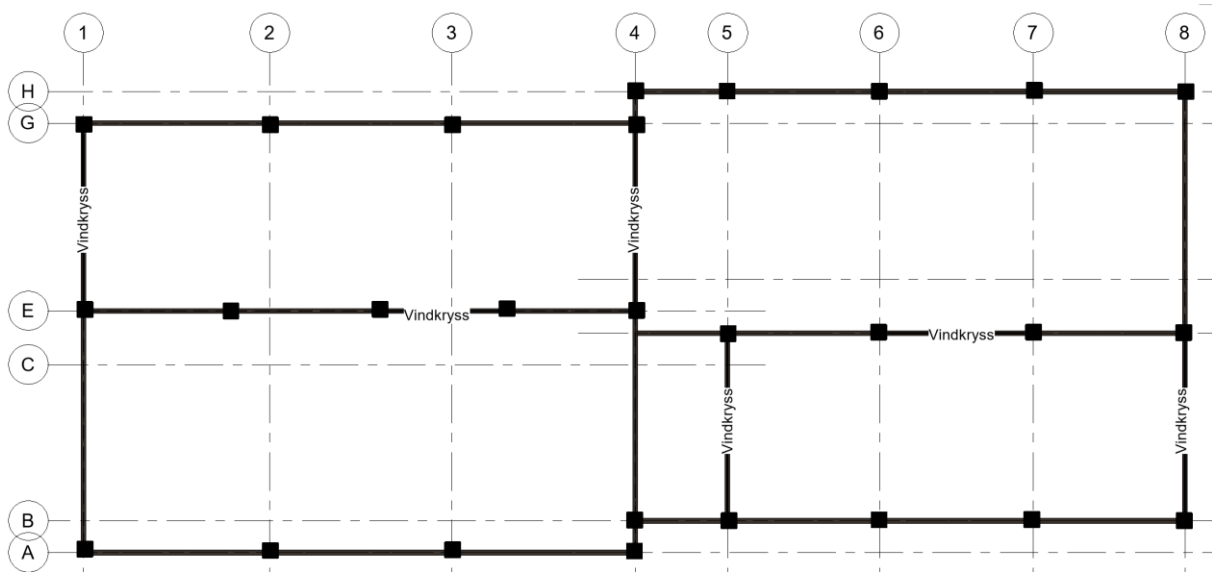
### 3.2. Oppsett av alternativt bæresystem

Grunnlaget for bæresystemet er arkitekttegningene utarbeidet av Årstiderne Arkitekter AS. Arkitekttegninger ble benyttet for å lage et modellutkast av bygningen i Autodesk Revit. Dette utkastet ble benyttet videre i prosessen med å finne forslag til bæresystem.

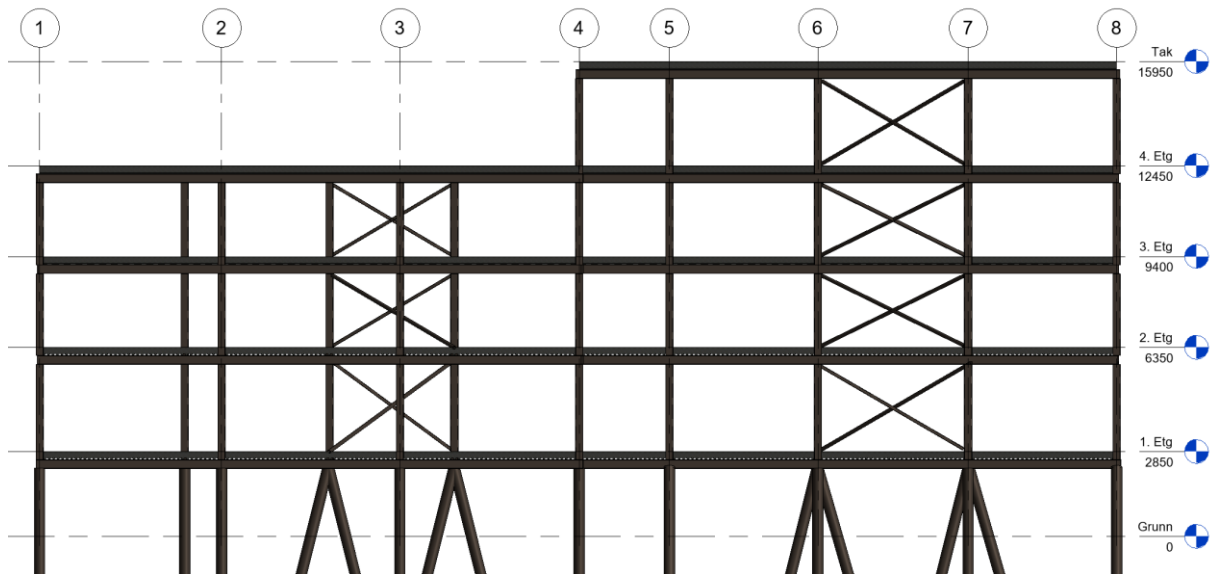
Det endelige forslaget til bæresystem er i stor grad ulikt bæresystemet prosjektert av Sweco. Det alternative bæresystemet består av bærende stålsøyler og -bjelker langs kun én av korridorveggene, noe som forlenger spennet for dekkene. Bygningen består av etasjehøye søyler opp til kontinuerlige bjelker, og alle hulldekker spenner parallelt med gavlveggen over tre bjelkerader. Avstivningssystemet består av et regulært skivesystem med vertikalskiver av vindkryss i stål. Disse er plassert for å gi et sentrert vridningssenter med en tilstrekkelig stivhet. Samtidig har det vært fokusert på at vindkryssene ikke skal være i veien for arkitektens løsninger. Der Sweco har valgt å begrense seg til bruk av peler som kun er installert vertikalt, består det alternative bæresystemet av en kombinasjon av vertikale peler og peler med helning. Skråpelene er plassert som pelebukker under hver søyle tilknyttet et vindkryss.

Byggets fundament består av spissbærende vertikal- og skråpeler som går 25 meter ned til fjell. Det blir valgt å benytte stålkjernepeler da forhold som permafrost, byggeskikk og vedlikehold blir tatt hensyn til. På det høyeste er Blokk 1 plassert 2,85 meter over grunn på pelene, slik at det ikke står direkte på bakken. Færre søyler totalt i bygget fører til mer last i pelene, og er gunstig for å redusere eventuell strekk som oppstår i skråpelene. Bæresystemets plansnitt er illustrert i Figur 3-3 og oppriss i Figur 3-4. For å unngå at strekkpeler løfter i samme fjellvolum og for at de ikke skal kollidere med andre peler i grunn, bør de unngå å stå for tette.

Det alternative bæresystemet er betraktelig redusert i forhold til antall peler og søyler. Dette vil føre til større dimensjoner på elementene, men vil redusere antall knutepunkt. Antall bjelkeelementer som former bygget er relativt uendret, men det er lengre spennvidder og totalt to færre bjelkerader i hver etasje.



FIGUR 3-3: PLANSNITT AV BÆRESYSTEM, LAGET I REVIT



FIGUR 3-4: BÆRESYSTEMET I OPPRISS, LAGET I REVIT

## 4. BREGNINGER

For videre prosjektering av bæresystemet, er det nødvendig å se på hvilke laster som virker på konstruksjonen slik at de bærende elementene kan dimensjoneres.

### 4.1. Egenlast og nyttelast

Egenlasten er en permanent last som tas opp av bæresystemet i bygget og som omfatter blant annet hulldekker, himling, summing, tekniske føringer, tak og lettvegger. Disse elementene vil virke på konstruksjonen gjennom hele byggets levetid. Hvilke materialer som blir benyttet vil avgjøre hvor stor lasten blir, og valg av HD265 blir beskrevet nærmere i kapittel 4.4. Egenvekten til hulldekket ble bestemt ut fra verdier i Dekkesystemer AS sin brosjyre som er rundet opp til sikker side [18]. Karakteristiske egenlast er listet opp under i Tabell 4-1.

Hulldekke: HD265	4,0	kN/m <sup>2</sup>
Egenlast: summing	0,5	kN/m <sup>2</sup>
Egenlast: himling, tak, lettvegger, gulv ...	1,0	kN/m <sup>2</sup>
Fasade	1,0	kN/m <sup>2</sup>

TABELL 4-1: KARAKTERISTISKE EGENLASTER

Da bygget er et kombinert nærings- og boligbygg, ble nyttelasten bestemt ut ifra bruksområdene til de ulike etasjene. Nyttelastene er tatt direkte fra tabell NA.6.2 i EC1-1. For at bruksområde skal kunne endres i senere tid, er hele første etasje satt til bruk av forretningsarealer, selv om deler er planlagt for bruk til boliger. Dette gjør det mulig å endre bruksområde for etasjen uten å forsterke problemer i senere tid. I etasjene over er det kun boligareal, og kategori A for gulv settes som nyttelastkategori for disse etasjene. Unntaket er i 4. etasje der halve planareal blir benyttet som takterrasse. Dette gir nyttelastene som vist under i Tabell 4-2.

Etasje	Kategori	Nyttelast	
1. etasje	D1	5,0	kN/m <sup>2</sup>
2. etasje	A – gulv	2,0	kN/m <sup>2</sup>
3. etasje	A – gulv	2,0	kN/m <sup>2</sup>
4. etasje	Takterrasse	4,0	kN/m <sup>2</sup>
	Leiligheter	2,0	kN/m <sup>2</sup>
Tak	H	0,0	kN/m <sup>2</sup>

TABELL 4-2: KARAKTERISTISKE NYTTELASTER

## 4.2. Snølast

Snølast er en variabel nyttelast som gir horisontale laster på bygget. Snølasten vil variere med årstidene og beregnes ut ifra retningslinjene i EC1-3. Da Blokk 1 er plassert 20 meter over havet og *høydegrensen* er på 150 meter, settes *karakteristisk last for snølast* lik *grunnverdi*. *Formfaktoren for snølast* på flatt tak er bestemt til 0,8, men da bygget er uformet med en takterrasse som grenser til et nærliggende, høyere bygg, må det også beregnes en formfaktor som tar hensyn til snøfonn. *Eksponeringskoeffisienten* og *den termiske koeffisienten* ble begge satt til 1,0. Her ble eksponeringskoeffisienten satt konservativt, men med en nøyere vurdering av om byggeplassen er vindutsatt kunne denne blitt redusert til 0,8. Dette ble likevel ikke gjort da det kan være vanskelig å kategorisere om bygget er utsatt på alle sider, og om det er forhold i topografien som skaper hindringer. I tillegg til utregninger for hånd, ble det gjort en kontroll opp mot OS-prog Lastberegning for å kontrollere resultatene.

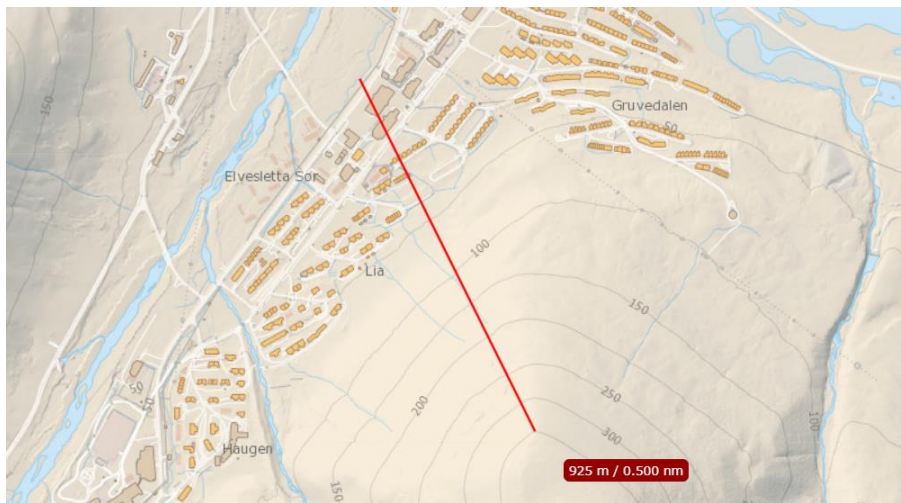
## 4.3. Vindlast

Bygget er plassert i Longyeardalen med Sukkertoppen og Platåberget på hver sin side, og forholdene må undersøkes for å finne *vindkasthastighetstrykket*. Hvor i terrenget bygget er plassert, geometrien på det og terrengruhet er med på å bestemme hvor mye konstruksjonen blir påvirket av vind. Byggested plasseres i terrengruhetskategori I for beregning av vindlast fra åpent hav. Dette er et konservativt valg, og en mer nøyaktig kategori kunne blitt valgt etter befarings eller oppdaterte situasjonsbilder fra satellitt. Vindkastøkning fra bratt terreng må bli tatt hensyn til, og for dette forholdet blir terrengruhetskategori for byggeplass satt til II etter bestemmelser i EC1-4.

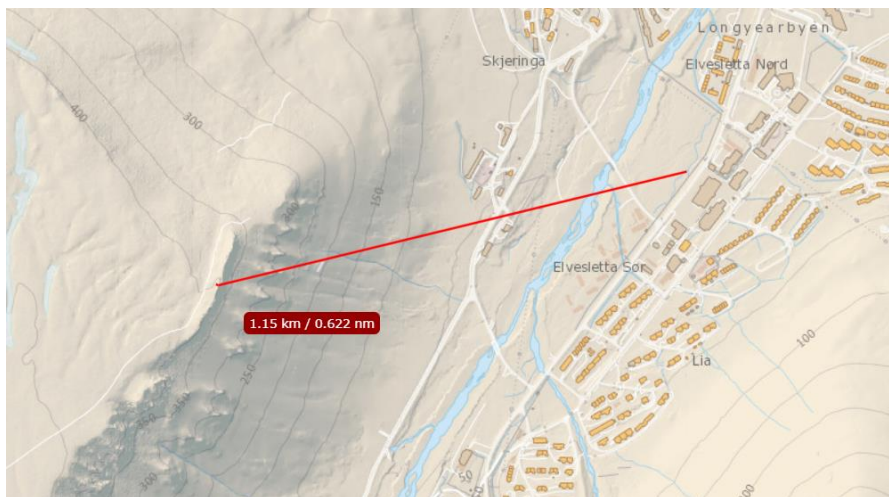
Vind er en variabel nyttelast som skaper trykk- og sugkrefter på overflater. Ved beregning av vindlast tar en utgangspunkt i EC1-4 som viser til at *referansevindhastigheten* for Svalbard settes lik 30 m/s. Det må kontrolleres for vind fra åpne havområder og fallvind fra de nærliggende toppene i dalen. Vindlasten fra åpent hav beregnes fra sone 0 til I med en faktisk avstand på 0,9 km som er blitt målt ved bruk av TopoSvalbard, se Figur 4-1 [19]. Fallvinden blir regnet ut ifra en gjennomsnittlig avstand på 1 km fra sone I til II da begge tilfeller havner innenfor en 30 ° til 40 ° helningsvinkel. Avstand til Platåberget er vist i Figur 4-2. *Terrengformfaktor* og *turbulensfaktor* kan da bestemmes etter anbefalinger i standard. For



begge utfall beregnes *overgangssonefaktor* ved interpolering mellom avstandene 0,5 og 2,5 km for å få en så nøyaktig verdi som mulig.



**FIGUR 4-1: AVSTAND 930 M OG HØYDEKURVE FRA 100 TIL 350 MOH. TIL SUKKERTOPPEN [19]**



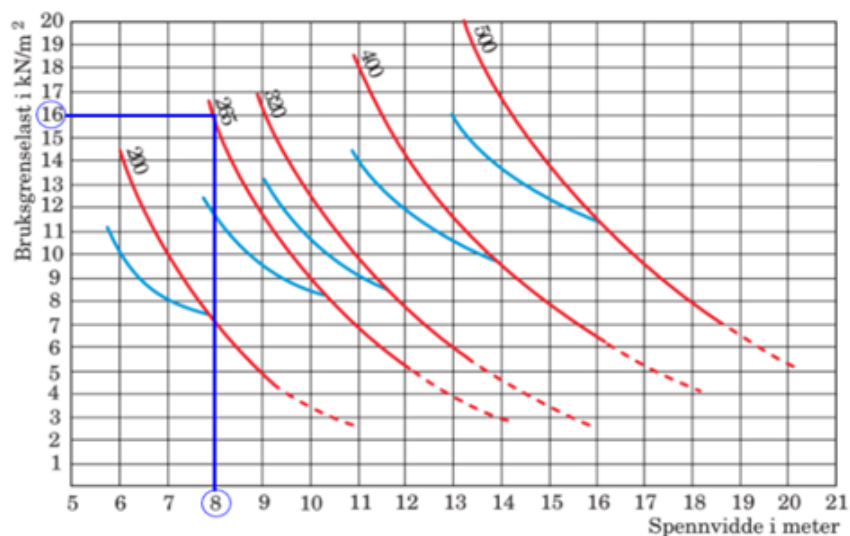
**FIGUR 4-2: AVSTAND 1150 M OG HØYDEKURVE FRA 100 TIL 400 MOH. TIL PLATÅBERGET [19]**

En forenklet metode kan brukes for bygg som befinner seg i horisontalt terreng uten betydelig påvirkning fra topografiske forhold som fjell, åser og skråninger. Denne metoden blir derfor kun brukt for beregning av vindkasthastighetstrykk fra åpent hav, og en mer omfattende metode må bli brukt for å ta hensyn til fallvind fra fjell. Resultatene for begge metodene blir regnet for hånd i Mathcad, og blir kontrollert opp mot OS-prog Lastberegning. Samme program brukes videre for å finne utvendige formfaktorer og vindlast på vegger.

#### 4.4. Dekker

Tykkelse på hulldekket velges ut ifra bruksområdet og spennlengde. Det blir vanligvis brukt HD200 eller HD265 i bygg der det ikke er nødvendig med lange spenn [18]. Ved å benytte seg av et hulldekke med tykkelse 200 mm, tilsier erfaring at en kan få problemer med å overholde brann- og lydkrav [1]. Det er derfor valgt å benytte seg av HD265 i alle etasjene, også på bakgrunn av dimensjonerende last som virker på takterrassen i 4. etasje.

Det blir benyttet største spennlengde i videre beregninger, og god nok kapasitet for lengste spenn gir en indikasjon på at det er god nok kapasitet i resten av dekket. Total spennlengde normalt på langsiden, ville gitt en verdi i overkant av 14 meter. HD265 har en maks spennvidde på 12 meter, og derfor er det valgt å ha en bærende THP-bjelke langs med korridoren midt i bygget [20]. Da får man to ulike spenn der størst spennlengde er på 7,95 meter. Beregninger for kapasitetene i de ulike etasjeskillene er blitt kontrollert opp mot graf i Figur 4-3 for orienterende bæreevne for hulldekker [21]. Slik kan det kontrolleres at en bruker riktig type hulldekke i forhold til belastningene hver etasje blir utsatt for.



FIGUR 4-3: ORIENTERENDE BÆREEVNE FOR HD265 [21]

Figur 4-3 tar ikke hensyn til svingnings- og vibrasjonsforhold i bygget. Det er derfor nødvendig å regne ut dekkets laveste *resonansfrekvens* for å påvise at svingninger som oppstår, er akseptable i forhold til byggets bruksområder. Blokk 1 skal brukes til næringslokaler og leiligheter, og anbefalte minimumssvingninger for kontor er 4 Hz og 5,5 Hz for bolig [22]. Disse tar hensyn til konstruksjonens påkjenninger og menneskelig følsomhet [23]. Formel for

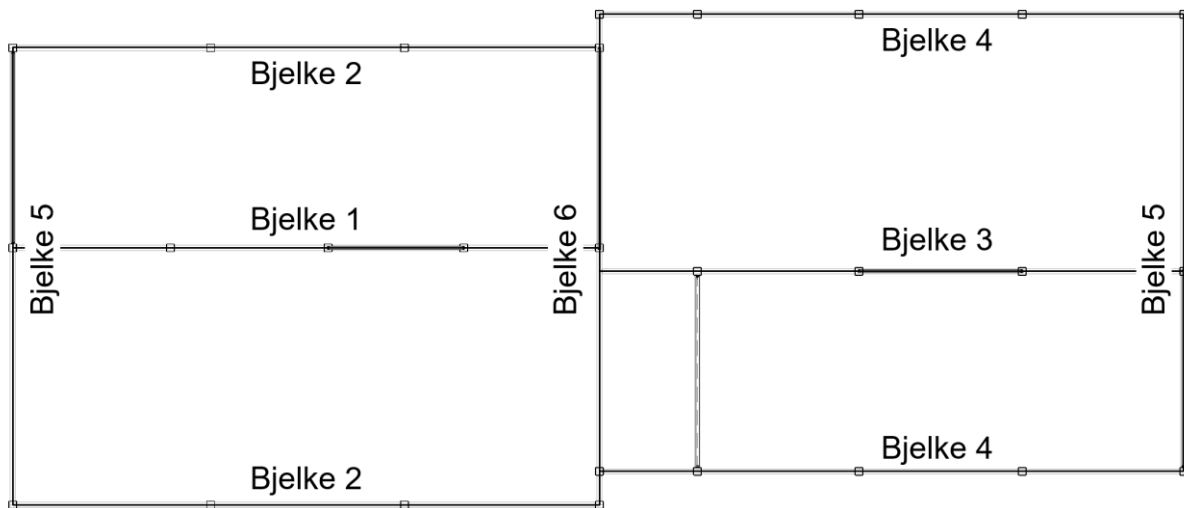
resonansfrekvens er hentet i Betongelementboka og tar hensyn til egenlaster som gir en jevnt fordelt masse, innspenningsforhold, stivhet  $E \cdot I$  og spennlengden [24]. Dekket regnes fritt opplagt i alle etasjer, og i utregningene brukes det en korreksjonsfaktor for innspenningsforhold lik 1. Hvilke opplagringsforhold dekket har vil påvirke stivheten. Høyere stivhet ved økt innspenningsgrad vil gi en økt resonansfrekvens som demper svingningene i dekket bedre [24].

#### 4.5. Bjelker

Da det benyttes prefabrikkerte hulldekker som etasjeskille, er det valgt å bruke tosidige hatteprofiler for bjelke 1 og 3, og HEB- og IPE-profiler langs ytterveggene. Plassering av bjelker er vist i Figur 4-4.

Tosidige hatteprofiler, videre forkortet THP-bjelker, gir en nærmest slett underside av dekket og gjør det enklere å legge tekniske føringer. Bjelkehøyden tilpasses ut ifra dekketykkelsen til HD265 slik at bjelken skjules i dekketykkelsen. Bjelkene er beregnet i en Excel-mal der egendefinerte ståltverrsnitt ble tilpasset ut ifra laster, nedbøyningskrav og spennlengder som virker på de aktuelle bjelkene. Til sikker side vil hatteprofilene beregnes som fritt opplagte bjelker mellom søylene, men i bæresystemet vil de prosjekteres som kontinuerlige. I forhold til foreslåtte dimensjoner, vil det å kontrollere hatteprofilene som kontinuerlige anses som en leverandørprosjektering. Videre blir bjelken med størst påført last kontrollert slik at hele bjelkeraden oppfyller kapasitets- og nedbøyningskrav. Nedbøyning, moment- og skjærkraft vil i realiteten være noe mindre for en kontinuerlig bjelke over søylene.

Det benyttes to ulike hatteprofil med ulik kapasitet. Disse blir valgt etter hvor store skjærkrefter og moment som oppstår i de ulike etasjene, og ut ifra nedbøyningskrav. Opptredende laster på de ulike profilene kontrolleres etter anbefalingene i EC3-1. På grunn av ulike spennlengder på hver side av hatteprofilene, vil det oppstå torsjon i bjelken. Dette løses ved å benytte torsjonslåser som vil holde igjen [25, s. 16]. Stegene vil ikke være utsatt for knekking, da torsjonslåsene virker avstivende [1].



FIGUR 4-4: PLASSERING AV BJELKER, LAGET I REVIT

Det benyttes HEB- og IPE-bjelker langs ytterveggene i bygget. Disse blir bestemt ut fra beregninger gjort i OS-prog K-Bjelke der de beregnes kontinuerlige over søylene. Likt blir det for bjelke 6. Det er blitt valgt å se på HEB-bjelker i ytterveggene som tar last fra både dekket og fasaden. Ensidig hatteprofil ble vurdert, men siden det ikke er tenkt store vinduer eller installasjoner i ytterveggene, vil det bli en unødvendig og kostbar løsning. HEB-bjelker under dekkene er tilstrekkelig og billigere enn spesialbestilte EHP-bjelker. I en detaljprosjektering ville det også vært aktuelt å se på HEA- og IPE-bjelker dersom de hadde tilfredsstillende løsninger fra arkitekt og tekniske fag. Disse er billigere, og en kunne kommet enda bedre ut i forhold til materialbruk. På bakgrunn av dette brukes det IPE-bjelker for bjelkene som hovedsakelig kun tar last fra fasade. Videre virker bjelkene langs dekkets retning som strekkstav for dekkeskivene og gir ekstra stivhet til konstruksjonen.

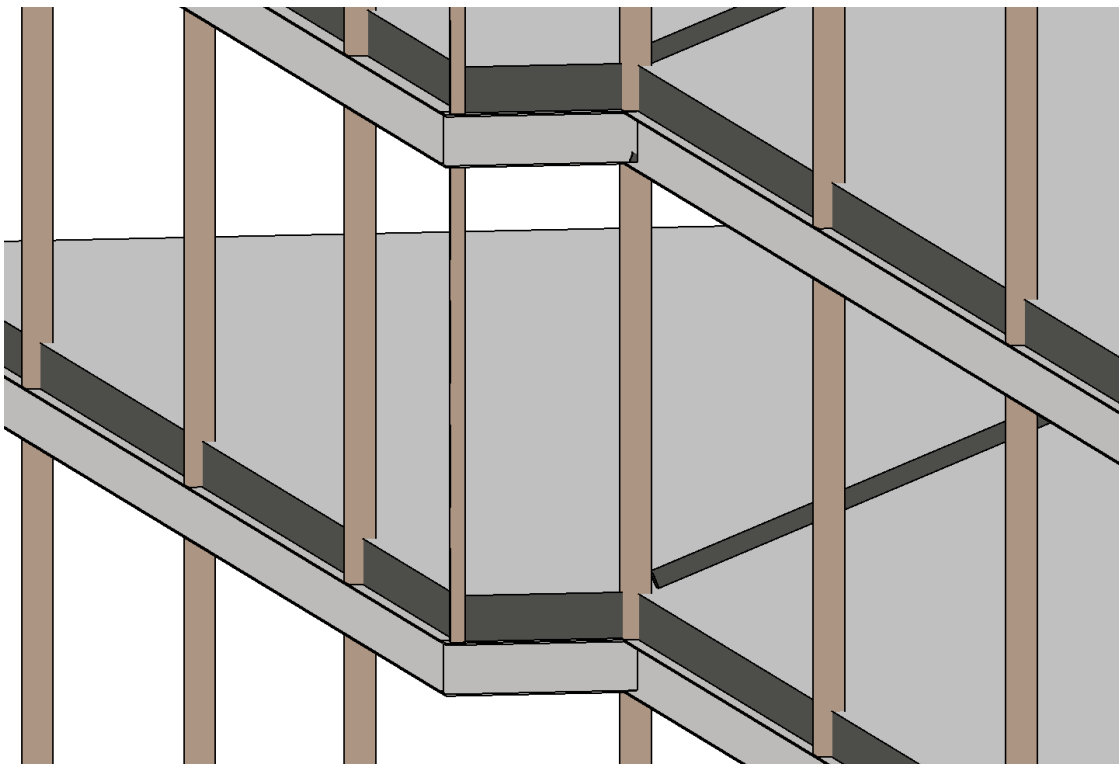
Maksimal tillatt *nedbøyning* på hovedbjelker som bærer dekke, pleier som regel å bestemmes av byggherre i hvert prosjekt. I prosjekteringen vil det bli brukt et krav på minste verdi av  $L/250$  eller 25 mm mot nedbøyning som regnes i bruksgrensetilstand [26]. Langs ytterveggene vil bjelkene belastes av vekten til fasaden, og flere fasadeleverandører har satt et nedbøyningskrav på 9 mm for nyttelasten [1]. Det vil bli regnet på total nedbøyning fra både egenlast og nyttelast for samtlige bjelker.

Det regnes ut en resonansfrekvens for bjelkene for å sjekke om det er nødvendig å regne på korrelasjon mellom dekkets og bjelkens resonans. Denne regnes ut ved samme metode som

for dekket. Fullstendig beregning for bjelker finnes i vedlegg E og F. Forholdet mellom bjelkens og dekkets resonansfrekvens, kalles *frekvensforhold*. Et frekvensforhold på 1 er ugunstig da begge elementer vil svinge sammen og gi en større bevegelse i konstruksjonen [1]. Dette kan gjøre at det oppleves ubehagelig å oppholde seg i bygget. Bjelkene bør ha en resonansfrekvens minst to ganger dekkets svingning for å unngå å regne på korrelasjon mellom dekke og bjelke. Frekvensforholdet blir funnet ved å se på frekvensen til den bjelken som gir et forhold nærmest lik 1 i verdi.

#### 4.6.Søyler

Samtlige søyler er leddet til under- og overliggende bjelke i hver etasje, og er sentrisk plassert rett over hverandre. Søylene fører ned til pel, med unntak av utkraget løsning visualisert i Figur 4-5. Disse søylene virker hovedsakelig avstivende for etasjene, og vil bære lite last.

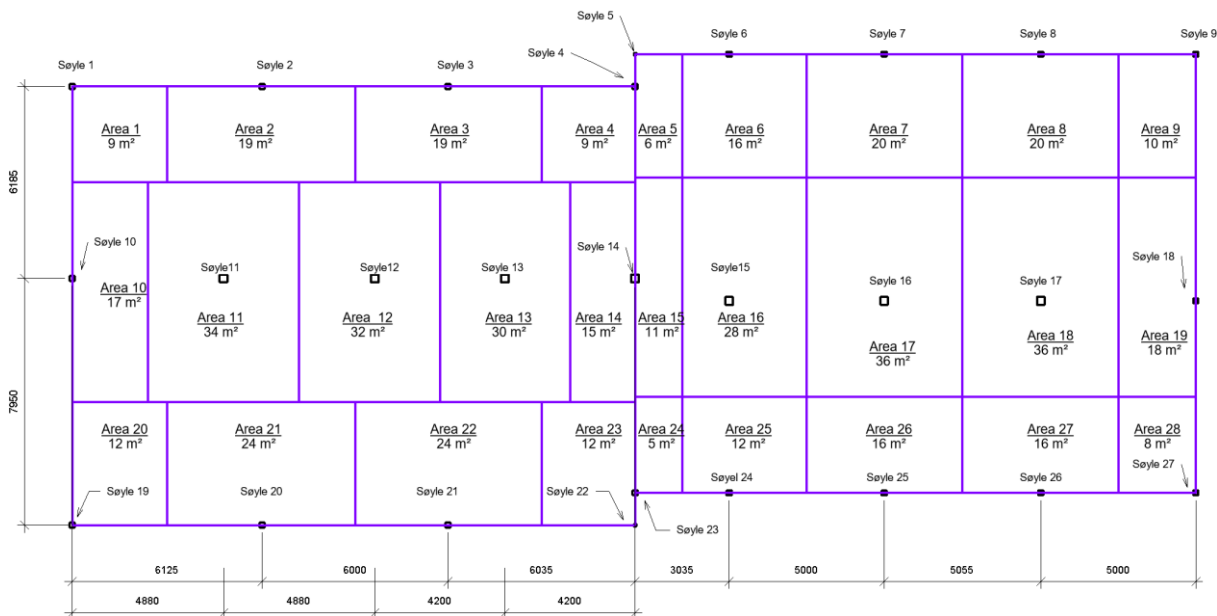


FIGUR 4-5: SØYLE 5 OG 22 VIRKER AVSTIVENDE OVER UTKRAGER, LAGET I REVIT

Søylelastene er funnet ved å fordele lastarealene til de enkelte søylene, som er gjort ved antagelse om at bjelkelasten fordeler seg jevnt. Denne metoden vil stemme for fritt opplagte bjelker, men vil avvike noe fra virkelig last da de er prosjektert som kontinuerlige bjelker. Kontinuiteten kan medføre en økning opp til 25% i opplagerkreftene, avhengig av hvordan bjelken er lagt opp. Lastøkningen er kontrollert ved å modellere aktuelle bjelker i OS-prog K-Bjelke, og deretter sammenligne med opplagerkreftene fra fritt opplagt bjelke.

Søylene kontrolleres for største opptredende trykkraft og moment fra eksentrisitet som kan oppstå fra unøyaktigheter og moment overført fra bjelke. Det er ikke detaljberegnet og funnet egnet profil for hver enkelt søyle, da det er opp til leverandør hva som vil være mest lønnsomt. Det er kontrollert et profil som holder for søylene midt i bygget, og et profil som holder for søylene i ytterveggene på bygget. Kvadratiske hulprofiler er benyttet for alle søyler.

Arealinndelingsverktøyet til Revit er brukt for å få en oversikt over areal som hver søyle bærer, som vist på Figur 4-6. Excel-filen i vedlegg G.1 gir en oversikt på hva som er egenvekt, dominerende nyttelast og andre nyttelaster. I tillegg til nyttelast og egenvekt fra dekkene, må det tas hensyn til trykkbidraget vindkryssene gir.



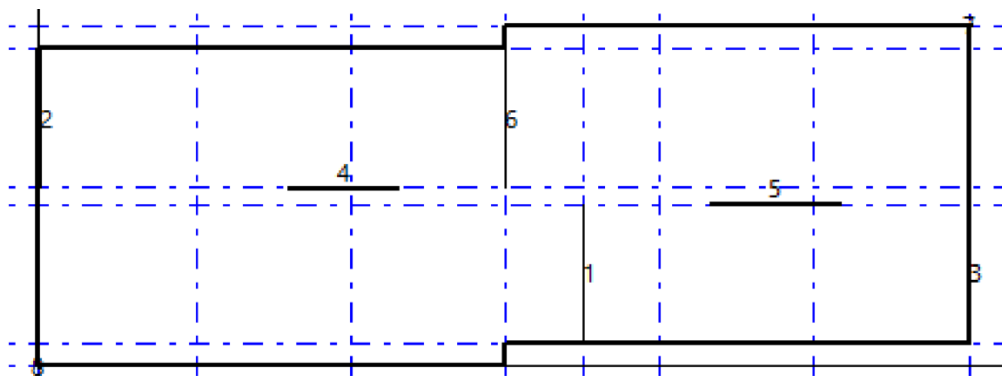
FIGUR 4-6: AREAL SOM VIRKER PÅ HVER SØYLE, LAGET I REVIT

## 4.7. Avstivningssystem

Avstivningssystemet baserer seg på at vindlasten som treffer fasaden, fordeler seg gjennom horisontale skiver til vindkryssene. Dekkene vil fungere som horisontale skiver i bæresystemet. De horisontale lastene konstruksjonen blir påført, skal føres hele veien fra toppen av bygget gjennom vindkryss som strekker seg kontinuerlig gjennom alle etasjer. Til slutt blir de tatt opp som aksialbelastning i skråpelene. Bygget skal kontrolleres for horisontal forskyvning i toppen, og vindkryssene må kontrolleres for de opptredende kreftene. Plasseringen av skivene er avgjørende for å oppnå et stabilt bygg og hindre rotasjon i bygget.

Kreftene som oppstår i vindkryssene, er beregnet i OS-prog V-Skive og kontrollert opp mot håndberegninger gjort i Mathcad. V-Skive er et program for beregning av betongskiver, og håndterer ikke vindkryss. Omregning er nødvendig slik at den relative stivheten mellom skivene blir riktig.

Figur 4-7 viser V-Skivemodell i første plan. For kontrollberegning av translasjon og rotasjon, er det lagt inn to skiver i ytterhjørner. Skivene vil ikke ha innvirkning på resultatet i beregningsrapporten, og de gjør det mulig å lese av forskyvningen til ytterkanten av bygget.

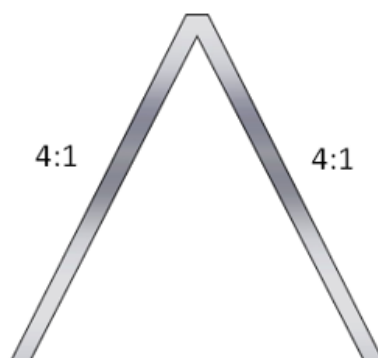


FIGUR 4-7: PLASSERTE VINDKRYSS, HENTET FRA OS-PROG V-SKIVE

## 4.8. Peler

Det er benyttet vertikale peler som kun tar vertikale krefter, og skråpeler i pelebukker som både tar vertikallaster og de horisontale lastene fra vind. Fordelen med å benytte pelebukker er at de tar horisontalkreftene som aksialkraft, mens vertikalpeler må ta det som moment og skjær. Dette reduserer behovet for mengden peler i prosjektet. Det er om å gjøre at pelebukkene ikke står for tette. Slik unngår en at de kolliderer i grunnen og at de ikke gir strekkrefter i samme fjellvolum.

Vekslende retning på vinden gjør at skråpelene veksler på å ta trykk og strekk. Av den grunn dimensjoneres skråpelene etter største trykkraft, mens strekkraften bestemmer hvor dypt pelene må bores inn i fjell. Skråpelene blir boret inn i grunnen med en helning 4:1, illustrert i Figur 4-8. For de vertikale pelene er det nok at de bores to meter inn i fjell og dimensjoneres for trykkraften [1]. Når alle pelene går ned til fjell, er det liten fare for setninger og skjevstilling i bygget.



FIGUR 4-8: PELEBUKK MED HELNING 4:1, LAGET I PHOTOFILTRE



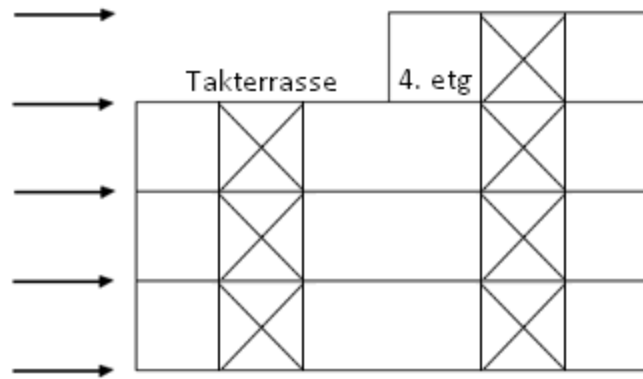
#### 4.9. Seismiske laster

Norge kategoriseres som et lavseismisk område og gjør at en kan unnlate å dimensjonere bygg for jordskjelv dersom en kommer under ett eller flere utelatelseskriterier. Totalt er det fire slike kriterier en kan oppfylle. Det første kriteriet omhandler hva slags konstruksjonstype bygget er og hva slags seismisk klasse det da havner i. Bygg som ikke er vitale havner i seismisk klasse I og tilfredsstiller dette kriteriet. Dette er blant annet småhus, landbruksbygg og kaier.

Dersom byggeplassen befinner seg i et område med svært lav seismisitet der produktet  $a_g \cdot S$  er mindre enn  $0,49 \text{ m/s}^2$ , oppfylles det andre kriteriet. Kartgrunnlaget for de seismiske sonene på Svalbard er ikke kartlagt, men det blir ofte brukt en *dimensjonerende grunnakselerasjon* på  $1,05 \text{ m/s}^2$  [1]. En høy verdi i forhold til anbefalte verdier i EC8 for fastlandet. *Forsterkningsfaktor* for grunnforhold bestemmes ut ifra hvordan grunntype en har. Blokk 1 blir bygd på et område der avstand ned til fjell er 25 m, og dette gir grunntype B.

Det tredje kriteriet oppfylles dersom *dimensjoneringspektrumet* får en verdi mindre enn  $0,49 \text{ m/s}^2$ . Det finnes to metoder en kan bruke; tverrkraftmetoden og modal respons-spektrum analyse. For å bruke tverrkraftmetoden, må det kontrolleres om bygget oppfyller betingelsene gitt i EC8, slik at det kan kategoriseres som regulært i oppriss. Kriteriene omhandler at byggets sidestivhet og masse skal være tilnærmet kontinuerlig eller endres jevnt oppover i bygget uten brå endringer. Kriteriet for stivheten i bygget oppfylles da denne ikke endres vesentlig.

Takterrassen utgjør omtrent halvparten av arealet i 4. etasje, og overstiger kriterium på at tilbaketrunkne del ikke skal overstige mer enn 30% av planareal over fundament. Dermed er Blokk 1 kun regulær i oppriss fra 1.-3. etasje. Terrassen vil gi en brå endring i 4. etasje, i tillegg til at denne delen ikke er plassert symmetrisk om bygningskropp. Dette illustreres i Figur 4-9.



FIGUR 4-9: BYGGET HAR KUN REGULARITET I OPPRISS FRA 1.- 3. ETASJE, LAGET I PHOTOFILTRE

Selv om bygget ikke oppfyller begge kriterier, vil det videre bli brukt tverrkraftmetoden for å analysere konstruksjonen og sannsynliggjøre at det ikke er behov for å dimensjonere for jordskjelv. En modal respons-spektrum analyse må egentlig utføres da bygget ikke har regularitet i oppriss, men en slik analyse er mer tidkrevende. Tverrkraftmetoden blir brukt for at ikke beregningene skal bli for omfattende. Viser det seg at bygget er godt innenfor et utelatelseskriterium etter denne metoden, vil det med stor sannsynlighet også oppfylle kriteriet etter modal respons-spektrum analysen. Det blir brukt en alternativ estimering for å regne ut byggets *første egensvingeperiode*. *Elastisk forskyvning* i toppen av bygningen blir funnet i OS-prog V-Skive ved at man ser på egenvekt og andel av nyttelaster som virker på arealet i de ulike etasjene i henhold til EC8.

Det fjerde og siste utelatelseskriteriet kommer ofte til anvendelse da bygg på Svalbard gjerne blir påvirket av store vindlaster. Det kan likevel være utfordrende å komme inn under dette kriteriet på grunn av at det blir benyttet en høy grunnakselerasjon. Dersom dimensjonerende vindlast og skjevlast med lastfaktorer er større enn *horisontalkraft over terrengnivå*, kan en utelate ytterligere kapasitetskontroll for jordskjelv. For å ta hensyn til skjevlast blir det gjort en forenklet beregningsmetode etter NS 3490 der en går ut ifra at skjevstillingslasten tilsvarer 0,5% av vertikale laster.

## 5. DIMENSJONERING OG RESULTATER

Dimensjonerende laster og lastkombinasjoner i bæresystemet må kontrolleres, og de bærende elementene i bygget blir dimensjonert og kontrollert opp mot krav i standard.

### 5.1. Egenlast og nyttelast

Tabell 5-1 viser lastene som virker på de ulike etasjene i bygget. Dimensjonerende laster blir beregnet etter dimensjoneringsituasjon 6.10b i EC. Disse verdiene brukes når det skal regnes i bruddgrensetilstand, og kontrollere om de mest ugunstige lasttilfellene vil gi brudd i konstruksjonen eller ikke. Lastfaktorer blir lagt til i de ulike lastkombinasjonene, noe som tar hensyn til usikkerheter og krav til pålitelighet. Karakteristiske laster blir benyttet i bruksgrense når bæresystemet skal kontrolleres for funksjonsdyktighet. Ved beregning av nedbøyning og elastisk forskyvning i toppen av bygget, kontrolleres det i bruksgrense.

Størst laster virker over 1. etasje og takterrassen i 4. etasje, og blir viktige i videre prosjektering av bæresystemet ved valg av hulldekke og dimensjoner på søyler, bjelker og peler. Vedlegg A gir fullstendige utregninger for karakteristiske- og dimensjonerende laster.

Etasje	Egenlast	Nyttelast dominerende	Nyttelast varierende	Kar. laster	Dim. laster		
1. etasje	5,5	5,0	0,0	10,50	14,10	kN/m <sup>2</sup>	
2. etasje	5,5	2,0	0,0	7,50	9,60	kN/m <sup>2</sup>	
3. etasje	5,5	2,0	0,0	7,50	9,60	kN/m <sup>2</sup>	
4. etasje	Takterrasse	5,5	4,5	4,0	14,00	17,55	kN/m <sup>2</sup>
	Leiligheter	5,5	2,0	0,0	7,50	9,60	kN/m <sup>2</sup>
Tak	5,5	2,8	0,0	8,30	10,80	kN/m <sup>2</sup>	

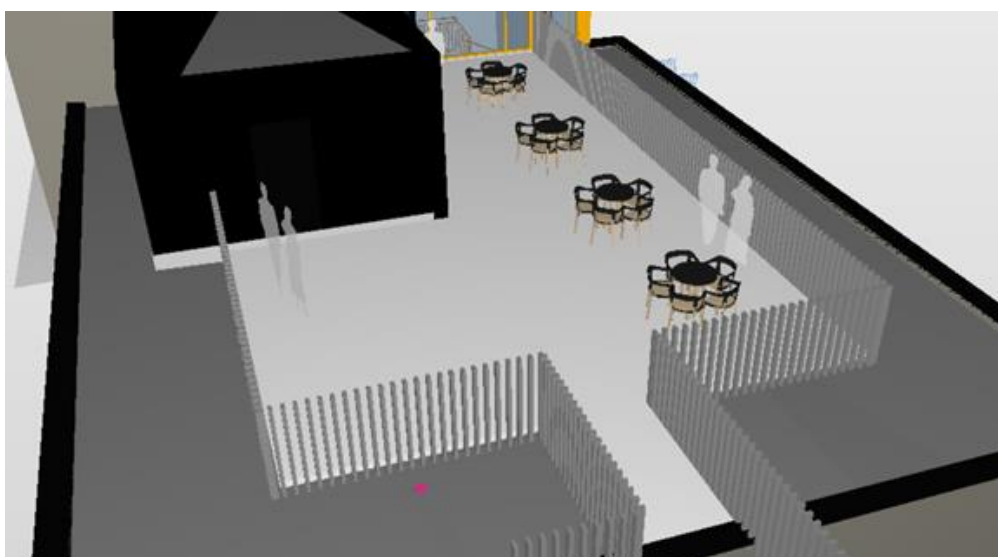
TABELL 5-1: KARAKTERISTISKE OG DIMENSJONERENDE LASTER FOR DE ULIKE ETASJENE

## 5.2.Snølast

Blokk 1 består av to bygningsdeler med to ulike taknivåer. Det er nødvendig å ta hensyn til det nærliggende, høyere bygget som kan skape store laster i form av snøfonning. Både håndberegninger og OS-prog Lastberegning gir en varierende last på 2,8 til 7 kN/m<sup>2</sup> i en utbredelse på 7 meter ved høyre del og teknisk bygg. Forenklet settes snølasten lik 4,5 kN/m<sup>2</sup> for hele terrassedelen da ulike hindringer som oppførte gjerder også kan skape snøfonning, se Figur 5-1. Takdel uten adkomst har ingen hindringer som kan føre til snøfonning og her benyttes en snølast på 2,8 kN/m<sup>2</sup>. Resultat for snølast er vist under i Tabell 5-2.

	Formfaktor	Snølast	
Flatt tak	0,8	2,8	kN/m <sup>2</sup>
Lokal snøfonning	2,0	7,0	kN/m <sup>2</sup>
Forenklet snølast, terrasse del		4,5	kN/m <sup>2</sup>

TABELL 5-2: KARAKTERISTISK SNØLAST



FIGUR 5-1: HØYERE TILHØRENDE BYGG, TEKNISK BYGG OG ANDRE HINDRINGER SKAPER FONNING, HENTET FRA SOLIBRI-FIL

### 5.3. Vindlast

Ved utregning av overgangssonefaktor fra hav og fjell, blir den interpolerte verdien tilnærmet lik da det er minimale forskjeller i avstand fra sone A til B. Resultatet for vindlast fra hav og fjell er vist i Tabell 5-3 og Tabell 5-4. Forenklet metode for vind fra åpent hav gir en vindlast på 1,94 kN/m<sup>2</sup> og kontrollberegning i OS-prog Lastberegning gir minimale forskjeller.

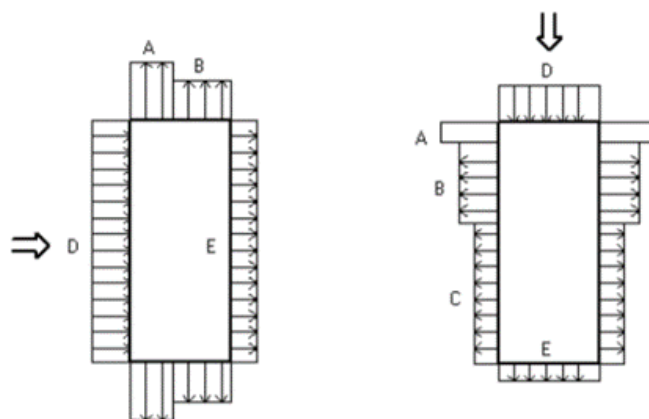
Omfattende beregning for hånd av fallvind fra fjell gir et vindkasthastighetstrykk på 2,07 kN/m<sup>2</sup>. Da OS-prog Lastberegning ikke tar hensyn til overgangssonefaktor ved fallvind, gir kontrollberegningen en vindlast på 1,81 kN/m<sup>2</sup>. Når faktoren blir tatt med i beregningene får man en verdi på 2,04 kN/m<sup>2</sup>, noe som er tilsvarende samme resultat som for håndberegningen i Mathcad. Fullstendige utregninger finnes i vedlegg C.

Vind fra åpent hav				Sone 0 til I	
Avstand fra sone A til B				Overgangssonefaktor	
$X_{B,I}$	0,5	km	$k_{3,I}$	1,15	
$X_{B,II}$	2,5	km	$k_{3,II}$	1,05	
$X_B$	0,9	km	$k_3$	1,13	
Vindkasthastighetstrykk					
Forenklet metode for hånd	$q_p(z) = k_3 \cdot q_{p0}(z)$			1,94	kN/m <sup>2</sup>
Kontrollberegning i OS-prog Lastberegning				1,93	kN/m <sup>2</sup>

TABELL 5-3: RESULTAT VIND FRA ÅPENT HAV

Fallvind fra Sukkertoppen og Platåberget				Sone I til II	
Avstand fra sone A til B				Overgangssonefaktor	
$X_{B,I}$	0,5	km	$k_{3,I}$	1,150	
$X_{B,II}$	2,5	km	$k_{3,II}$	1,050	
$X_B$	1,0	km	$k_3$	1,125	
Vindkasthastighetstrykk					
Omfattende metode for hånd	$q_p(z) = (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v) \cdot q_m \cdot k_3$			2,07	kN/m <sup>2</sup>
Kontrollberegning i OS-prog Lastberegning				Uten overgangssonefaktor	1,81 kN/m <sup>2</sup>
				Med overgangssonefaktor	2,04 kN/m <sup>2</sup>

TABELL 5-4: RESULTAT FALLVIND FRA SUKKERTOPPEN OG PLATÅBERGET



FIGUR 5-2: FORMFAKTORER UT IFRA VINDRETNING, HENTET FRA OS-PROG LASTBEREGNINGER

Da bygningen er rektangulær, er det nødvendig å se på hvordan vindretningen påvirker utvendig trykk på bygget. Som vist på Figur 5-2 så vil formfaktorer for sone A, B og C utligne hverandre, mens vindlast i sone D og E vil gi utslag i en forskyvningsberegning. Derfor blir vindlast fra fjell inkludert formfaktorer på lo- og lesiden for langvegg dimensjonerende videre i horisontal-lastberegningene, se resultat i Tabell 5-5.

Formfaktorer	D	0,80	E	-0,50	
Vindhastighetstrykk inkl. formfaktor				2,69	kN/m <sup>2</sup>

TABELL 5-5: RESULTAT FALLVIND INKLUDERT FORMFAKTORER

#### 5.4. Dekker

Det er blitt benyttet HD265 i alle etasjene, noe som gir en orienterende bæreevne på 16 kN/m<sup>2</sup> ved største spennlengde på 7,95 meter. Se Figur 4-3. Største belastning som oppstår av påført egenlast og nyttelast, er på takterrassen i 4. etasje lik 9,63 kN/m<sup>2</sup> som vist i Tabell 5-8. Dekkene i Blokk 1 er derfor godt innenfor kapasiteten.

<b>Dekke 1. etasje</b>		
Spennlengde	7,95	m
Påført egenlast, g	1,50	kN/m <sup>2</sup>
Nyttelast, p	5,00	kN/m <sup>2</sup>
Belastningskontroll		
$0,75 \cdot g + p$	6,13	kN/m <sup>2</sup>

TABELL 5-6: BELASTNINGSKONTROLL DEKKE 1. ETASJE

<b>Dekke 2, 3. og 4. etasje – høyre</b>		
Spennlengde	7,95	m
Påført egenlast, g	1,50	kN/m <sup>2</sup>
Nyttelast, p	2,00	kN/m <sup>2</sup>
Belastningskontroll		
$0,75 \cdot g + p$	3,13	kN/m <sup>2</sup>

**TABELL 5-7: BELASTNINGSKONTROLL DEKKE 2, 3 OG 4 (HØYRE). ETASJE**

<b>Dekke 4. etasje – venstre (takterrasse)</b>		
Spennlengde	7,95	m
Påført egenlast, g	1,50	kN/m <sup>2</sup>
Nyttelast, p	8,50	kN/m <sup>2</sup>
Belastningskontroll		
$0,75 \cdot g + p$	9,63	kN/m <sup>2</sup>

**TABELL 5-8: BELASTNINGSKONTROLL DEKKE 4 (VENSTRE). ETASJE**

<b>Tak</b>		
Spennlengde	7,95	m
Påført egenlast, g	1,50	kN/m <sup>2</sup>
Nyttelast, p	2,80	kN/m <sup>2</sup>
Belastningskontroll		
$0,75 \cdot g + p$	3,93	kN/m <sup>2</sup>

**TABELL 5-9: BELASTNINGSKONTROLL TAK**

De fleste dekkene får en verdi godt under kapasiteten på 16 kN/m<sup>2</sup>, og en kunne her ha vurdert å benytte seg av et mindre hulldekke. Ved bruk av HD200 vil bæreevnen være på 7 kN/m<sup>2</sup> og belastningskontrollen gir tilfredsstillende verdier, med unntak av takterrassen. HD200 vil ikke bli benyttet i de andre etasjene da dekket kan få problemer med å overholde brann- og lydkrav. I tillegg er resonansfrekvensen anbefalt til 4 Hz og 5,5 Hz. Som vist i Tabell 5-10 gir hulldekket en svingning på 5,15 Hz. Dette er under anbefalt verdi for bolig. Her kunne en økt frekvensen ved å benytte seg av et annet innspenningsforhold som gir høyere stivhet, eller øke dimensjonene på hulldekket. Bruksmessig blir det derfor benyttet HD265 i alle etasjene. Beregningene gir en resonansfrekvens på 7,45 Hz, noe som tilfredstiller anbefalte minimum.

Dekke	HD200	HD265	
$f = \pi / (2 \cdot L^2) \cdot \sqrt{EI / m_b}$	5,15	7,45	Hz

**TABELL 5-10: RESONANSFREKVENNS FOR HD200 OG HD265**

## 5.5. Bjelker

Da det benyttes hulldekke med tykkelse 265 mm i etasjeskillene, er det gunstig å bruke hatteprofiler med høyde lik 250 mm for bjelke 1 og 3. Slik kan hulldekket bli opplagt på THP-bjelkenes underkantflens, og ekstra høyde er tilgjengelig for summing og brannbeskyttelse av stålprofilet.

Største moment og skjærkraft oppstår i bjelke 1 i 4. etasje, og det er nødvendig å bruke et hatteprofil med nok kapasitet og som overholder tillatt nedbøyning. Bjelken får en utnyttelsesgrad på 97,7% for moment og 40,0% for skjærkraft, se resultat i Tabell 5-11. THP 1 er det største hatteprofilet, og blir benyttet for bjelke 1 og 3 i 1. etasje. En deformasjon på 18,9 mm er innenfor krav på L/250, men likevel er nedbøyningen så stor at en bør vurdere å utføre denne bjelken krum eller med overhøyde.

Bjelke 1						
4. etasje – venstre			THP 1			Utnyttelse
$M_{Ed}$	369,2	kNm	$M_{Rd}$	378,1	kNm	97,7 %
$V_{Ed}$	302,6	kN	$V_{Rd}$	755,9	kN	40,0 %
Nedbøyning i felt			Nedbøyningskrav			
$\delta = 5/384 \cdot qL^4/EI$	18,9	mm	L/250 eller 25 mm	19,5	mm	

TABELL 5-11: KAPASITET OG NEDBØYNING FOR BJELKE 1

Langs ytterveggene er det bjelke 2 som får størst påkjente laster fra 4. etasje og fasade, og HE280B-bjelker blir benyttet for bjelke 2 i 1. og 4. etasje. En får en nedbøyning på 7 mm som er tilfredsstillende i forhold til et mulig krav fra fasadeleverandør på 9 mm. Kapasiteten til HE280B er beregnet etter EC3-1, og utnyttelsene er vist under i Tabell 5-12.

Bjelke 2						
4. etasje – venstre			HE280B			Utnyttelse
$M_{Ed}$	303,0	kNm	$M_{Rd}$	466,6	kNm	64,9 %
$V_{Ed}$	288,0	kN	$V_{Rd}$	600,1	kN	47,9 %
Faktisk nedbøyning			Nedbøyningskrav			
Kontinuerlig bjelke	7,0	mm	Fasade	9,0	mm	

TABELL 5-12: KAPASITET OG NEDBØYNING FOR BJELKE 2 FRA OS-PROG K-BJELKE

THP 2 er et hatteprofil som skal tåle påkjenningene fra moment og skjærkraft som oppstår i de resterende midtbjolkene i 2. til 5. etasje. Største laster på bjelke 3 oppstår på taket i 5. etasje. Som resultatet under i Tabell 5-13 viser, får man en utnyttelse på 82,9% for moment og 40,3% for skjærkraft. En deformasjon på 16,6 mm er innenfor krav, og som for bjelke 1 bør det vurderes å utføre bjelke 3 krum eller med overhøyde.



Bjelke 3						
Tak			THP 2			Utnyttelse
$M_{Ed}$	243,8	kNm	$M_{Rd}$	293,8	kNm	82,9 %
$V_{Ed}$	192,9	kN	$V_{Rd}$	478,3	kN	40,3 %
Nedbøyning i felt			Nedbøyningskrav			
$\delta = 5/384 \cdot qL^4/EI$	16,6	mm	L/250 eller 25 mm	20,2	mm	

TABELL 5-13: KAPASITET OG NEDBØYNING FOR BJELKE 3

HE260B skal tåle de dimensjonerende lastene som virker på bjelke 4 i 2. og 3. etasje i tillegg til last fra fasaden. Utnyttelsene for moment på 40,9% og 29,4% for skjærkraft gir en tilfredsstillende kapasitetskontroll. Største nedbøyning kommer på 7 mm, se Tabell 5-14 for resultater. HE260B blir benyttet i bjelke 4 i alle etasjene, i tillegg til bjelke 2 i 2. og 3. etasje.

Bjelke 4						
2. og 3. etasje			HE260B			Utnyttelse
$M_{Ed}$	159,0	kNm	$M_{Rd}$	388,8	kNm	40,9 %
$V_{Ed}$	155,0	kN	$V_{Rd}$	527,0	kN	29,4 %
Faktisk nedbøyning			Nedbøyningskrav			
Kontinuerlig bjelke	7,0	mm	Fasade	9,0	mm	

TABELL 5-14: KAPASITET OG NEDBØYNING FOR BJELKE 4 FRA OS-PROG K-BJELKE

Langs ytterveggene i alle etasjene på sørvest og nordøst-sidene av bygget, blir det brukt IPE240-bjelker. Disse tar hovedsakelig kun imot last fra fasade, og 2. og 4. etasje blir dimensjonerende i utregning av moment og skjærkraft. Bjelken har tilsvarende lik høyde som tykkelsen av dekke, og kan legges i samme plan som hulldekket. Utnyttelsene blir minimale da profilet har stor kapasitet i forhold til de faktiske lastene som blir påført, men det er likevel nødvendig å bruke IPE240 for å tilfredsstille krav om maks 9 mm nedbøyning på fasaden. Profilet får en utnyttelse på kun 5,4% for skjærkraft og 21,2% for moment, og resultat vises under i Tabell 5-15.

Bjelke 5						
2. og 4. etasje			IPE240			Utnyttelse
$M_{Ed}$	23,2	kNm	$M_{Rd}$	109,5	kNm	21,2 %
$V_{Ed}$	17,3	kN	$V_{Rd}$	320,1	kN	5,4 %
Faktisk nedbøyning			Nedbøyningskrav			
Kontinuerlig bjelke	6,0	mm	Fasade	9,0	mm	

TABELL 5-15: KAPASITET OG NEDBØYNING FOR BJELKE 5 FRA OS-PROG K-BJELKE

Bjelke 6 langs midtraden mellom høyre og venstre del av bygget, er en opplagerbjelke for utkragningen ved søyle 5 og 22. I tillegg tar den imot last fra den opplagte enden til bjelke 3. Dette virker som punktlaster, og dimensjonerende laster oppstår i 1. etasje. Bruk av IPE240-

bjelke overholder krav for nedbøyning i felt og for utkrager, og gir utnyttelser som vist under i Tabell 5-16.

Bjelke 6						
1. etasje			IPE240			Utnyttelse
$M_{Ed}$	66,1	kNm	$M_{Rd}$	109,5	kNm	60,4 %
$V_{Ed}$	146,0	kN	$V_{Rd}$	320,1	kN	45,6 %
Faktisk nedbøyning				Nedbøyningskrav		
Felt	3,0	mm	L/250 eller 25 mm	25,0	mm	
Utkrager	3,0	mm	Fasade	9,0	mm	

TABELL 5-16: KAPASITET OG NEDBØYNING FOR BJELKE 6 FRA OS-PROG K-BJELKE

Ved utregning av frekvensforholdet mellom bjelke og dekke, blir det sett på bjelke 1 i 2. og 3. etasje. Hatteprofilen får en resonansfrekvens på 7,67 Hz, noe som gir et frekvensforhold på 1,03, se Tabell 5-17. Svingninger er hentet fra vedlegg D.2 og F.6. Da forholdet er mindre enn 2 i verdi, er det nødvendig å se mer nøye på dette i et beregningsprogram der dekke og bjelke blir regnet på som et koblet system. Da frekvens for dekke og bjelke ligger såpass langt unna anbefalte krav på 4 Hz og 5,5 Hz, kan en anta at systemet ikke kommer under anbefalte egenfrekvenser [1].

Resonansfrekvens	Bjelke 1	Dekke	Frekvensforhold
$f = \pi / (2 \cdot L^2) \cdot \sqrt{EI / m_b}$	THP 2	HD265	Bjelke/Dekke
	7,67	7,45 Hz	1,03

TABELL 5-17: FREKVENSFORHOLD MELLOM BJELKE OG DEKKE

## 5.6. Søyler

Søylene er kontrollert for trykk alene, og trykkraft kombinert med bøyning. Det er ikke tatt hensyn til vipping, ettersom kvadratiske hulprofiler ikke er følsomme for dette i henhold til EC3-1. De dimensjonerende lastene gjelder for søylene i første etasje. Som nevnt tidligere, blir ekstra opplagerkraft kontrollert mot OS-prog K-Bjelke. For å ta hensyn til kontinuiteten av bjelkene over, er det videre blitt benyttet en faktor på 1,10 i søylekontrollene.

Søyle 16 og 17 bærer størst arealflate fra dekket og vil få påført størst last. I tillegg vil de bli utsatt for ekstra last fra skive 5, og er også de som blir mest påvirket av lastfordelingen til den kontinuerlige bjelken. Disse får en utnyttelsesgrad på 79,9% som vist under i Tabell 5-18.

Søyle 16 og 17			HUP 250 x 250 x 10			Utnyttelse
Trykk alene						
$N_{Ed}$	1 912	kN	$N_{c,Rd}$	3 195	kN	59,8 %
Med reduksjonsfaktor $\chi = 0.93$ for knekking			$N_{b,Rd}$	2 982	kN	64,1 %
Trykk kombinert med bøyning						
$M_{Ed}$	38	kNm	$M_{c,Rd}$	243	kNm	15,8 %
Moment og trykk			$m + n$			79,9 %
$N_{Ed}/(\chi * N_{c,Rd}) + k_{yy} * M_{Ed}/M_{c,Rd}$						75,3 %

TABELL 5-18: KAPASITETSKONTROLL FOR SØYLE 16 OG 17

Last på søylene i ytterkant av bygget, varierer i større grad enn de i midtraden. I tillegg vil faktor for kontinuerlige bjelker på 1,10 være svært konservativt for enkelte av disse søylene. For resterende søyler, bør det bli utført en detaljberegning og lønnsomhetsvurdering fra leverandør. På grunn av ekstra last fra vindkryss, er det søyle 24 som får størst last og dermed blir dimensjonerende for søylene i ytterkant. Utnyttelsesgraden er vist under i Tabell 5-19, og er 94,8% for denne søylen.

Søyle 24			HUP 160 x 160 x 10			Utnyttelse
Trykk alene						
$N_{Ed}$	1 133	kN	$N_{c,Rd}$	1 978	kN	57,3 %
Med reduksjonsfaktor $\chi = 0.82$ for knekking			$N_{b,Rd}$	1 622	kN	69,9 %
Trykk kombinert med bøyning						
$M_{Ed}$	23	kNm	$M_{c,Rd}$	91	kNm	24,9 %
Moment og trykk			$m + n$			94,8 %
$N_{Ed}/(\chi * N_{c,Rd}) + k_{yy} * M_{Ed}/M_{c,Rd}$						89,6 %

TABELL 5-19: KAPASITETSKONTROLL FOR SØYLE 24

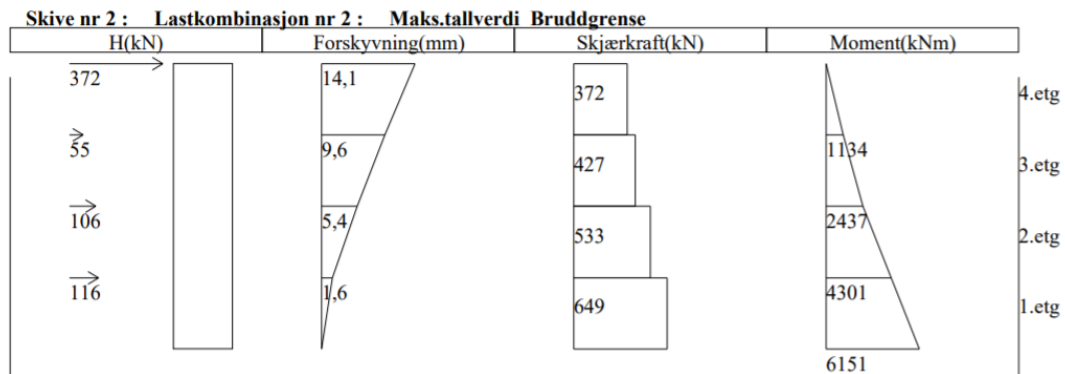
Da søyle 5 og 22 ikke er lastbærende ned til grunn, vil lasten fordele seg til nærliggende søyler. Søylen er kontrollert for lastdifferansen mellom etasjene. Størst lastdifferanse er mellom 3. og 4. etasje i søyle 22, og resultat presentert i Tabell 5-20.

Søyle 22 – over utkrager			HUP 80 x 80 x 6,3			Utnyttelse
Trykk alene $N_{diff}$						
$N_{max}$	211	kN	$N_{min}$	60	kN	
$N_{diff}$	151	kN	$N_{c,Rd}$	504	kN	29,9 %
Med reduksjonsfaktor $\chi = 0.47$ for knekking			$N_{b,Rd}$	234	kN	64,5 %
Trykk kombinert med bøyning						
$M_{Ed}$	3	kNm	$M_{c,Rd}$	12	kNm	25,0 %
Moment og trykk			$m + n$			89,5 %
$N_{Ed}/(\chi * N_{c,Rd}) + k_{yy} * M_{Ed}/M_{c,Rd}$						85,9 %

TABELL 5-20: KAPASITETSKONTROLL FOR SØYLE 22

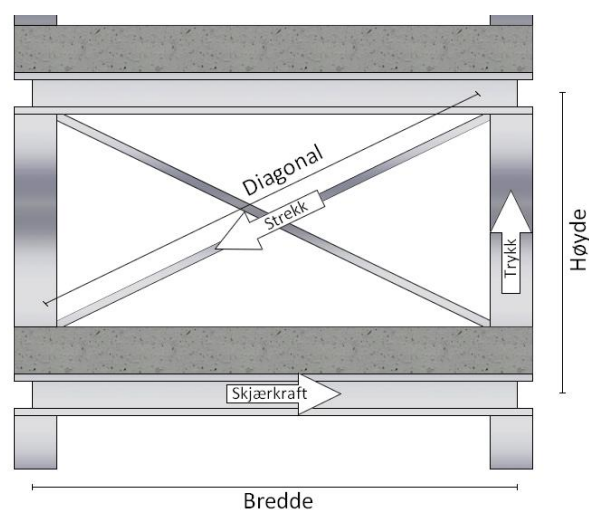
## 5.7. Avstivningssystem

Verdiene som ble funnet i Tabell 5-5 for vindlastberegningene, er omgjort til en linjelast som virker i etasjeskillene. Vindlasten er lagt inn som to tilfeller i OS-prog V-skive, der vind enten treffer gavlside eller langsiden. Naturligvis er det langsiden som blir utsatt for størst last da ytterveggen har størst flateareal, og det er derfor lagt inn flere skiver normalt på denne siden. Skive 2 får både størst oppredende skjærkraft og moment, se Figur 5-3.



**FIGUR 5-3: RESULTAT FOR SKIVE 2, HENTET FRA OS-PROG V-SKIVE**

Strekraften vindkryssene dimensjoneres for og den ekstra trykkraften som påvirker søylene, blir beregnet ved geometri og formlikhet. Trykkraft fra vindkryss blir tatt hensyn til i beregningene for søylene, illustrert i Figur 5-4. Diagonalene i vindkryssene er dimensjonert for å kun ta strekkrefter, og er «inaktive» når stavene blir utsatt for trykkrefter. Tabell 5-21 viser oversikt over krefter og utnyttelse av strekkstagene i skive 2.



**FIGUR 5-4: FORDELING AV KREFTER I VINDKRYSS, LAGET I PHOTOFILTRE**

<b>Skive 2</b>			HUP 100 x 100 x 8			Utnyttelse
$\tau_{Ed}$	649	kN				
$N_{T,Ed}$	746	kN	$N_{Rd}$	984	kN	75,8 %

**TABELL 5-21: STREKKSTAV SOM VINDKRYSS I SKIVE 2**

Skive 6 er prosjektert med kun én diagonal stav. Denne staven er dimensjonert til å både ta trykk- og strekkrefter, og har dermed et vesentlig større tverrsnitt da den er utsatt for knekking. Skiven er prosjektert med én stav slik at det er mulig å ha gjennomgang på ene siden, og for å opprettholde arkitektens løsning. Denne løsningen gjelder kun for første etasje, og resten av vindkryssene i etasjene over utføres likt som for de andre skivene. Diagonalstaven får likt tverrsnitt som den ene søylen den er tilknyttet til, HUP 160x160x10, og en høy utnyttelse på 98%. Resultat for skive 6 er vist i Tabell 5-22.

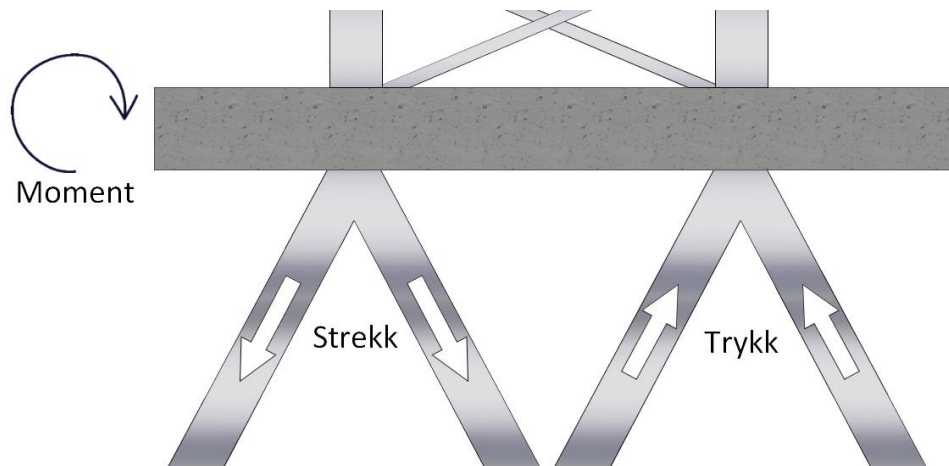
<b>Skive 6</b>			HUP 160 x 160 x 10			Utnyttelse
$\tau_{Ed}$	600	kN				
$N_{C,Ed}$	689	kN	$N_{Rd}$	1 978	kN	34,4 %
Med reduksjonsfaktor $\chi = 0.35$ for knekking			$N_{b,Rd}$	695	kN	98,0 %

**TABELL 5-22: TRYKKSTAV SOM VINDKRYSS I SKIVE 6**

Rotasjonen og translasjon kontrolleres ut ifra resultat i OS-prog V-Skive, gitt i vedlegg H.1. Maksimum forskyving som oppstår i bruksgrense er 18 mm øverst i bygget, som følge av vindlast som treffer kortsiden. Kontrollskivene viser at det ikke er vesentlig rotasjon i bygget.

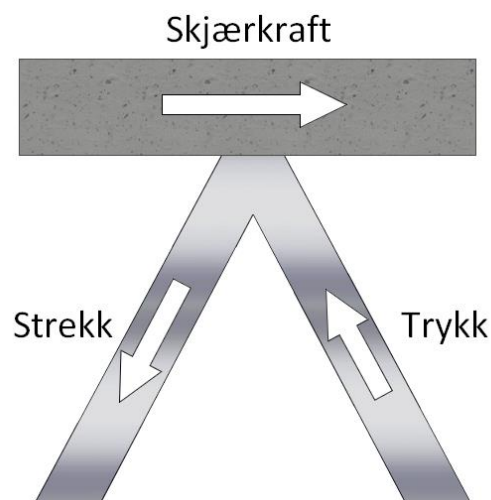
## 5.8. Peler

Skråpelene blir påvirket av søylelaster og krefter fra skivene. Kraftene fra vindkryset er beregnet i OS-prog V-Skive og oppstår som skjær og moment. Momentet blir tatt opp av pelebukkene som krefter i pel, dette er illustrert i Figur 5-5.



FIGUR 5-5: SKISSE AV KREFTENE I PELEBUKK FRA MOMENT, LAGET I PHOTOFILTRÉ

Skjærkreftene som oppstår i vindkryssene, vil fordele seg likt i hver pelebukk der skråpelene vil ta opp skjærkraften som aksialkraft. Disse kan enkelt finnes av en fagverksmodell, visualisert i Figur 5-6. Dette fører til maksimum trykkraft i høyre pel, og maksimum strekkraft i venstre pel.



FIGUR 5-6: SKISSE AV KREFTENE I PELEBUKK FRA SKJÆRKRAFT, LAGET I PHOTOFILTRÉ

I pelebukken vil stor nedadrettet søylekraft gi stor trykkraft i pel. I trykkkontrollene er det derfor blitt brukt lastfaktor 1,2 for egenlast og 1,5 for nyttelast. Liten last fra søyle vil føre til store strekkrefter i pelebukke, og det blir benyttet 0,9 som lastfaktor for egenlast for å få maks strekkraft.

Skråpelene får størst krefter under søyle 16 og 17 da disse vil få de største søylelastene. Kapasiteten er beregnet med en redusert flytegrense for stål på 200 MPa. Den er redusert for å ta hensyn til momenter, knekking, store godstykkelser og korrosjon. Skråpelene får en dimensjon på 130 mm i diameter og en utnyttelsesgrad på 86,7%, se Tabell 5-23.

Total trykk i skråpel			Kapasitet for stålkjernepel Ø130			Utnyttelse
$N_{c,Ed}$	1 973	kN	$N_{c,Rd}$	2 275	kN	86,7 %

**TABELL 5-23: KAPASITETSKONTROLL SKRÅPEL**

Søylene som ikke er tilknyttet et vindkryss, har kun én pel direkte under seg. Disse pelene dimensjoneres med 120 mm i diameter og kontrolleres kun for trykk. Vertikalpele med størst aksialtrykk, står under søyle 11 og har en utnyttelsesgrad på 90,5%. Resultat for vertikalpel er vist i Tabell 5-24.

Total trykk i vertikalpel			Kapasitet for stålkjernepel Ø120			Utnyttelse
$N_{c,Ed}$	1 754	kN	$N_{c,Rd}$	1 939	kN	90,5 %

**TABELL 5-24: KAPASITETSKONTROLL VERTIKALPEL**

Største strekkraft opptrer i pelene under søyle 1 på 1085 kN. Innboringslengden er beregnet til 9,1 meter inn i fjell med fullt vektbidrag fra massene over. Innboringslengden er beregnet fra Excel-dokument tilsendt fra veileder der formlene i arket er bygd opp på grunnlag av Statens Vegvesen Håndbok 135 om fjellbolter fra 1987, se vedlegg I.3. Alle forutsetninger er satt konservativt på grunn av mangel på geoteknisk analyse.

## 5.9. Seismiske laster

Det gjennomføres jordskjelvkontroll for å sjekke om en kan utelate ytterligere kapasitetskontroll. Dersom ett eller flere kriterier oppfylles, kan dimensjonering av seismiske påkjenninger videre utelates. Fullstendige beregninger for utelatelseskriteriene finnes i vedlegg J.2.

Resultatet på jordskjelvkontrollen er vist i Tabell 5-25 og gir at bygget oppfyller to av fire utelatelseskriterier. Det første kriteriet oppfylles kun for klasse I, og bygningen havner i seismisk klasse II da det er et kombinert nærings- og boligbygg. Utelatelseskriterium to tilsier at bygg som opplever en seismisitet på verdi mindre enn  $0,49 \text{ m/s}^2$ , kan unnlate å dimensjonere for jordskjelv. Kontrollen gir en seismisitet på  $1,37 \text{ m/s}^2$ . De to første kriteriene kommer derfor ikke til anvendelse.

Utelatelseskriterier		Jordskjelvkontroll	Oppfylt
1	Seismisk klasse I	Kontorer, forretningsbygg og boligbygg Seismisk klasse II	Nei
2	$a_g \cdot S < 0,49 \text{ m/s}^2$	$a_g \cdot S = 1,37 \text{ m/s}^2 > 0,49 \text{ m/s}^2$	Nei
3	$S_d(T) < 0,49 \text{ m/s}^2$	$S_d(T) = 0,21 \text{ m/s}^2 < 0,49 \text{ m/s}^2$	Ja
4	$F_b < \text{Vind} + \text{skjev}$	$F_b = 328,4 \text{ kN} < v_{Ed} = 1175,6 \text{ kN}$	Ja

**TABELL 5-25: JORDSKJELVKONTROLL OPP MOT UTELATELSESKRITERIENE**

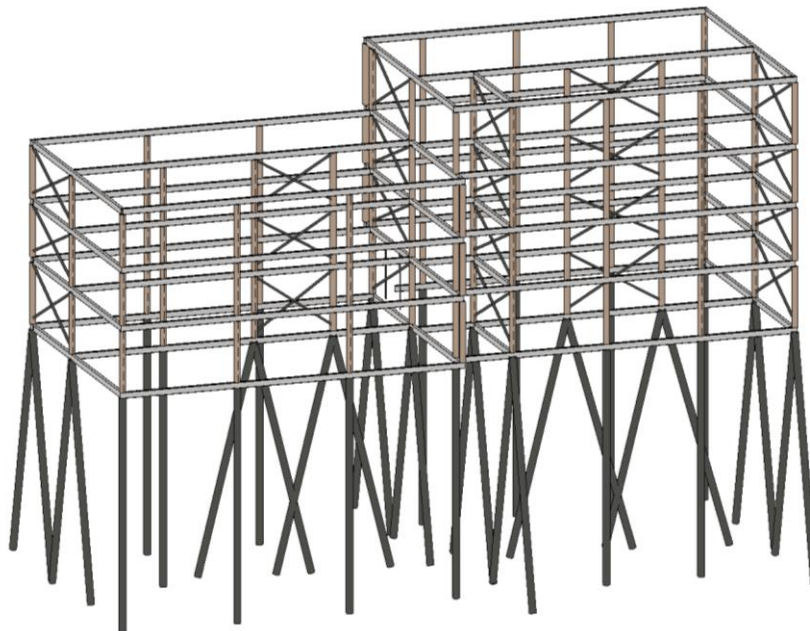
Bruk av tverrkraftmetoden gjør at en kommer godt under det tredje kriteriet. Dimensjoneringspektrumet får en verdi på  $0,21 \text{ m/s}^2$ , noe som er mindre enn betingelse på  $0,49 \text{ m/s}^2$ . Siste kriteriet oppfylles da bygget får en skjærkraft ved fundamentnivå som er mindre enn horisontallast fra vind og skjevstillingslaster som virker på kortsiden. Etter NS 3490 utgjør skjevstillingslasten 0,5% av totallasten på bygget, noe som tilsvarer omtrentlig 30 kN og 20% av vindlasten. I videre beregninger av horisontallast fra vind inkludert skjevlast, økes vindlasten derfor med 20%.

Da to av utelatelseskriteriene for jordskjelv er oppfylt, er det ikke behov for å gjennomføre ytterligere kapasitetskontroll. Tverrkraftmetoden er blitt benyttet med forbehold om at bygget ikke har regularitet i oppriss. Likevel er en så godt innenfor de to siste kriteriene for en antatt konservativ modell, at en modal respons-spektrum analyse høyst sannsynlig også ville gitt samme resultat. På grunn av en høy grunnakselerasjon da det mangler jordskjelvsoneringskart på Svalbard, kan en se på kontrollutregningene som konservative.

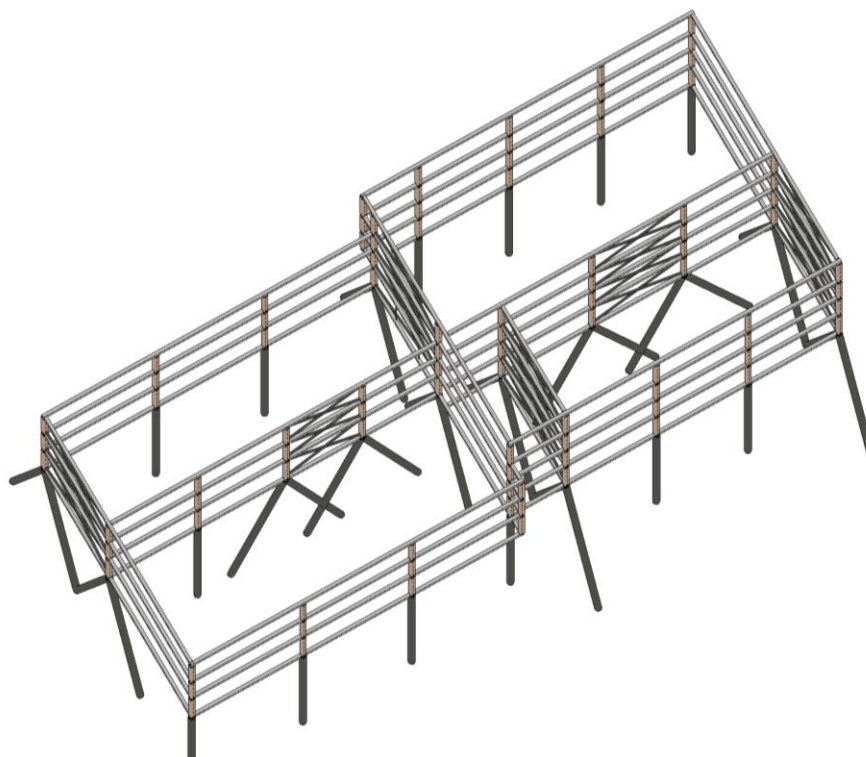


## 5.10. Modellert bæresystem

Det alternative bæresystemet er vist i Figur 5-7 og Figur 5-8. Modellen er utarbeidet i Revit og viser konstruksjonen med elementene søyler, bjelker, vindkryss og peler.



FIGUR 5-7: 3D-MODELL AV ALTERNATIVT BÆRESYSTEM, LAGET I REVIT



FIGUR 5-8: 3D-MODELL AV ALTERNATIVT BÆRESYSTEM, LAGET I REVIT

## 6. SAMMENLIGNING AV BÆRESYSTEM

Det alternative bæresystem sammenlignes opp mot RIB-tegninger utarbeidet av Sweco. Systemene sammenlignes ut ifra antall elementer bæresystemet er satt opp av, men tallene i seg selv gir en idealisert fremstilling av en sammenligning. Antall søyler, peler og vindkryss er betraktelig redusert, samtidig som tverrsnittet til disse elementene har økt tilsvarende.

Sweco har prosjektert Blokk 1 med en kombinasjon av kontinuerlige og ikke-kontinuerlige bjelker. Bjelkene som er blitt prosjektert som ikke-kontinuerlige av Sweco, vil i sammenligningen bli sett på som kontinuerlige. Dette for å gi en bedre sammenligning av antall elementer i bygget, da alternativ løsning kun benytter kontinuerlige bjelker. Totalt prosjekteres det 258 færre elementer i det alternative forslaget, se Tabell 6-1.

	Sweco	Alternativ prosjektering	Differanse
Søyler	223	96	-127
Bjelker	56	46	-10
Peler	65	37	-28
Vindkryss	136	43	-93
<b>SUM</b>	<b>480</b>	<b>222</b>	<b>-258</b>

TABELL 6-1: SAMMENLIGNING AV ANTALL ELEMENTER I BÆRESYSTEMENE

I et overslag over stålmengden i bæresystemene, kommer det frem at bruken er tilnærmet uendret i sammenligning av systemene. Dette var forventet da elementene dimensjoneres med større tverrsnitt når antall elementer reduseres. Kun stålförbruk i bjelkene viser seg å være redusert av merkbar mengde, av den grunn at hele bjelkerader er blitt fjernet uten at bjelkenes lastareal har økt vesentlig. Dersom en geoteknisk analyse hadde blitt tatt i betraktning ved beregning av innboringslengden til strekkpel, er det tenkelig at stålmengden kunne blitt redusert i større grad.

## 7. DISKUSJON

Formålet med prosjekteringen av et alternativt bæresystem, er å komme frem til et bæresystem med færre elementer enn det Sweco har prosjektert. Et forslag er utarbeidet der antall elementer er betraktelig redusert. Konservativt valg gjennom hele prosessen gir troverdighet til at den alternative prosjekteringen vil tåle de belastningene bygget blir utsatt for.

Det er ikke utført analyser som kan konkludere at det alternative bæresystemet er billigere eller bedre. De beregninger og dimensjonerings som er utført, viser kun at det alternative bæresystemet holder for de oppgitte lastene. Forslaget kan tas med i videre betraktning for prosjektering av de resterende tre byggene med samme utforming. En dialog med Sweco kunne gjort det mer tydelig hva de ønsker at det alternative bæresystemet skal oppnå, slik at resultatet i større grad kunne blitt tilpasset videre bygging av resterende blokker. Direkte kontakt ville også gjort det mulig å vite om det er forhold som ikke kommer frem av rapportene, slik at det er mulig å ta hensyn til dette.

Det er mange faktorer som spiller inn på sluttkostnadene av bygget, og det er ikke gjort undersøkelser knyttet til lønnsomheten av alternativet. Vanligvis blir et bæresystem billigere desto flere søyler i konstruksjonen [1]. På grunn av forholdene på Svalbard blir hver enkelt søyle installert med tilknyttede peler som borres dypt ned i grunn, dermed vil det nødvendigvis ikke bli billigere med flere søyler.

## 8. KONKLUSJON

Det er blitt prosjektert et alternativt bæresystem for Elvesletta N2 Blokk 1 som består av stålsøyler, -bjelker, -peler og prefabrikkerte hulldekker. Antall elementer i bygget er betraktelig redusert i forhold til Swecos prosjektering, og fokus har vært å bevare funksjon, arkitektoniske utformingen og nødvendig bæreevne.

Det er liten forskjell i antall bjelkeelementer som former bygget, men en reduksjon i bjelkeradene midt i bygget fører til lengre spennvidder for dekkene enn det Sweco har. Dette gir både færre bjelker og søyler i bygget, men gir større dimensjoner på enkelte elementer. En reduksjon av søyler har gitt færre vindkryss, noe som gir den alternative løsning en økt fleksibilitet i forhold til Sweco.

Grunnforholdene på Svalbard gjør at bygget ikke kan fundamenteres likt som på fastlands-Norge, og det blir benyttet stålkjernepeler som installeres både vertikalt og med helning. Pelene er installert med helning for å oppta horisontalkreftene, og dermed reduseres behovet for antall peler i konstruksjonen.

Resultatene viser til at bygningen er blitt dimensjonert til å ha god nok kapasitet ved en reduksjon av elementene. Beregningene er preget av konservative valg der det har foreligget usikkerhet. Videre kan den alternative prosjekteringen bli brukt i betraktning for prosjektering av de tre gjenstående blokkene som enda ikke er utbygd.

## 9. VIDERE ARBEID

Blokk 1 er første av totalt fire blokker som skal bygges på Elvesletta Nord i Longyearbyen. Utbygging av første blokk er allerede i gang, men en videre detaljprosjektering kan komme til nytte for Sweco i deres dimensjonering av resterende bygninger. Her ville det vært aktuelt å se på om forslag til bæresystem vil lønne seg økonomisk i forhold til deres prosjektering ved eksempelvis å se på faktisk materialbruk. Bruk av 3D-analyseverktøy gir muligheten til å ta hensyn til konstruksjonen som én enhet der knutepunkt og kraftoverføring mellom elementer blir tatt med i beregningene. Da er det mulig å velge elementer og dimensjoner i konstruksjonen som vil gi en høyere utnyttelsesgrad.

På bakgrunn av resultat i kapittel 5 er det noen forhold som burde blitt sett på i videre arbeid. Da bygget ikke kom inn under utelatelseskriteriene for jordskjelvdimensjonering, vil det å utføre en fullstendig modal respons-spektrum analyse være hensiktsmessig. Videre er frekvensforholdet mellom bjelke og dekket noe som burde bli sett på som et koplet system i et beregningsprogram.

## KILDELISTE

- [1] Visit Svalbard, «*Om Svalbard*», [Internett]. Tilgjengelig: <https://www.visitsvalbard.com/informasjon-for-besokende/om-svalbard>, [Hentet 07.05.21]
- [2] Store norske leksikon, 2018, «*Klima på Svalbard*», [Internett]. Tilgjengelig: [https://snl.no/Klima\\_p%C3%A5\\_Svalbard](https://snl.no/Klima_p%C3%A5_Svalbard), [Hentet 07.05.21]
- [3] Store norske leksikon, 2021, «*Svalbard*», [Internett]. Tilgjengelig: <https://snl.no/Svalbard>, [Hentet 07.05.21]
- [4] Statistisk sentralbyrå, 2021, «*Befolkningen på Svalbard*», [Internett]. Tilgjengelig: <https://www.ssb.no/befolkning/statistikker/befsvvalbard>, [Hentet 07.05.21]
- [5] Visit Svalbard, «*Longyearbyen*», [Internett]. Tilgjengelig: <https://www.visitsvalbard.com/informasjon-for-besokende/destinasjonene-pa-svalbard/longyearbyen>, [Hentet 07.05.21]
- [6] Gulbrandsen, N., «*Longyearbyen seen from Platåberget*», [Bilde]. Tilgjengelig: <https://www.unis.no/studies/student-life/about-svalbard/>, [Hentet 07.05.21]
- [7] Sweco AS, «*Boligmangel på Svalbard*», [Internett]. Tilgjengelig: <https://www.sweco.no/nyheter/nyhetsartikler/2020/boligmangel-pa-svalbard/>, [Hentet 19.03.21]
- [8] Hatling, M. og Samse, K., 2018, «*Fleksibilitet i byggeprosjekter*», (Bacheloroppgave, NTNU), [Internett]. Tilgjengelig: <https://www.ntnu.no/documents/1261860271/1262021752/2018-1+Fleksibilitet+i+bygg.pdf/732f7e67-a922-41a4-9a93-be8a79c497ed?version=1.0>, [Hentet 27.04.21]
- [9] Cryo, «*Permafrost*», [Internett]. Tilgjengelig: <https://cryo.met.no/nb/node/103>, [Hentet 10.05.21]

- [10] Kvalsund, H.M. og Vabø, E.K., 2019, «*The Vault byggetrinn 2*», (Bacheloroppgave, Høgskulen på Vestlandet), [Internett]. Tilgjengelig: [https://hvlopen.brage.unit.no/hvlopen-xmlui/bitstream/handle/11250/2611497/Kvalsund\\_Vaboe.pdf?sequence=1&isAllowed=y&fbclid=IwAR31PRBC73\\_96-rZpZxXoRxJouG3XeY8PhrTxBanknRyb5gc4JUqqvDFUvI](https://hvlopen.brage.unit.no/hvlopen-xmlui/bitstream/handle/11250/2611497/Kvalsund_Vaboe.pdf?sequence=1&isAllowed=y&fbclid=IwAR31PRBC73_96-rZpZxXoRxJouG3XeY8PhrTxBanknRyb5gc4JUqqvDFUvI), [Hentet 13.01.21]
- [11] Eriksen, M.F., Sørsdal, O.J., «*Hulldekke vs plattendekke i boligprosjekter*», (Bacheloroppgave, NTNU Gjøvik), [Internett]. Tilgjengelig: [https://ntnuopen.ntnu.no/ntnu-xmlui/bitstream/handle/11250/2410871/MFEriksen\\_OJSoersdal\\_2016.pdf?sequence=1&isAllowed=y](https://ntnuopen.ntnu.no/ntnu-xmlui/bitstream/handle/11250/2410871/MFEriksen_OJSoersdal_2016.pdf?sequence=1&isAllowed=y), [Hentet 15.05.21]
- [12] Øystad-Larsen, N., 2010, «*Dimensjonering for jordskjelv – Teorigrunnlag, regelverk og beregninger*», (Masteroppgave, Universitetet i Oslo), [Internett]. Tilgjengelig: <https://www.duo.uio.no/bitstream/handle/10852/10837/Oystad-LarsenNina-master.pdf?sequence=174&isAllowed=y>, [Hentet 23.03.21]
- [13] Store norske leksikon, 2020, «*Jordskjelv i Norge*», [Internett]. Tilgjengelig: [https://snl.no/jordskjelv\\_i\\_Norge](https://snl.no/jordskjelv_i_Norge), [Hentet 24.03.21]
- [14] NORSAR, 2018, «*Kraftig jordskjelv ved Jan Mayen 9. november 2018*», [Internett]. Tilgjengelig: <https://www.jordskjelv.no/jordskjelv/meldinger/kraftig-jordskjelv-ved-jan-mayen-9-november-2018-article1713-851.html>, [Hentet 24.03.21]
- [15] NORSAR, «*Jordskjelv i Norge*», [Internett]. Tilgjengelig: <https://www.jordskjelv.no/om-jordskjelv/jordskjelv-i-norge/>, [Hentet 24.03.21]
- [16] Byggeindustrien, 2018, «*Utdatert jordskjelvkart koster byggenæringen mange millioner*», [Internett]. Tilgjengelig: <https://www.bygg.no/article/1360392>, [Hentet 24.03.21]
- [17] Betongelementboka bind H, «*Jordskjelv i Norge*», [Internett]. Tilgjengelig: [https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookH.asp?isSearch=0&liID=11&DocumentId=BindH/H1/1\\_1.pdf&BookId=H](https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookH.asp?isSearch=0&liID=11&DocumentId=BindH/H1/1_1.pdf&BookId=H), [Hentet 28.04.21]

[18] Dekkesystemer AS, «Hulldekke», [Internett]. Tilgjengelig: <https://dekkesystemer.no/wp-content/uploads/hulldekke-brosjyre-dekkesystemer-as-nettversjon2.pdf>, [Hentet 22.03.21]

[19] Norsk Polarinstitutt, «TopoSvalbard», [Internett]. Tilgjengelig: <https://toposvalbard.npolar.no/>, [Hentet 23.03.21]

[20] Betongelementboka bind A, «Betongelementer til tak og dekker», [Internett].

Tilgjengelig:

[https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookA.asp?isSearch=0&liID=21&DocumentId=BindA/Del\\_1/A2/2\\_1\\_Betongelement\\_til\\_tak\\_og\\_dekker.pdf&BookId=A](https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookA.asp?isSearch=0&liID=21&DocumentId=BindA/Del_1/A2/2_1_Betongelement_til_tak_og_dekker.pdf&BookId=A),

[Hentet 04.04.21]

[21] Betongelementboka bind A, «Forspente hulldekker», [Internett]. Tilgjengelig:

[https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookA.asp?isSearch=0&liID=71&DocumentId=BindA/Del\\_2/A7/7\\_1\\_Forspente\\_hulldekker.pdf&BookId=A](https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookA.asp?isSearch=0&liID=71&DocumentId=BindA/Del_2/A7/7_1_Forspente_hulldekker.pdf&BookId=A), [Hentet 04.04.21]

[22] Betongelementboka bind C, «Vibrasjonskilder», [Internett]. Tilgjengelig:

[https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookC.asp?isSearch=0&liID=141&DocumentId=BindC/Del\\_1/C1/1\\_4\\_1.pdf&BookId=C](https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookC.asp?isSearch=0&liID=141&DocumentId=BindC/Del_1/C1/1_4_1.pdf&BookId=C), [Hentet 04.04.21]

[23] Betongelementforeningen, «Svingninger av betongelementer», [Internett]. Tilgjengelig:

<https://www.betongelement.no/siteassets/dokumenter/svingningavbetongelementer.pdf>,

[Hentet 04.04.21]

[24] Betongelementboka bind C, «Beregning av vibrasjoner på dekker», [Internett].

Tilgjengelig:

[https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookC.asp?isSearch=0&liID=143&DocumentId=BindC/Del\\_1/C1/1\\_4\\_3.pdf&BookId=C](https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookC.asp?isSearch=0&liID=143&DocumentId=BindC/Del_1/C1/1_4_3.pdf&BookId=C), [Hentet 04.04.21]

[25] Solberg, P.Ø.B., Kveum, H. M., Skårer, O. og Nilsen, K., 2009, «Tilbygg for Syljuåsen, Kallerudlia 15, Byggeteknikk», (Bacheloroppgave, NTNU Gjøvik), [Internett]. Tilgjengelig:

<https://ntnuopen.ntnu.no/ntnu-xmlui/bitstream/handle/11250/143332/Rapport%20-%20Tilbygg%20Sylju%C3%A5sen%2C%20Kallerudlia%2015%20-%20Byggeteknikk.pdf?sequence=1&isAllowed=y>,

[Hentet 27.04.21]



[26] SINTEF Byggforsk, 2013, «522.871 Betongdekke understøtt av vegger. Dimensjonering»,  
[Internett]. Tilgjengelig: [https://www-byggforsk-  
no.galanga.hvl.no/dokument/344/betongdekke\\_understoettet\\_av\\_vegger\\_dimensjonering](https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/344/betongdekke_understoettet_av_vegger_dimensjonering),  
[Hentet 04.05.21]

## MUNTLLIG KILDE

[I] Trond Einar Martinsen, veileder [personlig kommunikasjon]