



DET TEKNISK-NATURVITENSKAPELIGE FAKULTET

BACHELOROPPGAVE

Studieprogram/spesialisering:
Byggingeniør/Konstruksjonsteknikk


Vårsemesteret, 2022


Åpen

Forfatter:

Kerem Akin

Nurullah Acar


.....
(signatur forfatter)


.....
(signatur forfatter)

Fagansvarlig: Sudath C. Siriwardane

Veileder(e): Ashish Aeran

Tittel på bacheloroppgaven:

«Dimensjonering, BIM-modellering og bygningsfysikk av SIS Bolig med henhold til byggeteknisk forskrift TEK17»

Engelsk tittel:

«Dimensioning, BIM modeling and building engineering physics of SIS Bolig in accordance with building regulations TEK17»

Studiepoeng: 20

Emneord:

Dimensjonering

Modellering

Bygningsfysikk

TEK17

Revit

FEM-Design

Sidetall: 101

Stavanger, 15.Mai 2022

Sammendrag

Denne oppgaven omhandler å dimensjonere og modellere en studentbolig ved Universitet i Stavanger med bygningsfysikk som tilfredsstillende byggt teknisk forskrift TEK17 i samarbeid med bedriften *Vial AS*.

Bygget er konstruert i betongelementer med stålarmering og bjelker av stål. Det er 5 etasjer som dekker 59 boliger. Vi har dimensjonert fra 2D-tegninger vi fikk fra *Vial AS* som har fått dem tegnet av arkitekter fra *ARKVEST*. Byggingeniører har som jobb å skape, forbedre og beskytte miljøet vi lever i ved å planlegge, dimensjonere og føre tilsyn med bygging, samt vedlikehold av bygningsstrukturer og infrastruktur. Når bygg blir planlagt og dimensjonert uten forsiktighet kan det i noen tilfeller rase sammen i ulike værforhold eller av andre ukalkulerte begivenheter. I Norge har vi derfor forskrifter med tekniske krav med minimum grenseverdier for egenskaper til byggverk som må bli oppfylt for å kunne oppføres lovlig.

Oppgaven starter med teori av ulike typer laster som konstruksjoner blir rammet av. Programvarer som brukes eller har blitt testet nevnes i en egen del innunder teorikapitlet. Videre fortsetter vi med generell forklaring på komponenter brukt i oppgaven. I del 2 av oppgaven utføres modellering og dimensjonering ved å anvende en kombinasjon av manuelle beregninger og verktøy som Focus, AutoCAD, Revit og FEM-Design. Det er kjørt analysering for stabilitet av bygget i ulike scenarier for å sikre at bygget kan oppføres og driftes. Bygningsfysikk brukes til å fastsette energimerke.

I den avsluttende delen av oppgaven konkluderer vi med oppsummering av hele del 2, hvor resultater og bestemmelse av komponenter presenteres. Rapporten forutsetter at leseren har grunnleggende forståelse og kompetanse for brukte fagterminologi og begrep.

Abstract

This thesis deals with dimensioning and modeling a student apartment at the University of Stavanger with building engineering physics that satisfies building regulations TEK17 in collaboration with the company Vial AS.

The building is constructed in concrete elements with steel reinforcement and beams of steel. There are 5 storey covering 59 units. We have dimensioned from 2D drawings we received from Vial AS who have had them drawn by architects from ARKVEST. Civil engineers' job is to create, improve and protect the environment we live in by planning, dimensioning and supervising construction, as well as maintenance of building structures and infrastructure. When buildings are planned and dimensioned without care, it can in some cases collapse in different weather conditions or by other uncalculated events. In Norway, we therefore have regulations with technical requirements with minimum limit values for properties of buildings that must be met in order to be built legally.

The thesis starts with theory of different types of loads that structures are affected by. Software that is used or has been tested is mentioned in a separate section within the theory chapter. Furthermore, we continue with a general explanation of components used in the thesis. In part 2 of the assignment, modeling and dimensioning is performed using a combination of manual calculations and tools such as Focus, AutoCAD, Revit and FEM-Design. Analysis has been carried out for the stability of the building in various scenarios to ensure that the building can be built and operated. Building engineering physics is used to determine the energy label.

In the final part of the thesis, we conclude with a summary of the entire part 2, where results and determination of components are presented. The report assumes that the reader has a basic understanding and competence for used subject terminology and concepts.

Forord

Denne bacheloroppgaven er skrevet våren 2022 og den presenterer en del av vårt læringsutbytte gjennom tre års bachelorstudium i byggingeniør utdannelsen innen konstruksjonsteknikk ved Universitet i Stavanger. Oppgaven er skrevet av Nurullah Acar og Kerem Akin i samarbeid med Vial AS som handler om å konstruere studentbolig ved universitetsområde. Kerem hadde et praksisopphold hos Vial AS som et valgfag i femte semester som ledet til at vi ble tilbudt å skrive bacheloroppgaven hos dem. Vi godtok tilbudet etter en felles vurdering og planlegging.

Det å være så nær å avslutte vår første universitetsgrad er en merkelig men spennende følelse. Dette er på ingen måte en solo prestasjon for noen av oss. Vi har kunnet legge ut på denne reisen fra barneskolen takket være våre familier. Utenom det faglige har vi uten tvil lært masse gjennom årene ved UiS. Vi ser begge tilbake på et godt studiemiljø og forelesere som har bidratt til å gjøre denne reisen verdifull. Å skulle få lov til å bygge tak over hodet til mennesker ser vi som et viktig og verdifullt arbeid. Det er ikke bare om matte og fysikk det handler om, men også vissheten om at i byggene vi vil arbeide med vil det være familier som blir formet, mennesker som samles for å gjøre viktig samfunnsarbeid. Noen av byggene vil være et sted for verdig omsorg, hvor menneskeliv redde og utallige minner blir til.

Vi vil først og fremst takke dagliglederne Rune Jonassen og Thomas Tønnessen, for å ha gitt oss muligheten til å skrive denne spennende oppgaven hos **Vial AS**. En spesiell takk til Jørgen Rognes og Trond Puntervold for sin utveksling av kunnskap.

Vi vil gjerne takke vår interne veileder, førsteamanuensis Ashish Aeran for hans veiledningstimer, støtte og oppmuntring. Vi vil også takke masterstudenten, Sondre Rosten Ohma for å ha hjulpet oss med forløsende råd. Sist og ikke minst ønsker vi også å takke vår familie og medstudenter for all støtten. Studieløpet har preget våre liv og har vært en uforglemmelig reise.

Stavanger, 15.05.22


Kerem Akin


Nurullah Acar

Innholdsfortegnelse

Sammendrag	II
Abstract	III
Forord.....	IV
Innholdsfortegnelse	V
Figurliste	VIII
Tabelliste.....	X
Formelliste	X
1 INTRODUKSJON	1
1.1 Formål og disposisjon	3
1.2 Problemstilling og avgrensninger	3
2 TEORI OG RESSURSER.....	4
2.1 Laster	4
2.2 Lastfaktorer	4
2.3 Nyttelast.....	5
2.4 Egenlast	7
2.5 Snølast	8
2.6 Vindlast	9
2.7 Seismiske laster.....	11
2.8 BIM.....	13
2.9 Programvarer	13
2.9.1 OS-lastberegninger (<i>Focus</i>)	14
2.9.2 ISY Design	14
2.9.3 Revit.....	14
2.9.4 AutoCAD.....	14
2.9.5 FEM-Design	15
2.9.6 Simien	15
2.9.7 Undersøkte programmer.....	15
3 BÆRE- OG STATISK SYSTEM.....	16
3.1 Stabilitet og avlastning.....	16

3.1.1 Laster og skjevstillingslast.....	17
3.2 Dekke	18
3.2.1 Hulldekke	18
3.3 Yttervegger	21
3.3.1 Sandwichelement	22
3.4 Bjelker	23
3.5 Søyle.....	24
3.6 Fundament.....	24
4 DIMENSJONERING	26
4.1 SIS bolig	26
4.2 Stabilitet og bæresystem	28
4.3 Håndberegning og sammenligning med FEM-design.....	31
4.3.1 Håndberegning sammenligning.....	31
4.3.2 Håndberegning	32
4.3.3 Sammenligne med FEM-design	36
4.4 Lastberegning og analyse av SIS bolig	39
4.4.1 Lastoversikt.....	39
4.4.2 Naturlaster.....	42
4.4.3 Jordskjelv.....	54
4.5 Hulldekke	55
4.6 Sandwichelementer	56
4.7 Bjelke	57
4.8 Søyle.....	62
4.9 Fundament.....	71
4.10 Eksoneringsklasse, materiale og overdekning.....	76

5 BYGNINGSFYSIKK.....	78
5.1 GENERELT.....	78
5.1.1 Prosjektet.....	78
5.1.2 Grensesnitt mot andre prosjekterende.....	79
5.1.3 Ansvarsområdet.....	79
5.2 MYNDIGHETSKRAV	79
5.2.1 Termisk inneklima.....	79
5.2.2 Radon.....	80
5.2.3 Lys.....	80
5.2.4 Fukt	81
5.2.5 Krav til energi, TEK17	82
5.3 PROSJEKTSPEISIFIKKE KRAV	83
5.3.1 Isolasjonskvaliteter.....	83
5.3.2 Radonbrønn	84
5.3.3 Radonduk.....	84
5.3.4 Fuktsikring.....	84
5.4 Resultater energieuvaluering	86
5.5 Krav til utførelse.....	88
6 Konklusjon.....	89
7 Referanser.....	90

Figurliste

FIGUR 1.1.1 BILDE AV PLASSERING I FORHOLD TIL UiS, TATT FRA GOOGLE EARTH	1
FIGUR 1.1.2 BILDE AV BYGG OMRÅDE	2
FIGUR 1.1.3 BS6 UNDER BYGGEFASE	2
FIGUR 2.1.1 LASTGRUPPER	4
FIGUR 2.1 SNØLAST [11]	8
FIGUR 2.1 VINDLAST [13]	9
FIGUR 2.1 SEISMISKE BØLGER [13]	11
FIGUR 3.1.1 STABILE PLASSERING AV VERTIKALE SKIVER [22]	16
FIGUR 3.1.2 SKJEVSTILLINGSLAST [23]	17
FIGUR 3.2.1 HULLDEKKE FORM [24]	18
FIGUR 3.2.2 UTSPARING [24]	19
FIGUR 3.2.3 UTKRAGING [24]	20
FIGUR 3.2.4 VEKTER OG ANBEFALTE SPENNVIDDER FOR HULLDEKKER	21
FIGUR 3.2.5 ORIENTERENDE BÆREEVNE AV HULLDEKKE	21
FIGUR 3.3.1 YTTERVEGG [25]	22
FIGUR 3.3.2 U-VERDI FOR SANDWICHELEMENTER [26]	23
FIGUR 3.4.1 EKSEMPEL PÅ BJELKE OG DEFORMASJON [26]	24
FIGUR 3.6.1 STRIPEFUNDAMENT [27]	25
FIGUR 3.6.2 STØPT FUNDAMENT [28]	25
FIGUR 3.6.3 EKSEMPEL PÅ PUNKTFUNDAMENT (REVIT)	25
FIGUR 4.1.1 SiS BOLIGEN I 3D VISNING (REVIT)	26
FIGUR 4.1.2 MÅL OG AVSTAND PÅ FUNDAMENT OG SØYLER (REVIT)	27
FIGUR 4.1.3 MÅL FOR 1 ETASJE (REVIT)	27
FIGUR 4.1.4 MÅL FOR 2 TIL 5 ETASJE (REVIT)	27
FIGUR 4.1.5 ETASJE HØYDER FRA FASADE SØR. NIVÅ 0 ER 60 MOH (REVIT)	28
FIGUR 4.2.1 MARKERT RØD - VERTIKALSKIVER I 2. TIL 5. ETASJE (AUTOCAD)	29
FIGUR 4.2.2 MARKERT RØD - VERTIKALSKIVER I 1. ETASJE (AUTOCAD)	29
FIGUR 4.2.3 BÆRESYSTEM (REVIT)	30
FIGUR 4.2.4 STABILITET, STABILITETSANALYSE GJENNOMFØRT, OG IKKE OPPSTÅTT NOE FEIL (FEM-DESIGN)	30
FIGUR 4.3.1 VIST HVOR HÅNDBEREGNING ER GJORT (REVIT)	31
FIGUR 4.3.2 PÅFØRTE PERMANENTER LASTER PÅ BYGGET (FEM-DESIGN)	40
FIGUR 4.3.3 RESULTAT I TRANSLASJONSFORSKYVNING VED PÅFØRTE PERMANENTER LASTER (FEM-DESIGN)	40
FIGUR 4.3.4 PÅFØRTE VARIABLE LASTER I BYGGET I KATEGORIEN A (FEM-DESIGN)	41
FIGUR 4.3.5 RESULTAT I TRANSLASJONSFORSKYVNING VED PÅFØRTE VARIABLE LASTER (FEM-DESIGN)	41
FIGUR 4.3.6 LASTBEREGNING SNØLAST (FOCUS)	43
FIGUR 4.3.7 PÅFØRT SNØLAST PÅ TAKET (FEM-DESIGN)	44
FIGUR 4.3.8 RESULTAT I TRANSLASJONSFORSKYVNING AV PÅFØRT SNØLAST (FEM-DESIGN)	44
FIGUR 4.3.9 LASTBEREGNING VINDLAST (FOCUS)	46
FIGUR 4.3.10 VINDLAST MOT YTTERVEGGER (FOCUS)	47

FIGUR 4.3.11 VINDLAST MOT TAK (FOCUS)	48
FIGUR 4.3.12 VINDLAST MOT TAK (FOCUS)	49
FIGUR 4.3.13 PÅFØRT VINDLAST PÅ VEST SIDEN AV BYGGET (FEM-DESIGN).....	50
FIGUR 4.3.14 RESULTATET I TRANSLASJONSFORSKYVNING(MM) AV VIND FRA VEST (FEM-DESIGN).....	50
FIGUR 4.3.15 PÅFØRT VINDLAST PÅ ØST SIDEN AV BYGGET (FEM-DESIGN).....	51
FIGUR 4.3.16 RESULTATET I TRANSLASJONSFORSKYVNING(MM) AV VIND FRA ØST (FEM-DESIGN).....	51
FIGUR 4.3.17 PÅFØRT VINDLAST PÅ SØR SIDEN AV BYGGET (FEM-DESIGN).....	52
FIGUR 4.3.18 RESULTATET I TRANSLASJONSFORSKYVNING(MM) AV VIND FRA SØR (FEM-DESIGN).....	52
FIGUR 4.3.19 PÅFØRT VINDLAST PÅ NORD SIDEN AV BYGGET (FEM-DESIGN).....	53
FIGUR 4.3.20 RESULTATET I TRANSLASJONSFORSKYVNING(MM) AV VIND FRA NORD (FEM-DESIGN).....	53
FIGUR 4.4.1 HULLDEKKE HD265 OG H200 [35]	55
FIGUR 4.5.1 DETALJETEGNING AV SANDWICHELEMENTET FOR SIS BOLIG	56
FIGUR 4.5.2 DETALJERT TEGNING AV SANDWICHELEMENT (AUTOCAD)	56
FIGUR 4.6.1 FEILMELDING AV BJELKEDIMENSJONERING (FEM-DESIGN).....	57
FIGUR 4.6.2 RETTET OPP DIMENSJONERING AV BJELKER (FEM-DESIGN).....	58
FIGUR 4.6.3 DIMENSJONERING AV BJELKE (FEM-DESIGN)	59
FIGUR 4.6.4 DIMENSJONERING AV BJELKE (FEM-DESIGN).....	60
FIGUR 4.6.5 DIMENSJONERING AV BJELKE (FEM-DESIGN).....	61
FIGUR 4.7.1 BÆRESYSTEM MED SØYLER (REVIT).....	62
FIGUR 4.7.2 BYGGET I REVIT	63
FIGUR 4.7.3 HOVEDINNGANGEN TIL SIS-BOLIG	63
FIGUR 4.7.4 PLASSERING AV Ø400 SØYLER (REVIT)	63
FIGUR 4.7.5 DIMENSJONERING AV SØYLE (FEM-DESIGN)	64
FIGUR 4.8.1 STRIPEFUNDAMENT STØRSTE VERTIKALLAST 1 (BTSNITT FOCUS)	72
FIGUR 4.8.2 STRIPEFUNDAMENT STØRSTE VERTIKALLAST 2 (BTSNITT FOCUS).....	73
FIGUR 4.8.3 STRIPEFUNDAMENT STØRSTE HORIZONTALLAST 1 (BTSNITT FOCUS)	73
FIGUR 4.8.4 STRIPEFUNDAMENT STØRSTE HORIZONTALLAST 2 (BTSNITT FOCUS).....	74
FIGUR 4.8.5 PUNKTFUNDAMENT MAKS SIDE 1 (BTSNITT FOCUS)	75
FIGUR 4.8.6 PUNKTFUNDAMENT MAKS SIDE 2 (BTSNITT FOCUS)	76
FIGUR 5.1.1- FASADE SØR (AUTOCAD)	78
FIGUR 5.1.2- PLANTEGNING 1. ETASJE (AUTOCAD)	79
FIGUR 5.1.3- PLANTEGNING 2-5. ETASJE (AUTOCAD)	79
FIGUR 5.3.1 EKSEMPEL PÅ PLASSERING OG KLEMLIST FOR RADONSPERRE VED RINGMUR OG I GULV.....	84
FIGUR 5.3.2 EKSEMPEL PÅ FALL PÅ TERRENG. (KILDE: SINTEF BYGGFORSK).....	85
FIGUR 5.4.1 RESULTATER ENERGIEVALUERING SIS STUDENTBOLIG (SIMIEN).....	87

Tabelliste

TABELL 2.3.1 BRUKSKATEGORI [5].....	5
TABELL 2.3.2 KATEGORIER FRO BELASTEDE OMRÅDER [5]	6
TABELL 2.3.3 Ψ - FAKTOR FOR LAST [7]	7
TABELL 2.4.1 KONSTRUKSJONSBETONG [8]	7
TABELL 2.4.2 TAKKONSTRUKSJONER [8].....	8
TABELL 2.5.1 GRUNNVERDI FOR KARAKTERISTISK SNØLAST PÅ MARK (KG/M ²) I NS-EN 1991-1-3 [12]	8
TABELL 2.6.1 TERRENGRUHETSKATEGORIER OG TILHØRENDE PARAMETERE [16].....	10
TABELL 2.7.1 - EUROKODE 8, NS-EN 1998-1 (TABELL 3.1 - GRUNNTYPER) [18].....	12
TABELL 2.9.1 BRUKTE PROGRAMVARER.....	13
TABELL 4.4.1 TERRENGKATEGORIER OG TERRENGPARAMETERE, KATEGORI II.....	45
TABELL 5.2.1 ENERGIRAMME	82
TABELL 5.2.2 ENERGITILTAK.....	82
TABELL 5.2.3 MINIMUMSKRAV TEK17	83
TABELL 5.3.1 ISOLASJONSKVALITETER OG U-VERDIER	83
TABELL 5.4.1 EVALUERING FOR RESULTATER I ENERGIKRAV	86
TABELL 5.4.2 U-VERDIER FOR ENERGIKRAV	86
TABELL 5.4.3 VARMETAPSTALL FOR ENERGITILTAK.....	87
TABELL 5.4.4 MINSTEKRAV FOR ENERGITILTAK	87

Formelliste

FORMEL 2.5.1 SNØLAST [12].....	9
FORMEL 2.6.1 BASISVINDHASTIGHET [14].....	10
FORMEL 2.6.2 VINDHASTIGHETSTRYKK [14]	10
FORMEL 3.1.1 OMREGNINGS FORMEL SOM ER GITT I PKT.41 I BYGGFORSKSERIEN	17
FORMEL 4.10.1 DESIGN TRYKKSTYRKE	76
FORMEL 4.10.2 DESIGN STREKKSTYRKE	77
FORMEL 4.10.3 DESIGN FLYTEGRENSE	77

1 INTRODUKSJON

I Stavanger og Sandnes er det per i dag 1564 SIS Boliger, som er delt opp i både hybler og leilighet, som er til rådighet for studenter. Disse boligene er fordelt på 13 områder i Stavanger og Sandnes, og er for all type relasjon, som betyr både enslige, par og familier.

Til semesterstart i august 2022 er det planlagt nye studentboliger i Stavanger. Kunnskapsdepartementet har bestemt for å prosjektere nye studentboliger rundt omkring i Norge. Det er gitt ut et budsjett for dette, og andelen som Stavanger får for SIS boligene er 55,86 millioner kroner. Mens det er prosjektert 1630 nye studentboliger i Norge, er det fordelt 150 av disse til Stavanger. Dagligleder Øyvind Lorentzen i SIS Bolig forklarte deres bestemmelse om at 129 nye boliger skulle prosjekteres i første omgang fordi det var det maksimale antallet de får bygge på tomten som skal bi bygget på.

I dette kapittelet introduseres det kort om hva oppgaven skal handle om, det blir redegjort for oppgavens bakgrunn og formål, og til slutt litt om hva problemstillingen er og hvorfor vi har valgt dette. [1][2]



Figur 1.1.1 Bilde av plassering i forhold til UiS, tatt fra Google Earth



Figur 1.1.2 Bilde av bygg område

Det blir prosjektert 2 studentboliger ved siden av hverandre. De har blitt navngitt BS6 og BS7 under prosjektering. I figur 1.1.2 og 1.1.3 ser vi 2 bygninger som er under konstruksjon. Den til høyre er BS6 og det er den vi har valgt for å skrive bacheloroppgave om.



Figur 1.1.3 BS6 under byggefase

Vi er et team på to som skriver bacheloroppgaven, med kontrakt med konsulentfirma **Vial AS**. Grunnen til at vi bestemte oss for å skrive med dem er fordi en av oss hadde praksis i firmaet, og dermed fikk vi tilbud om å skrive med dem. Oppgaveforslag vi fikk av Vial AS var et prosjekt som var under arbeid. Næmlig SIS Boligen som bygges mellom Kristine Bonnevis vei og Rennebergstien. Det var parkeringsplass for UiS der før starten av byggeprosessen. Det bygges 2 blokker der, som er ganske like, og vi har tatt for oss en av blokkene i denne oppgaven.

1.1 Formål og disposisjon

Denne oppgaven vi skriver har som formål å vise kort hva en student i konstruksjonsteknikk er stand til å vise en del av byggeprosessen til en studentbolig. Vi skal da beskrive om noen teoretiske deler som laster og statiske systemer. Hensikten med den teoretiske delen er å forklare først hva forskriften forklarer, og deretter hvordan dette er relevant til vår oppgave. Deretter kommer den viktigste delen av arbeidet til en bygg ingeniør, nemlig å dimensjonere dekke, søyler og fundament. Videre i oppgaven skal det dimensjoneres av bygningsdeler som er relevant for våre titler. Modellering av blokk og bygningsfysikk kommer til slutt. For å få en bedre innsikt av hvordan blokken ser ut skal vi modellere blokken på programvare. Bygningsfysikk og energiberegning vil bli gjort for å se på energibehovet til bygningen slik at vi kan dimensjonere vinduer og dører til boligen for å tilpasse varme i de forskjellige sesongene.

1.2 Problemstilling og avgrensninger

Denne bacheloroppgaven søker svar på hvordan en boligblokk blir dimensjonert og modellert i henhold til byggeteknisk forskrift TEK17. Dermed er det fremstilt følgende problemstilling:

«Dimensjonering, BIM-modellering og bygningsfysikk av SIS Bolig med henhold til byggeteknisk forskrift»

Oppgaven vår var bredt med mange muligheter så vi måtte begrense det slik at det ikke ble for stort, så vi valgte i kommunikasjon med bedriften emner som vil best å inkludere og dermed utelukket vi noen;

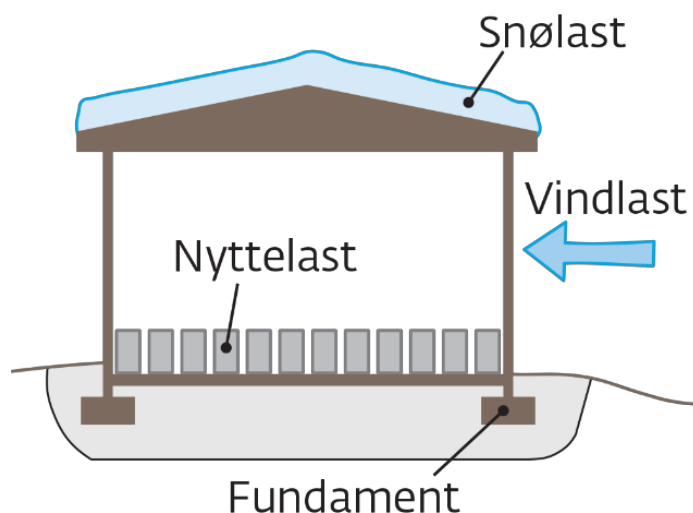
- Kostnadsestimering er utelatt
- Vindu og dører er ikke dimensjonert, brukt utsparing.

2 TEORI OG RESSURSER

I dette kapittelet er det gitt informasjon og teori om typer laster og krefter som kommer på bygningen sammen med hvilket ressurser som er brukt av programvare under hele oppgaven.

2.1 Laster

Når en konstruksjon blir prosjektert blir konstruksjonen utsatt for flere forskjellige lastetyper med ulike lastkombinasjoner. Dermed skiller vi mellom permanent last, variabel last, utmattingslast og ulykkeslast. Den permanente lasten vil være uavhengig av tid, mens variable laster vil variere med tid og situasjon. Utmattingslast er gjentakende dynamiske laster, og til slutt ulykkeslaster oppstår ved ulykkestilfeller som for eksempel eksplosjon og påkjørsel. I dette kapittelet skal vi ta hensyn til generell informasjon av det som vi skal bruke på analysering og dimensjonering i de kommende kapitlene.



Figur 2.1.1 lastgrupper

2.2 Lastfaktorer

Konstruksjoner dimensjoneres i ulike grensetilstand som deles inn i bruddgrense (ULS), bruksgrense (SLS) og ulykkesgrense (ALS). Hensynet er å minimalisere risikoen for feil og sammenbrudd, grensetilstandene har egne lastfaktorer som multipliseres for å legge til en ekstra sikkerhetsfaktor.

NA.A.1.2(A) ->	EQU(A)	->	Global likevekt av konstruksjonen
NA.A.1.2(B) ->	STR(B)	->	Brudd i konstruksjonselementer
NA.A.1.2(C) ->	GEO(C)	->	Brudd i grunnen

For å kontrollere blant annet at nedbøyninger og vibrasjoner i konstruksjonen klarer å overholde krav om tilstrekkelig kapasitet ved normal bruk brukes bruksgrensetilstanden. Lastfaktoren γ setter vi lik 1,0 og det blir dermed kun ψ - faktoren som regulerer disse lastene.

seismiske laster og ulykkes laster må dimensjoneres for å hindre forventede hendelser. Disse lastene blir beregnet på samme lastfaktor og kombinasjonsfaktor som bruksgrense lastene, altså $\gamma = 1,0$ og ψ . [3] [4]

2.3 Nyttelast

Når en konstruksjon blir prosjektert og er ferdig bygget har den en netto last, som kalles egenvekt, som betyr all belastningen som er i bygget når det nødvendige skal være til stede. egenvekt kalles også egenlast. Mens nyttelast er den belastningen en konstruksjon kan bli belastet med etter at konstruksjonens egenlast er trukket fra. I sammenheng med bygningskonstruksjoner er nyttelast en bevegelig last på det byggverket. Noen eksempler er mennesker, kjøretøy, lagrede materialer og maskiner.

Tabell 2.3.1 Brukscategori [5]

Kategori	Spesifikk bruk	Eksempel
A	Arealer for inneaktiviteter og hjemmeaktiviteter	Rom i boligbygg, sengerom og behandlingsrom i sykehus, soverom i hoteller og gjestgiverier, kjøkken og toaletter
B	Kontorareal	
C	Arealer der personer kan samles (med unntak av arealer som definert i kategori A, B og D) ¹⁾	<p>C1 Arealer med bord osv. F.eks. i skoler, kafeer, restauranter, spisesaler, leserom, resepsjoner osv.</p> <p>C2 Arealer med faste seter f.eks. arealer i kirker, teatre eller kinosaler, konferanserom, forelesningssaler, forsamlingsaler, venterom medregnet forhall på jernbanestasjon osv.</p> <p>C3 Arealer uten hindringer for personer i bevegelse, f.eks. arealer i museum, utstillingsrom osv. Og ankomstområder i offentlige bygg og administrasjonsbygg, hoteller, sykehus, jernbanestasjonshaller.</p> <p>C4 Arealer for mulighet for fysiske aktiviteter, f. Eks. Dansesaler, gymnastikkrom, scener osv.</p> <p>C5 Arealer som lett overfylles f.eks. i bygg for offentlig bruk, som konsertsaler, idrettshaller medregnet tribuner og atkomstområder og jernbaneperronger.</p>
D	Forretningsarealer	<p>D1 Arealer i vanlig detaljhandel</p> <p>D2 Arealer i varehus</p>
<p>¹⁾ Det gjøres oppmerksom på 6.3.1.1(2), særlig for C4 og C5. Se NS-EN 1990 når det må tas hensyn til dynamiske effekter. For Kategori E, se tabell 6.3.</p> <p>MERKNAD 1 Oppdragsgiver kan fastsette at arealer som normalt kan settes i kategori C2, C3, C4, avhengig av bruk, kan settes i kategori C5.</p> <p>MERKNAD 2 Tabellen viser kategoriinndelingen som skal brukes.</p> <p>MERKNAD 3 Se 6.3.2 for lagring eller industrivirksomhet.</p>		

Ut ifra “Eurokode 1: NS-EN 1991-1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger” [6], beregnes nyttelasten av en konstruksjon. SIS studentbolig som blir prosjektert er en leilighet, derfor havner konstruksjonen innenfor kategori A i Tabell NA.6.1 - Brukskategorier tabell 1.

Fra tabellene i NA.6.2, 6.9 og 6.10 henter vi ut nyttelastene på de forskjellige bygg komponenter fra våre prosjekt, vist i Tabell 2.3.2

Tabell 2.3.2 Kategorier fro belastede områder [5]

Kategorier for belastede områder	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN/m ²]
Kategori A		
- Gulv	2,0	2,0
- Trapper	3,0	2,0
- Balkonger	4,0	2,0
Kategori B	3,0	2,0
Kategori C		
- C1	3,0	4,0
- C2	4,0	4,0
- C3	5,0	4,0
- C4	5,0	7,0
- C5	5,0	4,0
Kategori D		
- D1	5,0	4,0
- D2	5,0	7,0

Reduksjonsfaktor er gitt for nyttelast i NA.6.3.1.2 ved bygninger med mer enn to etasjer. Denne beregningen blir brukt på beregning av fundament i tillegg til vegger og søyler som er i bunnen av bygningen. Reduksjonsfaktoren er gitt for å ta hensyn til at det er lite sannsynlighet for å ha full nyttelast i alle etasjene samtidig. det er bestemt å se bort fra denne faktoren i videre beregninger. Vist i tabellen 2.3.3, ψ - faktor for last \rightarrow (fra tabell NA. A1.1, NS-EN 1990:2002/NA:2008)[3]

Tabell 2.3.3 ψ -faktor for last [7]

Last	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Nyttelastkategorier i bygninger			
Kategori A: Boliger	0,7	0,5	0,3
Kategori B: Kontorer	0,7	0,5	0,3
Kategori C: Forsamlingslokaler, møterom	0,7	0,7	0,6
Kategori D: Butikker	0,7	0,7	0,6
Kategori E: Lager	1,0	0,9	0,8
Kategori F: Trafikk- og parkeringsarealer for små kjøretøy (kjøretøyvekt $\leq 30\text{kN}$ og høyst 8 seter utenom førsete)	0,7	0,7	0,6
Kategori G: Trafikk- og parkeringsareal for mellomstore kjøretøyer. $30\text{kN} < \text{kjøretøyvekt} \leq 160\text{kN}$ på to akslinger	0,7	0,5	0,3
Kategori H: Tak	0	0	0
Snølaster (se NS-EN 1991-1-3)	0,7	0,5	0,2
Vindlaster (se NS-EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatur (ikke brann) i bygninger (se NS-EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

2.4 Egenlast

Permanent last, som også kalles egenlast beregnes på grunnlag av tyngdetetthet og volumet for alle bygningsmaterialene som inngår i prosjektet. Egenlasten kommer altså fra dekker, vegger, søyler, bjelker og lett-taket, avhengig av materialtype.

Tabell 2.4.1 konstruksjonsbetong [8]

Materiale	Tyngdetetthet kN/m^3
Uarmert betong	24
Armert betong	25
Spesialbetong med lette tilslag LC 1,0-LC2,0	11-22

Fra byggforsk sin nettside finner vi frem denne tabellen, tabell 2.4.1, og ser at vi skal bruke tyngdetettheten for armert betong materiale som 25 kN/m^3 . [9] Vi Velger å bruke Eksponeringsklasse XC3, Tilhørende fasthetsklasse B35 som får tilsvarende bestandsklasse M60. [10]

Tabell 2.4.2 Takkonstruksjoner [8]

Takkonstruksjon	Egenlast
Tak uten oppholdsrom på loftet	1,1 kN/m ³
Tak med oppholdsrom på loftet	1,4 kN/m ³
Tak med torvtekning	4,0 kN/m ³

Tabell 2.4.2 ovenfor er egenlast for takkonstruksjonen som er hentet ifra Byggforsk serien. Vi skal bruke “Tak med oppholdsrom på loftet”, der det er leilighet på toppen av bygningen.

2.5 Snølast

Snølast er en av de lastene vi får ifra naturen, som har direkte innskudd på taket. Det er den nedgående kraften på en bygnings tak av vekten av akkumulert snø og is. Taket eller hele strukturen kan svikte hvis snølasten overstiger vekten bygningen er designet for å bære, eller hvis det er feil i konstruksjonen. Det skal ikke mye til for å få problemer, en ubalanse av drivende snø kan føre til at en del av et tak gir seg, og forårsaker en dominoeffekt.



Figur 2.5.1 Snølast [11]

I “NS-EN-1991-1-1-3” under “Nasjonale tillegg” finner vi tall for Sk0 for de forskjellige områdene i Norge. Grunnverdien fra snølast i Stavanger er gitt ved:

Tabell 2.5.1 Grunnverdi for karakteristisk snølast på mark (kg/m²) i NS-EN 1991-1-3 [12]

Beliggenhet	Sk0	Hg	ΔSk
Stavanger	1,5 kN/m ²	150 m	0,5 kN/m ²

Fra område til område vil snømengden variere. Vind mengden er også en faktor som spiller inn på snølasten. Vinden får snøen til å samle seg i fonner, mens på andre sider kan det være snøbart. Helning på tak er påvirkende på lastberegninger på snølast, men prosjektet vi konstruerer har et flatt tak, derfor tar vi ikke dette med. Dermed er formfaktoren for snølast $\mu=0,8$. Dermed blir formelen gitt:

$$S = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k$$

Formel 2.5.1 Snølast [12]

μ = Formfaktor

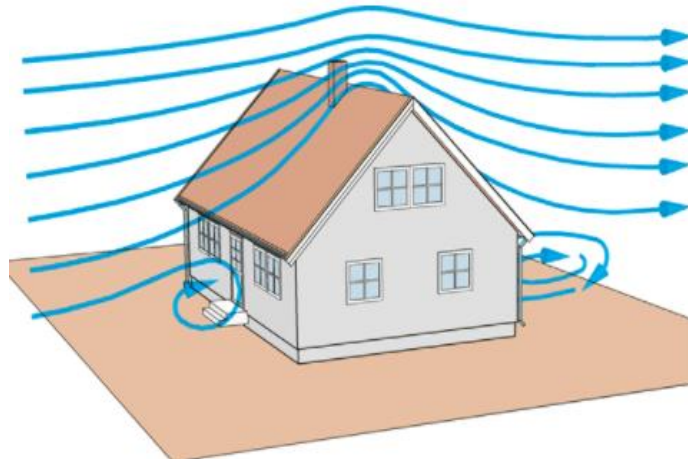
C_e = Eksponeringsfaktor (Tabell NA.5.1)

C_t = Termisk faktor (Termisk transmisjon mindre enn 1 W/m²K)

S_k = Karakteristisk snølast på mark (Høyden over havet er mindre eller lik høydegrensen H_g settes normalt S_k lik grunnverdien S_{k0})

2.6 Vindlast

Vindlast er en last type som går inn under naturlaster. Når det konstrueres en bygning, må den største vindbelastningen på konstruksjonen betraktes. Det er mulig å se på parameterne, lovene og reglene om vindlast i *NS-EN 1991-1-4 Allmenne laster - Vindlaster*.



Figur 2.6.1 Vindlast [13]

Det er avhengighet i plassering og område til byggingen. Stedvindhastigheten i område er altså avhengig av basisvindhastigheten, terrengformen og terrengruhet. Dersom det ikke er mulig for å justere etter NA.4.2, er det gitt i formel 3 at basisvindhastigheten kan settes til å være lik referansehastigheten.

Formelen for basisvindhastigheten er gitt at:

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0} \text{ (m/s)}$$

Formel 2.6.1 Basisvindhastighet [14]

V_b = Basisvindhastigheten

C_{dir} = retningsfaktor.

C_{season} = Årsfaktor.

$V_{b,0}$ (m/s) = Referansevindhastigheten, for område [12]

Tabell 2.6.1 Terrengruhetskategorier og tilhørende parametere [16]

Kategorinummer	Terrengruhetskategori	k_r	Z_0	$Z_{min}(m)$
0	Åpent opprørt hav	0,16	0,003	2
I	Kystnær, opprørt sjø. Åpner vidder og strandsoner	0,17	0,01	2
II	Landbruksområde, område med spredte små bygninger eller trær	0,19	0,05	4
III	Sammenhengende småhusbebyggelse, industriområder eller skogsområder	0,22	0,3	8
IV	Byområde der minst 15% av arealet er dekket med bygninger og deres gjennomsnittlige høyde overskrider 15m. Barskogområder	0,24	1,0	16

Fra Tabell 2.6.1 – Terrengkategorier og terrengparametere kan vi bestemme om terrengruhetskategorien.

$$q_{kast} = 0,5 * p * c_r^2(z) * c_t^2(z) * v_b^2 * \left[1 + 7 * \frac{c_{tt}(z) * k_T}{c_r(z) * c_t(z)} \right] \left(\frac{N}{m^2} \right)$$

Formel 2.6.2 Vindhastighetstrykk [14]

Hvor

q_{kast} - Vindhastighetstrykket

p – luftens densitet

$c_r^2(z)$ – terrengruhetsfaktor ved nivå z

$c_t^2(z)$ – topografifaktor

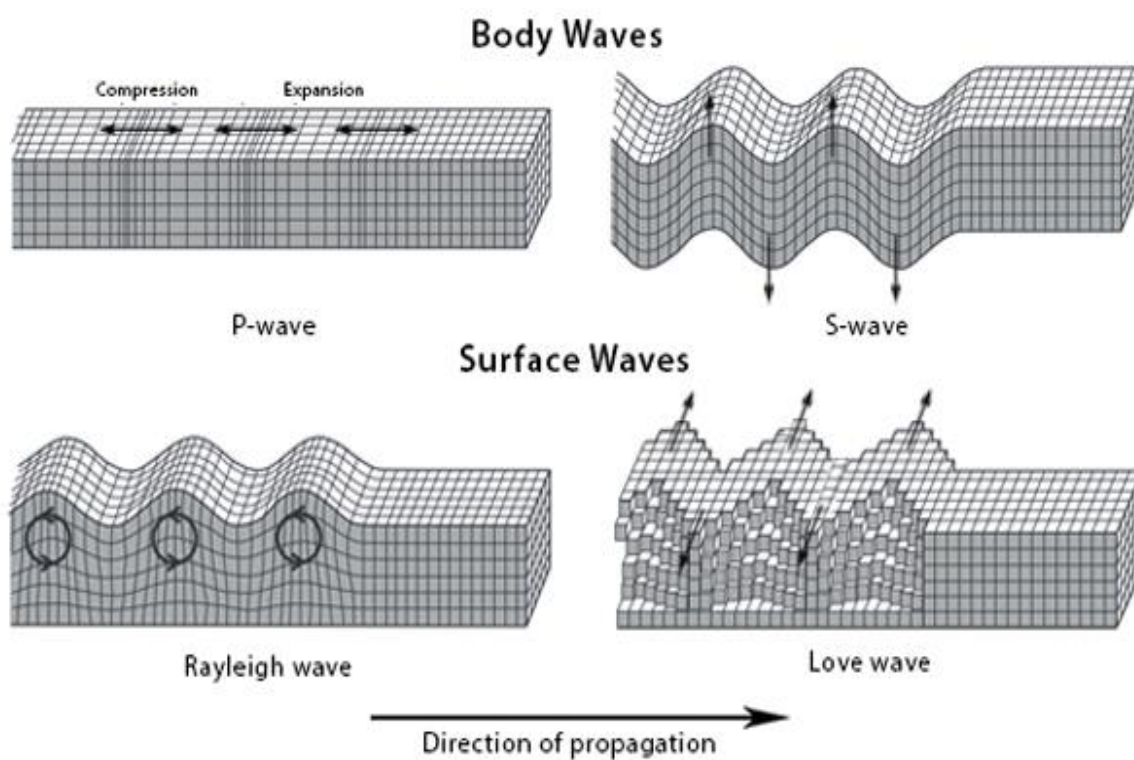
v_b – basisvindhastigheten

$c_{tt}(z)$ – topografifaktor

k_T – terrengruhetsfaktor

2.7 Seismiske laster

Når to plater i jordens stive ytterste lag beveger seg fra, mot eller sidelengs forårsakes det energi og deler av det blir om til seismiske bølger som blir kalt jordskjelv i dagligbruk. Det er derfor viktig å gjøre de nødvendige beregninger for jordskjelv i konstruksjons prosessen av et nytt bygg for å unngå konsekvenser. Oppstart av et jordskjelv er vanligvis flere kilometer under overflaten, men forkastninger kan sprekke helt til overflaten for store skjelv. Rystelsene som sprer seg i alle retninger som seismiske bølger kan noen av dem sammenlignes med lydbølger. Hvis bølgene er sterke nok, vil de oppleves direkte som bakke vibrasjoner mens de mer fintfølede bølger vil kunne avleses av seismometre med utslag mindre enn en milliontedels millimeter.



Figur 2.7.1 Seismiske bølger [13]

Seismiske laster blir beregnet ut ifra *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismiske påvirkninger. Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger.*

Tabell 2.7.1 - Eurokode 8, NS-EN 1998-1 (Tabell 3.1 - Grunntyper) [18]

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

2.8 BIM

Det finnes forskjellige type BIM for hvert enkelt fagfelt, som for eksempel arkitekter, bygg, elektro, VVS osv. All data som blir lagt inn fra de forskjellige bygge bransjene blir da samlet i en felles tverrfaglig BIM. Begrepet BIM har flere betydninger:

Building Informasjon Management, som handler om ledelse og styring der modellen brukes til å hente informasjon [14]. Building Information Model, der bygget ha en 3D-modell som inneholder informasjon om materialegenskaper [15]. Building Information Modeling, som handler om modellering, der all informasjon blir lagt til og knyttet til de riktige objektene [14]. I motsetning til før vil vi som bygger konstruksjoner ha modelleringen digitalt. BIM kan gå opp helt opp til 8D der alle D har sine betydninger. 2D for tegninger, 3D for tegningen med geometri, 4D for tid, 5D for kostnader, 6D for drift, 7D for bærekraft og 8D for sikkerhet. BIM gjør det enklere gjennom samhandling på tvers av fagfelt, der det er mulig å se nyeste oppdateringer, og rette opp eventuelle feil som kan oppstå i BIM før de begynner å bygge, enn i den fysiske byggeprosessen. Mange av de store programvarene har BIM der de forskjellige programvarene passer for de ulike fagfeltene. Når prosjektet lagres som IFC-fil kan man få en «åpen BIM» som kan brukes overalt av alle fagfelt. Dette er en sentral ting, som vil si at de forskjellige fagene har mulighet til å jobbe med sine system og utveksle sin informasjon til andre fagområder ved hjelp av åpent filformat.

2.9 Programvarer

Her nevner vi ressurser av programvarer som har blitt brukt og testet gjennom oppgaven.

Tabell 2.9.1 Brukte programvarer

Benyttede programvarer		
Program	Formål	Versjon
Lastberegning av Sletten Byggdata (Focus)	Snølast og vindlast	
ISY Design Betongtverrsnitt	Dimensjonering av søyle	Betongtverrsnitt versjon 1.12.0
Btsnitt av Sletten Byggdata	Dimensjonering av fundament	Versjon 7.1
AutoCAD	Detaljer og arkitekt tegninger	
Revit	Modellering	2022
FEM-Design	Analysering av bygget	21.00.002 Student
Simien	Energiberegning	6.016

2.9.1 OS-lastberegninger (Focus)

Ove Sletten, sivil ingeniør som har utviklet en samling av dataprogrammer for beregninger og dimensjonering av betongkonstruksjoner. Per i dag så er det Focus Software så leverer lisenser. Lastberegning serien beregner snølast og vindlast i henhold til NS-EN 1991-1-3 og NS-EN 1991-1-4. Det er brukervennlig program som gir raske og nøyaktige data. Vi har benyttet oss av dette programmet hos Vial As for å bekrefte våre håndberegninger. [16]

2.9.2 ISY Design

ISY Design er et program som løser enkle dimensjoneringer i henhold til krav av bjelker av ulike materialer med god visualisering for å skape bedre forståelse av både modellen og resultatene. ISY Design har også andre verktøy for geotekniske data. Vi brukte betongtversnitt verktøyet til å se bekrefte dimensjonene til søylene i konstruksjonen vi hadde fått fra FEM-Design.

2.9.3 Revit

Revit er et BIM programvare levert av Autodesk. I arkitektur-, ingeniør og konstruksjonsindustrien (AEC) er bygningsinformasjonsmodellering (BIM) grunnlaget for digitale transformasjon. Autodesk er bransjens partner for å realisere nye måter å jobbe på og bedre resultater for næringslivet og den bygde verden som ledende innen BIM. I Revit kan man modellere i 3D i effektivitet og nøyaktighet gjennom hele prosjektets livssyklus, fra konseptuell design, visualisering og analyse til fabrikasjon og konstruksjon. I universitet i Stavanger har vi lært og brukt AutoCAD og Revit gjennom ulike emner, derfor benytter vi Revit for å modellere boligens bæresystem. Videre bruker vi Strusoft utvidelse for Revit til å overføre *Analytical model* som «StruXml» fil til FEM-Design for videre analysing. [17]

2.9.4 AutoCAD

AutoCAD er en DAK-programvare som brukes til å designe i 2D og 3D. CAD eller DAK er dataassistert konstruksjon programvarer og redskap. AutoCAD har en stor kapasitet som tillater opprettelse og modifikasjon av geometriske modeller i alle typer strukturer og objekter. Tradisjonelle bruksområde for AutoCAD er i arkitektur- og ingeniørverdenen, men evnen til å jobbe innen forskjellige felt har åpnet nye områder innen grafisk og interiørdesign. AutoCAD er også et program fra Autodesk. Vi modellerer bygget vårt i Revit fra tegninger vi har fra ARKVEST som er i AutoCAD format «dwg». Vi bruker også AutoCAD for detalj tegninger. [18]

2.9.5 FEM-Design

FEM-Design er en avansert og intuitiv 3D-programvare for strukturell design og analyse. Gjennom 3D-modellering/design støtter den alle sider av konstruksjonsteknikk og elementanalyse (FEA) av betong, stål, tømmer, kompositt, murverk og fundamentkonstruksjoner i henhold til standarder. FEM-Design er ideell for alle typer konstruksjonsoppgaver fra enkeltelementdesign til globale stabilitetsanalyse av store strukturer og med at Vial as tilbyr lisens og ressurs i det gjør den til gunstige løsningen for oss til å bruke for analysering. I overføringen fra Revit til FEM-design har vi gjort diverse kontrollsjekk for å observere og bekrefte feil slik at vi kunne rettet før vi utførte analysering. [19]

2.9.6 Simien

Simien 6 er et program for beregning av energibruk og vurdering av inneklime i bygninger som tar for seg beregningsmetoden fra NS 3031:2014. Det er bredt brukt av ingeniører innen bygg, elektro og vvs, produktleverandører, arkitekter og byggmestere i Norge. Verktøyet har utviklet og tilpasset endringene i byggteknisk forskrift og energimerkeordninger siden 2008. Vi har brukt Simien i bygningsfysikk delen for å finne energi merke og tilfredsstille boligens energikrav (TEK17). [20]

2.9.7 Undersøkte programmer

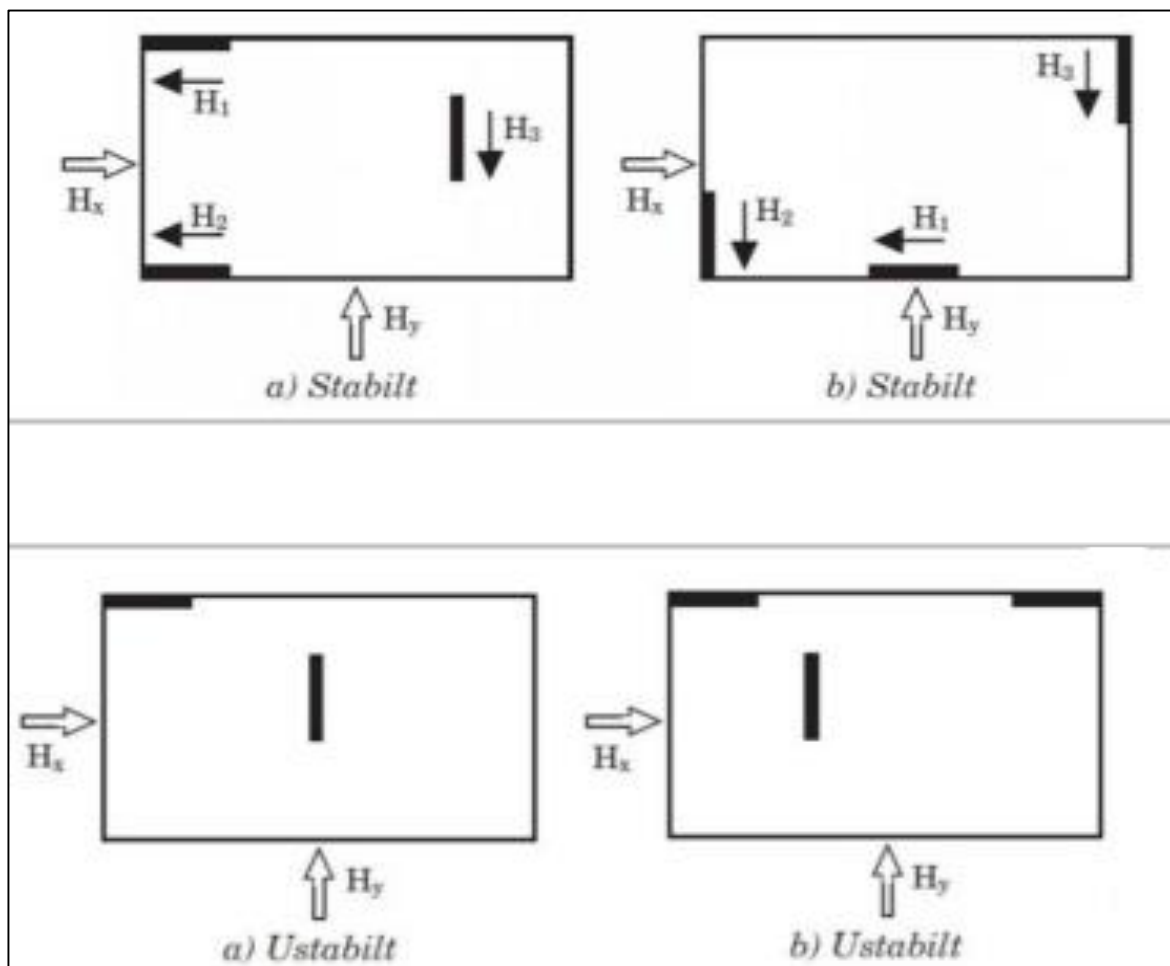
Før vi konkluderte hva programvare vi skulle bruke for oppgaven har vi undersøkt en del og testet diverse modellerings og analyserings programvarer. Vi har brukt og testet SAP2000 som ikke var nok effektiv for oss og vi hadde bare tilgang i UiS hvor dataene ikke er det beste for å utføre store oppgaver. Deretter prøvde vi Tekla Structure student versjon, modellering var greit, vi lærte delvis, men ikke nokk til å utføre analysering i det. Etter å ha bestemt oss for å bruke Revit vurderte vi å prøve ut Robot (analyserings utvidelse for Revit), men vi hadde dårlig tidsramme til å lære det, både bedriften og veilederen vår hadde også ikke kjennskap til programmet for å utveksle kunnskap med oss. Vi besluttet å bruke FEM-Design for analysering i og med at bedriften kunne veilede og støtte oss i det.

3 BÆRE- OG STATISK SYSTEM

Et stabilt bygg er det alle ønsker å oppnå. Studentboligen som konstrueres, skal konstrueres i henhold til Byggeteknisk forskrift TEK17. I forskriften §11-4 er det gitt «Byggverk skal prosjekteres og utføres slik at byggverket som helhet, og de enkelte delene av byggverket, har tilfredsstillende sikkerhet med hensyn til bæreevne og stabilitet» [21].

3.1 Stabilitet og avlastning

For å gi bygningen en god stabilitet utføres det ved å avstive bygget og skre mot kollaps. Forskyvninger og rotasjon av bygget kan hende dersom det ikke blitt tatt hensyn til dette. Derfor er det viktig med avstivningssystem i bygget.

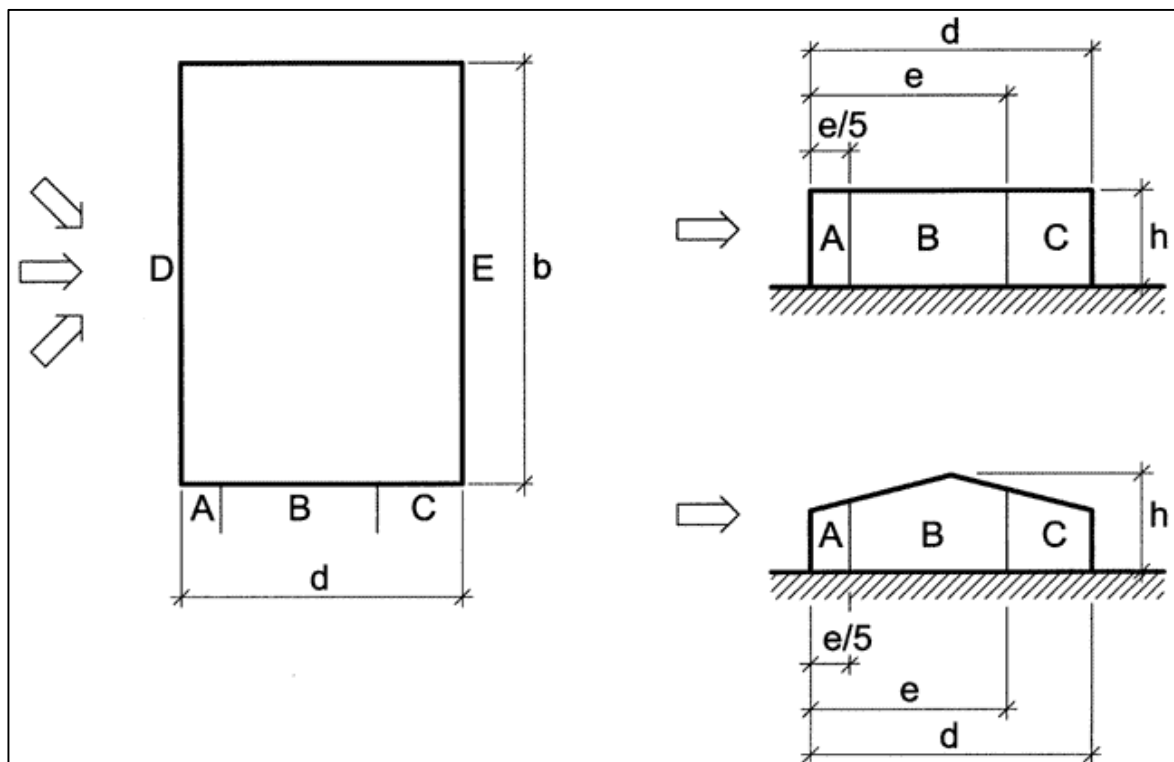


Figur 3.1.1 Stabile plassering av vertikale skiver [22]

For å oppnå en god stabilitet for hele bygget kreves det bjelker søyler og/eller avstivningsskiver. Skivene er form av betongvegger, trappe/heis- jakter og vindkryss i stål, og plasseres i X og Y retning for at den skal ta opp lasten som er grunnen for rotasjon og forskyvning. Måten skivesystemet håndterer lastene er slik at den fører de horisontale lastene fra dekke-skivene via vertikale skiver, ned i grunnmuren og fundamentet som er den delen som er i bunnen av byggeprosjektet. Når dette er oppnådd i alle bygningsdeler, da er hele bygningen i stabil likevekt som er klar for å motstå påførte krefter.

3.1.1 Laster og skjevstillingslast

Ved konstruksjon av prefabrikkert leilighet kan det oppstå geometriske avvik ved produksjon eller montasje av elementer. Derfor er det mulighet for at de kan oppstå skjevstillingslast på formfeil og toleranseavvik. Denne skjevstillingslasten kommer med en horisontal komponent når søylene belastes vertikalt i senter. Gitt i byggforskserien at: «Utvendige formfaktorer for vegger. Sonene A, B, C, D og E er definert i fig. 432. Utvendige formfaktorer, $c_{pe,10}$, og $c_{pe,1}$, for disse sonene er gitt i tabell 432. For $1 \text{ m}^2 < A < 10 \text{ m}^2$ bruker man omregningsformelen i pkt. 41. Formfaktoren er gitt i tabellen kan også brukes for vegger i bygninger med annen takform».



Figur 3.1.2 Skjevstillingslast [23]

$$c_{pe} = c_{pe,10} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \cdot \log_{10} A.$$

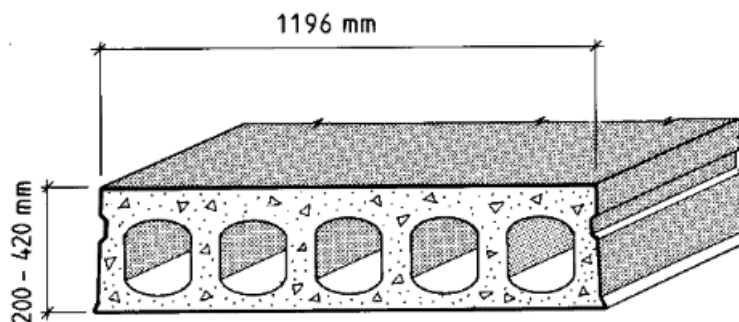
Formel 3.1.1 Omregnings formel som er gitt i pkt.41 i byggforskserien

3.2 Dekke

Dekke er den bygningsdelen som er horisontalt liggende element som bærer horisontallastene med strekkraft og vertikallastene med kompresjonskraft. Det finnes ulike typer dekker, og en av de mest vanligste er hulldekker. Det kan bli brukt på etasjeskillene og taket.

3.2.1 Hulldekke

Etter noen undersøkelser om type etasjeskiller er det valgt for å bruke hulldekker som etasjeskillemateriale. Hulldekke er et prefabrikkert dekkeelement, som betyr at den produseres på merkets fabrikk og transporteres til byggeplass, der det bare gjenstår å montere den på plass. Hulldekkeelementet kan bli brukt på alle type bygg, som idrettsbygg, skolebygg, næringsbygg, omsorgsbygg og boligbygg. Det finnes gode fordeler på hulldekker, men det finnes også noen ulemper. Nå skal jeg skrive litt kort om fordeler og ulemper med hulldekke.



Figur 3.2.1 Hulldekke form [24]

Fordeler:

1. Lav vekt

Hulldekke har en egenvekt som er mye lettere enn et vanlig betongdekke. Med et lettere dekke som etasjeskille og tak, fører det til at det trengs mindre fundamentering på bunn. Da slipper konstruksjonen for å bli utsatt av kompliserte fundamentløsninger.

2. Effektivitet

Ved bruk av hulldekke er det ikke behov for stemming og understøtte, der du slipper da stemmingen må stå igjen i etasjene under dekket, som forhindrer arbeid fra andre aktører i de andre etasjene. I tillegg betyr mindre tid, mindre kostnad. Det blir reduksjon på rigg og driftskostnader gjennom en kortere montasjetid. man sparer også på arbeidskraft ettersom det ikke trengs å armere og støping,

3. Lange spenn

Når det gjelder bruksområde til elementene, er hulldekkene mer fleksibel enn vanlige betongdekker. Grunnen til dette er fordi hulldekker kan ha lengre spenn enn betongdekker. Lengre spenn betyr også at det blir mer åpne arealer uten søyler og vegger.

4. Forskaling, armering og støping

Hulldekke blir produsert på firma, og blir hentet til byggeplass. Etter at den er montert, er den nesten ferdig. Da slipper man forskaling, armering og det blir lagt mindre støp. Det eneste som mangler er å fugestøpe og gjøre dekket mer stabil, gjør til en stiv skive. Dette gjør også kostnadene mindre.

5. Vinterkostnader

Om vinteren kan det oppstå konsekvenser når det er kaldt ute, kostnad er en av den største konsekvensen og innvirkningen på kuldeperioder. Men når vi slipper støping på byggeplassen så slipper vi all disse konsekvensene.

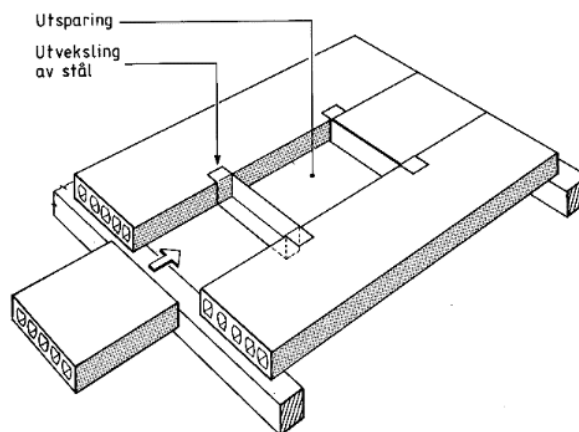
Ulemper:

1. Støping

Det er ikke mulig å støpe inn sprinkler. Elektropunkter eller vannrør i dekket med hulldekker. Da må man enten ha en nedforet himling eller innkasser langs vegg.

2. Utsparing

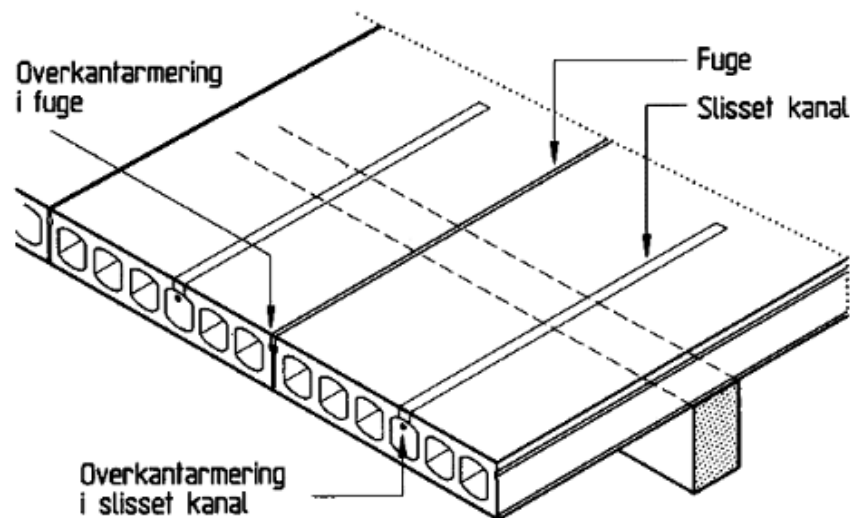
Dersom det må gjøres utsparingen på hulldekket kreves det nøye planlegging, og det kan bare gjøres små utsparinger i hulldekket.



Figur 3.2.2 Utsparing [24]

3. Utkraving

Ved hulldekkeelement kan det maksimum utkragas 1 meter, men da kreves det noen tiltak for sikkerhet. Kuldebro problem vil oppstå ved utkraving med hulldekke, da må man pakke inn undersiden med isolasjon, så en generell regel er at utkravinger med hulldekke ikke er gunstig. Ved bruk av balkonger og svalganger trengs det noe ekstra bæresystem. Ved tilfelle så brukes det som oftest skråstag. Dette forutsetter etablering av et bæresystem eller forsterkninger i yttervegg, som muliggjør innfestning av stråstagene.



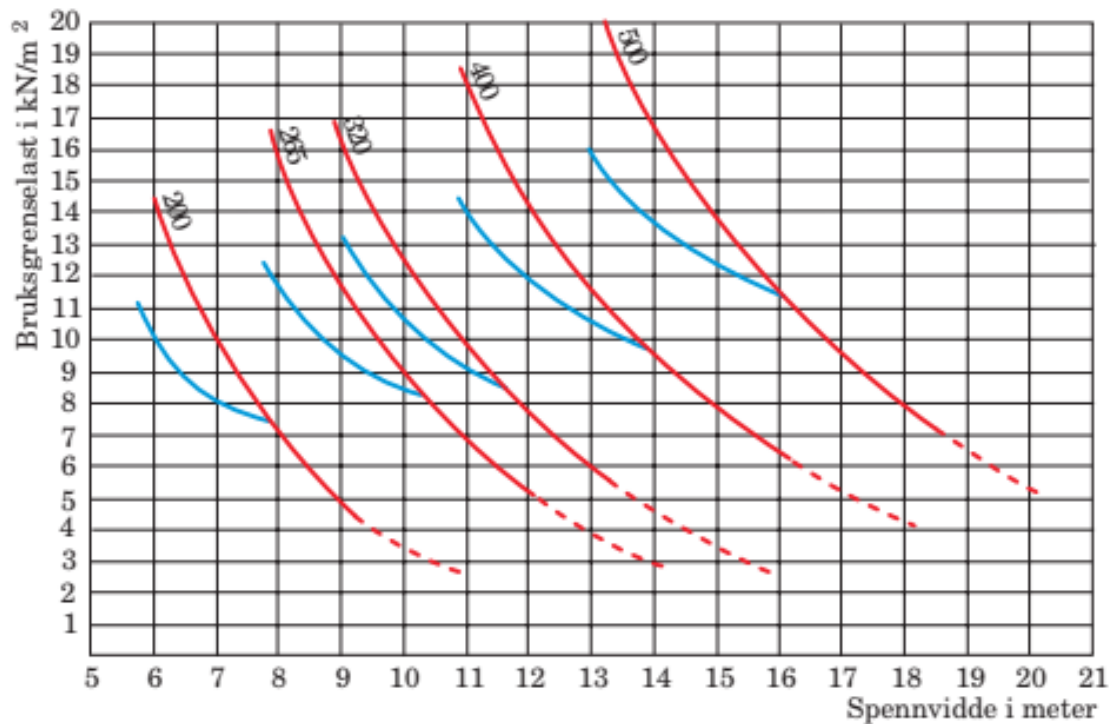
Figur 3.2.3 Utkraving [24]

4. Spang og finish

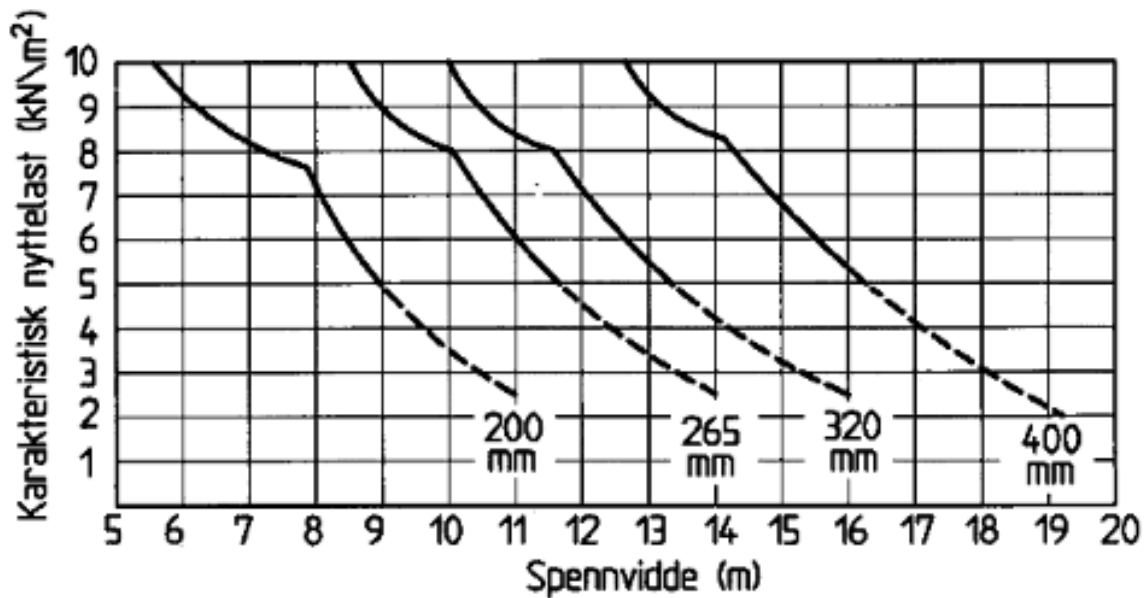
Ved hulldekker er det krav på maks 5m sprang, derfor blir det utfordring med hulldekker ved forskjellige spennlengder. Ettersom hulldekkeelementet har en bredde på rundt 1.2 meter, får man da flere antall fuger, i forhold til for eksempel platten dekke som har 2,4 meter. Forbindelse med det estetiske ved dekke er dette en ulempe for hulldekke elementet.

5. Tunge elementer

Dette er et prefabrikkert element, som har et relativt langt spenn, i forhold til de andre elementene, derfor blir den ganske tung da den skal løftes. Derfor er det viktig med sikringsarbeid. Konsekvensene ved feil er mye større enn andre elementer.



Figur 3.2.4 Vekter og anbefalte spennvidder for hulldekker.



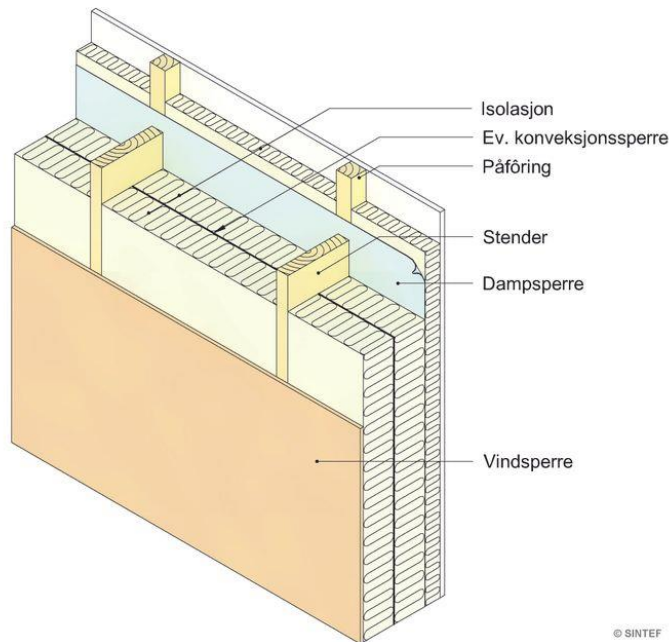
Figur 3.2.5 Orienterende Bæreevne av hulldekke

3.3 Yttervegger

Det er mye som er viktig når det skal dimensjoneres en god yttervegg. Det finnes vanlige yttervegger og det finnes bærende yttervegger. Det er viktig å følge med på å tilfredsstille krav med hensyn til konstruksjons sikkerhet, energi, fukt og ikke minst eventuelle lyd og brann. Med fukt menes det dermed nedbør, grunnvann, luftfuktighet osv. slik at disse ikke skal trenge inn i

konstruksjon og gi fuktskade. For å unngå fuktskade i tillegg til å tilfredsstille kravene til fukt er det anbefalt å isolere yttervegger med sjikt på innvendig side og med dampåpent vindu sperre på utvendige siden.

U-verdi er et krav som er viktig å ta til bruk. For å tilfredsstille disse kravene isoleres vanligvis yttervegger med mellom 200 og 250mm med isolasjon. Disse kan isoleres med plater av mineralull, trefiberisolasjon eller ulike typer blåseisolasjon for å unngå hulrom må det isolasjonen monteres slik at den fyller alle hulrom og slutter tett mot stendere, gjennomføringer, spikerslag topp- og bunnsvill. Krav om utestengelse av luft blir gjort på utvendige siden av ytterveggen. Det monteres en vindsperre som skal hindre at uteluft trenger inn i varmeisolasjonen, og hindre luftlekkasjer gjennom ytterveggene. Denne vindsperren er både god for at luft ikke skal trenge seg inn og for at fuktighet fra utsiden ikke kommer inn bak kledningen videre inn i veggen.



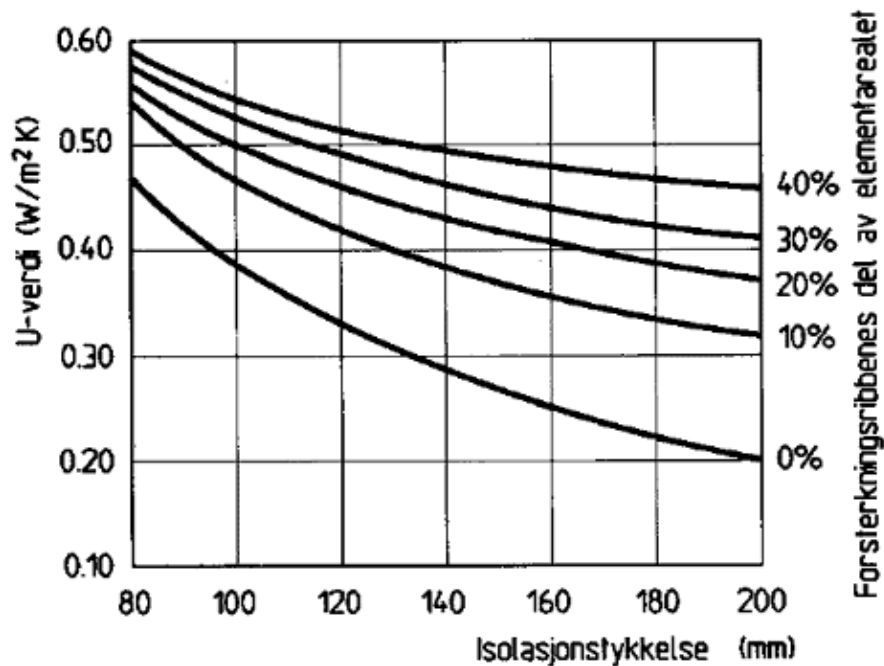
Figur 3.3.1 Yttervegg [25]

3.3.1 Sandwichelement

Det er en veldig populær løsning som blir brukt blant mange rådgivende ingeniører (RIB). Sandwichelementer består av 2 betongskiver med varmeisolasjon imellom. De 2 betongskivene blir festet med hverandre med armeringsstål eller bindere. Det er en stor fordel at sandwichelementer kan bli brukt som bærende vegger/fasader. Det er den innvendige betongskiven som har bærende funksjon. For å unngå kuldebroer i etasjeskillene er sandwichelementer en veldig gunstig løsning. [26]

Brann → Krav for en vanlig brannvegg er A 120, som er angitt i byggeforskriften, mens for sandwichelementer med vanlig tykkelse og varmeisolerte fuger har større brannmotstand enn A 120 og kan dermed benyttes i brannvegg [26]

Varmeisolasjon → I type oppvarmede boliger som skal varmes opp til mer enn 18 grader, kan man ikke ha gjennomgående betongribber i isolerte fasadelementer. Det øker varmetapet da forsterkningsribber reduserer isolasjonstykkelsen lokalt.[26]



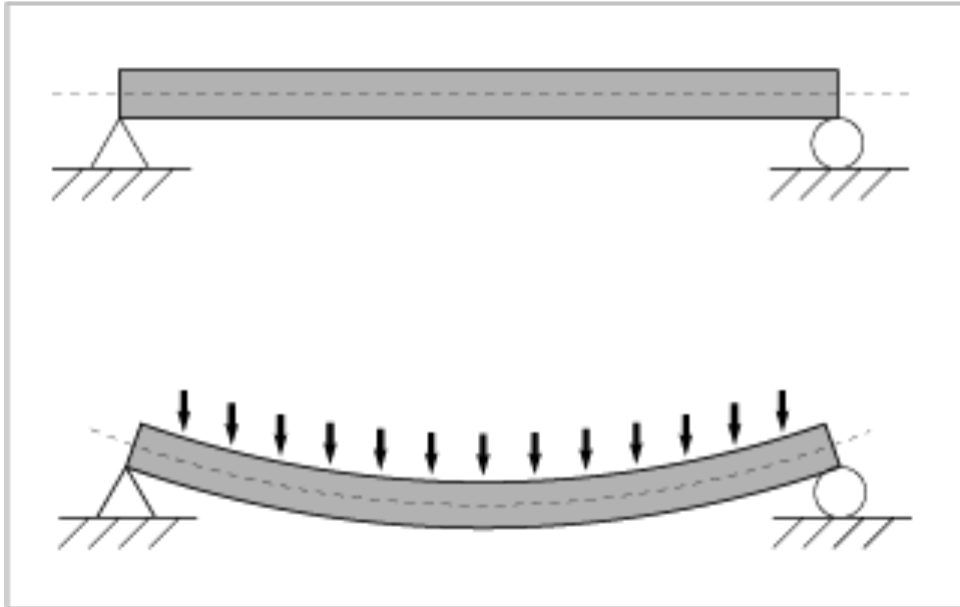
Figur 3.3.2 U-verdi for sandwichelementer [26]

Lydisolasjon → I en bygning med betong sandwichelementer er det vinduenes lydisolasjon for det meste bestemmer fasadens lydisolasjon mot utendørs støy. Fordi sandwichelementer av betong har god nokk lydisolerende egenskap.

3.4 Bjelker

Bjelke er det elementet som bærer alle slags vertikale laster. Disse bjelkene inngår som oftest i et etasjeskille og bærer gulvet eller dekke. Det som gir bidrag til å bære selve bjelken er veggene, som igjen bæres av søylen. Derfor er det veldig interessant og flott å holde på med konstruksjon, der alle elementene er med å bidra til hverandres oppgaver. I før tiden var det vanligst å lage bjelker av tre, som er trebjelker, men i moderne tider er det mest vanlig å dimensjonere til en armert betongbjelke. Når vi mener trebjelker mener vi at de kunne være hele som oftest rektangulært tverrsnitt med skurlast. De trebjelkene som lages i vår tid er som oftest bjelker av limtre som består av sammen limte planker. Når det brukes bjelker av betong må dem armeres

med stål innenfor, fordi selv om betong er element med trykkfast så tåler den dårlig strekkpåkjenning. Det som er brukt aller mest som bjelker i vanlige konstruksjoner er selveste stålbejelker. Det finnes da NP-stålprofil, I-stålprofil, H-stålprofil og firkantørprofil.



Figur 3.4.1 Eksempel på bjelke og deformasjon [26]

3.5 Søyle

Søyle er et viktig konstruksjonselement som må brukes for en god stabilitet og sikkerhet i bygget. Søylene bidrar til å overføre vekt fra en overliggende struktur mot bakken eller en underliggende struktur. En søyle er som oftest rund eller kvadratisk. Runde søyler støpes stående, og kantede søyler liggende. Det er ikke så veldig store forskjeller mellom rund og kantede søyler. En stor forskjell er at kantede søyler kan gå over flere etasjer uten skjõt, mens de runde søylene må skjõt ved hver etasjeskiller.

3.6 Fundament

Fundament er elementene som overfører de normale kreftene og momentbelastningene fra søylene eller veggene i konstruksjonen til grunnivået. Søyler og skiver kan ikke plasseres direkte på bakken. Hvis disse seksjonene plasseres på grunnen med svært lav styrke, skaper det påkjenninger på bakken langt over bakkens normale styrke og søylen sitter fast i grunnen ved stansing.

For å redusere belastningen på bakken, må vi forstørre område, da kraften er konstant, som man kan se i $[\sigma=F/A]$ - relasjonen vi så i mekanikktimene. Av denne grunn lages elementer som plater og bjelker, hvis tvernsnittareal er mye større enn seksjonen av søylen, mellom den nedre enden av søylen og gulvet. Et annet viktig formål er å holde sammenbruddet som kan oppstå i grunnen under.

Stripefundament er en løsning som gir en lavere kostnad og kortere byggeprosess, bygges tømmerhus vanligvis på stripefundament. For å bygge stripefundamentene etter gravearbeid og komprimering av jord, bygges armerte betongsåler under de bærende veggene. Vanligvis plasseres 3 eller flere rader med blokker på sålen avhengig av den utformede basehøyden og gravedybden. Innsiden av fundamentet er isolert med isopor og fylt med sand. Etter at sanden er komprimert, kan strømnings- og vannkanaler og isolasjon installeres under gulvet. Når du installerer rammen og varmerør eller kabler i gulvet er det bare til å helle den armerte betongplaten over.



Figur 3.6.1 Stripefundament [27]

Støpt fundament er mest brukt dersom der en ustabil leire eller flytesand. Grunnen til dette er fordi bæreevnen til støpte fundamenter bedre enn de andre. Den største forskjellen mellom støpt fundament og stripefundament er at golvplaten i et støpt fundament støpes sammen med selve fundamentet, mens i stripefundamentet er golvstrukturen skilt fra fundamentet.



Figur 3.6.2 Støpt Fundament [28]

Punktfundament er en løsning som innebærer fordeler fra både stripefundament og støpt fundament. Den har en egenskap der den kan bygges på en ustabil overflate, og at den har en lavere kostnad.



Figur 3.6.3 Eksempel på Punktfundament (Revit)

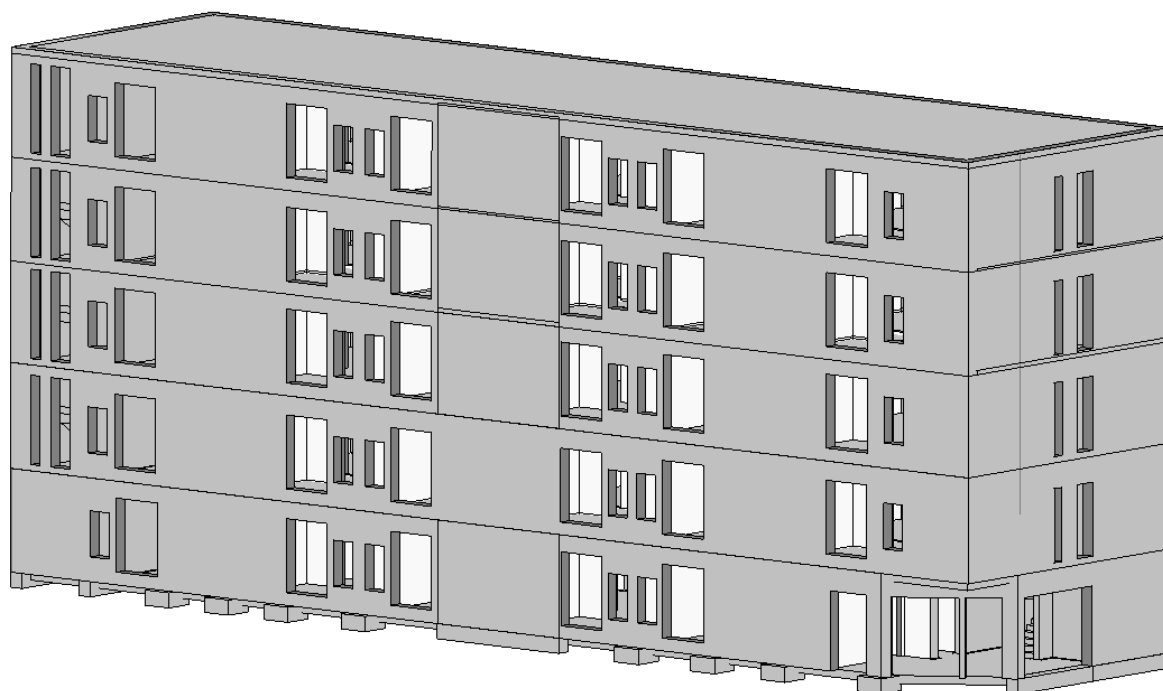
4 DIMENSJONERING

Etter en god arkitekturplan er det aller viktigste som må prosjekteres er å dimensjonere det bygget som skal konstrueres. Alt må dimensjoneres. Det første som tas hensyn til er hva type bygg dette er, slik at det blir mulig å tilpasse bygget etter omsetninger. Vi har sett bort ifra utsparringen av trapper osv. når vi regner ut dekke og tak.

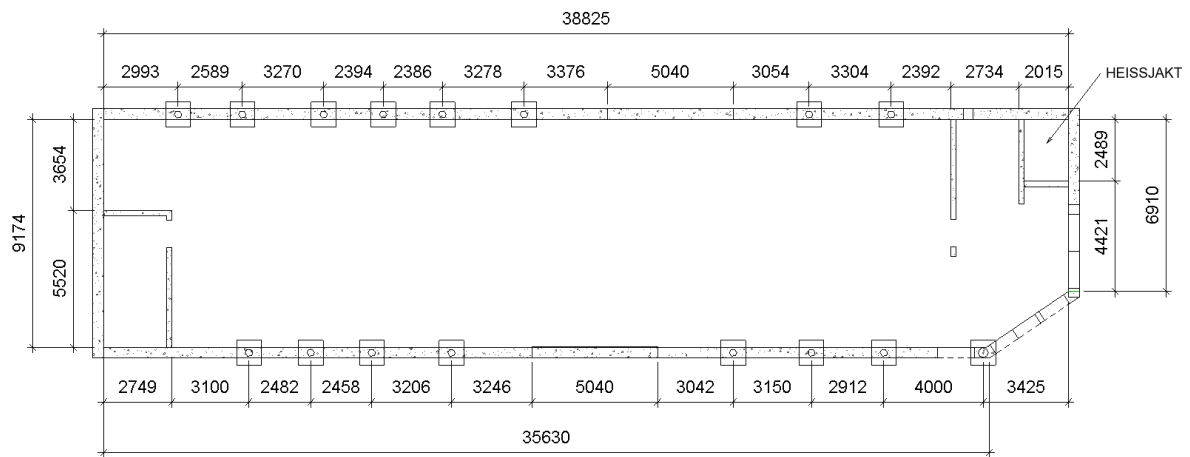
I dette kapitlet skal vi beregne og analysere for å se om gitt dimensjoner av materialer er tilfredsstillt.

4.1 SIS bolig

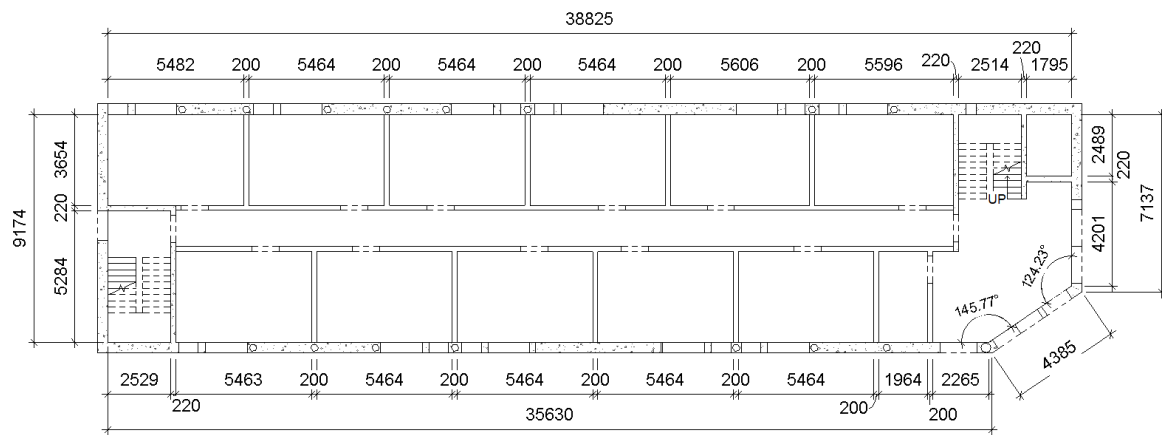
Bygget er en 5 etasjers studentleilighet som har totalt 59 boliger. Vi har tatt i bruk Revit som modellerings program for SIS bolig. Mål og høyde for bygget er vist i Figur under (Figur 4.1.1 – 4.1.5), dimensjonene er gitt i millimeter. Bygget ligger 60 meter over havet og er plassert i Rennebergstien rett ved UIS. Vi ser bort fra arkitektur arbeid.



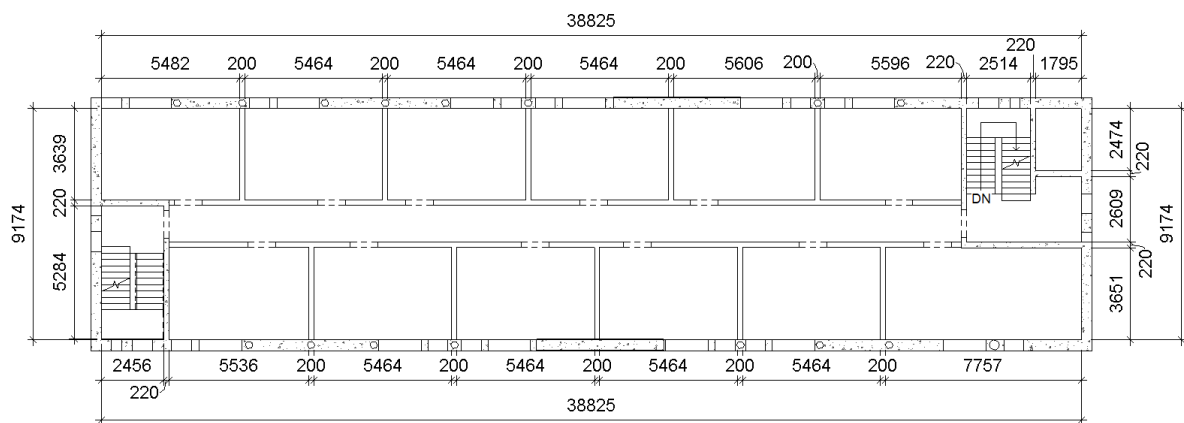
Figur 4.1.1 SiS boligen i 3D visning (Revit)



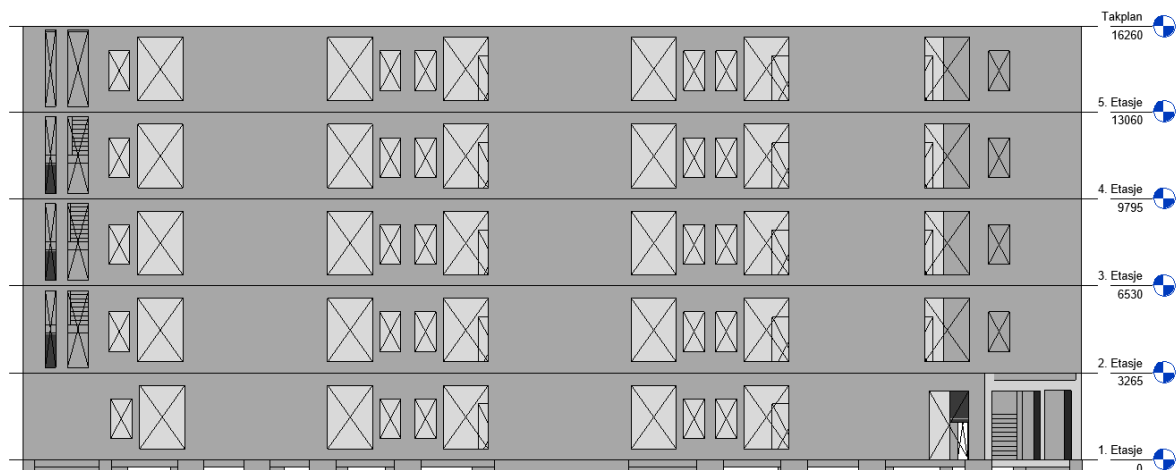
Figur 4.1.2 Mål og avstand på fundament og søyler (Revit)



Figur 4.1.3 Mål for 1 etasje (Revit)



Figur 4.1.4 Mål for 2 til 5 etasje (Revit)

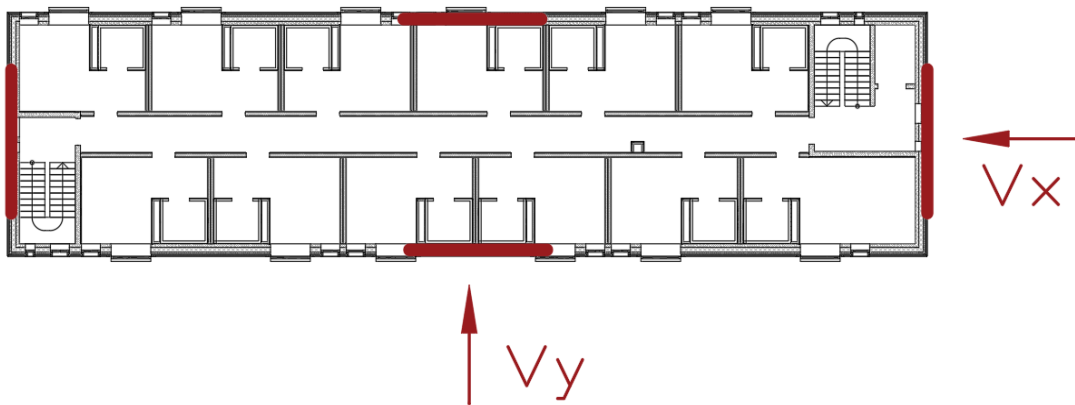


Figur 4.1.5 Etasje høyder fra fasade sør. Nivå 0 er 60 moh (Revit)

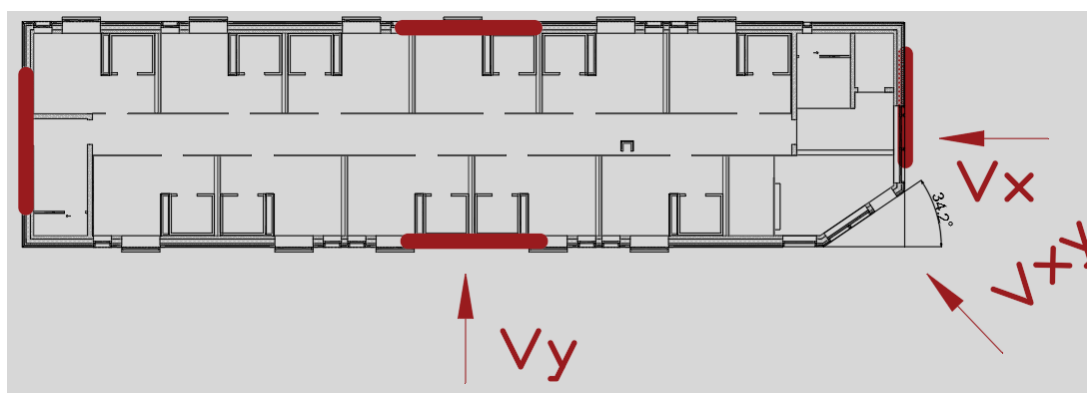
4.2 Stabilitet og bæresystem

SIS bolig som prosjekteres blir bygget av betong. Betong har et veldig sterkt og tungt material, som gjør at egenvekten til selve skiven klarer å motstå kollaps i bygningen. Vertikale skiver blir plassert i bygningen for å kontrollere mot de vertikale lastene og kreftene, som kan bli farlig for momentvirkning som kan gi rotasjon eller velt og skjærkrefter som kan gi forskyvning og/eller gliding mellom elementene skiven er satt sammen av, eller glidingen av skiven mot fundamentet/grunnmuren. Vertikale skivene blir plassert i ytterveggene som er av sandwichelementer. Dermed er alle ytterveggene med i å bidra til avstivning.

Selv om vi sier at betong er tungt og at skivens egenvekt kan motstå velt, kan det hende at boligen ikke klarer å motstå velt, og dermed må skivene forankres med armering ned til Fundament/grunnmur. Det gjør slik at dersom skivens egenvekt ikke klarer å balansere kreftene, er det armeringen som tar opp resten av kreftene i kraftparet som dannes i skiven.



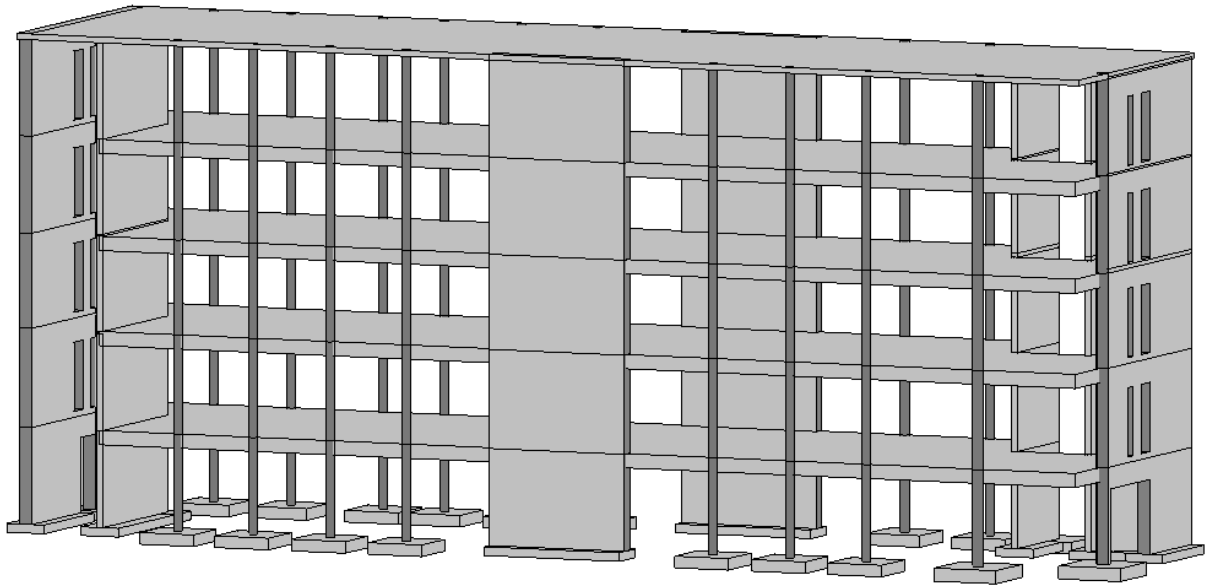
Figur 4.2.1 Markert rød - Vertikalskiver i 2. til 5. Etasje (AutoCAD)



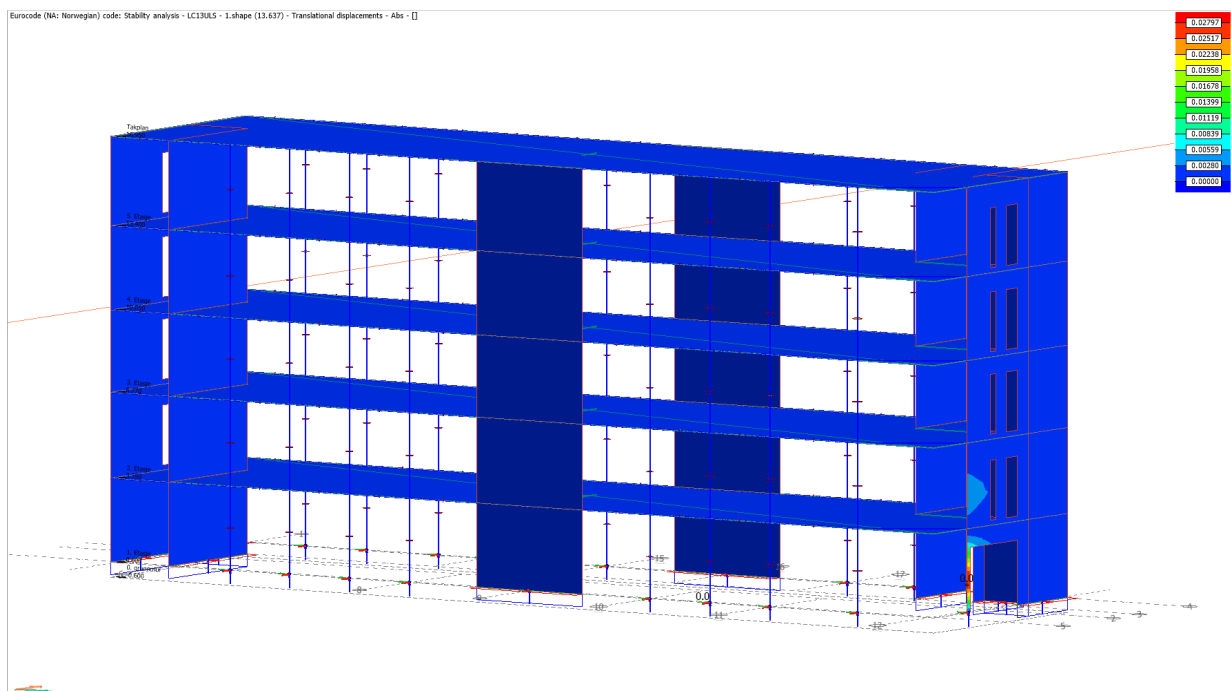
Figur 4.2.2 Markert rød - Vertikalskiver i 1. Etasje (AutoCAD)

Størrelsen på vertikalskivene i figur 4.2.1 – 4.2.2 som er rød er bare en illustrasjon, og har ikke noe betydning på dimensjon. Figur 4.2.1 illustrerer 2. til 5. etasje, og figur 4.2.2 illustrerer 1. Etasje, som er litt annerledes på høyresiden, som også har en vertikallast som er V_{xy} . Vinkelen på den $34,2^\circ$. Veilederen ga oss råd om å sette at kreftene vil fordele seg likt mellom skivene, og at vi så oss som at alle skivene har samme stivhet. Som nevnt så er ikke alle skivene like store på geometrisk form, men vi anser disse som lik stivhet for å forenkle. Den stiveste skiven vil ta opp mer last enn de andre egentlig.

Hensynet som blir tatt for horisontale laster er igjen skivevirkning, men denne gangen blir disse lagt inn i hulldekkene som er horisontalavstivnings metode. Disse horisontale skivene overfører vindlastene fra ytterveggene til de vertikale avstivende skivene i bygget. SIS bolig som vi konstruerer har vi etasjeskillene av hulldekker, dermed utgjøres horisontalskivene av utstøpte hulldekkelementer, med varierende grad av påstøp, isolasjonsbelegning osv. I beregningene som skal bli gjort på stabilitet og avstivning forutser vi at de horisontale skivene som er i etasjeskillene er ganske stive og kan si at de er ganske høye, lavt utnyttede bjelker.



Figur 4.2.3 Bæresystem (Revit)



Figur 4.2.4 Stabilitet, Stabilitetsanalyse gjennomført, og ikke oppstått noe feil (FEM-design)

Bæresystem er en viktig prosess en bygg ingeniør må ta for seg når en konstruksjon skal prosjekteres. Oppgaven er å lage et best mulig system slik at det blir mulig og sikkert for bygningen for å overføre lastene som opptrer i boligen, til fundamentet hvor de opptas av underliggende fjell og løs masser, og sørge for at konstruksjonen blir stående. Det er flere faktor som må tas hensyn til, når man skal velge hvilke bæresystem som skal brukes. Disse er nemlig funksjonskrav, estetisk hensyn, grunnforhold og økonomi.

4.3 Håndberegning og sammenligning med FEM-design

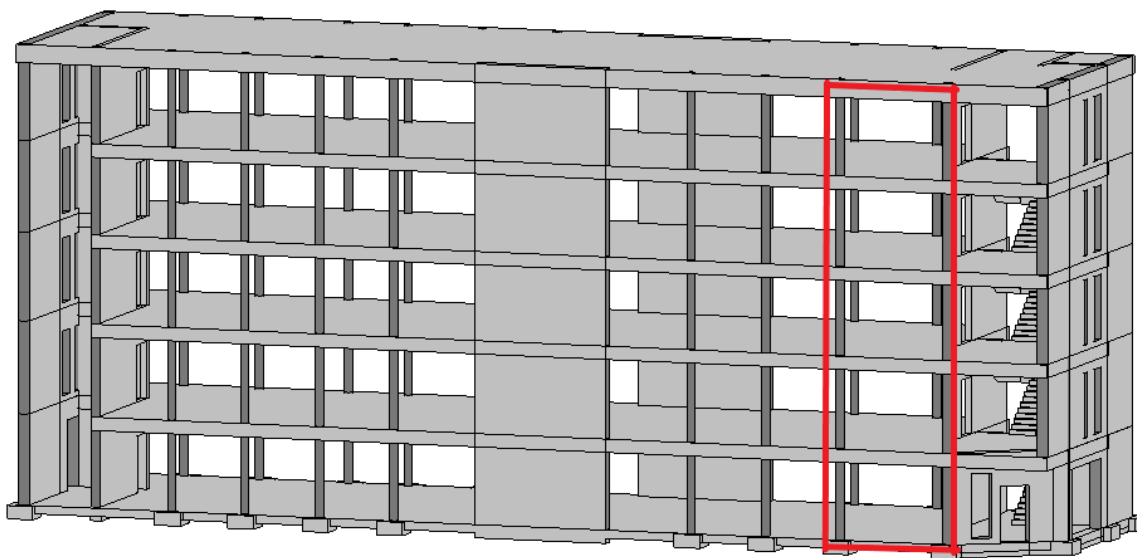
4.3.1 Håndberegning sammenligning

For å gi forståelse for programvare og for å sammenligne våre egne håndberegninger har vi gjort beregninger på bygget. Å ta beregning på hele bygget hadde vært alt for utfordrende og tidskrevende så har vi da valgt å gjøre beregning på en del av SIS boligen. Det blir gjort beregning på 5 etasjer, der hver etasje er satt til å beregnes med 3m høyde slik at vi ser vekk ifra desimaler, selv om høyden i virkeligheten er 3.265 meter med dekke, så er det valgt for å bruke 3 meter for beregningen. Bredden regnes med som 4 meter på valgt område. Det er blitt valgt å bare bruke permanente lasten i beregningen. Grunnen til å gjøre denne beregningen i starten var for å kunne bli kjent med programmet før vi starter med de større analyseringene. Et bilde fra Revit om hvor vi skal analysere med håndberegning er vist i figur 4.3.1. Dermed skal det vi bare ta ut 5 etasjene mellom disse 2 søylene og gjøre beregning.

Lastene som er brukt er bare permanente laster som kommer ifra hulldekke HD265 = $3,90 \text{ kN/m}^2$ + påførte egenlaster/isolasjon = $2,50 \text{ kN/m}^2$ + påført egenlast (flis) = $0,50 \text{ kN/m}^2$.

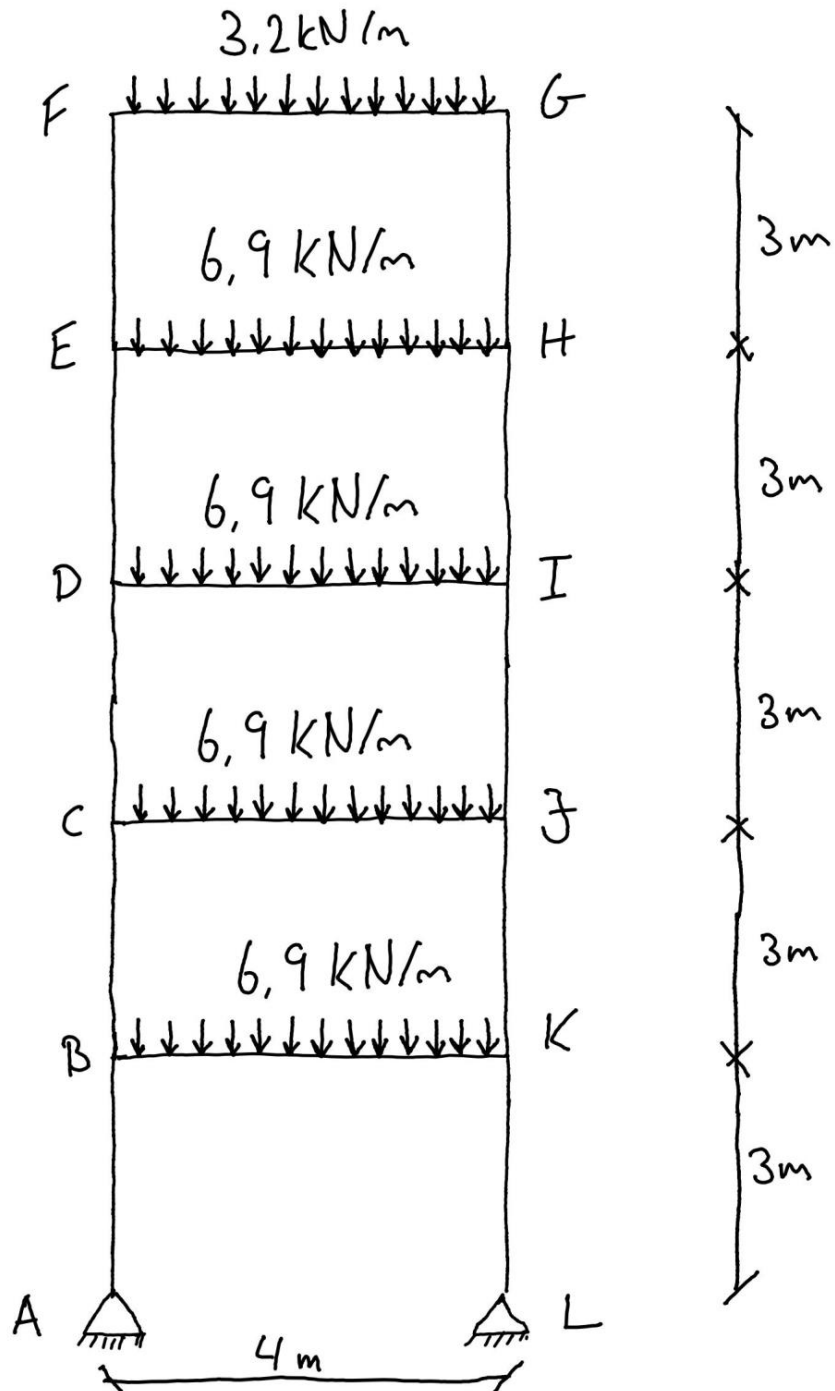
Totalt permanente laster er $6,90 \text{ kN/m}^2$ med etasjeskillene.

På taket er det lagt laster som kommer fra hulldekke HD200 = $2,70 \text{ kN/m}^2$ + Påført egenlast/isolasjon = $0,50 \text{ kN/m}^2$. **Totalt permanente laster er $3,20 \text{ kN/m}^2$ på taket.**



Figur 4.3.1 Vist hvor håndberegning er gjort (Revit)

4.3.2 Håndberegning



FG

Last part FG $\Rightarrow 3,2 \text{ kN/m} \cdot 4 \text{ m} = 12,8 \text{ kN}$

$\sum M_F = 0 \Rightarrow 12,8 \cdot 2 - G_x \cdot 4 = 0 \Rightarrow G_x = 6,4 \text{ kN}$

$\sum F_x = 0 \Rightarrow 12,8 - 6,4 = \rightarrow F_x = 6,4 \text{ kN}$

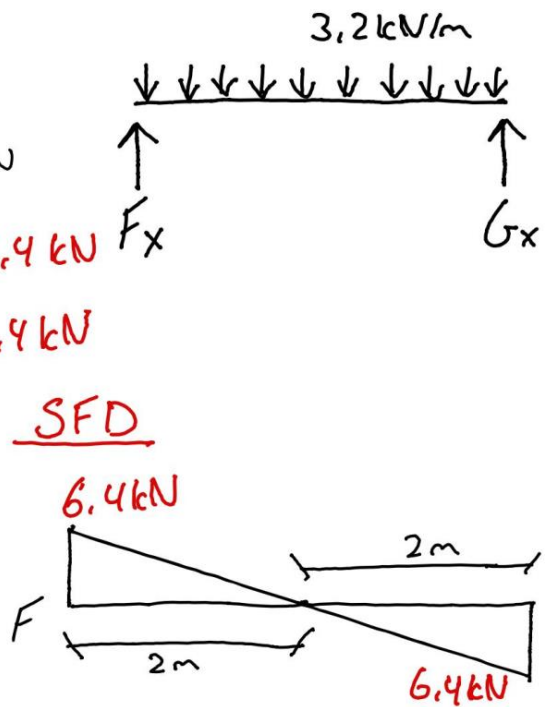
Shear force Diagram SFD:

$SF_{FG} = F_x - 3,2x = 6,4 - 3,2x$

$SF(x=0) = 6,4 \text{ kN}$

$SF(x=2) = 6,4 - 3,2(2) = 0 \text{ kN}$

$SF(x=4) = 6,4 - 3,2(4) = -6,4 \text{ kN}$



Bending Moment Diagram

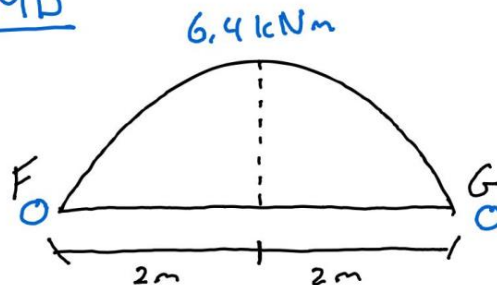
$BM_{FG} = F_x \cdot x - (3,2x) \cdot \frac{x}{2} \Rightarrow BM_{FG} = F_x \cdot x - 1,6x^2$

$BM(x=0) = 0 \text{ kNm}$

$BM(x=2) = 6,4 \cdot 2 - 1,6 \cdot 2^2 = 6,4 \text{ kNm}$

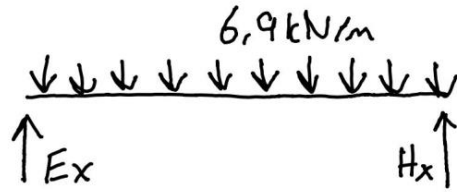
$BM(x=4) = 6,4 \cdot 4 - 1,6 \cdot 4^2 = 0 \text{ kNm}$

BMD



EH

Laster på EH = $6,9 \cdot 4 = 27,6 \text{ kN}$



$$\sum M_H = 0 \rightarrow 27,6 \cdot 2 - E_x \cdot 4 = 0 \Rightarrow E_x = 13,8 \text{ kN}$$

$$\sum F_x = 0 \rightarrow E_x + H_x - 27,6 = 0 \Rightarrow H_x = 13,8 \text{ kN}$$

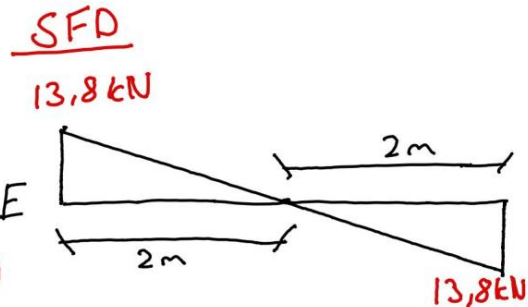
Shear Force Diagram SFD:

$$SF_{EH} = E_x - 6,9x$$

$$SF(x=0) = 13,8 - 0 = 13,8 \text{ kN}$$

$$SF(x=2) = 13,8 - 6,9 \cdot 2 = 0 \text{ kN}$$

$$SF(x=4) = 13,8 - 6,9 \cdot 4 = -13,8 \text{ kN}$$



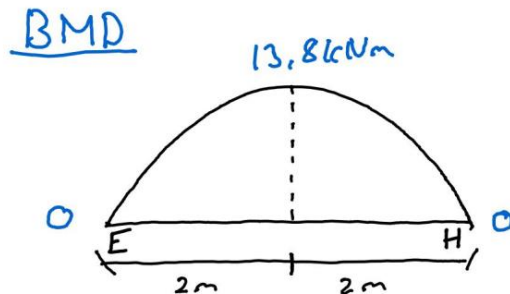
Bending Moment Diagram BMD:

$$BM_{EH} = E_x \cdot x - (6,9x) \cdot \frac{x}{2}$$

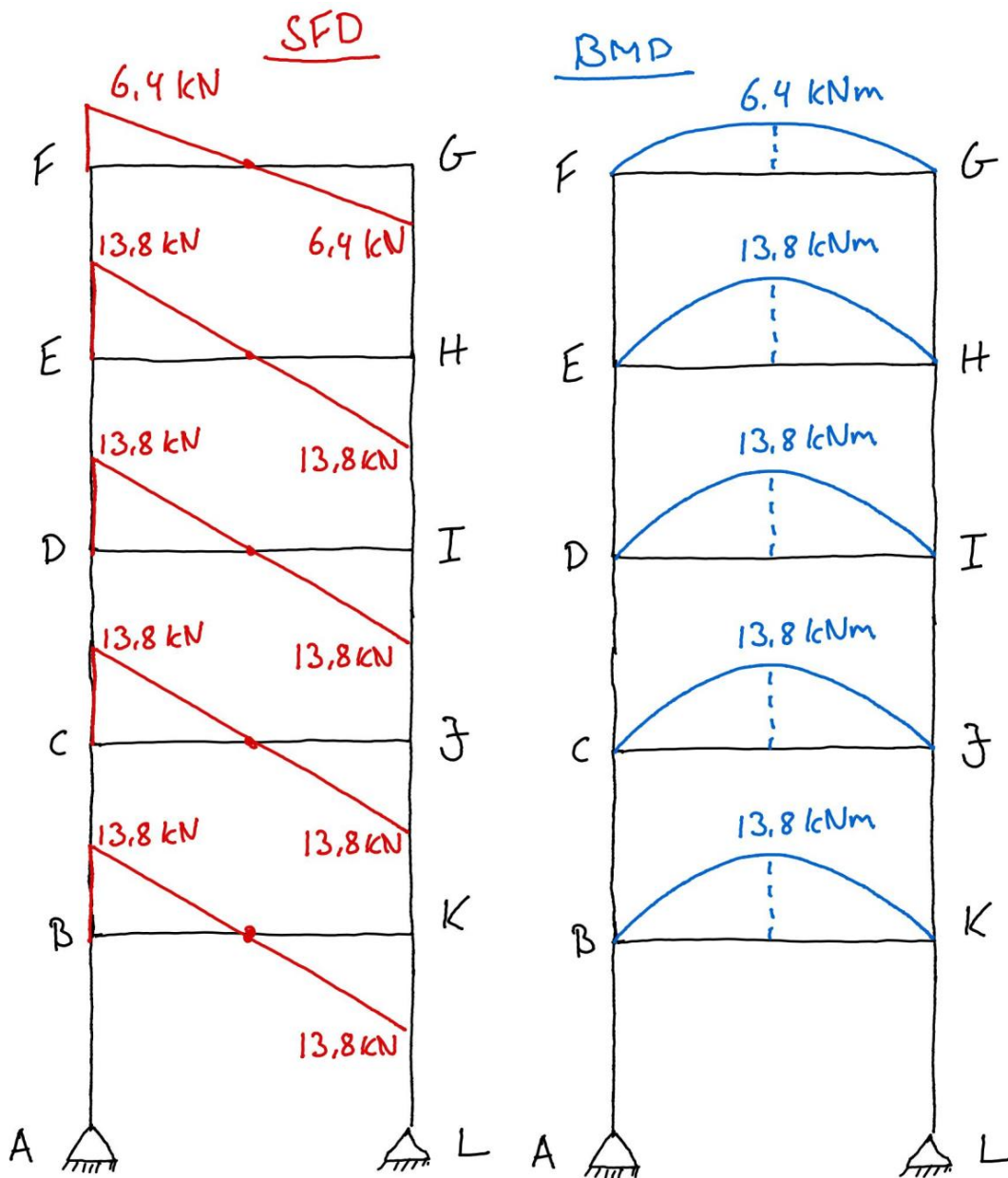
$$BM(x=0) = 0 \text{ kNm}$$

$$BM(x=2) = 13,8 \cdot 2 - (6,9 \cdot 2) \cdot \frac{2}{2} = 13,8 \text{ kNm}$$

$$BM(x=4) = 13,8 \cdot 4 - 6,9 \cdot 4 \cdot \frac{4}{2} = 0 \text{ kNm}$$



* SFD og BMD for EH, DI, CJ og BK vil bli det samme fordi lengden og lastene er like som EH

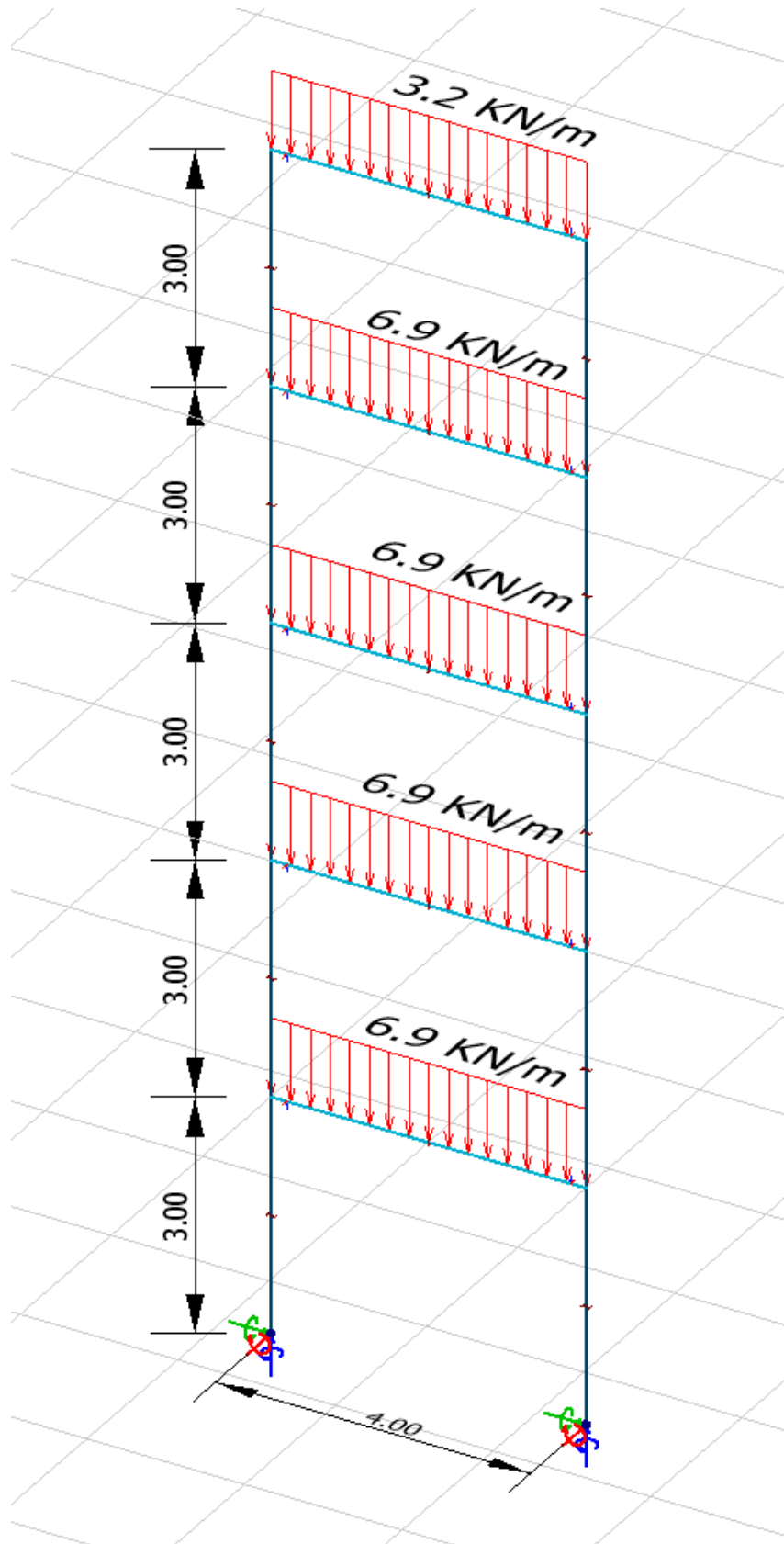


A_x og L_x :

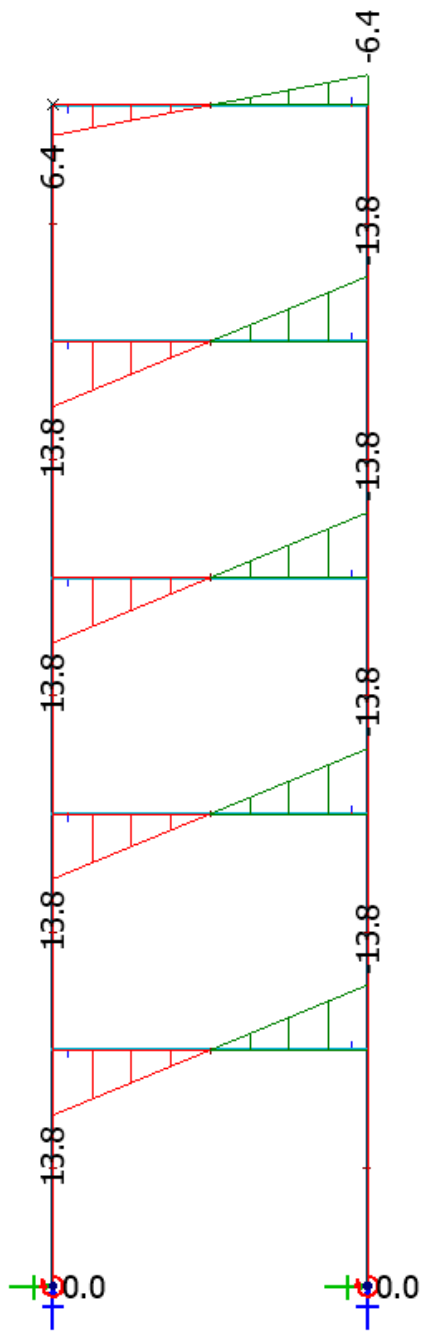
$$\sum F_x = (3,2 + 6,9 + 6,9 + 6,9 + 6,9) \cdot 4 = 123,2 \text{ kN}$$

$$A_x + L_x = 123,2 \text{ kN} \rightarrow A_x = 61,6 \text{ kN} , L_x = 61,6 \text{ kN}$$

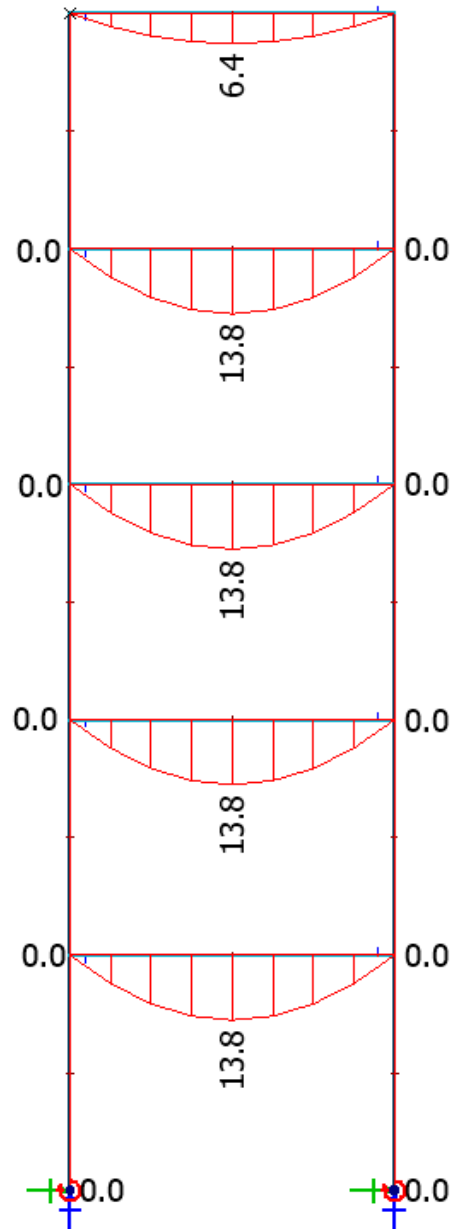
4.3.3 Sammenligne med FEM-design

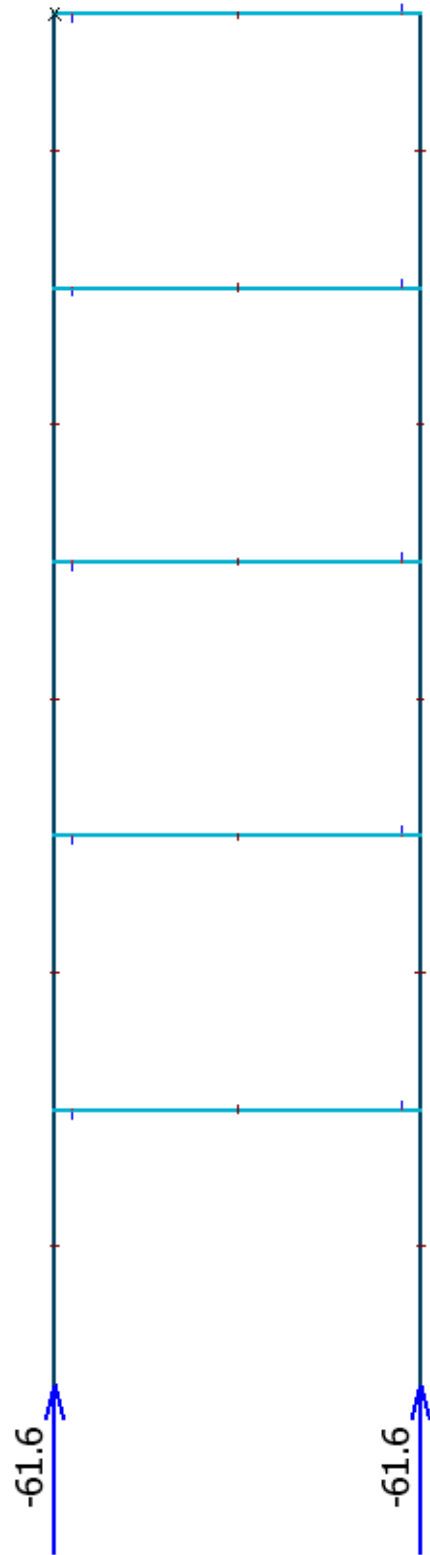


SFD



BMD





Fra resultater av både håndberegning og programvare ser vi at vi har fått ut samme utdata. Vi har fått mer forståelse av programmet og resultater vi får. Programmet tar for seg mange data når den utfører diverse oppgaver derfor anbefales det å sammenligne med håndberegninger av forenklet versjon av hele prosjektet slik at man får et innblikk på hvordan programmet kjører og at vi får de resultatene vi vil ha. Dermed ble vi bedre kjent med programmet FEM-design, slik at vi kunne fortsette med analysering av hele bygget mer forståelig.

4.4 Lastberegning og analyse av SIS bolig

I dette kapittelet skal vi legge sammen all laster som treffer konstruksjonen, og som vi dermed har skrevet teori om i forrige kapiteler. Det blir gjort analyseringer på programvare som viser utnyttelses områder når det gjelder de spesifikke lastene.

4.4.1 Lastoversikt

I denne inndelingen skal det samles alle permanente- og variable laster slik at vi har en oversikt over hvor mye last det kommer, slik at vi videre kan bruke det på analyseringen;

Dekke over 1. et, 2. et, 3. et, 4. et

- *Permanente laster:*

Egenlast Hulldekkeelement (HD265)	3,90 kN/m ²
Påført Egenlast/isolasjon	2,50 kN/m ²
Påført Egenlast (flis)	0,50 kN/m ²

Sum Permanente laster Dekke **6,90 kN/m²**

- *Variable laster*

Nyttelast Kategori A (Bolig)	2,00 kN/m ²
Nyttelast Kategori A (Trapper, balkonger)	3,00 kN/m ²
Skillevegger og tekniske Installasjoner	1,00 kN/m ²

Sum Variable laster Dekke **6,00 kN/m²**

Vi ser bort fra egenlasten for indre vegger og bjelker; IPE100 har egenlast på 0.081 kN/m², og IPE 120 har 0.10 kN/m².

Tak

- *Permanente laster:*

Egenlast Hulldekkeelement (HD200)	2,70 kN/m ²
Påført egenlast/isolasjon	0,5 kN/m ²

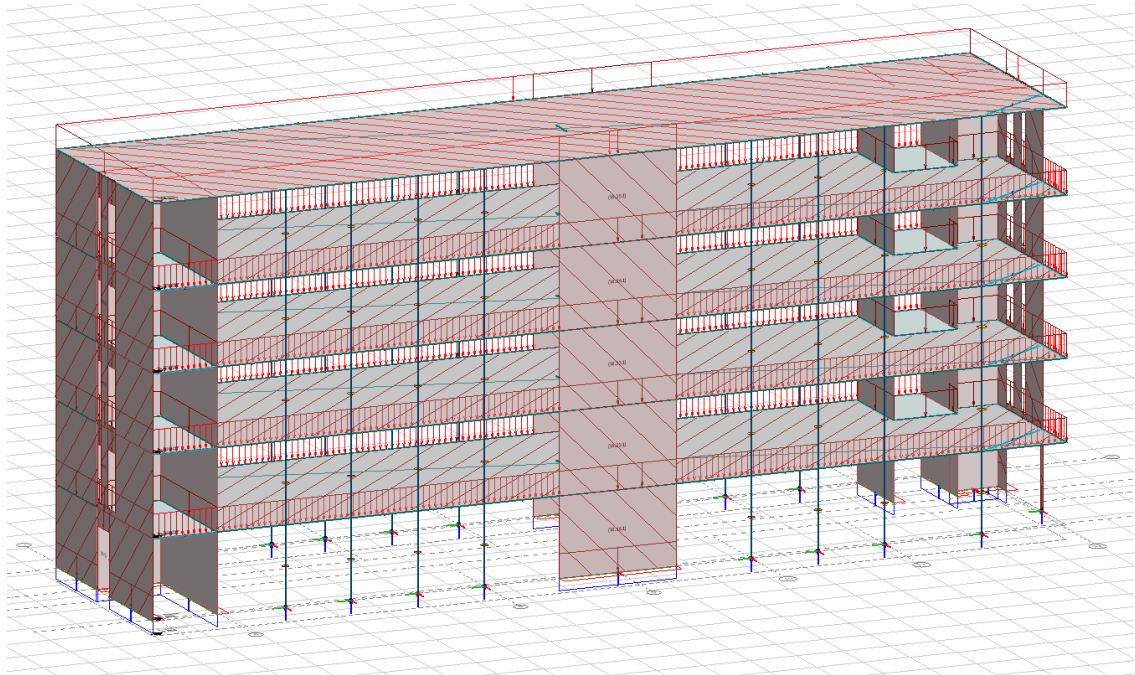
Sum Permanente laster Tak **3,2 kN/m²**

Vegger 1.-5. et

- Permanente laster:

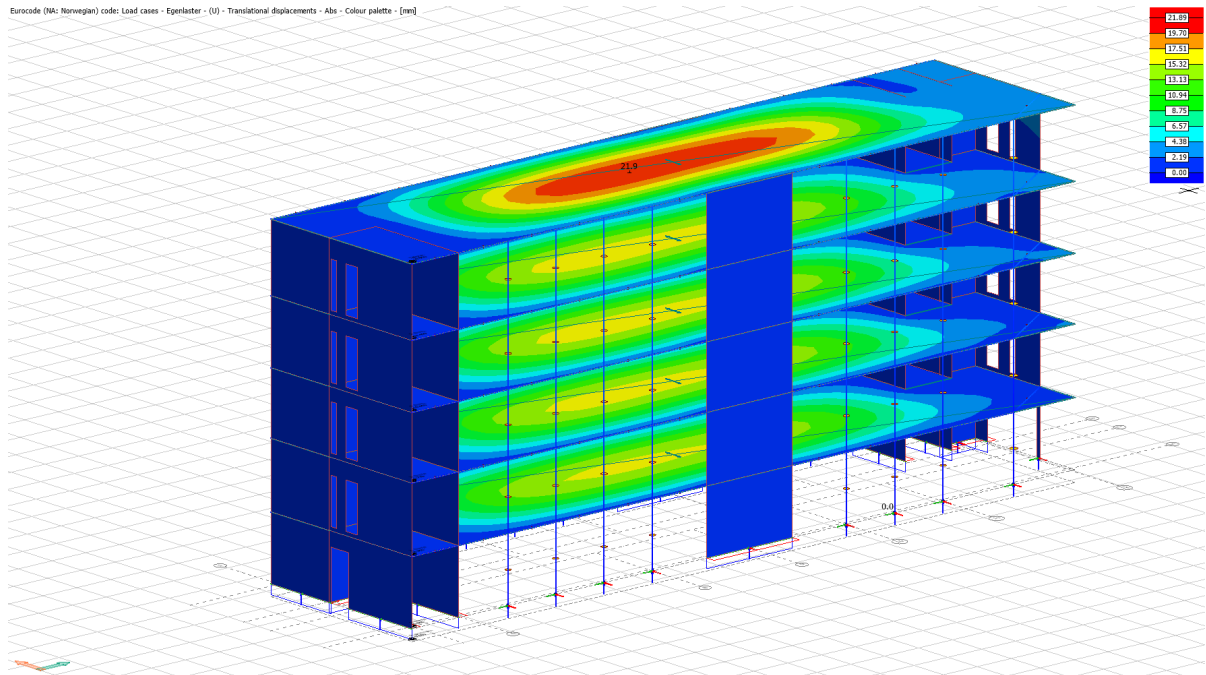
Egenlast betongvegg 5,50 kN/m²

Påført egenlast yttervegger 3,00 kN/m²

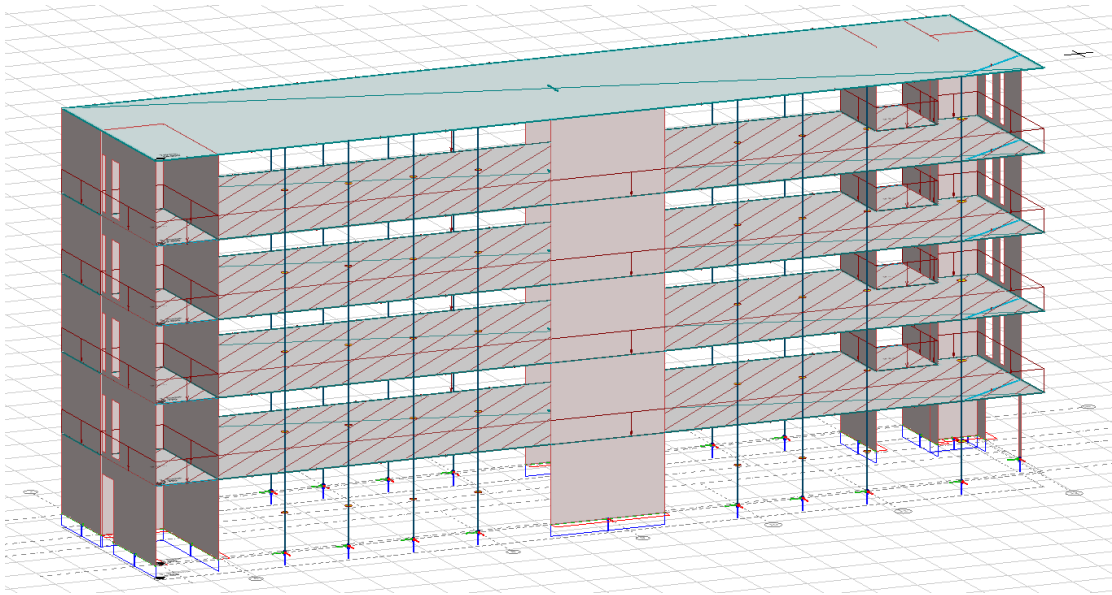


Figur 4.4.1 Påførte permanente laster på bygget (FEM-Desing)

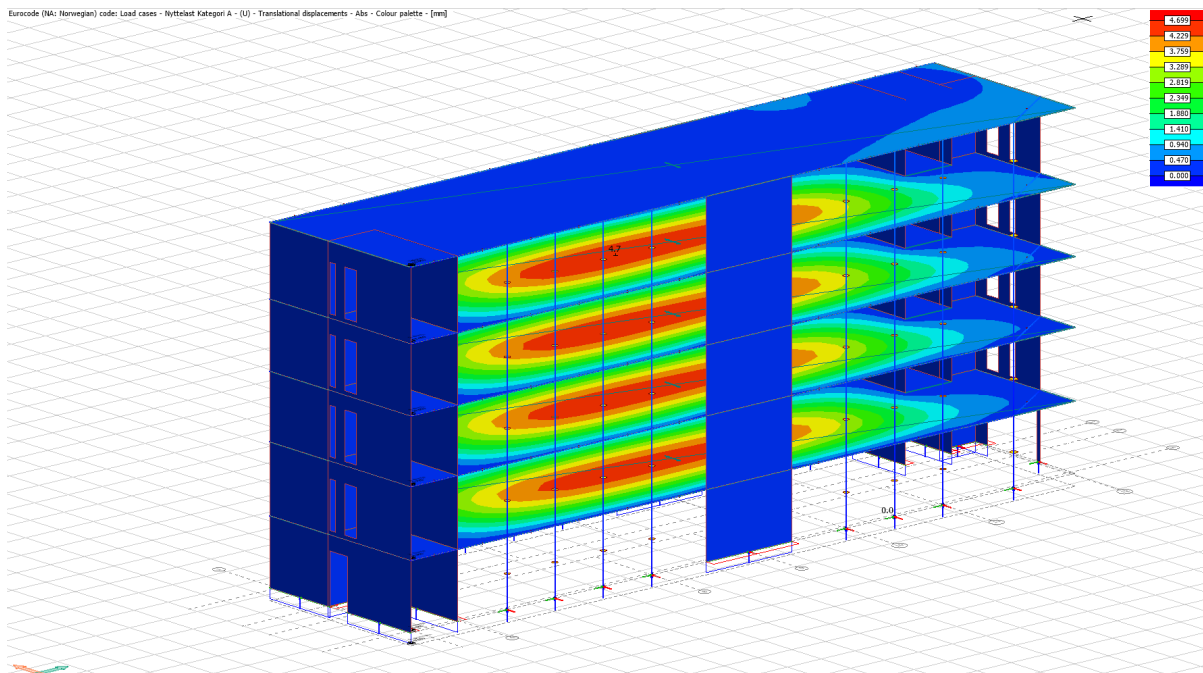
Eurocode (NA: Norwegian) code: Load cases - Egenlaster - (U) - Translational displacements - Abs - Colour palette - (mm)



Figur 4.4.2 Resultat i translasjonsforskyvning ved påførte permanente laster (FEM-Design)



Figur 4.4.3 Påførte variable laster i bygget i kategorien A (FEM-Design)



Figur 4.4.4 Resultat i translasjonsforskyvning ved påførte variable laster (FEM-Design)

Forklaring:

Vi ser på figur 4.3.3 ett maksimalt inntrykk på 21,89mm på taket av påførte egenlaster. Dette er selvsagt uten noen form av støtte av indrevegger. I etasje skillene ligger inntrykket rundt 17 mm, det er lavere enn tak på grunn av hulldekkene i etasjeskillen er større profil. Stivheten til hulldekkene skal i virkeligheten også økes ved hjelp av koblingen mellom platene. Resultater vi har fått er såpass lavt at det er akseptabelt.

I figur 4.3.5 har vi ett maksimalt inntrykk på 4,69mm på dekkene. Dette er også gode resultater som viser til at bygget er klar til å håndtere nyttelasten som den er designet for.

4.4.2 Naturlaster

Snølast

Leiligheten som skal prosjekteres ligger 60 moh. i området Madlamark i Stavanger kommune. Stavanger er ikke et område som det er veldig kjent for snørikt, men mer for regn.

$$S = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k$$

μ = Formfaktor = **0,8** (Standard for flatt tak)

C_e = Eksponeringsfaktor (Tabell NA.5.1) = **1,0**

C_t = Termisk faktor (Termisk transmisjon mindre enn 1 W/m²K) = **1,0**

S_k = Karakteristisk snølast på mark (Høyden over havet er mindre eller lik høydegrensen H_g settes normalt S_k lik grunnverdien S_{k0}) = **1.5 kN/m²**

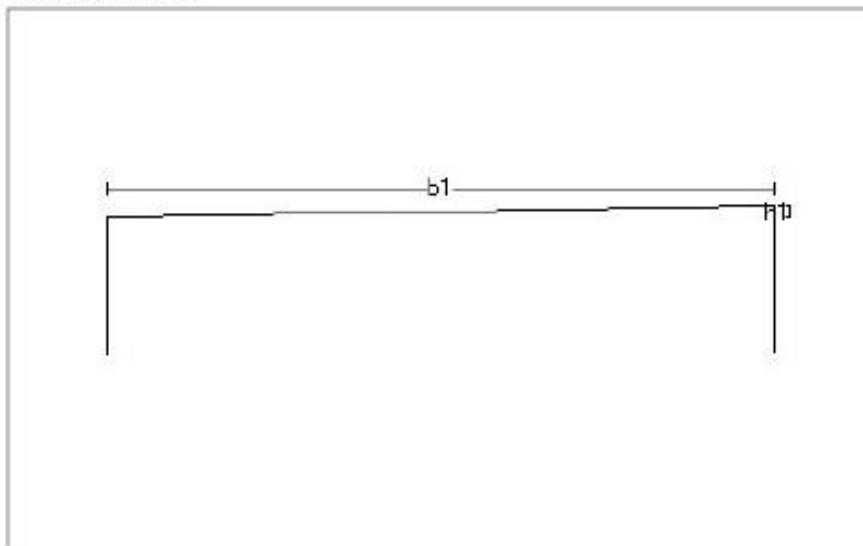
$$S = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k \Rightarrow S = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,5 = \mathbf{1,2 \text{ kN/m}^2} \text{ [29]}$$

Vi inkluderer også vannfordøyning last som er 0,4 kN/m² i beregning av variabel last for tak: Last fra vannfordøyning fikk det fra firma vi skriver med [30]

Sum Variable laster Tak **1,60 kN/m²**

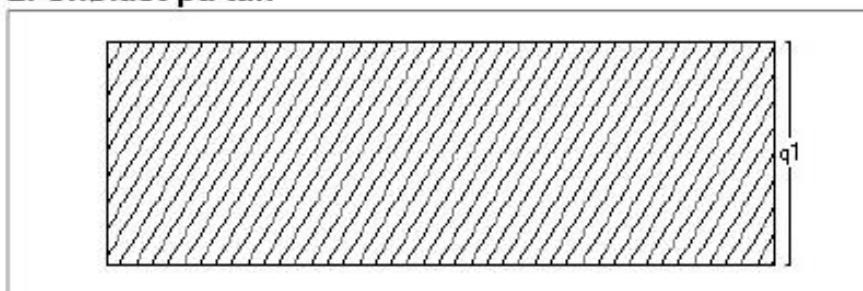
Dataprogram: LastBeregning versjon 7.1.1 Laget av Sletten Byggdata AS
 Standard NS-EN 1991-1-3: Snølaster
 Data er lagret på fil: X:\Snølast.sls

1. Geometri



b1 5000 mm
 h1 100 mm

2. Snølast på tak

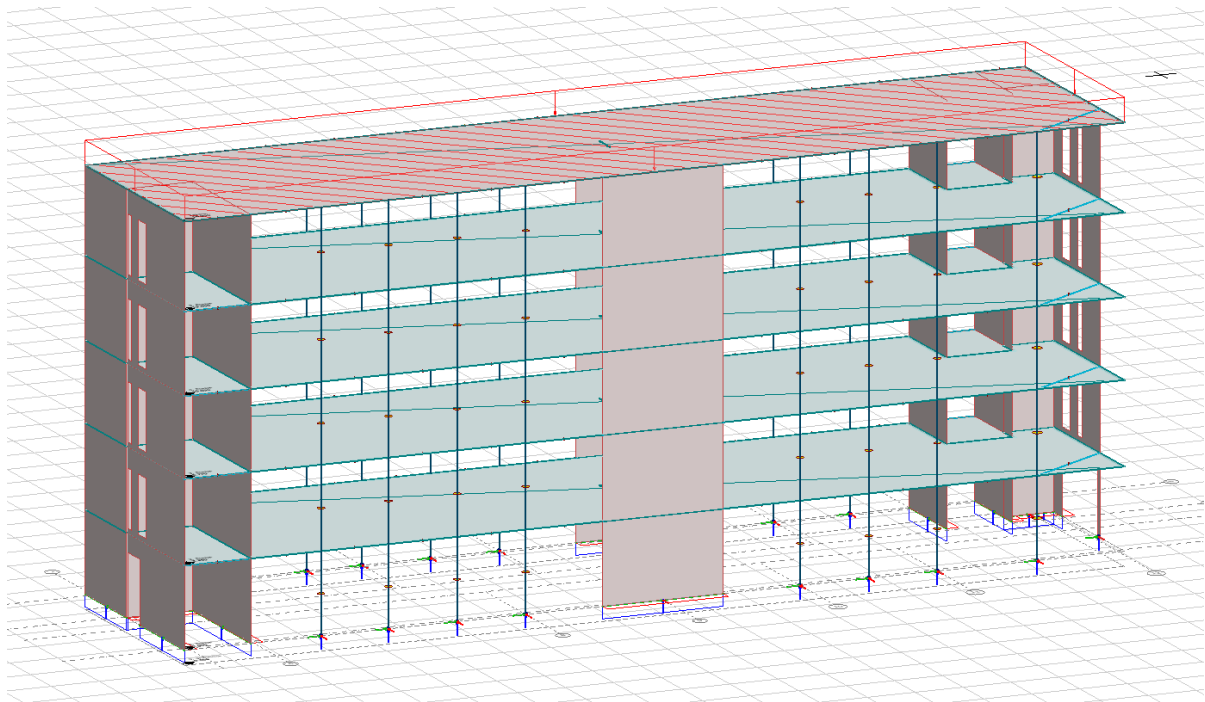


Last nr.: 1
 q1 1,20 kN/m²

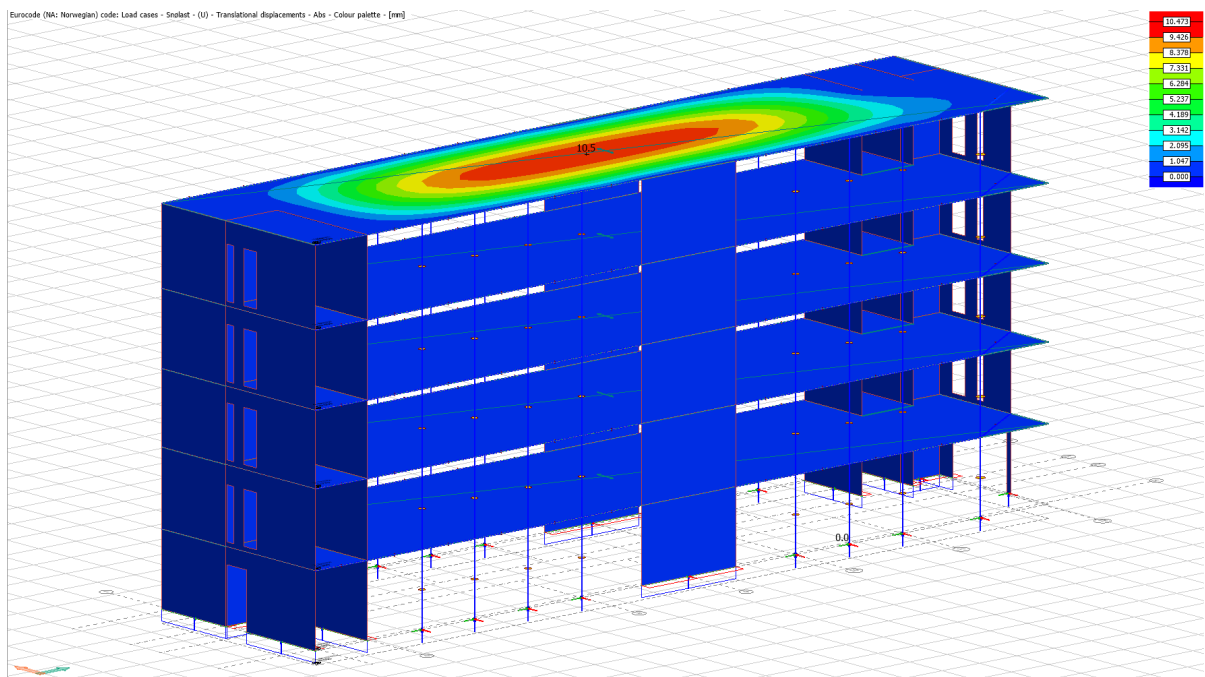
3. Snølastdata

Fylke	Rogaland
Kommune	Stavanger
Sted	Ullandhaug
Byggets plassering (moh)	
Eksponeringskoeffisient C_e	1
Termisk koeffisient C_t	1
Snølast, S:	1,5 kN/m ²

Figur 4.4.5 Lastberegning snølast (Focus)



Figur 4.4.6 Påført snølast på taket (FEM-Design)



Figur 4.4.7 Resultat i translasjonsforskyvning av påført snølast (FEM-Design)

Forklaring:

Snølast og vannfordrøyning vil gi maksimalt inntrykk på 10,47mm som vist i figuren over, dette er lavt og utgjør ikke konsekvens for bygget. I virkeligheten vil dette reduseres med indrevegger.

Vindlaster

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0} \text{ (m/s)}$$

V_b = Basisvindhastigheten

C_{dir} = retningsfaktor, settes til **1,0**.

C_{season} = Årsfaktor, 0,8 for mai-august, **1,0** for september – april, brukes høyest faktor for mest sikkerhet.

$V_{b,0}$ (m/s) = Referansevindhastigheten, for **Stavanger = 26 m/s**

[12]

Faktorene for å beregne basisvindhastigheten er blitt vurdert til å være alle er lik 1,0, som da gir at det foreligger ingen reduksjon, derfor er **basisvindhastigheten** det samme som **referansehastigheten** som er lik $V_b = 26 \text{ m/s}$ for **Stavanger**.

Fra Tabell 4.4.1 – Terrenkategorier og terrengparametere ser vi at vi har terrenghetskategori II. [31]. Høyden over havet hvor boligen skal bygges er 60 meter.

Tabell 4.4.1 Terrenkategorier og terrengparametere, kategori II

Kategorinummer	Terrenghetskategori	k_r	Z_0	$Z_{min}(m)$
II	Landbruksområde, område med spredte små bygninger eller trær	0,19	0,05	4

Vi har verdiene:

q_{kast} - Vindhastighetstyrkket

p – luftens densitet, = 1.25 kg/m³

$c_r^2(z)$ – terrenghetsfaktor ved nivå $z = 1,14$

$c_t^2(z)$ – topografifaktor = 1

v_b – basisvindhastigheten = 26 m/s

$c_{tt}(z)$ – topografifaktor = 1

k_t – terrenghetsfaktor = 0.19

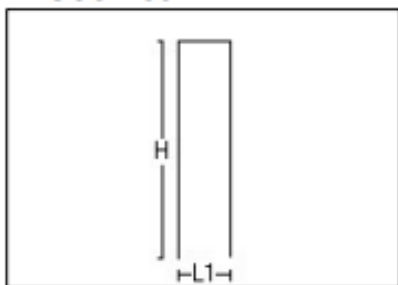
$$\underline{\underline{q_{kast} = 1,19 \text{ kN/m}^2}}$$

$$\underline{\underline{v_{kast} = 43,6 \text{ m/s}}}$$

Vi bruker Ove Sletten sin programvare for å beregne ut vindlasten, og sammenligne håndberegning med programvaren.

Dataprogram: LastBeregning versjon 7.1.1 Laget av Sletten Byggdata AS
Standard NS-EN 1991-1-4: Vindlaster
Data er lagret på fil: X:\Vindlast.sls

1. Geometri



H 20000 mm
L1 10000 mm

Byggets lengde, L2: 40000 mm
Takvinkel : 0,00 (grader)

Parapet: $hp/h=0,025$

Vertikalsnitt

2. Vindhastighet

Fylke: Rogaland Kommune: Stavanger Referansevindhastighet: 26 m/s
Byggested, høyde over havet (m): 60 Calt: 1
Returperiode (år):50 Cprob: 1
Årstidsfaktoren, Cseason: 1 hele året
Vindretning (region):Bruker retningsfaktoren C-ret: 1
Basisvindhastighet: 26 m/s
Høyde Z over grunnivået: 20 m

BYGGSTEDETS TERRENGDATA

Terrengkategorikategori II: Landbruksområde, område med spredte små bygninger eller trær.
Terrengkategorifaktoren K_t : 0,19 Ruhetslengden Z_0 (m): 0,05 Z_{min} (m): 4 V_m (m/s): 29,60 C_r : 1,14

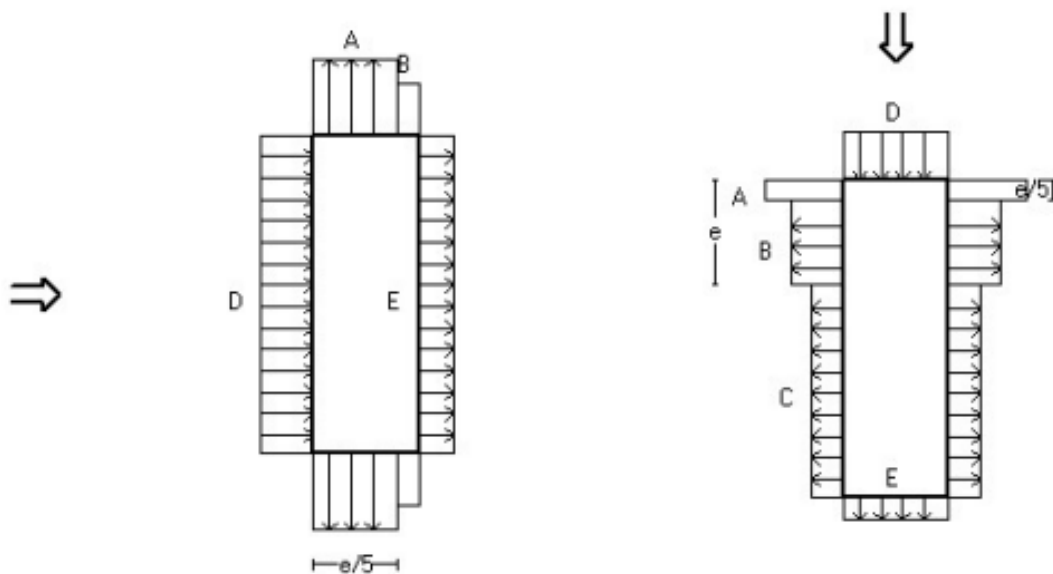
TOPOGRAFI: Ingen topografisk påvirkning.
Terrengformfaktor $C_o(z)$: 1 Turbulensfaktor K_i : 1

Vkast: 43,58 m/s
Qkast: 1,187 kN/m²

Figur 4.4.8 Lastberegning vindlast (Focus)

3. Yttervegger

3.1 Utvendig vindlast



Vindretning 0 grader. $e=40000$ mm

Vindretning 90 grader. $e=10000$ mm

Vindinnfallsretning på 0 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80		0,80	-0,55
Utvendig last (kN/m ²)	-1,42	-0,95		0,95	-0,65
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10		1,00	-0,55
Utvendig last (kN/m ²)	-1,66	-1,31		1,19	-0,65
Utstrekning (mm)	8000	2000		40000	40000

Vindinnfallsretning på 90 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	0,73	-0,37
Utvendig last (kN/m ²)	-1,42	-0,95	-0,59	0,87	-0,44
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10	-0,50	1,00	-0,37
Utvendig last (kN/m ²)	-1,66	-1,31	-0,59	1,19	-0,44
Utstrekning (mm)	2000	8000	30000	10000	10000

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

3.2 Innvendig vindlast

Bygning uten dominerende vindfasade

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

	Undertrykk	Overtrykk
Formfaktor	-0,30	0,20
Innvendig last (kN/m ²)	-0,36	0,24

Figur 4.4.9 Vindlast mot yttervegger (Focus)

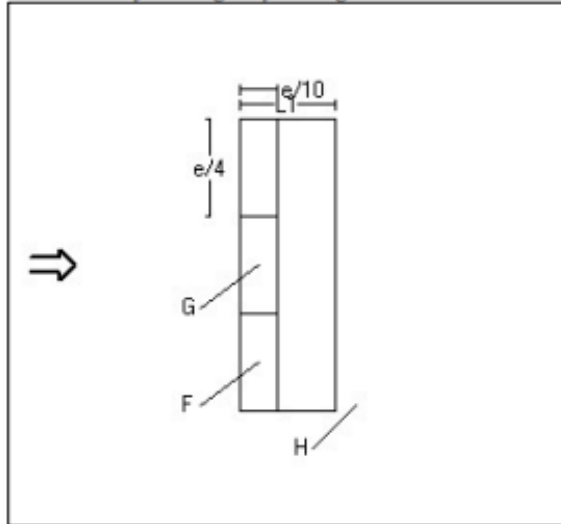
4 Overside av tak

Taktype: Flatt tak

L1=10000 mm L2=40000 mm

C_{pe,10} Gjelder for hele bygget. (>=10m2)

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



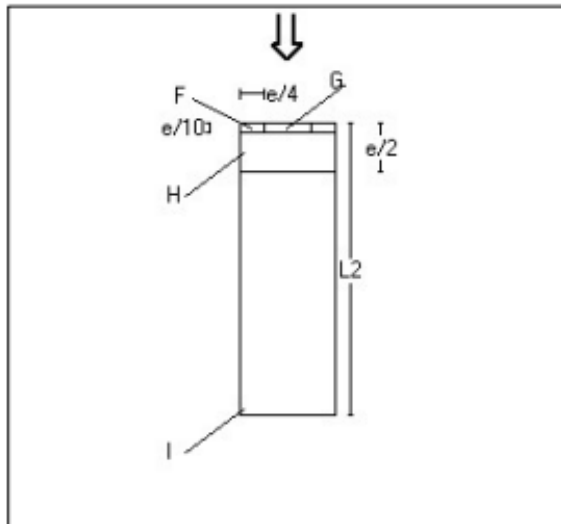
Utstrekning (mm)

e=40000

e/4=10000

e/10=4000

	C _{pe,10}	Last (kN/m ²)	Hor.prosjeksjon (mm)
F	-1,60	-1,90	10000x4000
G	-1,10	-1,31	20000x4000
H	-0,70	-0,83	40000x6000



Utstrekning (mm)

e=10000

e/4=2500

e/10=1000

	C _{pe,10}	Last (kN/m ²)	Hor.prosjeksjon (mm)
F	-1,60	-1,90	2500x1000
G	-1,10	-1,31	5000x1000
H	-0,70	-0,83	10000x4000
I	+/-0,20	+/-0,24	10000x35000

Figur 4.4.10 Vindlast mot tak (Focus)

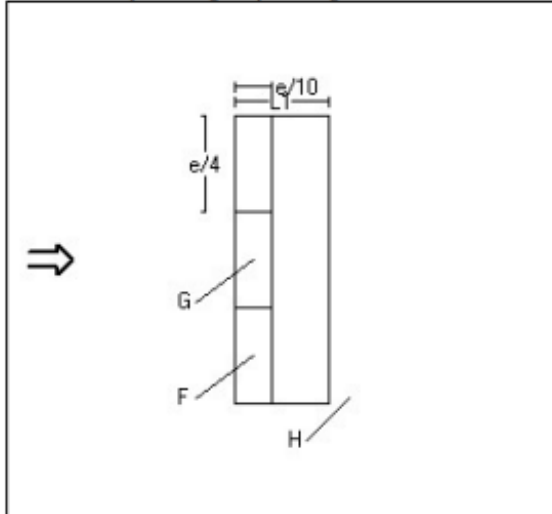
Taktype: Flatt tak

L1=10000 mm L2=40000 mm

$C_{pe,1}$ Gjelder for en lokal flate på 1m². Benyttes ved dimensjonering av limfuger, spikring, båndstål o.l.

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

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



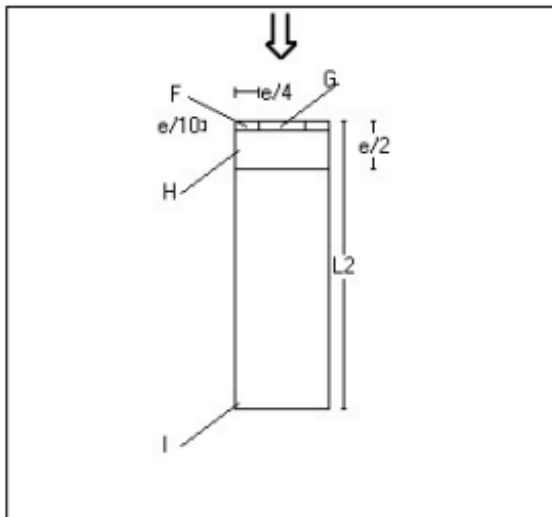
Utstrekning (mm)

e=40000

e/4=10000

e/10=4000

	C _{pe,1}	Last (kN/m ²)	Hor.projeksjon(mm)
F	-2,20	-2,61	10000x4000
G	-1,80	-2,14	20000x4000
H	-1,20	-1,42	40000x6000



Utstrekning (mm)

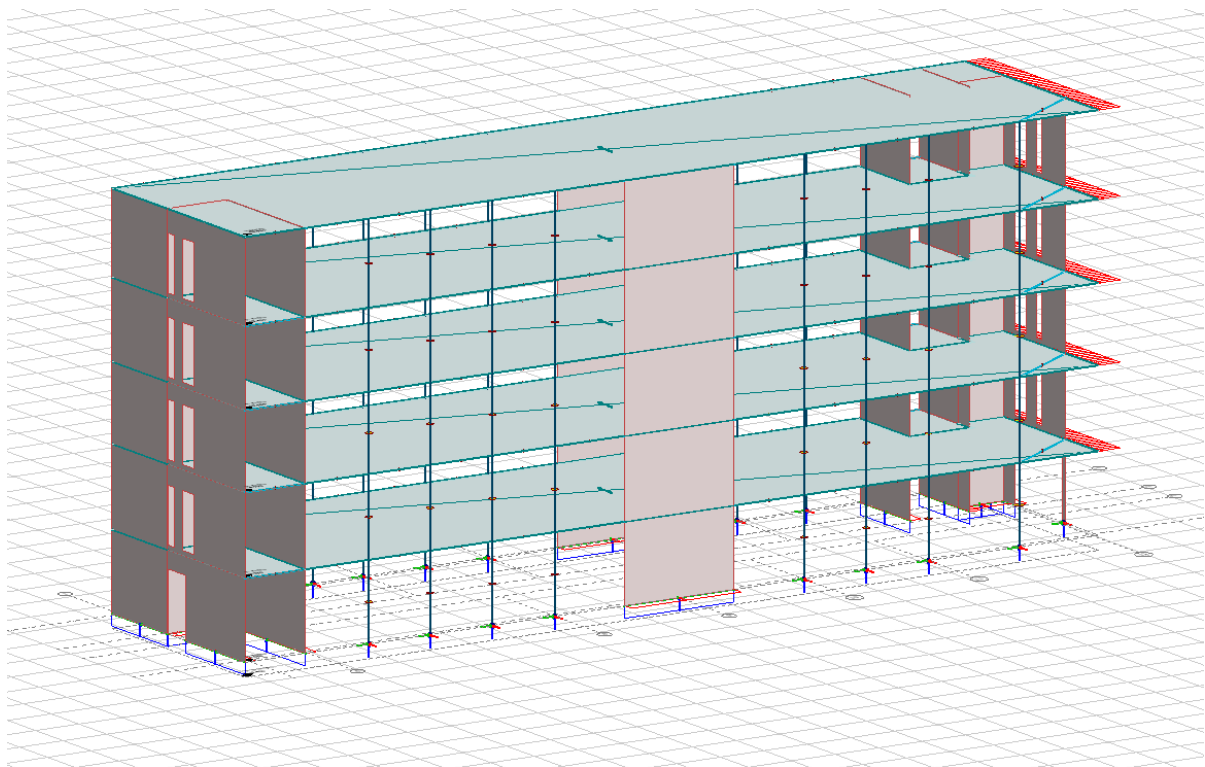
e=10000

e/4=2500

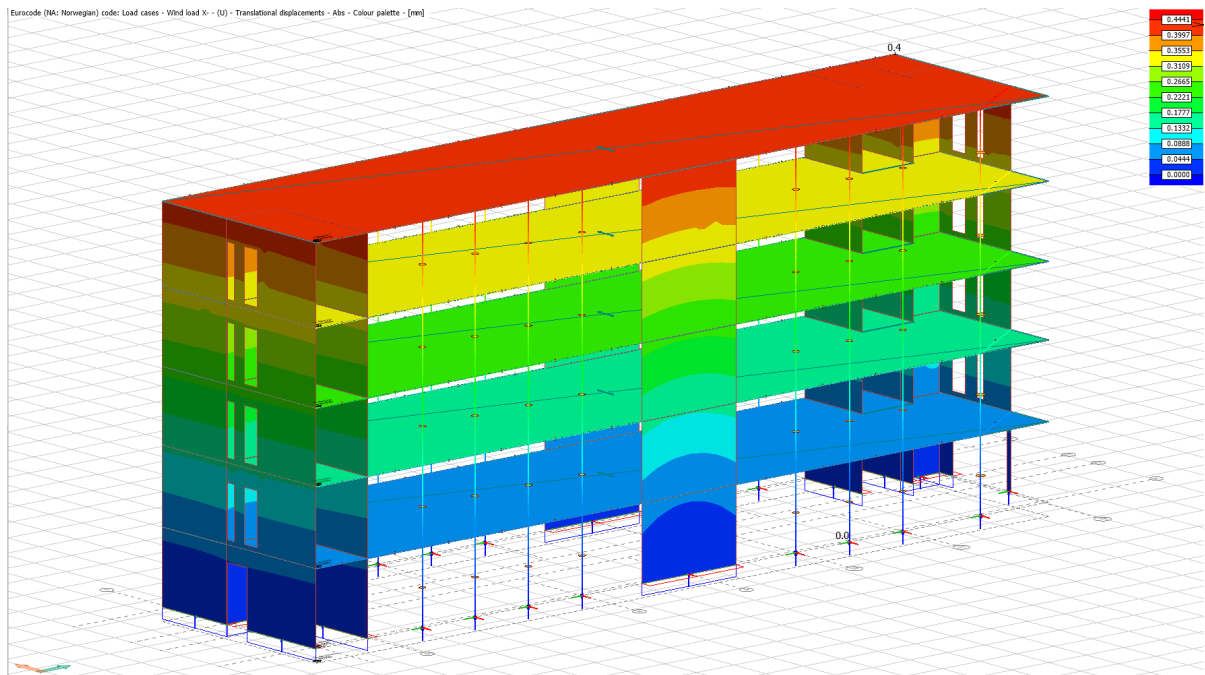
e/10=1000

	C _{pe,1}	Last (kN/m ²)	Hor.projeksjon(mm)
F	-2,20	-2,61	2500x1000
G	-1,80	-2,14	5000x1000
H	-1,20	-1,42	10000x4000
I	+/-0,20	+/-0,24	10000x35000

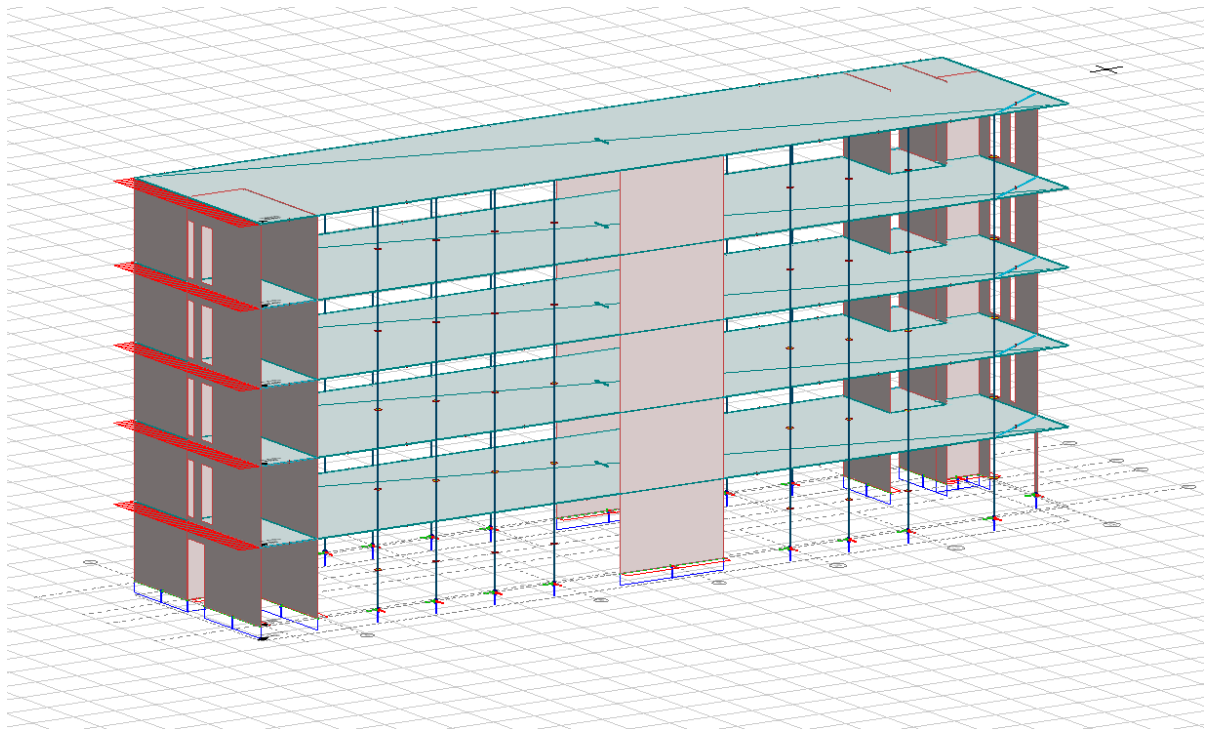
Figur 4.4.11 Vindlast mot tak (Focus)



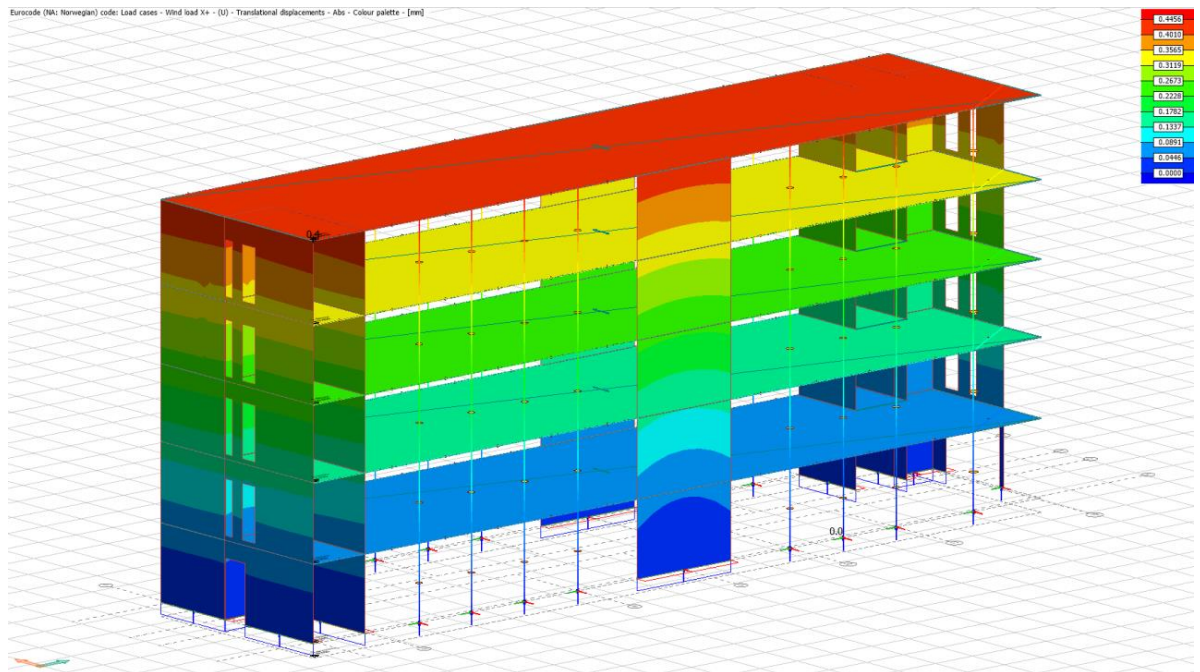
Figur 4.4.12 Påført vindlast på vest siden av bygget (FEM-Design)



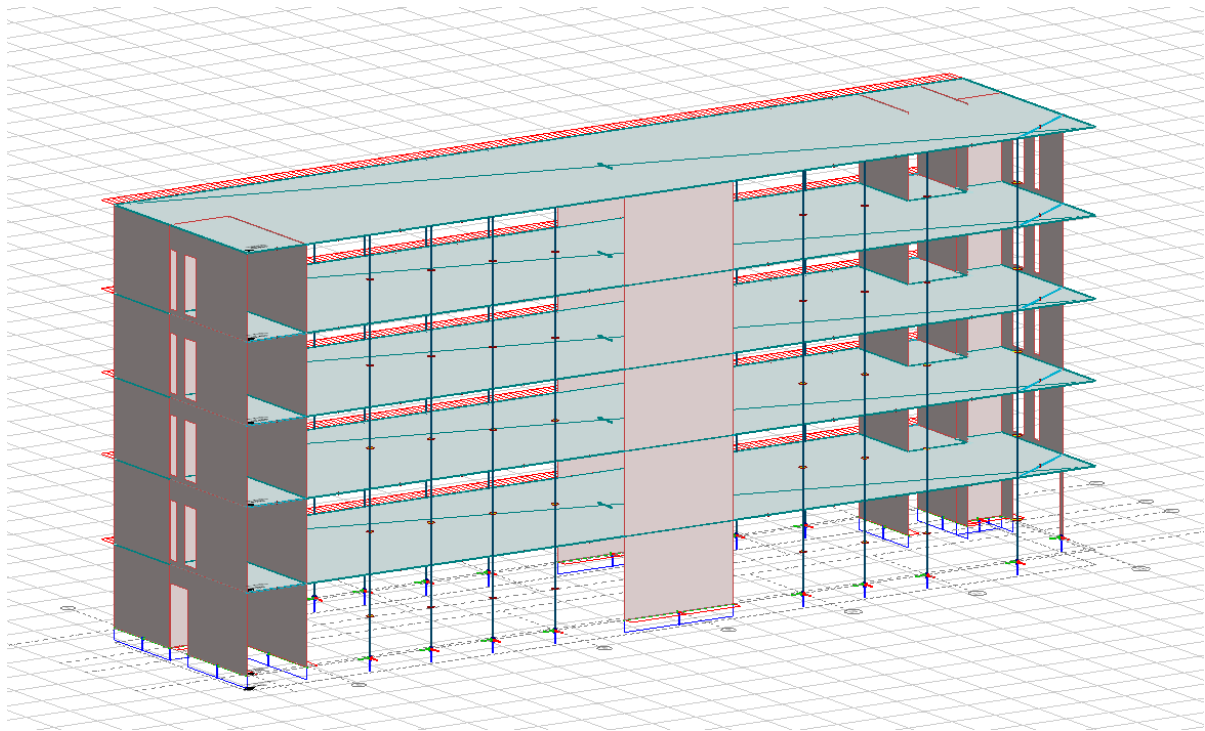
Figur 4.4.13 Resultatet i translasjonsforskyvning(mm) av vind fra vest (FEM-Design)



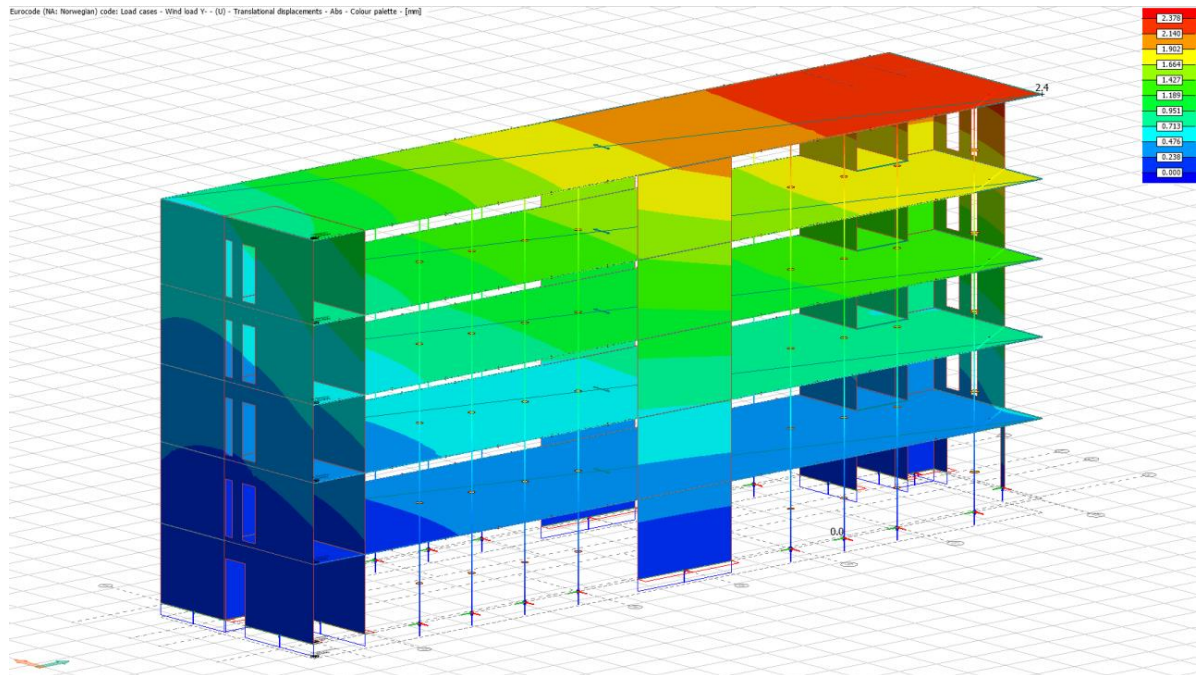
Figur 4.4.14 Påført vindlast på øst siden av bygget (FEM-Design)



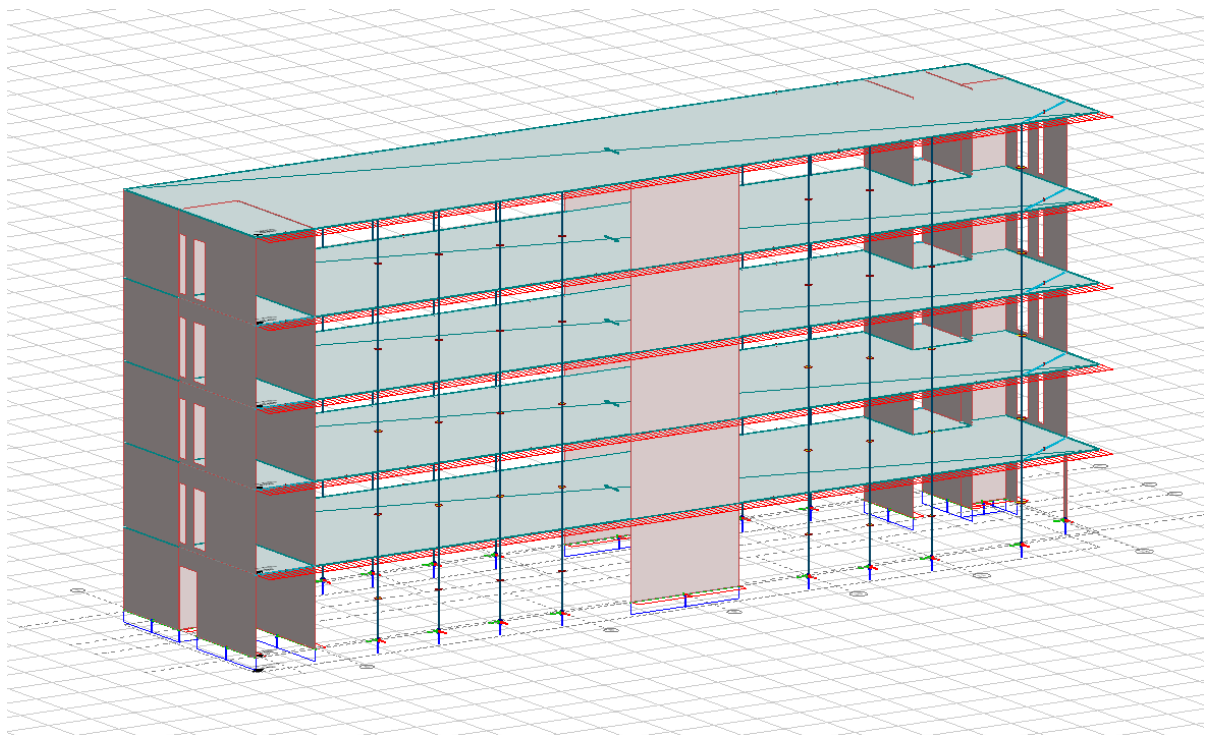
Figur 4.4.15 Resultatet i translasjonsforskyvning(mm) av vind fra øst (FEM-Design)



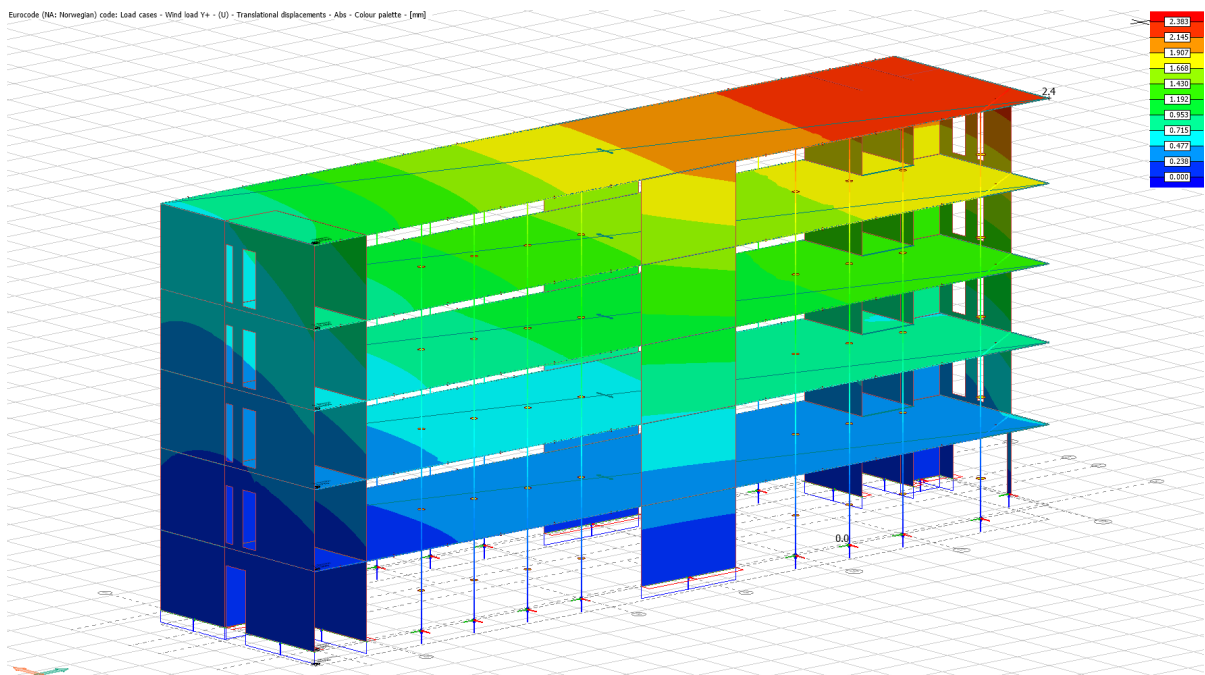
Figur 4.4.16 Påført vindlast på sør siden av bygget (FEM-Design)



Figur 4.4.17 Resultatet i translasjonsforskyvning(mm) av vind fra sør (FEM-Design)



Figur 4.4.18 Påført vindlast på nord siden av bygget (FEM-Design)



Figur 4.4.19 Resultatet i translasjonsforskyvning(mm) av vind fra nord (FEM-Design)

Forklaring:

Mellom alle vindlaster ser vi den høyeste dataen fra nord- og sør-siden. Forskyvingen ligger så lavt som 2,8mm som viser til at bygget er solid og stabilt for horisontale krefter. Den vil ikke vende seg til siden og rase sammen.

4.4.3 Jordskjelv

Grunntype kategorien er avklart fra Norconsult[32]. Basert på resultatene fra prøvegravingen og tabell 901 i NS-EN 1998-1 har de vurdert at tiltaket skal plasseres på et område med grunntype A. I henhold til NORSAR er seismisk grunnakselerasjonen satt til $a_g = 0.3093 \text{ m/s}^2 \approx 0,31 \text{ m/s}^2$. Akselerasjonen er frembrakt for berg med $V_s = 1200 \text{ m/s}$.

Spissverdi for berggrunnens akselerasjon	$\alpha_{g40\text{Hz}}$	0,31	Figur NA.3
Seismisk klasse		III	Tabell NA.4
Seismisk faktor	γ_1	1,4	
Dimensjonerende grunnakselerasjon	α_g	0,35	Punkt 3.2.2.2
Konstruksjonsfaktor $\leq 1,5$	q	1,5	Punkt 5.3.3 og 6.1.2
Grunntype		A	Tabell NA.3.1
Forsterkningsfaktor for grunnforhold	S	1,00	Tabell NA.3.3
Knekkpunkter i responsspektret	T_B	0,1 s	
	T_C	0,2 s	
	T_D	1,7 s	
Bygge opp til 40 meter kan tilnærmes med	$T_1=C_t \times H^{3/4}$		Punkt 4.3.2.2
Byggets høyde (fra uk. Fundament til topp øvre dekke)	H	18 m	
	C_t	0,75 (momentstivt betongramme)	
Byggets første egenperiode	$T_1=C_t \times H^{3/4}$	0,66 s	
Vilkår	$T_C \leq T \leq T_D$		
Dimensjonerende spekter	$S_d(T)$	0,18 m/s^2	
$\alpha_g S$	0,35 m/s^2	< 0,50 OK! Ingen videre analysering kreves ihht. (NA.3.2.1)	

NA.3.2.1 For konstruksjoner i seismisk klasse I-III kan påvisning av motstand mot seismiske påvirkninger etter NS-EN 1998 utelates for tilfeller som oppfyller ett av følgende kriterier:

- *Konstruksjoner der grunntype er A-E og med beliggenhet der grunnakselerasjon inklusiv grunnforsterkning tilfredstiller $\alpha_g S \leq 0,50 \text{ m/s}^2$. [34]*

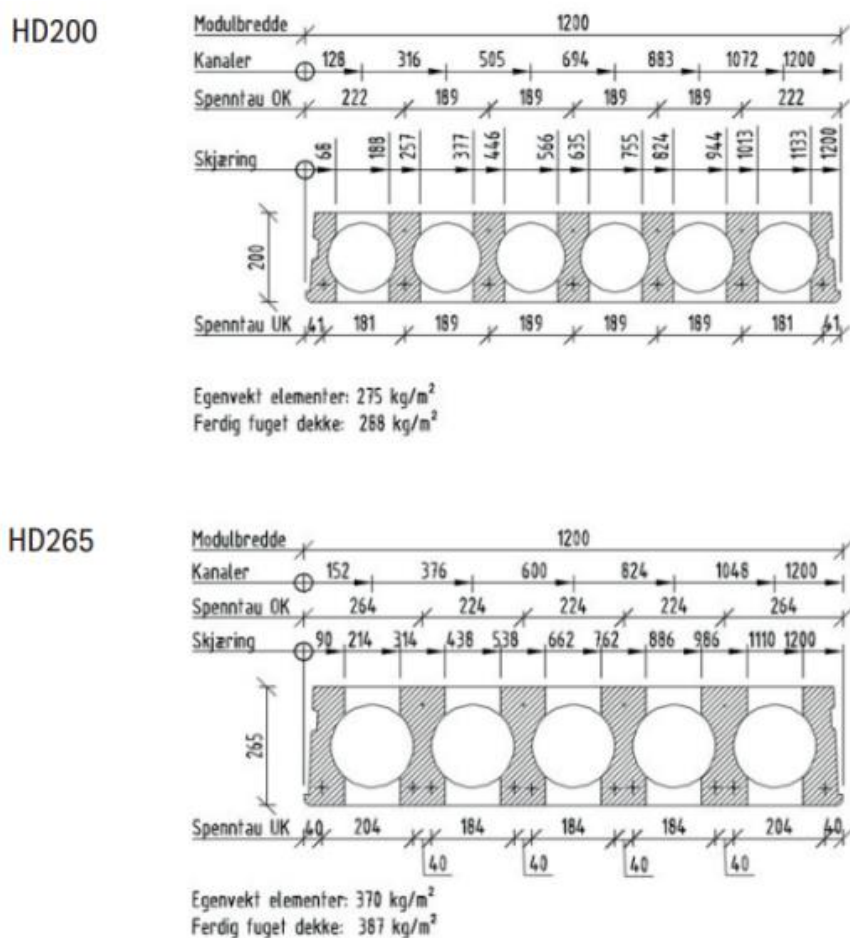
Tall er funnet for det meste ifra Eurokode 8, ellers er de informasjonene som ikke er referert er informasjon vi har fått ifra Vial AS som de har fått ifra Norconsult [32] fordi det er de som er ansvarlig for den geotekniske delen.

4.5 Hulldekke

Som nevnt så har vi planlagt at vi skal bruke hulldekkeelement på etasjeskillene og taket på SIS boligen slik at hulldekkene bidrar til horisontalavstivning. Vi har da valgt å bruke HD265 på etasjeskillene og HD200 på taket der taket har mindre last enn dekkene på etasjeskillene. Maksimale spennvidde for HD265 er 12 meter, men vi har da valgt å bruke maksimal spennvidde for hulldekkene som 10 meter. Både HD265 og HD200 skal ha en maksimal spennvidde på 10 meter. Påført egenlast blir da på $2,5\text{kN/m}^2$, mens nyttelasten er på $3,0\text{kN/m}^2$, der nyttelasten var allerede gitt i Kapittel 2.3.1 og det brukes Kategori A på boligtypen. Bruksgrenselasten er gitt ved formel:

0,9**g*. Selv om vi har valgt å ha en spennvidde på 10 meter blir hulldekket produsert med en bredde på 1200mm, og lengden på de forskjellige type hulldekkene variere. Se figur 4.4.1 for å se hvilke lengder ulike hulldekke dimensjonene er dimensjonert for.

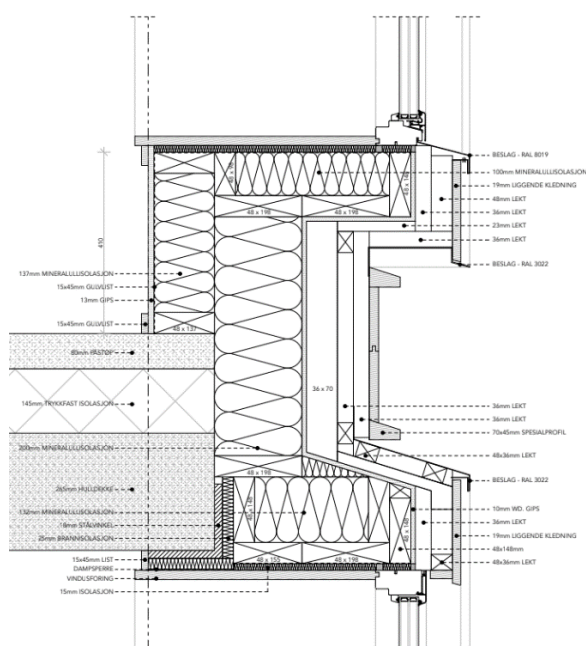
Fra firmaet vi skriver bacheloroppgaven med, har vi fått at leverandøren for hulldekkeelementene HD265 har en egenvekt av fuget dekke på $3,90\text{ kN/m}^2$ og HD200 har en egenvekt på $2,70\text{ kN/m}^2$.



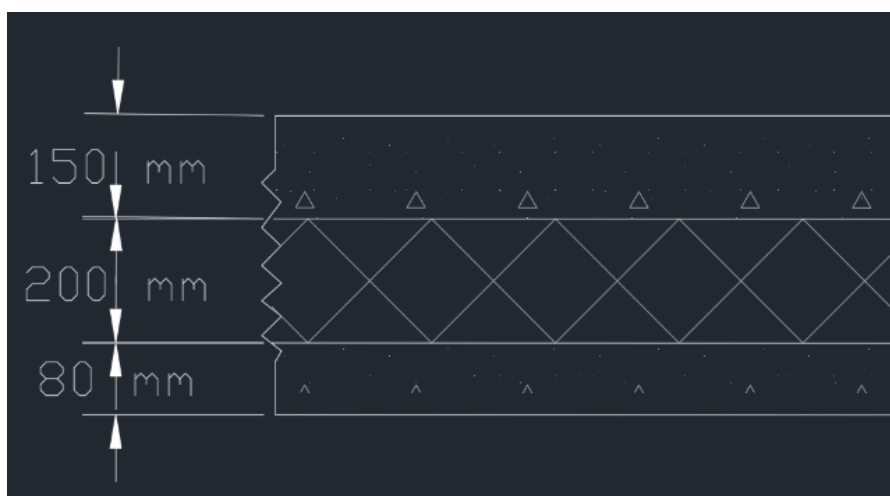
Figur 4.5.1 Hulldekke HD265 og H200 [35]

4.6 Sandwichelementer

Dimensjoner → Som bærende fasadeelement er det valgt og konstruert for å bruke sandwichelementer som er gjennomgående isolerte sandwichelementer i prosjekteringen av SIS boligene. Sandwichelementer i hver fasade er med i å bidra som vertikale skiver. Total tykkelse er på 430 mm der vi har 150 mm innersjikt i betong + 200mm mellomsgjikt av isolasjon + 80mm yttersjikt av betong, der det tykke laget er mot innsiden. Langs randen av elementet er det bærende betonglaget tykkere, på bekostning av isolasjonstykkelsen. Dette muliggjør armering av elementet for å kunne ta laster. Dette gjøres gjerne ved å betrakte de forsterkede rendene i elementet som bjelker og søyler.



Figur 4.6.1 Detaljetegning av Sandwichelementet for SIS bolig

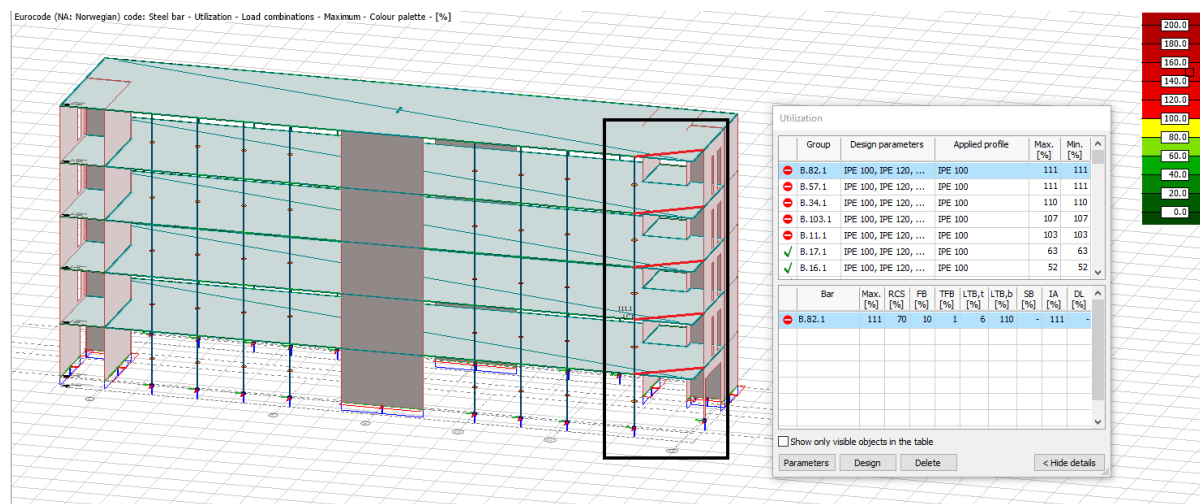


Figur 4.6.2 detaljert tegning av sandwichelement (AutoCAD)

4.7 Bjelke

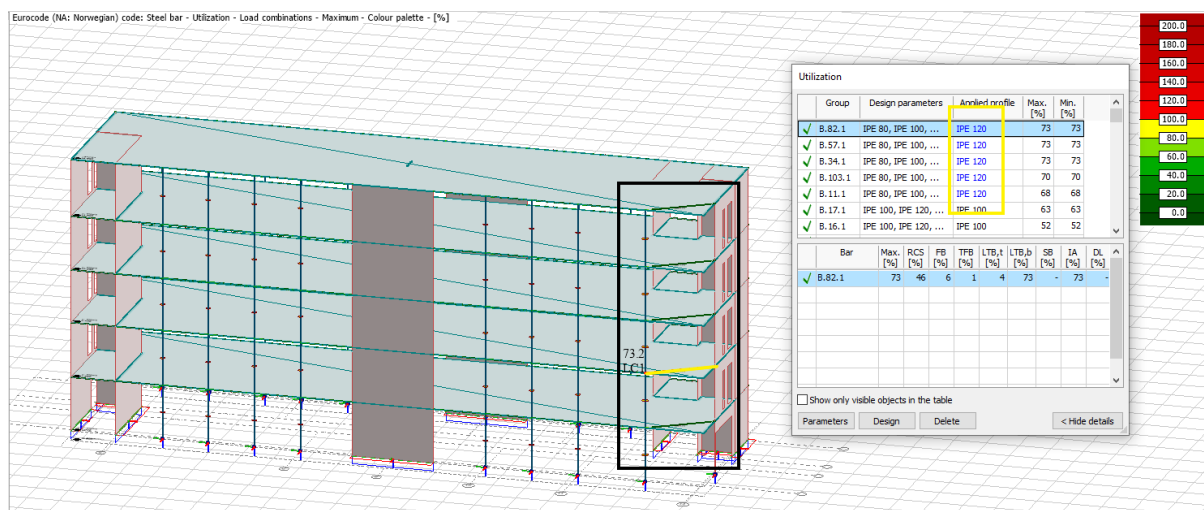
Bjelke dimensjonering er gjort på FEM design programmet. Type bjelke profiler vi skulle velge mellom var HE-A, HE-B og IPE bjelker som er de mest vanligste bjelkene. Det var mulig å teste alle bjelketypene og dimensjonene samtidig, slik at programvaren hjalp med å finne ut hvor det er mest utnyttelse. FEM design ga oss IPE80 der den bjelken som er mest utnyttet har en utnyttelsesgrad på 90%. Vi forutser at programvaren kan ta noen feil, dermed som bygg ingeniører tok vi hensyn til dette og bestemte oss for å bruke IPE 100 som stålprofil istedenfor.

Som vist i figur 4.6.1 hadde vi tenkt å prøve å legge bjelkene skrått mot det andre yttervegger, for å unngå å legge søyle på kanten av veggen. Med analysering fikk vi feilmelding om at IPE 100 ikke var tilfredsstillende i disse 5 bjelkene, selv om alle de andre bjelkene var OK.



Figur 4.7.1 Feilmelding av bjelkedimensjonering (FEM-Design)

Bjelkene som er markert med rød av FEM design er ikke tilfredsstillt med IPE100. Dermed bestemte vi oss for å beholde alle de bjelkene som tilfredsstilte IPE 100, og endre på stålprofil dimensjonen på de 5 bjelkene som ikke gikk gjennom testen. De ble endret til IPE 120 på FEM design og testen ble kjørt ut på ny. Som vist i figur 4.6.2 fikk vi da gode resultater som sier at både de bjelkene med IPE 100 og de med IPE 120 tilfredsstillt kravene, og at dem er egnet for den lasten som komme på dem. Det er vist i figur 4.6.2, bjelkesone med svart rektangel og tabellen med gult rektangel.



Figur 4.7.2 Rettet opp dimensjonering av bjelker (FEM-Design)

Som bygg ingeniører er vi ansvarlig for at bygningen skal være mest mulig sikkert som mulig for å hindre skader, både for menneskeliv og økonomisk. Derfor gjorde vi beregning av den bjelken som hadde mest utnyttelse som vist i figur 4.6.2. Og alle momentene, skjærlastene og normallastene liten nok i forhold til materiale slik at elementene er sterke nok for å bære lastene.

B.82.1 Maximum of load combinations

S 275

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$G = 80769 \text{ N/mm}^2$$

$$Y_{M0,ult} = 1.05$$

$$Y_{M0,acc/sels} = 1.00$$

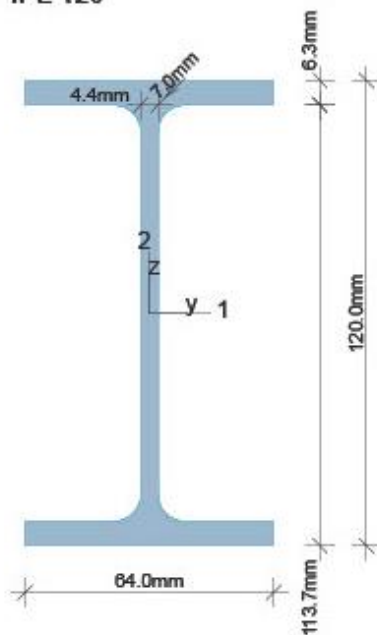
$$Y_{M1,ult} = 1.05$$

$$Y_{M1,acc/sels} = 1.00$$

$$Y_{M2,ult} = 1.25$$

$$Y_{M2,acc/sels} = 1.00$$

IPE 120



P	=	475 mm	$f_y = 275 \text{ N/mm}^2$
A	=	1321 mm ²	$\epsilon = 0.92$
I_y	=	3.178e+06 mm ⁴	$\lambda_1 = 86.80$
I_z	=	2.767e+05 mm ⁴	
I_1	=	3.178e+06 mm ⁴	
I_2	=	2.767e+05 mm ⁴	
$W_{pl,1}$	=	6.072e+04 mm ³	
$W_{pl,2}$	=	1.359e+04 mm ³	
$W_{el,min,1}$	=	5.296e+04 mm ³	
$W_{el,min,2}$	=	8.646e+03 mm ³	
i_1	=	49 mm	
i_2	=	14 mm	
I_t	=	1.689e+04 mm ⁴	
I_w	=	8.720e+08 mm ⁶	

Shear resistance, 1-1 - Part 1-1: 6.2.6, 6.2.8

LC: 'LC13ULS', $x = 4341 \text{ mm}$

$$\frac{V_{1,Ed}}{V_{1,pl,T,Rd}} = \frac{0.06}{126.51} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Shear resistance, 2-2 - Part 1-1: 6.2.6, 6.2.8

LC: 'LC1ULS', $x = 4341 \text{ mm}$

$$\frac{V_{2,Ed}}{V_{2,pl,T,Rd}} = \frac{39.91}{93.95} = 0.42 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Figur 4.7.3 Dimensjonering av Bjelke (FEM-Design)

Torsional resistance - Part 1-1: 6.2.7LC: 'LC1ULS', $x = 4341$ mm $T_{\max, \text{unit}} = 574.14 \frac{\text{N/mm}^2}{\text{kNm}}$ is calculated by FEM analysis.

$$T_{Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot T_{\max, \text{unit}} \cdot V_{MO}} = \frac{275}{\sqrt{3} \cdot 574.14 \cdot 1.05} = 0.26 \text{ kNm}$$

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{0.01}{0.26} = 0.04 \leq 1.00 \quad (6.23) - \text{OK}$$

Normal capacity - Part 1-1: 6.2LC: 'LC1ULS', $x = 4341$ mm

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{1,Ed}}{M_{1,Rd}} + \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rd}} = \frac{0.19}{345.98} + \frac{7.22}{15.90} + \frac{0.01}{3.56} = 0.46 \leq 1.00 \quad (6.2) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1: 6.3.1LC: 'LC13ULS', $x = 0$ mm

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,1}} = \frac{1.58}{225.55} = 0.01 \leq 1.00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1: 6.3.1LC: 'LC13ULS', $x = 0$ mm

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,2}} = \frac{1.58}{26.34} = 0.06 \leq 1.00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Torsional-flexural buckling - Part 1-1: 6.3.1LC: 'LC13ULS', $x = 0$ mm

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,T}} = \frac{1.58}{249.23} = 0.01 \leq 1.00 - \text{OK}$$

Lateral torsional buckling, top flange - Part 1-1: 6.3.2.2LC: 'LC2ULS', $x = 482$ mm

$$\frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{0.37}{9.85} = 0.04 \leq 1.00 \quad (6.54) - \text{OK}$$

Lateral torsional buckling, bottom flange - Part 1-1: 6.3.2.2LC: 'LC1ULS', $x = 4341$ mm

$$\frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{7.22}{9.92} = 0.73 \leq 1.00 \quad (6.54) - \text{OK}$$

Figur 4.7.4 Dimensjonering av bjelke (FEM-Design)

Interaction between normal force and bending 1. - Part 1-1: 6.3.3

LC: 'LC1ULS', x = 4341 mm

k_y factors are calculated according to Method 1

$$\begin{aligned} C_{my} &= 1.00 & C_{yy} &= 1.00 \\ C_{mz} &= 1.00 & C_{yz} &= 0.93 \\ C_{mLT} &= 1.00 & C_{zy} &= 0.99 \\ & & C_{zz} &= 0.99 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,1}} + k_{11} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{12} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{M_{z,Rd}} &= \\ = \frac{0.19}{225.55} + 1.00 \cdot \frac{7.22}{9.92} + 0.74 \cdot \frac{0.01}{\frac{3.74}{1.05}} &= 0.73 \leq 1.00 \quad (6.61) - \text{OK} \end{aligned}$$

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1: 6.3.3

LC: 'LC1ULS', x = 4341 mm

k_y factors are calculated according to Method 1

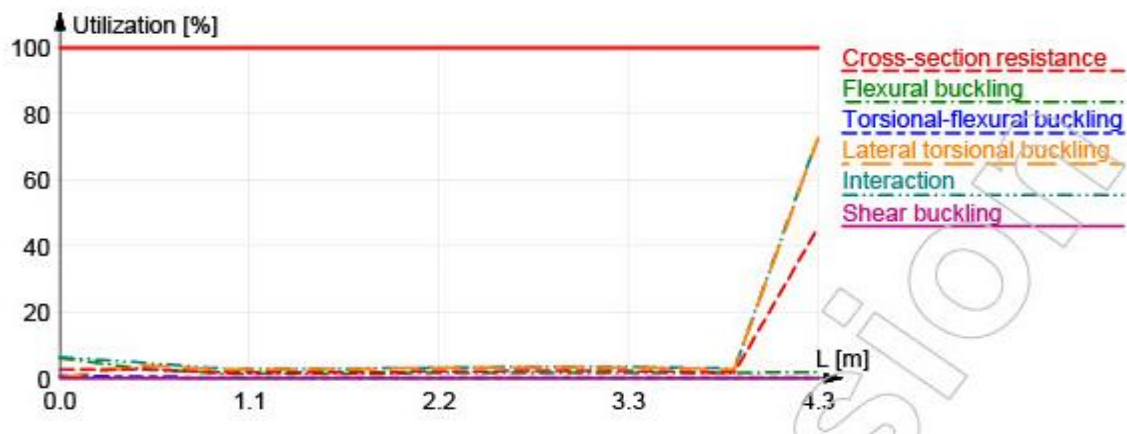
$$\begin{aligned} C_{my} &= 1.00 & C_{yy} &= 1.00 \\ C_{mz} &= 1.00 & C_{yz} &= 0.93 \\ C_{mLT} &= 1.00 & C_{zy} &= 0.99 \\ & & C_{zz} &= 0.99 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,2}} + k_{21} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{22} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{M_{z,Rd}} &= \\ = \frac{0.19}{26.34} + 0.53 \cdot \frac{7.22}{9.92} + 1.01 \cdot \frac{0.01}{\frac{3.74}{1.05}} &= 0.39 \leq 1.00 \quad (6.62) - \text{OK} \end{aligned}$$

Shear buckling - Part 1-5: 5

$$\frac{h_w}{t} = \frac{107}{4} = 24.4 \leq \frac{72}{\eta} \cdot \epsilon = \frac{72}{1.20} \cdot 0.92 = 55.5 \rightarrow \text{Not relevant}$$

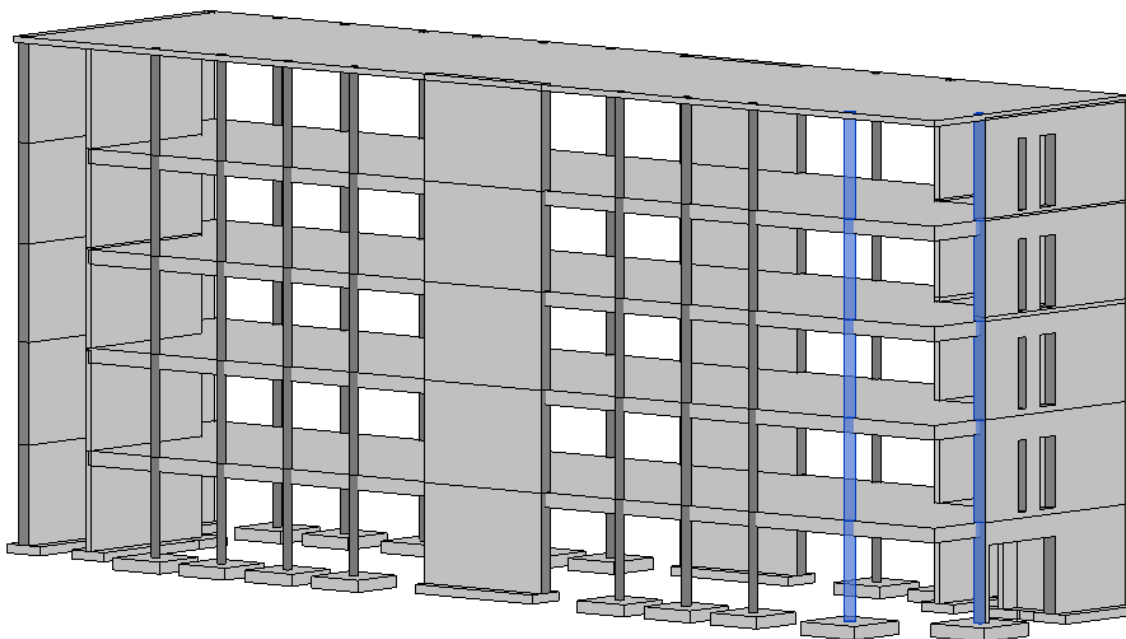
Summary



Figur 4.7.5 Dimensjonering av bjelke (FEM-Design)

4.8 Søyle

Vi har valgt å bruke søyler som har materiale av armert betong. Armert betong dimensjoneres etter NS-EN 1992-1-1 [36].



Figur 4.8.1 Bæresystem med søyler (Revit)

Studentboligen er bare prosjektert av betong og stålarmering, derfor skal vi bare ta hensyn til bæresystem av betong. Søylen er valgt til å være betong med stålarmering.

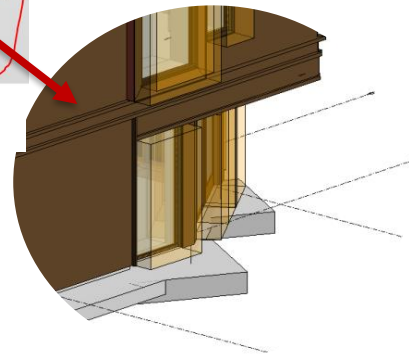
Der med hoveddøren som ligger på høyre side på figur 4.7.1, er det konstruert å legge til to store søyler slik at de skulle bære hele den kanten. Istedenfor å legge en stor søyle på midten, slik at den blir plassert rett foran hoveddøren slik at den kan hindre inngangen, syntes vi at dette var en god løsning med tanke på utsikt, og selvsagt sikkerhet. Men vi planlagte og konturerte slik at den skiven på østsiden blir forankret med kanten over hoveddøren, slik at den skiven bærer lasten som kommer fra den siden også. I noen undersøkelser og analyseringer både på nett, bøker og programvare fikk vi da resultat at det var tilfredsstillende å bruke armert betong søyle med dimensjon $\text{Ø}300$ på søylene på konstruksjonen, mens de 2 søylene som er markert med blå i figur 4.7.1 skal konstrueres med $\text{Ø}400$. Grunnen til dette er fordi dersom det er mulig er det bedre at hele bygget skal ha samme søyle dimensjon slik at det ikke forekommer noen misforståelser eller feil bruk av søyler på byggeplass. Med hensyn til stabilitet har vi $\text{Ø}300$ skiver på den langsiden med avstivningskive i midten, på kortsiden har vi bare yttervegger som bidrar som bærende yttervegg og der med hoveddøren har vi $\text{Ø}400$ søyler på grunn av den kanten ikke har noe bærende, og på grunn av at vi har en hoveddør som er på skrå (som vist i figur 4.7.1) så er det nødvendig å

konstruere og dimensjonere godt stabilitet i det hjørnet. Om skivene har vi skrevet om i forrige kapittel.

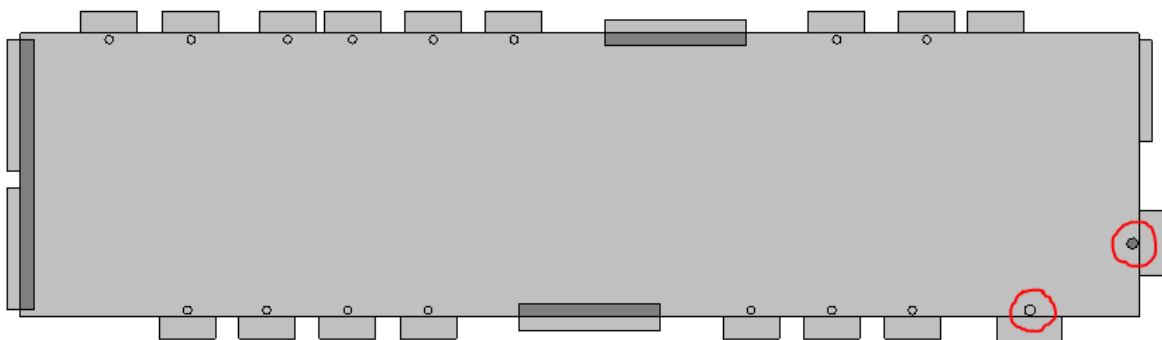
Analyseringen på FEM design ga gode resultater. Materiale er valgt til å være B45 betong, og armeringen skal være B500C der vi har 6 Ø 16 som stålarmoring. Oversikt over resultater av FEM design analysering og design er gitt under.



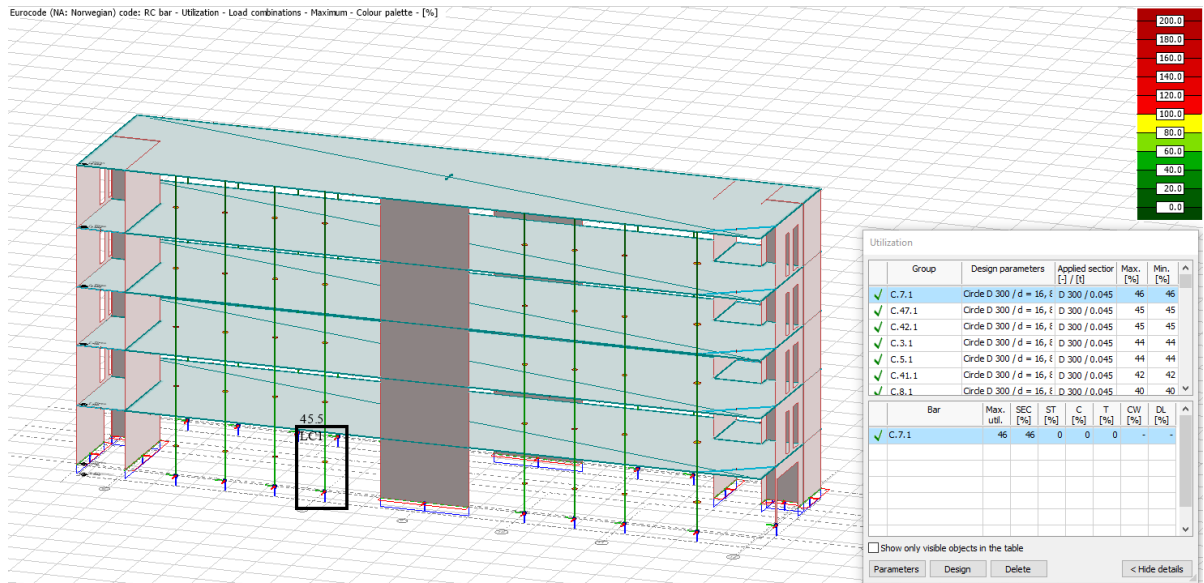
Figur 4.8.2 Bygget i Revit



Figur 4.8.3 Hovedinngangen til SIS-bolig



Figur 4.8.4 plassering av Ø400 søyler (Revit)

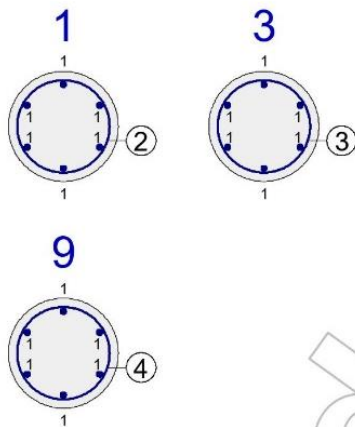
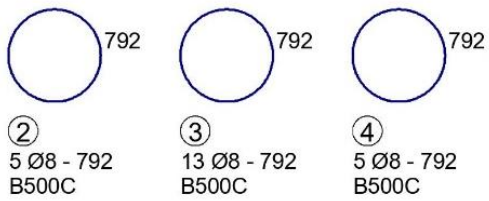
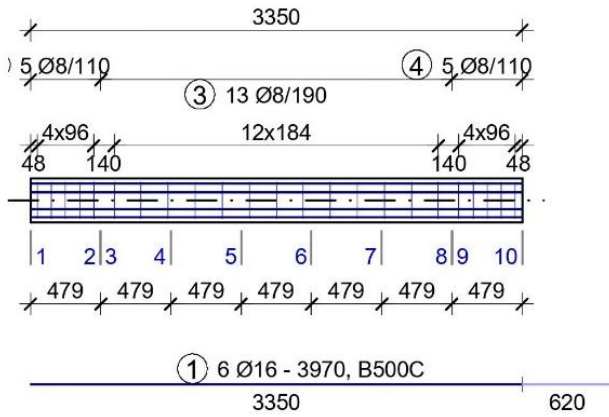


Figur 4.8.5 Dimensjonering av Søyler (FEM-Design)

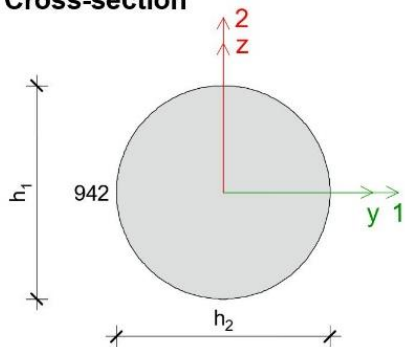
Søylene med hovedinngangen og alle de andre søylene tilfredsstilte kravene. Men vi ville vise en beregning av materiale for den bjelken som er mest utsatt av laster, og den søylen som er mest utsatt er vist detaljert videre.

C.7.1 Maximum of load combinations

Reinforcement



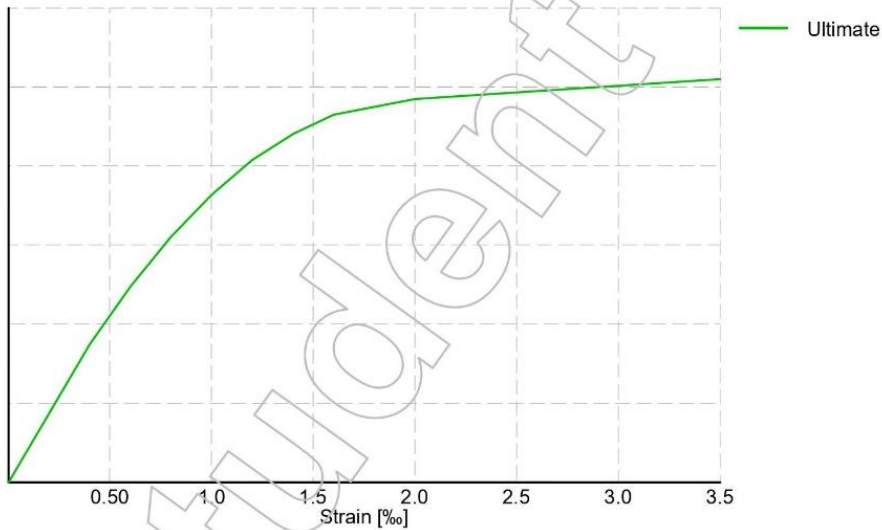
Cross-section



$$\begin{aligned}
 h_1 &= 300 \text{ mm} \\
 h_2 &= 300 \text{ mm} \\
 A_c &= 70686 \text{ mm}^2 \\
 I_{cy} &= 3.976e+08 \text{ mm}^4 \\
 I_{cz} &= 3.976e+08 \text{ mm}^4 \\
 I_{c1} &= 3.976e+08 \text{ mm}^4 \\
 I_{c2} &= 3.976e+08 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Concrete material C45/55

f_{ck}	=	45.00 N/mm ²	φ_{ef}	=	0.00
f_{ctm}	=	3.80 N/mm ²	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	=	25.50 N/mm ²
$f_{ctk,0.05}$	=	2.70 N/mm ²	$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk} / \gamma_c$	=	1.53 N/mm ²
E_{cm}	=	36000.00 N/mm ²	$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{CE}$	=	30000.00 N/mm ²
α_{cc}	=	0.85	ϵ_{c2}	=	0.00200 (Table 3.1)
α_{ct}	=	0.85	ϵ_{cu2}	=	0.00350 (Table 3.1)
γ_c	=	1.50	$\cot(\Theta)$	=	1.25 (Eq. 6.8)
γ_{CE}	=	1.20			
γ_s	=	1.15			



**Reinforcement steel materials
B500C**

$$\begin{aligned}f_{yd} = f_{ywd} &= 434.78 \text{ N/mm}^2 \\E_s &= 200000.00 \text{ N/mm}^2 \\ \varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s &= 0.00217 \\ \varepsilon_{ud} &= 0.03000\end{aligned}$$

Section utilization for axial effects (Part 1.1: 5.8, 6.1)

Consideration of second order effects

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (5.14)$$

2nd order effect is considered according to nominal stiffness method. (Part 1.1: 5.8.7)

Sections	8
$\lambda_{lim,1}$ [-]	24.90
$l_{0,1}$ [mm]	3350
i_1 [mm]	75.0
λ_1 [-]	44.67
2nd order effect in direction 1	considered
$\lambda_{lim,2}$ [-]	24.90
$l_{0,2}$ [mm]	3350
i_2 [mm]	75.0
λ_2 [-]	44.67
2nd order effect in direction 2	considered

$$n = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$$

$$k_1 = \sqrt{f_{ck} / 20} \quad (5.23)$$

$$k_2 = \min\left(n \frac{\lambda}{170}, 0.20\right) \quad (5.24)$$

$$K_c = k_1 \cdot k_2 / (1 + \varphi_{ef}) \quad (5.22)$$

$$K_s = 1.00 \quad (5.22)$$

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s \quad (5.21)$$

$$N_B = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2} \quad (5.17)$$

$$M_{0Ed} = M_{Ed}^I + s_{Imperfection} N_{Ed} \frac{l_0}{400} \quad (5.8.8.2(1))$$

$$M_{Ed}^{II} = \frac{M_{0Ed}}{1 - |N_{Ed}| / N_B} \quad (5.30)$$

$$e_{min,1} = \max(20 \text{ mm}, h_1 / 30) = \max(20 \text{ mm}, h_1 / 30) = 20 \text{ mm} \quad (6.1(4))$$

$$e_{min,2} = \max(20 \text{ mm}, h_2 / 30) = \max(20 \text{ mm}, h_2 / 30) = 20 \text{ mm} \quad (6.1(4))$$

$$|M_{Ed}^{II}| \leq |N_{Ed} e_{min}| \rightarrow M_{Ed} = s_{Minimal} N_{Ed} e_{min}$$

$$|M_{Ed}^{II}| > |N_{Ed} e_{min}| \rightarrow M_{Ed} = M_{Ed}^{II}$$

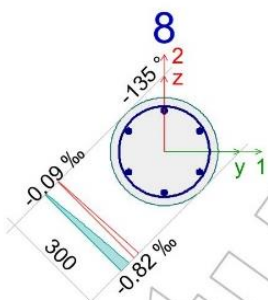
Sections	8
LC	LC1ULS
N_{Ed} [kN]	-777.07
n [-]	0.43
k_1 [-]	1.50
$k_{2,1}$ [-]	0.11
$K_{c,1}$ [-]	0.17
$(E_s I_s)_1$ [Nmm ²]	1.5678e+12
$(EI)_1$ [Nmm ²]	3.5945e+12
$N_{B,1}$ [kN]	3161.18
$M_{Ed,1}^I$ [kNm]	-0.13
$s_{1 Imperfection}$ [-]	1.00
$s_{1 Second order}$ [-]	1.00
$s_{1 Minimal}$ [-]	1.00
$M_{0Ed,1}$ [kNm]	-6.64

Sections	8
$M_{Ed,1}^{\text{II}}$ [kNm]	-8.80
$M_{Ed,1}$ [kNm]	-15.54
$k_{2,2}$ [-]	0.11
$K_{c,2}$ [-]	0.17
$(E_s I_s)_2$ [Nmm ²]	1.5678e+12
$(EI)_2$ [N mm ²]	3.5945e+12
$N_{B,2}$ [kN]	3161.18
$M_{Ed,2}^{\text{I}}$ [kNm]	-0.06
s_2 Imperfection [-]	1.00
s_2 Second order [-]	1.00
s_2 Minimal [-]	1.00
$M_{0Ed,2}$ [kNm]	-6.57
$M_{Ed,2}^{\text{II}}$ [kNm]	-8.71
$M_{Ed,2}$ [kNm]	-15.54

Stresses and strains (Part 1.1: 6.1(2), 6.1(8), 3.1.7)

$$\epsilon_{\text{steel,lim}} = \epsilon_{\text{ud}}$$

Ultimate limit state



Sections	8
LC	LC1ULS

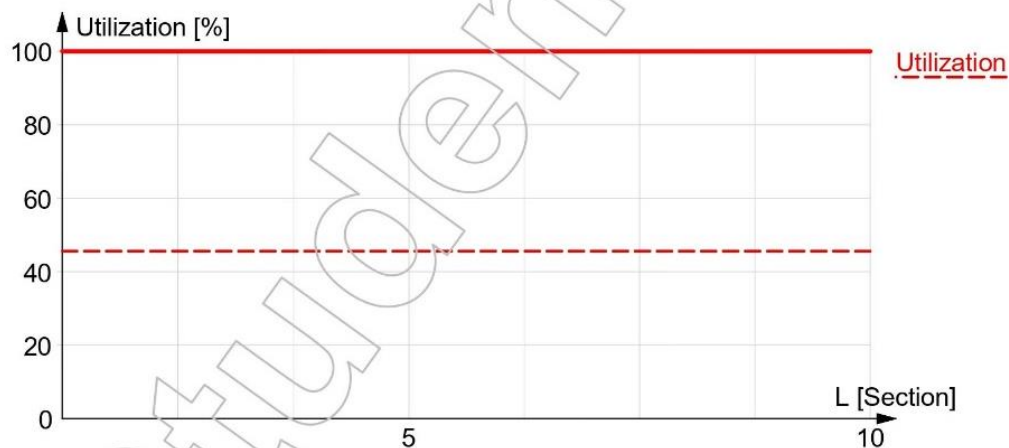
Sections	8
$\epsilon_{\text{steel}} [-]$	0.00072
$\epsilon_{\text{steel,lim}} [-]$	0.03000
$(\epsilon_{\text{steel}}/\epsilon_{\text{steel,lim}})_{\text{max}} [-]$	0.02
$\epsilon_{\text{c,max}} [-]$	-0.00082
$\epsilon_{\text{c,comp}} [-]$	-0.00051
$\max(\epsilon_{\text{c,max}}/\epsilon_{\text{cu2}}, \epsilon_{\text{c,comp}}/\epsilon_{\text{c2}}) [-]$	0.25

Section utilization

Ultimate internal forces: $N_{\text{ult}} = v N_{\text{Ed}}$; $M_{\text{ult},1} = v M_{\text{Ed},1}$; $M_{\text{ult},2} = v M_{\text{Ed},2}$

Utilization: $1 / v$

Sections	8
LC	LC1ULS
N_{Ed} [kN]	-777.07
$M_{\text{Ed},1}$ [kNm]	-15.54
$M_{\text{Ed},2}$ [kNm]	-15.54
Utilization [%]	46



Forklaring:

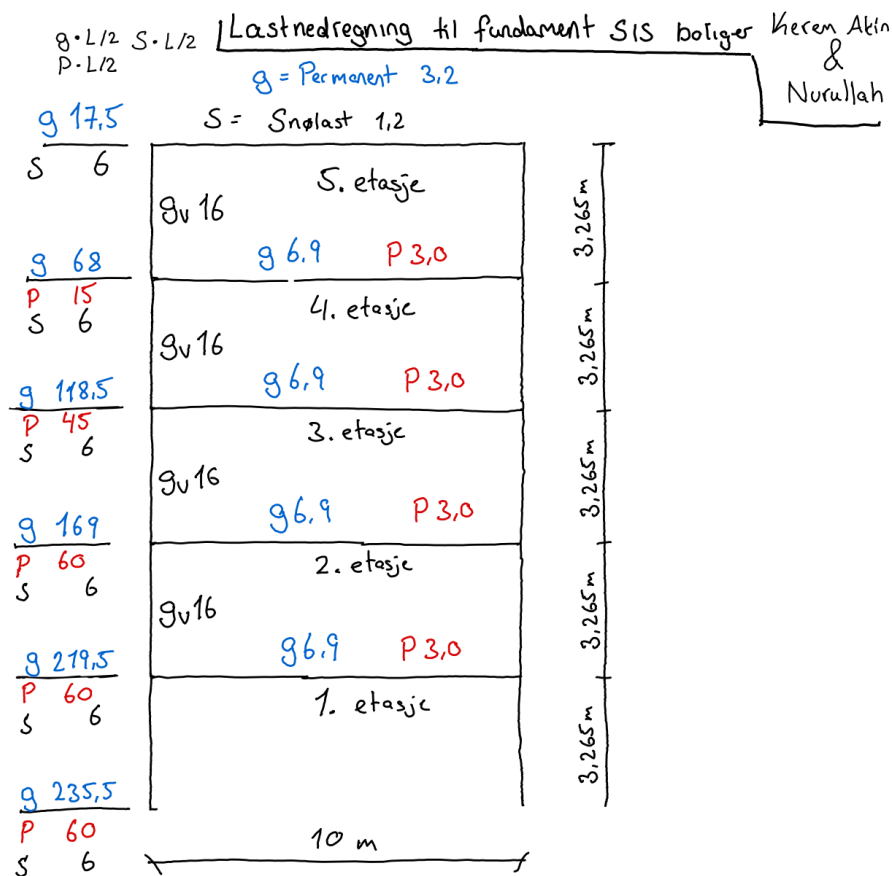
Beregningen viser at det ikke skjer sprekkvidde i søyle som er valgt. Vi kan da tolke at den søylen som er mest utsatt av laster vil ikke knekke, og dermed er resten av søylene sikre med å konstruere. Armeringen som er designet, er også testet på programvare ISY design.

4.9 Fundament

SIS Boligens fundament skal bli satt med strukturer under bakken der søyler hviler, og som overfører lasten og vekten til strukturens base som er bakken. Vi måtte da bestemme mellom stripefundament, støpt fundament eller punktfundament.

Vi har dimensjonert til at vi skal ha punktfundament under alle søyler, og til at vi skal ha stripefundament under bærende vegger/skiver. Det er det vi fant ut etter undersøkelser og analyseringer. Analyseringen kommer i videre.

Grunntrykket for dimensjonert til å være Ultimate Limit state (ULS) 300 kN/m^2 med inntil 10% horisontallast. Fundamentbredde minimum $1,351 \text{ m}$. Minste dybde fra mark til underkant fundament er $0,6 \text{ m}$. [30]



grunnfundament er 14 m \rightarrow g 249,5, P 60, S 6

Bruddlaster $\rightarrow 1,35g + 1,05p + 1,05s$

$$= 336 + 63 + 6,3 = 405,3 \text{ kN/m}$$

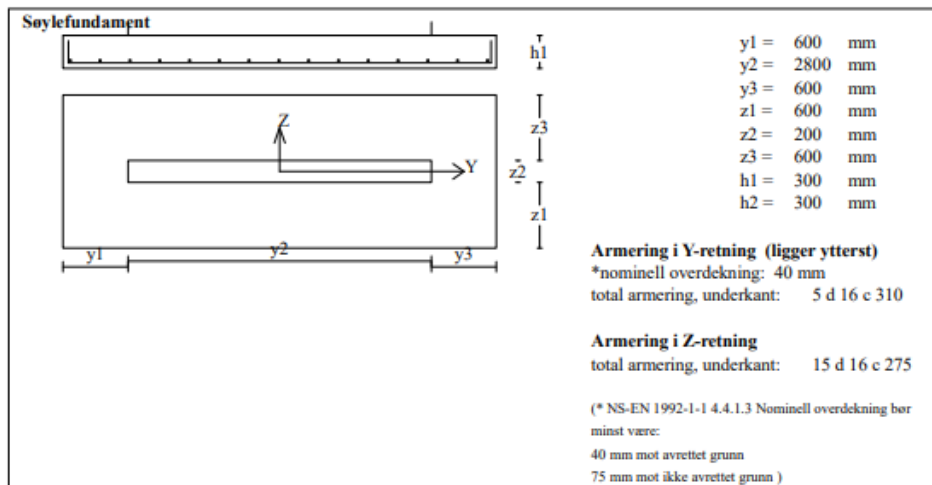
Tillatt grunntrykk = 300 kN/m^2

Nødvendig fundament bredde $\rightarrow 405,3/300 = 1,351 \approx \underline{\underline{1,4 \text{ m}}}$

Håndberegningen som er gjort er for å dimensjonere det nødvendige fundamentbredden for stripefundamentene. Og da fikk vi at vi hadde en bruddlast på 405,3 kN, og det tillatte grunntrykk som var gitt var 300 kN/m². $405,3/300 = 1,352 = 1,4$ meter. Derfor er alle stripefundamentene 1,4 meter bred. Stripefundamenter er dimensjoner for 1400x300mm. Ved analysering på FEM design så vi at søyler som er Ø300 skal ha 2000x2000x400mm dimensjon, og at de 2 søylene som er Ø400 skal ha 2300x2300x450mm dimensjoner.

Vi bruker Ove sletten sin programvare *Btsnitt* for å analysere om det er dimensjonert riktig. Først er det analysering av punktfundament på Ø300 – 2000x2000x400mm, av største vertikallast, og deretter største horisontallast, og til slutt analysering av punktfundament Ø400 – 2300x2300x450mm.

Data er lagret på fil: X:\stripefundament 1400x300mm Største vertikallast beregning.bts
 Dataprogram: BTSNITT versjon 7.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten
 Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008



Materialdata og jord-data			
Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1,00	Fundamentnivå under marknivå	300 mm
Materialfaktor betong	1,50	Grunnvannsnivå over uk fundament	0 mm
Materialfaktor stål	1,15	Egenvekt av jord	18,0 kN/m ³
Betongkvalitet	B30 (C 30/37)	Jordtype: Sprengstein (Tilfort)	
Densitet kg/m ³	2400	Materialkoeffisient (effektivsp.)	1,25
Sement i fasthetsklasse	N	Friksjonsvinkel	40,0 grader
Armering flytegrense	500	Attraksjon	2,0 kN/m ²
Skjærarmering flytegrense	500	Maks. mobiliserbar ruhet	0,90
Eksponeringsklasse	XC2	Minimum overdekning:	
Lite korrosjonsømfintlig armering		(min.krav + toleranse) = (25 + 10) = 35 mm	
Levetid 50 år			
Relativ fuktighet	70%		
NA.6.2.2(1) Følgende krav til tilslag er oppfylt			
(1. Største tilslag etter NS-EN 12620 D=16mm. 2. Det grove tilslaget=50% av total tilslagsmengde.			
3. Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet)			

Pålitelighetsklasse: 2					PSI-Faktor: Kategori A - Bolig Krav maks.nedbøying: Nedbøying fører til skader
Lastfaktorer	Bruksgrense	Grunnbrudd	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2	
Permanent last (G)	1,00	1,20	1,35	1,20	
Variabel last (P)	0,50	1,50	1,05	1,50	

Figur 4.9.1 Stripefundament Største vertikallast 1 (BTSNITT Focus)

Belastning i overkant av fundament. Lasttilfelle nr 1			
Permanent last		Variabel last	
Mg y	0,0 kNm	Mp y	0,0 kNm
Mg z	0,0 kNm	Mp z	0,0 kNm
Vg y	0,0 kN	Vp y	0,0 kN
Vg z	0,0 kN	Vp z	0,0 kN
Ng	-996,0 kN	Np	-263,0 kN

Kontroll av likevekt (velting)
z-retning: Mvelt/Mstabil = 0,00
y-retning: Mvelt/Mstabil = 0,00
Vekt av fundament og overliggende jord: lastfaktor = 0.9
Vekt av overliggende jord er medregnet

Lastfaktorer

Positiv moment-og kraftvektorer i Y og Z-retning. Positiv Ng og Np peker oppover.

Moment -og skjærkontroll i bruddgrensetilstand		Kontroll av grunntrykk	
Y-retning: Mz =	-72,9 kNm	Mz/Md_z =	0,70
Z-retning: My =	-208,4 kNm	My/Md_y =	0,73
Kontroll av gjennomlokking i avstand d fra søylekant		Ugunstigste lasttilfelle: 1	
Trykkbruddkontroll langs søylekant: V/Vd = 0,31		Bæreevne 533 kN/m2	
Skjærkraftkapasitet uten skjærarming Vrd,c = 1,01 N/mm2		tg Ø = 0,67 rb = 0,00 Nq = 31,70 Ny = 53,69	
Største skjærspenning Ved = 0,55 N/mm2		Overført grunntrykk 293 kN/m2	
Det trengs ikke skjærarming.		Risskontroll	
		Y-retning: w/wd = 0,55	
		Z-retning: w/wd = 0,93	

Kontrollsnitt er lagt ved kant av søyle.

Grenseverdi for maks strekkspenning i overkant uten armering : 0,80 ftd

Figur 4.9.2 Stripefundament største vertikallast 2 (BTSNITT Focus)

Dataprogram: BTSNITT versjon 7.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008

	$h1$ $z3$ $z2$ $z1$	$y1 = 600$ mm $y2 = 5670$ mm $y3 = 600$ mm $z1 = 600$ mm $z2 = 200$ mm $z3 = 600$ mm $h1 = 300$ mm $h2 = 300$ mm
	Armering i Y-retning (ligger ytterst) *nomineell overdekning: 60 mm total armering, underkant: 7 d 16 i midtsone: 5 d 16 c 175 på hver kantsone: 1 d 16 c 250	
Armering i Z-retning total armering, underkant: 38 d 16 c 180		(* NS-EN 1992-1-1 4.4.1.3 Nominell overdekning bør minst være: 40 mm mot avrettet grunn 75 mm mot ikke avrettet grunn)

Materialdata og jord-data			
Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1,00	Fundamentnivå under marknivå	300 mm
Materialfaktor betong	1,50	Grunnvannsnivå over uk fundament	0 mm
Materialfaktor stål	1,15	Egenvekt av jord	18,0 kN/m3
Betongkvalitet	B30 (C 30/37)	Jordtype: Sprengstein (Tilført)	
Densitet kg/m3	2400	Materialkoeffisient (effektivsp.)	1,25
Sement i fasthetsklasse	N	Friksjonsvinkel	40,0 grader
Armering flytegrense	500	Attraksjon	2,0 kN/m2
Skjærarming flytegrense	500	Maks. mobiliserbar ruhet	0,90
Eksponeringsklasse	XC2	Minimum overdekning:	
Lite korrosjonsomfintlig armering		(min.krav + toleranse) =	(25 + 10) = 35 mm
Levetid 50 år			
Relativ fuktighet	70%		
NA.6.2.2(1)Følgende krav til tilslag er oppfylt			
(1.Største tilslag etter NS-EN 12620 D>=16mm. 2.Det grove tilslaget>=50% av total tilslagsmengde.			
3.Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet)			

Pålitelighetsklasse: 2 (brukervalgte lastfaktorer)				
Lastfaktorer	Bruksgrense	Grunnbrudd	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2
Permanent last (G)	1,00	1,00	1,00	1,00
Variabel last (P)	0,30	1,00	1,00	1,00

PSI-Faktor:
Kategori A - Bolig
Krav maks.nedboying:
Nedboying fører til skader

Figur 4.9.3 Stripefundament største horisontallast 1 (BTSNITT Focus)

Belastning i overkant av fundament. Lasttilfelle nr 1			
Permanent last		Variabel last	
Mg _y	0,0 kNm	Mp _y	0,0 kNm
Mg _z	0,0 kNm	Mp _z	0,0 kNm
Vg _y	0,0 kN	Vp _y	497,0 kN
Vg _z	0,0 kN	Vp _z	0,0 kN
Ng	-2725,0 kN	Np	0,0 kN

Kontroll av likevekt (velting)
z-retning: Mvelt/Mstabil = 0,00
y-retning: Mvelt/Mstabil = 0,03
Vekt av fundament: lastfaktor = 0.9
Vekt av overliggende jord er ikke medregnet

Lastfaktorer
fg=0,9 fp=1,5

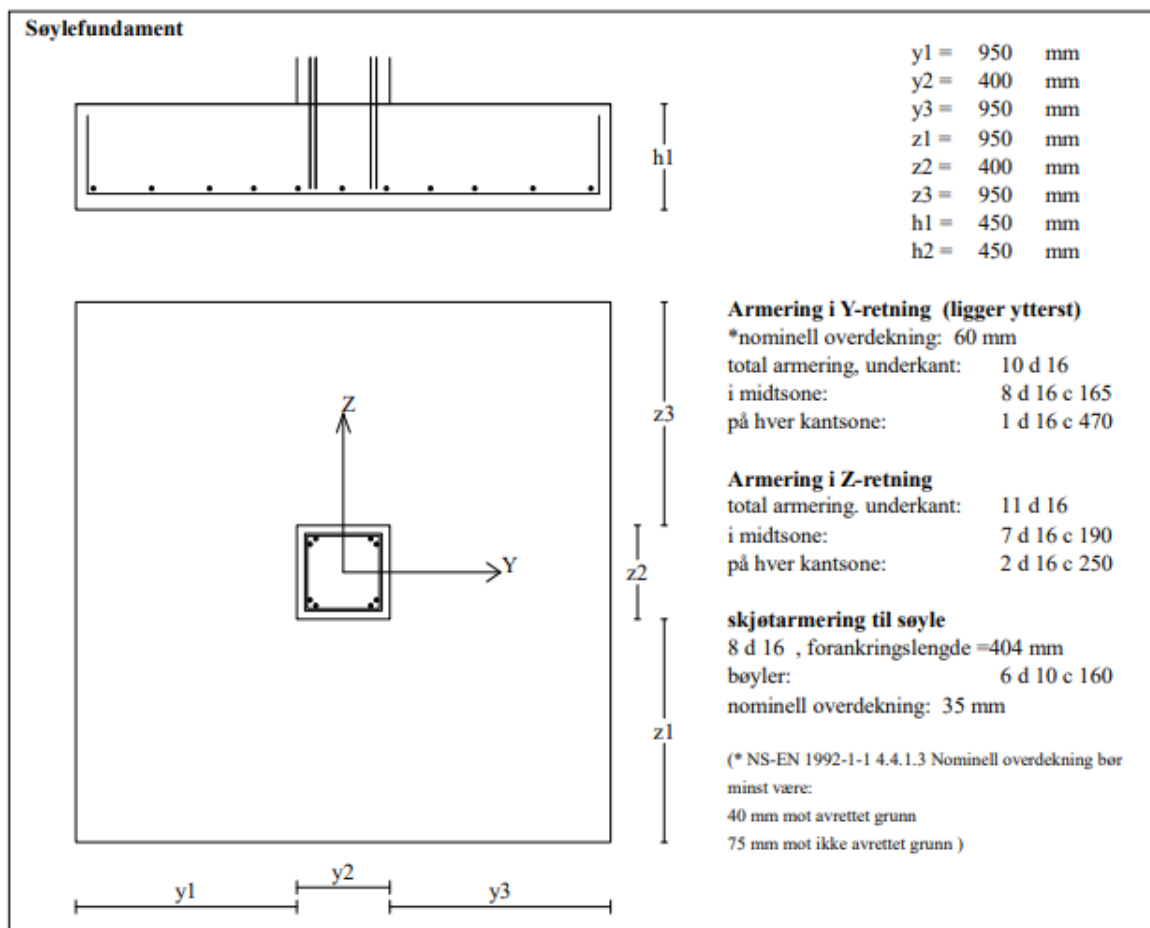
Positiv moment-og kraftvektorer i Y og Z-retning. Positiv Ng og Np peker oppover.

Moment -og skjærkontroll i bruddgrensetilstand		Kontroll av grunntrykk	
Y-retning: Mz = -72,5 kNm	Mz/Md _z = 0,55	Ugunstigste lasttilfelle: 1	
Z-retning: My = -350,4 kNm	My/Md _y = 0,55	Bæreevne 314 kN/m ²	
Kontroll av gjennomlokking i avstand d fra søylekant		tg Ø=0,67 rb=0,26 Nq=22,03 Ny=27,39	
Trykkbruddkontroll langs søylekant: V/Vd = 0,29		Overført grunntrykk 295 kN/m ²	
Skjærkraftkapasitet uten skjæramering Vrd,c=1,05 N/mm ²		Risskontroll	
Største skjærspenning Ved=0,56 N/mm ²		Y-retning: w/wd = 0,84	
Det trengs ikke skjæramering.		Z-retning: w/wd = 1,00	

Kontrollsnitt er lagt ved kant av søyle.

Grenseverdi for maks strekkspenning i overkant uten armering : 0,80 ftd

Figur 4.9.4 Stripefundament Største horisontallast 2 (BTSNITT Focus)



Materialdata og jord-data			
Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1,00	Fundamentnivå under marknivå	0 mm
Materialfaktor betong	1,50	Grunnvannsnivå over uk fundament	0 mm
Materialfaktor stål	1,15	Egenvekt av jord	18,0 kN/m ³
Betongkvalitet	B30 (C 30/37)	Jordtype: Sprengstein (Tilført)	
Densitet kg/m ³	2400	Materialkoeffisient (effektivsp.)	1,25
Sement i fasthetsklasse	N	Friksjonsvinkel	40,0 grader
Armering flytegrense	500	Attraksjon	2,0 kN/m ²
Skjærarmering flytegrense	500	Maks. mobiliserbar ruhet	0,90
Eksponeringsklasse	XC2	Minimum overdekning:	
Lite korrosjonsømfintlig armering		(min.krav + toleranse) = (25 + 10) = 35 mm	
Levetid 50 år			
Relativ fuktighet	70%		
NA.6.2.2(1)Følgende krav til tilslag er oppfylt			
(1.Største tilslag etter NS-EN 12620 D>=16mm. 2.Det grove tilslaget>=50% av total tilslagsmengde.			
3.Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet)			

Figur 4.9.5 Punktfundament maks side 1 (BTSNITT Focus)

Pålitelighetsklasse: 2 (brukervalgte lastfaktorer)					
Lastfaktorer	Bruksgrense	Grunnbrudd	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2	PSI-Faktor: Kategori A - Bolig Krav maks.nedbøyning: Nedbøyning fører til skader
Permanent last (G)	1,00	1,20	1,35	1,20	
Variabel last (P)	0,30	1,50	1,05	1,50	

Belastning i overkant av fundament. Lasttilfelle nr 1					
Permanent last		Variabel last		Kontroll av likevekt (velting)	Lastfaktorer
Mg_y	0,0 kNm	Mp_y	0,0 kNm	z-retning: Mvelt/Mstabil =0,00	
Mg_z	0,0 kNm	Mp_z	0,0 kNm	y-retning: Mvelt/Mstabil =0,00	
Vg_y	0,0 kN	Vp_y	0,0 kN	Vekt av fundament: lastfaktor = 0,9	
Vg_z	0,0 kN	Vp_z	0,0 kN	Vekt av overliggende jord er ikke medregnet	
Ng	-681,9 kN	Np	-120,3 kN		

Positiv moment-og kraftvektorer i Y og Z-retning. Positiv Ng og Np peker oppover.

Moment -og skjærkontroll i bruddgrensetilstand		Kontroll av grunntrykk	
Y-retning: Mz = -205,4 kNm	Mz/Md_z = 0,65	Ugunstigste lasttilfelle: 1	
Z-retning: My = -205,4 kNm	My/Md_y = 0,62	Bæreevne 448 kN/m2	
Kontroll av gjennomlokking i avstand d fra søylekant		tg Ø=0,67 rb=0,00 Nq =31,70 Ny =41,99	
Trykkbruddkontroll langs søylekant: V/Vd =0,49		Overført grunntrykk 202 kN/m2	
Skjærkraftkapasitet uten skjærarming Vrd,c=0,88 N/mm2		Risskontroll	
Største skjærspenning Ved=0,56 N/mm2		Y-retning: w/wd =0,91	
Det trengs ikke skjærarming.		Z-retning: w/wd =0,92	

Kontrollsnitt er lagt ved kant av søyle.

Grenseverdi for maks strekkspenning i overkant uten armering : 0,80 ftd

Figur 4.9.6 Punktfundament maks side 2 (BTSNITT Focus)

Forklaring:

Største vertikallast på stripefundament, største horisontallast av stripefundament og største last på punktfundamentet ser vi at vi ikke trenger skjærarming på ingen av disse. Bæreevnen til hver av dem er sterk nokk for å klare å håndtere bygningen slik.

4.10 Eksoneringsklasse, materiale og overdekning

Verdiene er hentet fra NS-EN 1992-1-1

Eksponeringsklasse → XC1 – Tørt eller permanent vått – Betong inne i bygningen med lav luftfuktighet. Betong som er permanent neddykket i vann. [37, s. 48]

Materialer →

Betong (Bruker fasthetsklasse B35)

$$f_{ck} := 35 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ctm} := 3.2 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ctk.0.05} := 2.2 \text{ N/mm}^2 \quad [38, s. 29]$$

$$E_c := 3400 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_c := 1.5 \quad \alpha_{ct} := 0.85 \quad \alpha_{cc} := 0.85$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 19.83 \text{ MPa}$$

Formel 4.10.1 Design trykkstyrke

$$f_{ctd} := \alpha_{ct} * \frac{f_{ctk.0.05}}{\gamma_c} = \mathbf{1.25 MPa}$$

Formel 4.10.2 Design strekkstyrke

Søyle → Betong (Bruker fasthetsklasse B45)

$$f_{ck} := 45 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ctm} := 3.8 \text{ N/mm}^2$$

Armeringsstål B500NC → $f_{yk} := 500 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_s := 1.15$ $E_s := 200\,000 \text{ N/mm}^2$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \mathbf{434,783 MPa}$$

Formel 4.10.3 Design flytegrense

Overdekning →

$$c_{\min} := 50 \text{ mm} \quad \Delta c_{\text{dev}} := 10 \text{ mm} \quad c_{\text{nom}} := c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} = \mathbf{60 \text{ mm}} \quad [39]$$

5 BYGNINGSFYSIKK

Bygningsfysikk beregning er gjort på programvaren Simien også er det skrevet et premissnotat som blir gjort etter hver setting av energimerke, som blir da sendt til kunden. Premissnotat er et tidlig dokument som er hensiktsmessig for å legge frem beskrivelse av ytelser og med Figur av tekniske løsninger for hvordan kuldebroer skal unngås og vannet ledes vekk fra bygningskroppen på en sikker måte, for å unngå fuktproblemer på kort og lang sikt.

5.1 GENERELT

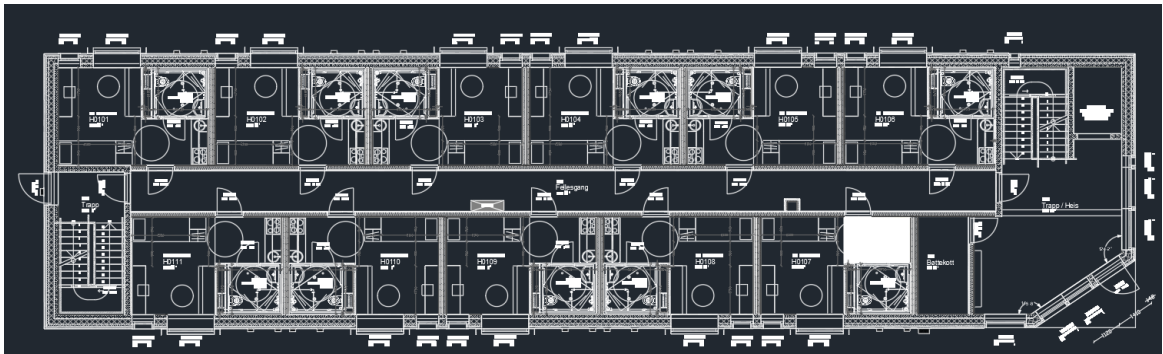
Liten oppsummering av bygget før vi fortsetter til krav for energimerking.

5.1.1 Prosjektet

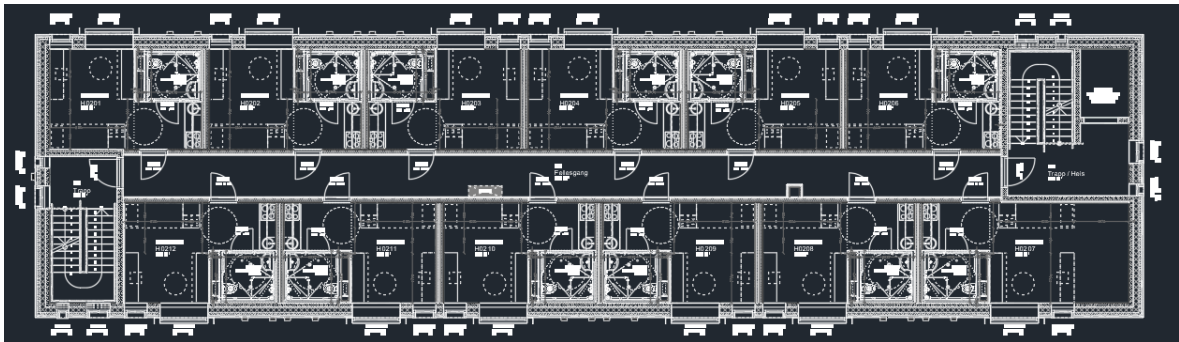
SIS studentbolig har 5 etasjer med 59 boenheter nær UiS på Ullandhaug. Det skal komme en boligblokk for studenter som studerer i Stavanger. Bygget skal energimerkes i energiklasse A, med henhold til TEK17 krav. Hele bygget er over bakkenivå



Figur 5.1.1- Fasade Sør (AutoCAD)



Figur 5.1.2- Plantegning 1. Etasje (AutoCAD)



Figur 5.1.3- Plantegning 2-5. Etasje (AutoCAD)

5.1.2 Grensesnitt mot andre prosjekterende

- Detaljer og implementering av løsninger utføres av ARK/RIB
- Ventilasjon, oppvarming og kjøling ivaretas av RIV
- Drenering prosjekteres av RIV

5.1.3 Ansvarsområdet

- Bygningsfysisk prosjektering §13 og 14

5.2 MYNDIGHETSKRAV

Dette kapittelet omtaler krav stilt i forskrift om tekniske krav til byggverk (TEK17)[40]

5.2.1 Termisk inneklima

Både høy og lav lufttemperatur kan forårsake komfort- og helseproblem.

Det anbefales at lufttemperaturen så langt mulig holdes under 22°C når det er oppvarmingsbehov (§13-4). Normalt RIV sitt ansvar.

Passive tiltak som kan bidra til å unngå overtemperatur er f.eks.:

- Redusert vindusareal i solbelastede fasader
- Utvendig solskjerming
- Åpningsbare vinduer som gir mulighet for gjennomlufting
- Plassering av luftinntak/utforming av ventilasjonsanlegg slik at temperaturstigning i anlegget på grunn av høy utetemperatur blir minimal ($<2^{\circ}\text{C}$).

5.2.2 Radon

Radonkonsentrasjonen i inneluft skal ikke overstige 200Bq/m^3 (§13-5)

Følgende skal minst være oppfylt:

1. Bygning beregnet for varig opphold skal ha radonsperre mot grunnen.
2. Bygning beregnet for varig opphold skal tilrettelegges for egnet tiltak i byggegrunn om kan aktiveres når radonkonsentrasjon i inneluft overstiger 100Bq/m^3

5.2.3 Lys

Byggverk skal ha tilfredsstillende tilgang på lys uten sjenerende varmebelastning.

Rom for varig opphold skal ha vindu som gir tilfredsstillende tilgang på dagslys, med mindre virksomheten tilsier noe annet (§13-7).

Preaksepterte ytelser:

1. Krav til dagslys kan verifiseres enten ved beregning som bekrefter at gjennomsnittlig dagslysfaktor er minimum 2%, eller ved at rommets dagslysflate utgjør minimum 10% av bruksarealet. Ved bruk av gjennomsnittsverdi for dagslysfaktor oppnås et godt utgangspunkt for tilfredsstillende tilgang på dagslys i alle typer rom, uavhengig av størrelse.
2. For bruksendring som omfattes av vilkårene i § 1-2 åttende legg, kan kravet til dagslys oppfylles ved at hvert rom har minst ett vindu mot det fri. Vinduet må ha høyde minimum 0,6m og bredde minimum 0,5m. Summen av høyde og bredde må være minimum 1,50m.

Normalt er dette underlagt arkitekturprosjekteringen.

5.2.4 Fukt

TEK17 §13-14 Generelle krav om fukt

Grunnvann, overflatevann, nedbør, bruksvann og luftfuktighet skal ikke trenge inn og gi fuktskader, mugg- og soppdannelse eller andre hygieniske problemer.

Det skal sikres at fukt fra grunnen ikke trenger inn i konstruksjonen, enten ved tilstrekkelig drenering eller ved bruk av vanntette konstruksjoner mot grunnen. Overflatevann skal ledes bort fra bygget og hindres fra å bli stående mot bygningsdeler.

Det skal sikres mot inntrenging av nedbør i bygningsdeler som ikke gir mulighet for uttørking. Nedbør som trenger inn i konstruksjonen skal kunne dreneres bort eller tørke ut naturlig.

Tak skal utformes med tilstrekkelig fall og avløp slik at regn og smeltevann renner av, og slik at snøsmelting ikke fører til skadelig ising.

Bygningsdeler og konstruksjoner skal prosjekteres og utføres slik at de ikke blir skadelig oppfuktet av kondensert vanndamp fra inneluften.

Materialer og konstruksjoner skal være så tørre ved innbygging/forsegling at det ikke oppstår problemer med mugg- og soppdannelse, nedbrytning av organiske materialer eller økt avgassing.

Våtrom skal utføres slik at det ikke oppstår skade på konstruksjoner og materialer på grunn av vannsøl, lekkasjevann og kondens. Følgende skal minst være oppfylt:

- Våtrom skal ha sluk og gulv med tilstrekkelig fall mot sluk for de deler av gulvet som må antas å bli utsatt for vann i brukssituasjonen. Rom med sluk skal være utformet slik at eventuelt lekkasjevann ledes til sluk.
- I våtrom skal bakenforliggende konstruksjoner som kan påvirkes negativt av fukt være beskyttet av et egnet vanntett sjikt. Gjennomføringer skal ikke svekke tettheten. Materialer velges slik at faren for mugg- og soppdannelse er minimal.
- I rom som ikke har sluk og vanntett gulv, skal vanninstallasjoner ha overløp eller tilsvarende sikring mot fuktskader. Gulv og vegger som kan komme til å bli utsatt for vannsøl, lekkasjevann eller kondens, skal utføres med fuktbestandige materialer.

- Rom uten sluk skal utformes slik at eventuelle lekkasjer synliggjøres.
- Vegger med innebygde sisterner eller lignende skal sikres mot fuktinntrengning fra lekkasjer fra installasjonen. Eventuelle lekkasjer skal synliggjøres og i andre rom enn våtrom skal lekkasjen føre til automatisk avstengning av vannet.

5.2.5 Krav til energi, TEK17

§14-1 Generelle krav

1. Bygning skal prosjekteres og utføres slik at det tilrettelegges for forsvarlig energibruk.
2. Energikravene gjelder for bygningens oppvarmede bruksareal.
3. U-verdier skal beregnes som gjennomsnitt for de ulike bygningsdelene.
4. For bygning eller del av en bygning som skal holde lav innetemperatur, gjelder ikke energikravene dersom energibehovet holdes på et forsvarlig nivå.

§14-2 Krav til energieffektivitet

1. Det totale netto energibehovet for bygningen skal ikke overstige energirammene i tabell 1 samtidig som kravene i §14-3 oppfylles.

Tabell 5.2.1 Energiramme

Bygningskategori	Maksimum netto energibehov
Boligblokker	95 kWh/m ² oppvarmet BRA pr. år

2. For boligbygning kan kravet til energieffektivitet som alternativ til første ledd, oppfylles ved å følge punktene 1-9 i tabellen. Energiltakene kan fravikes forutsatt at bygningens varmetapstall ikke øker, samtidig som kravene i § 14-3 oppfylles.

Tabell 5.2.2 Energiltak

	Energiltak	Småhus	Boligblokk
1	U-verdi yttervegg [W/m ² K]	≤ 0,18	≤ 0,18
2	U-verdi tak [W/m ² K]	≤ 0,13	≤ 0,13
3	U-verdi gulv [W/m ² K]	≤ 0,10	≤ 0,10
4	U-verdi vidner og dører [W/m ² K]	≤ 0,80	≤ 0,80
5	Andel vindus- og dørareal av oppvarmet BRA	≤25%	≤25%
6	Årsgjennomsnittlig temperaturvirkningsgrad for varmegjenvinner i ventilasjonsanlegg (%)	80%	80%
7	Spesifikk vifteeffekt i ventilasjonsanlegg (SFP) [kW/m ³ s]	≤1,5	≤1,5
8	Luftlekkasjetall per time ved 50 Pa trykkforskjell	≤0,6	≤0,6
9	Normalisert kuldebroverdi, der m ² angis som oppvarmet BRA [W/m ² K]	≤0,05	≤0,07

§14-3 Minimumskrav til energieffektivitet

1. Verdier i tabell 3 skal oppfylles

Tabell 5.2.3 Minimumskrav TEK17

U-verdi yttervegg [W/(m ² K)]	U-verdi tak [W/(m ² K)]	U-verdi gulv på grunn og mot det fri [W/(m ² K)]	U-verdi vindu og dør inkludert karm/ramme [W/(m ² k)]	Lekkasjetall ved 50 Pa trykkforskjell (luftvekslinger pr. time)
≤ 0,22	≤ 0,18	≤ 0,18	≤ 1,2	≤ 1,5

§14-4 Krav til løsninger for energiforsyning

1. Det er ikke tillatt å installere varmeinstallasjon for fossilt brensel.
2. Bygning med over 1000m² oppvarmet BRA skal

Ha energifleksible varmesystemer, og

tilrettelegges for bruk av lavtemperatur varmeløsninger

5.3 PROSJEKTSPEISIFIKKE KRAV

Tiltakene som er gjennomført med hensyn til TEK17 krav er gitt i underkapitlene.

5.3.1 Isolasjonskvaliteter

Tabell 5.3.1 Isolasjonskvaliteter og u-verdier

Bygningsdel - Butikk	U-verdi [W/(m ² K)]	Oppbygging konstruksjon
Gulv mot grunn (ekvivalent u-verdi som inkl. Varmemotstand til grunnen)	0,10	300mm kontinuerlig isolasjon $\lambda_d=0,031$ W/mK. Ekvivalent u-verdi beregnet i Simien
Gulv mot friluft	0,21	150mm kontinuerlig isolasjon $\lambda_d=0,031$ W/mK
Yttervegger - Sandwichelementer	0,16	200mm isolasjon $\lambda_d=0,031$ W/mK. Prefabrikert veggelementer i betong.
Vindu	0,80	Gjennomsnittlig u-verdi for vinduer/dører
Tak	0,10	Gjennomsnittlig 300mm trykkfast isolasjon $\lambda_d=0,038$ W/mK

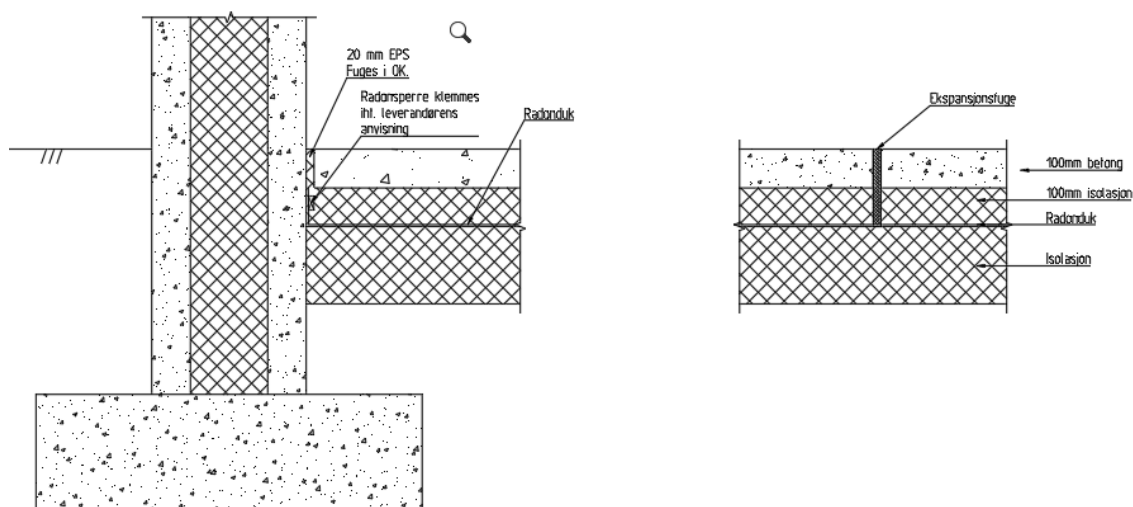
Andre verdier			
Normalisert kuldebroverdi [W/m ² K]	0,09		Standardverdi fra NS 3031:2014, tabell A.4
Lekkasjetall, n ₅₀ [h ⁻¹]	0,60		Trykktest gjennomføres I utførelsesfasen iht. NS-EN ISO 9972:2015
Energiforsyning			Varmepumpe - vann-vann, varme fra jord, berg

5.3.2 Radonbrønn

Dimensjonering og plassering av radonbrønner ivaretas av RIR som sekundærtiltak.

5.3.3 Radonduk

Byggdetaljblad «520.706 Sikring mot radon ved nybygging» benyttes for prosjektering av radonsperre. For tetting av gjennomføringer følges monteringsanvisning til produktet som velges.

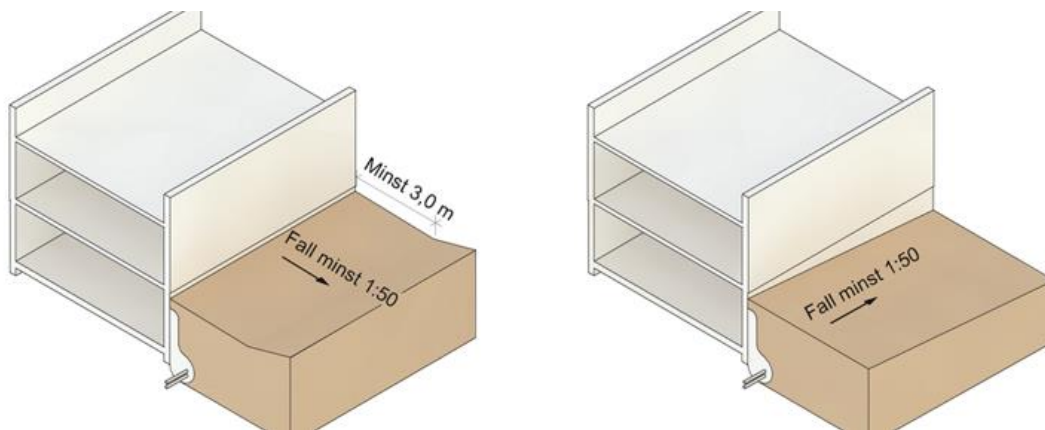


Figur 5.3.1 Eksempel på plassering og klemlist for radonsperre ved ringmur og i gulv.

5.3.4 Fuktsikring

Overflatevann

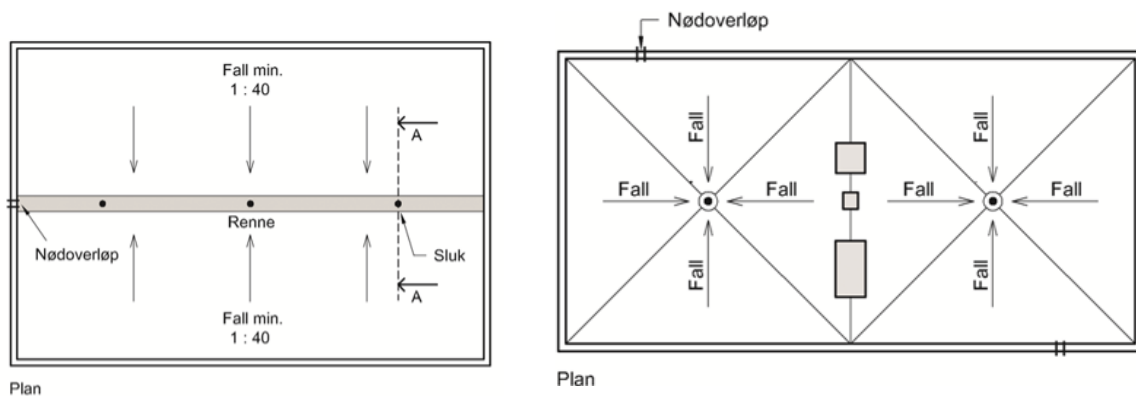
For å sikre at vann fra terrenget ikke blir stående mot bygget skal terrenget planeres med minimums fall ut fra bygget på 1:50 over 3m. Eventuelle utvendige tak nedløp skal fortrinnsvis ledes direkte ned i overvannssystemet. Alle utvendige nedløp skal sikres mot skader fra forbigående trafikk.



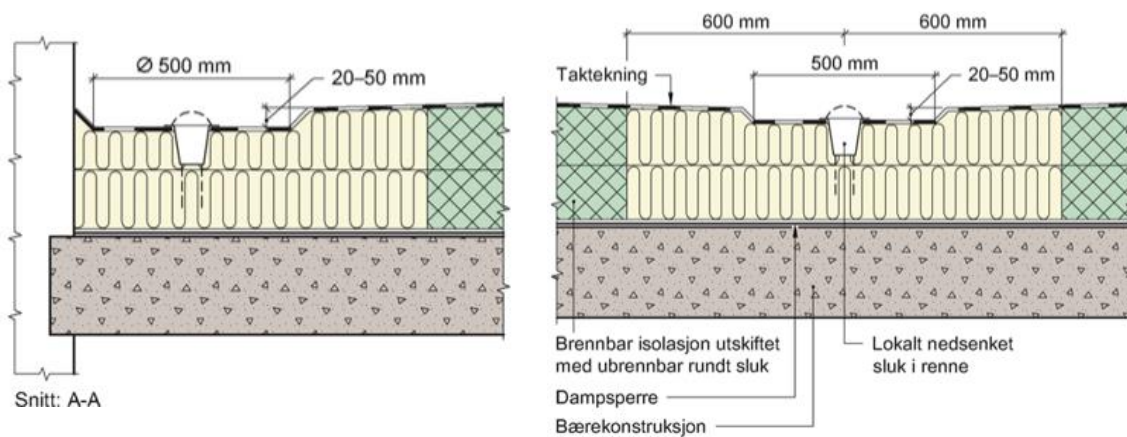
Figur 5.3.2 Eksempel på fall på terreng. (Kilde: Sintef Byggforsk)

Yttertak

Tak utføres som skrått kompakt tak med innvendig nedløp. Fall mot sluk eller slukrenner skal være større eller lik 1:40, fall i slukrenner skal være større eller lik 1:60. Motfallet skal være større eller lik 1:5. Vann skal som hovedregel ledes bort fra oppstikkende bygningsdeler som vegg eller gesims.



Figur 3 - Eksempel på fall, sluk og renner for kompakte tak. (Kilde: Sintef Byggforsk)



Figur 4 - Eksempel slukplassering og fall ved yttervegg og renne (Kilde: Sintef Byggforsk)

Overgang mellom bygningsdeler og gjennomføringer

Overganger mellom bygningsdeler skal fuktsikres med to-trinns tetting, fortrinnsvis med beslag eller kledningsbord. Spesielt sårbare punkter, som f.eks. overgang mellom ulike tetteprodukter, skal detaljeres spesielt.

Slike overganger kan være:

- Overgang ved gesims mellom vindsperre på vegg og taktekking
- Overgang fra laverestående tak og vegg
- Overgang mellom vindsperre og vindu
- Overgang mellom materialer i fasade

Membran på tak skal føres minimum 150mm opp på vegg eller gesims og overlape veggens vindsperre.

Ved overgang mellom tak og vegg skal det som hovedregel fall bort fra vegg, min 1:5 over 500mm.

5.4 Resultater energieuvaluering

Ved å følge oppbygging som beskrevet i kapittel 5.3.1 vil tiltaket tilfredsstille byggeforskriftens energikrav.

Tabell 5.4.1 Evaluering for resultater i energikrav

Evalueringsav	Resultater av evaluering	Beskrivelse
Energiltak	Bygningen tilfredsstiller kravene til energiltak i §14-2 (2)	
Varmetapsramme	Bygningen tilfredsstiller omfordeling energiltak (varmetapstall) ihht. §14-2 (2)	
Energiramme	Bygningen tilfredsstiller energirammen ihht. §14-2 (1)	
Minstekrav	Bygningen tilfredsstiller minstekravene i §14-3	
Luftmengde ventilasjon	Luftmengdene tilfredsstiller minstekravene gitt i NS3031:2014 (tabell A.6)	
Energiforsyning	Fossilt brensel benyttes ikke i oppvarmingsanlegget (§14-4)	
Samlet evaluering	Bygningen tilfredsstiller byggeforskriftens energikrav	

Tabell 5.4.2 U-verdier for energikrav

Beskrivelse	Energiltak (§14-2(2))	Verdi	Krav
Samlet glass-, vindus og dørareal delt på bruksarealet [%]		14,8	25,0
U-verdi yttervegger [W/m ² K]		0,16	0,18
U-verdi tak [W/m ² K]		0,10	0,13

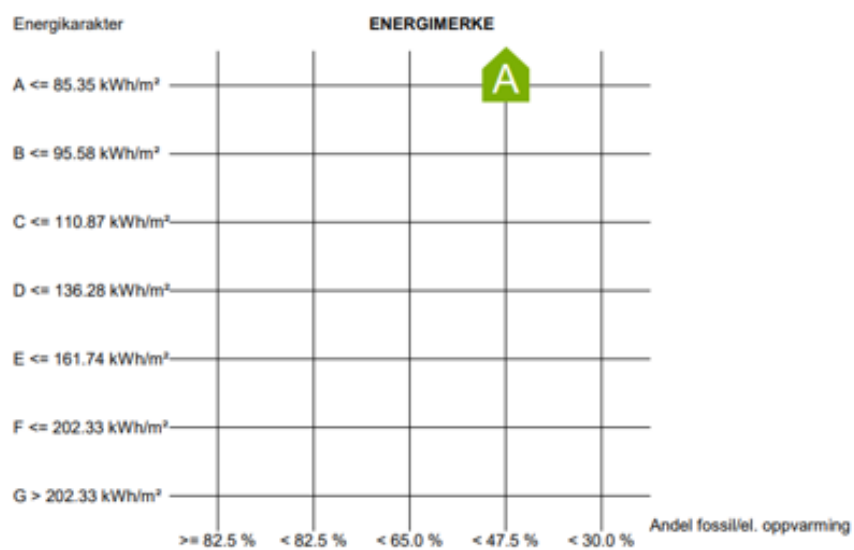
U-verdi gulv mot grunn og mot det fri [W/m ² K]	0,09	0,10
U-verdi glass/vinduer/dører [W/m ² K]	0,80	0,80
Normalisert kuldebroverdi [W/m ² K]	0,07	0,07
Lekkasjetall (lufttetthet ved 50 Pa trykkforskjell) [luftvekslinger per time]	0,6	0,6
Årsmidler temperaturvirkningsgrad varmegjenvinner ventilasjon [%]	81	80
Spesifikk vifteeffekt (SFP) [kW/m ² /s]:	1,50	1,50

Tabell 5.4.3 Varmetapstall for energitiltak

Beskrivelse	Omfordeling energitiltak (§14-2(2), varmetapstall)	Verdi	Krav
Varmetapstall yttervegger		0,10	0,10
Varmetapstall tak		0,02	0,03
Varmetapstall gulv på grunn/mot det fri		0,01	0,02
Varmetapstall glass/vinduer/dører		0,12	0,20
Varmetapstall kuldebroer		0,07	0,07
Varmetapstall infiltrasjon		0,04	0,04
Varmetapstall ventilasjon		0,13	0,13
Totalt Varmetapstall		0,49	0,58

Tabell 5.4.4 Minstekrav for energitiltak

Beskrivelse	Minstekrav (§14-3)	Verdi	Krav
U-verdi yttervegger [W/m ² K]		0,16	0,22
U-verdi tak [W/m ² K]		0,10	0,18
U-verdi gulv mot grunn og mot det fri [W/m ² K]		0,09	0,18
U-verdi glass/vinduer/dører [W/m ² K]		0,8	1,2
Lekkasjetall (lufttetthet ved 50 Pa trykkforskjell) [luftvekslinger per time]		0,6	1,5



Beregnet levert energi normalisert klima: 55.33 kWh/m²
Sum andel el/olje/gass av netto oppvarmingsbehov: 37.2 %

Figur 5.4.1 Resultater energieuvaluering SIS studentbolig (Simien)

5.5 Krav til utførelse

- Alle produkter som skal benyttes til damp- og lufttetting, isolasjon eller lignende skal ha dokumenterte egenskaper.
 - Alle produkter skal benyttes iht. leverandørens anvisninger.
 - Fuktskadene materialer skal forkastes.
 - Produkter som benyttes i direkte sollys skal være dokumentert UV-bestandige.
 - Materialer skal transporteres og lagres slik at de ikke utsettes for fuktighet eller direkte sollys, eller på annen måte brytes ned av vær og vind. Fuktømtåelige materialer som blir utsatt for direkte fuktighet skal fjernes fra byggeplassen.
 - TEK17 §13-19 Byggfukt skal dokumenteres ved fuktmåling (jfr. Veiledning til TEK17)
- Relativ fuktighet i betongkonstruksjoner skal dokumenteres ved måling iht NS 3511 før eventuell overflatebehandling.
 - Fuktighet i innbyggede trematerialer skal dokumenteres ved måling etter NS3512. Relativ fuktighet skal ikke overstige 20%. Trematerialer i bygningsdeler med lav uttørring skal ikke ha fuktinnhold over 15% ved innbygging. Dette gjelder blant annet bunnsvill i yttervegg.
 - Alle sperresjikt skal kontrolleres visuelt før innbygging
 - Montasje av fuktabsorberende eller fuktømtåelige materialer skal unngås før «tett bygg».
 - Tettesjikt i våtrom skal utføres av kvalifisert personell.

Bygningen tilfredsstillende karakter A når det gjelder levert energi. Forskriften fastsetter at de skal gjennomføres tetthetsmåling for å verifisere oppgitt lekkasetall.

Tetthetsmålinger for dokumentasjon av infiltrasjon skal utføres på et stadia hvor det fortsatt er muligheter for utbedring av konstruksjonene. Samtidig med tetthetsmåling anbefales det at det utføres termografering for å tydeliggjøre lekkasjer og kuldebroer.

- Tetthetsmålinger skal utføres etter NS-EN 13829:2000+NS2010. Krav til tetthet: $n_{50} < 1,5$ oms/t
- Termografering utføres etter NS-EN 13187:1998

6 Konklusjon

I samarbeid med Vial AS har vi utvekslet data og kommet til mål med en studentbolig som er klar for oppføring. Det har blitt utført dimensjonering og modellering henhold til TEK17. I etterkant har det blitt kjørt ulike analyseringer for å sjekke stabiliteten til bygget i ulike omstendigheter.

Det må bli utført solid arbeid under konstruksjon av et bygg for å unngå konsekvenser og økonomisk sammenbrudd. I denne rapporten utelot vi delvis økonomistyringen for materialbruk og konstruksjonstid, og satte søkelys på byggets oppbygging. Gjennom beregninger og evalueringer har vi tatt i bruk materialer og dimensjoner som vil klare å håndtere laster bygget vil bli rammet av. Modelleringen av SIS bolig har blitt utført mesteparten i Revit og delvis i AutoCAD. Analysing på stabilitet og ulike lastforhold har blitt kjørt i FEM-Design. For boligen er det blitt brukt hulldekke HD200 for taket og HD265 for etasjeskiller. Det er 2 typer yttervegger i prosjektet, yttervegger av sandwichelementer og normale yttervegger som befinner seg der søylene er plassert. Bærende skiver er dimensjonert i sandwichelementer som har veldig godt omdømme i store konstruksjoner. Dette skyldes i all hovedsak av at den også bidrar som bærende skiver samtidig som den har god evne til å håndtere varme, lyd og brann. I utgangspunktet ville Vial AS anvende yttervegger som bæresystem som i deres tilfelle skapte utfordring over vinduer hvor de måtte benytte stålprofil i form av «L», og utførte beregninger og ressurser for å unngå brudd. Vi derimot valgte å bruke betongsøyler, bærende betongskive og stålbjelker som bæresystem for å sette sikkerhet i høysetet. Ut ifra beregning og resultater kom vi frem til å bruke Ø400 ved hovedinngangen mens Ø300 ble brukt for resten av bygget. For bjelker ble det valgt IPE100 for best mulig kapasitet fra resultater vi fikk fra analysing. Bjelkene over hovedinngangen er IPE120 som tilfredsstiller byggets krav til stabilitet. Hulldekker, søyler, bjelker og alle materialer som blir brukt på en konstruksjon er i samarbeid med hverandre. Dette bidrar til å holde bygget stødig. Dermed er disse elementene nyttig til å ta opp disse laster, og overføre videre til grunnivået der fundamentplanen kommer inn i bildet. Stripefundament er valgt for å bruke under sandwichelementene, og punktfundament under søylene.

Til slutt har vi analysert frem til å ha energimerke A med de nødvendige kravene. Det har blitt bestemt isolasjonstykkelse og U-verdier på dører og vinduer som ble brukt på bygningsfysikk delen. Prosjektet oppfyller byggeforskriftenes krav (TEK17) og er dermed klar for oppføring.

7 Referanser

- [1] Nå bygges det enda flere studentboliger på Ullandhaug.
<https://www.byas.no/aktuelt/i/oWkwjg/naa-bygges-det-enda-flere-studentboliger-paa-ullandhaug> (åpnet 10. februar 2022).
- [2] Ingen flere ledige studentboliger i Stavanger.
<https://www.aftenbladet.no/lokalt/i/w82r6o/ingen-flere-ledige-studentboliger-i-stavanger> (åpnet 10. februar 2022).
- [3] NS-EN 1990 TABELL NA.A1.2(C) Dimensjonerende verdier for laster,
- [4] NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, tabell NA.A2.3,
- [5] NS-EN 1991-1-1 2002 Na 2008 Laster på konstruksjoer Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger.
- [6] Eurokode : Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner = Eurocode : Basis of structural design (Norsk Standard). Lysaker: Standard Norge, 2008.,
- [7] NS-EN 1990-2002 NA 2008 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.
- [8] 471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler - Byggforskserien.
https://www.byggforsk.no/dokument/215/egenlaster_for_bygningsmaterialer_byggevarer_og_bygningsdeler?gclid=Cj0KCQiAjJOQBhCkARIsAEKMtO3bUPqAaJJA1fKOjskz7JWmdRgxNjJdzpDnW-z_jVF86M6lt8HFgjEaAkksEALw_wcB (åpnet 10. februar 2022).
- [9] 471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler - Byggforskserien.
https://www.byggforsk.no/dokument/215/egenlaster_for_bygningsmaterialer_byggevarer_og_bygningsdeler (åpnet 10. februar 2022).
- [10] Hvilken betong skal jeg velge? - Unicon.no. <https://www.unicon.no/vanlige-sporsmal/valg-av-betongtype/hvilken-betong-skal-jeg-velge/> (åpnet 10. februar 2022).
- [11] <https://www.hytteavisen.no/du-boer-kanskje-sjekke-hyttetaket.4542021-49617.html>.
- [12] Tabell 6 471.043 Vindlaster på bygninger,
- [13] Seismic Waves: Definition, Types, Examples, and Diagram, *Science Facts*, 11. april 2020. <https://www.sciencefacts.net/seismic-waves.html> (åpnet 13. april 2022).
- [14] Nelfo 2012.
- [15] BoligprodusentensForening 2011.
- [16] Ove Sletten - Focus Software AS, 29. mai 2020. <https://www.focus.no/produkter/ove-sletten/> (åpnet 13. april 2022).
- [17] Revit | BIM-programvare | Autodesk offisiell nettbutikk.
<https://www.autodesk.no/products/revit/overview> (åpnet 13. april 2022).
- [18] AutoCAD-programvare | Se priser og kjøp den offisielle AutoCAD 2023-programvaren | Autodesk. <https://www.autodesk.no/products/autocad/overview> (åpnet 11. mai 2022).
- [19] 3D Structural Design & Analysis Software - FEM-Design, *StruSoft*.
<https://strusoft.com/software/3d-structural-analysis-software-fem-design/> (åpnet 13. april 2022).

- [20] Energiberegningsprogram | Simenergi. <https://simenergi.no/produkt/> (åpnet 13. april 2022).
- [21] Direktoratet for byggkvalitet. <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/11/ii/11-4/> (åpnet 14. februar 2022).
- [22] https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BindB/Del_2/B12/12_3_1.pdf.
- [23] 471.043 Vindlaster på bygninger - Byggforskserien.
https://www.byggforsk.no/dokument/3118/vindlaster_paa_bygninger (åpnet 10. februar 2022).
- [24] Dekker av betong- og lettbetongelementer - 522.881
https://www.byggforsk.no/dokument/346/dekker_av_betong_og_lettbetongelementer.
- [25] https://www.byggforsk.no/dokument/361/yttervegger_av_bindingsverk_varmeisolering_og_tetting.
- [26] Byggelementer i fasade -
https://www.byggforsk.no/dokument/367/betongelementer_i_fasader.
- [27] <http://rosabloggen.alexander.no/?tag=stripefundament>.
- [28] <https://www.boligsmart.no/pris/stope-sale>.
- [29] 471.041 Snølast på tak. Dimensjonerende laster - Byggforskserien.
https://www.byggforsk.no/dokument/216/snoelast_paa_tak_dimensjonerende_laster (åpnet 10. februar 2022).
- [30] Informasjon fått fra Vial AS.
- [31] NS-EN 1991-1-4 2005 NA 2009 Laster på konstruksjoner Del 1-4 Allmenne laster Vindlaster,
- [32] Informasjon fått fra Norconsult.
- [33] NS-EN 1998-1:2004+A1+NA Figur NA.3.
- [34] *Eurokode 8 NS-EN 1998-1:2004+A1+NA*.
- [35] <https://dekkesystemer.no/hulldekker/om-hulldekke/>.
- [36] NS-EN 1992-1-1.
- [37] NS-EN 1992-1-1 tabell 4.1,
- [38] NS-EN 1992-1-1 tabell 3.1,
- [39] NS-EN 1992-1-1 Tabell NA4.4N.
- [40] <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/>.