

Daniel Bø
Jenny Synnøve Hagemoen
Ricardo Nava

Sammenligning av bæresystemer for en boligblokk på Leira

Mai 2020

NTNU

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk

Bacheloroppgave

2020



Daniel Bø
Jenny Synnøve Hagemoen
Ricardo Nava

Sammenligning av bæresystemer for en boligblokk på Leira

Bacheloroppgave
Mai 2020

NTNU
Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk



Oppgavens tittel: Sammenligning av bæresystemer for en boligblokk på Leira <i>En sammenligningsstudie med fokus på utnyttelsesgrad i forhold til materialvalget i to ulike bæresystem</i>	Dato: [19.05.20] Antall sider i rapporten: [78] Antall sider i vedlegg: [64]			
	<table border="1"> <tr> <td>Masteroppgave:</td> <td>Bacheloroppgave</td> <td>x</td> </tr> </table>	Masteroppgave:	Bacheloroppgave	x
Masteroppgave:	Bacheloroppgave	x		
Navn: Daniel Bø Jenny Synnøve Hagemoen Ricardo Nava				
Veileder: Marthin Landgraff				
Eventuelle eksterne faglige kontakter/ veiledere: Runar Slålien, Strandfjorden park AS				

Sammendrag

Hensikten med bacheloroppgaven er å undersøke hvordan materialvalget i et bæresystem kan påvirke utnyttelsesgraden av tilgjengelig plass i bæresystemet. Oppdragsgiveren er Strandfjorden park AS, og formålet med dette studiet er å gi oppdragsgiver en indikasjon på om materialvalget kan påvirke utnyttelsesgraden i bæresystemet for et av deres boligprosjekter.

For å måle utnyttelsesgraden av tilgjengelig plass i bæresystemet er det valgt å lage to bæresystemer med utgangspunkt i ett egentegnet leilighetsbygg. Ett av bæresystemene er konstruert kun av betong og det andre med kombinasjon av stål og betong. Begge bæresystemene er dimensjonert ved hjelp av håndberegninger og er kontrollberegnet i Focus. Sammenligningsgrunnlaget for utnyttelsesgraden er basert på innhentede data fra dimensjoneringen.

Resultatene viser at konstruksjonsarealet i første til tredje etasje i bæresystemet av stål og betong opptar et mindre areal enn bæresystemet av kun betong. Bæresystemet av stål og betong har dermed høyere utnyttelsesgrad av bruttoareal, men krever tykkere etasjeskillere og får dermed lavere utnyttelsesgrad av etasjehøyden enn bæresystemet av kun betong. Videre viser resultatene at utnyttelsesgraden av tilgjengelig plass i kjelleren blir lik for begge bæresystemene.

Stikkord:

Bæresystem
Materialvalg
Utnyttelsesgrad
Betong
Stål
Dimensjonering

Abstract

The purpose of this bachelor's thesis is to investigate how material selection in a structural system may affect the utilization of available space in the structural system. The developer of the project is Strandfjorden Park AS. The goal of this study is to give the developer an indication on how the material selection may affect the structural system for one of their residential projects.

To measure the utilization of available space in a structural system, two structural systems have been made based on a self-designed apartment building. One of the structural systems is constructed of concrete and the other is a combination of steel and concrete. Both systems are dimensioned by manual calculations and are cross checked in Focus. The basis of comparison for the utilization is based on obtained data from the dimensioning.

The results show that the utilization of available space in the cellar is the same for both structural systems. Furthermore, the results convey that the construction area in the overlying floors in structural system consisting of both steel and concrete, takes up a smaller space than the structural system consisting only of concrete. The structural system consisting of both concrete and steel therefore has a higher utilization of gross area but requires thicker floors and therefore has a lower grade of utilization of each level than the structural system consisting only of concrete.

Forord

Denne oppgaven er skrevet og utarbeidet som avsluttende bacheloroppgave våren 2020 innenfor studieretning ingeniørfag bygg, med fordypning i konstruksjonsteknikk ved Norges teknisk- naturvitenskapelige universitet i Gjøvik.

Arbeidet med bacheloroppgaven har vært en lang prosess, og startet for alvor etter befaring den 20. januar 2020. Store deler av prosessen har bestått av dimensjoneringsarbeid av bæresystemene. Oppgaven har krevd flere vanskelige valg, store avgjørelser, og har bydd på flere utfordringer underveis i prosessen. Etter strukturert og disiplinert arbeid sitter vi igjen med mye kunnskap og mestringsfølelse.

Først og fremst ønsker vi å takke vår oppdragsgiver Strandfjorden Park AS for inspirasjon til oppgaven, spesielt vår kontaktperson Runar Slålien for all informasjon og oppfølging til det aktuelle byggeprosjektet som oppgaven er basert på. Vi ønsker også å rette en stor takk til vår interne veileder ved NTNU i Gjøvik, Marthin Landgraff. Tusen takk for god veiledning, faglig diskusjoner og oppfølging gjennom semesteret. Videre vil vi takke økonomiansvarlig Øyvind Thorud Hauge og prosjektleder Lars Oddvar Klevebråten Haraldsen fra Opplandske betong for idesparring og kvalitetssikring av materialvalg og utforming av bæresystemene i denne oppgaven. Til slutt vil vi takke Harald Fallsen for god hjelp og veiledning under dimensjoneringsprosessen.

Gjøvik 19. mai 2020



Daniel Bø



Jenny Synnøve Hagemoen



Ricardo Nava

Innholdsfortegnelse

Abstract.....	ii
Forord.....	iii
Innholdsfortegnelse.....	iv
Figurliste	vii
Tabelliste.....	viii
Begreper/forkortelser	ix
Symboler og notasjoner	ix
1 Innledning.....	1
1.1 Bakgrunn for oppgaven.....	1
1.2 Problemstilling	2
1.2.1 Parametere for utnyttelsesgrad.....	2
1.3 Beskrivelse av prosjektet.....	2
1.3.1 Generelt.....	2
1.3.2 Arkitektmodellen	3
1.3.3 Bæresystem 1	4
1.3.4 Bæresystem 2.....	6
1.3.5 Utnyttelsesgrad	7
1.4 Avgrensninger og forutsetninger.....	8
1.4.1 Avgrensning av oppgaven.....	8
1.4.2 Arkitektmodellen	8
1.4.3 Avgrensninger og forutsetninger ved dimensjonering.....	9
1.4.4 Reguleringsplan og planprogram.....	10
1.5 Samfunnsmessige perspektiver	11
1.6 Valg av metode.....	11
1.7 Disposisjon.....	13
2 Teoretisk grunnlag.....	14
2.1 Lover, forskrifter og veiledninger	14
2.1.1 Plan- og bygningsloven.....	14
2.1.2 Forskrifter	14
2.1.3 Standarder	15
2.1.4 Byggforsk.....	15
2.2 Klassifiseringer.....	15
2.2.1 Risikoklasse	15
2.2.2 Brannklasse	16
2.3 Laster.....	16

2.3.1	Egenlaster.....	16
2.3.2	Nyttelaster.....	17
2.3.2.1	Snølast.....	17
2.3.2.2	Vindlast.....	18
2.3.3	Horisontale laster fra utilsiktet skjevstilling.....	19
2.3.4	Seismisk last/jordskjelv.....	19
2.4	Bæresystem.....	19
2.4.1	Generelt.....	19
2.4.2	Etasjeskiller.....	19
2.4.3	Søyle.....	20
2.4.4	Bjelke.....	20
2.4.5	Forbindelse.....	20
2.4.6	Fundament.....	21
2.4.7	Avstivningssystem.....	21
2.5	Bygningsmateriell.....	22
2.5.1	Betong.....	22
2.5.2	Konstruksjonsstål.....	25
2.6	Programvare.....	28
2.6.1	Focus Konstruksjon.....	28
2.6.2	Revit.....	28
2.6.3	Microsoft Office Excel.....	28
2.7	Miljø.....	28
2.7.1	Betongens miljøavtrykk.....	29
2.7.2	Stålets miljøavtrykk.....	30
2.7.3	FNs bærekraftsmål.....	31
2.8	Utnyttelsesgrad.....	32
3	Metode.....	33
3.1	Måling av utnyttelsesgrad.....	33
3.2	Grunnlag for dimensjonering/fremgangsmetode.....	35
3.2.1	Klassifiseringer.....	36
3.2.2	Lastberegninger.....	36
3.2.3	Bruddgrensetilstand.....	36
3.2.4	Brukgrensetilstand.....	37
3.2.5	Ulykkestilstand.....	37
3.2.6	Arealreduksjonsfaktor.....	38
3.2.7	Etasjereduksjonsfaktor.....	38
3.2.8	Generell modellering i Focus.....	39

3.2.9	Revit.....	39
3.2.10	Microsoft Excel.....	40
3.2.11	Kontroll av utelateskriterier i EC8 jordskjelvs dimensjonering	40
3.3	Bæresystem 1	41
3.3.1	Håndberegninger til bæresystem 1.....	42
3.3.2	Modellering i Focus Konstruksjon bæresystem 1.....	43
3.4	Bæresystem 2	44
3.4.1	Håndberegninger til bæresystem 2.....	45
3.4.2	Modellering i Focus Konstruksjon av bæresystem 2.....	46
4	Resultater	48
4.1	Felles	48
4.1.1	Avstivningssystemet.....	48
4.1.2	Balkongene	49
4.1.3	Fundamentene	49
4.2	Dimensjonerings resultater av bæresystem 1	50
4.3	Dimensjonerings resultater av bæresystem 2	53
4.4	Sammenligning av utnyttelsesgraden til bæresystemene	56
4.4.1	Nettoareal (NTA)	56
4.4.2	Etasjehøyde	57
4.4.3	Antall P- plasser i kjeller.....	59
5	Diskusjon.....	61
5.1	Diskusjon av foretatte valg i arbeidsprosessen og metode.....	61
5.1.1	Omfang og avgrensninger.....	61
5.1.2	Utforming av bæresystemene	63
5.1.3	Valg av beregning- og modelleringsmetode	63
5.2	Diskusjon av resultater	65
5.2.1	Resultat fra dimensjoneringen av bæresystemene	65
5.2.2	Målingene av parameterne for utnyttelsesgrad	66
5.3	Miljøaspekter.....	67
5.4	Feilkilder	68
6	Konklusjon.....	69
7	Videre arbeid	70
8	Litteraturliste	71
9	Vedlegg.....	78

Figurliste

Figur 1- Planskisse av tomtearealet for det aktuelle bygget (Kilde: Valdreskart, 2019).....	2
Figur 2- 3D fremstilling av arkitektmodellen (Kilde: utklipp fra Revit).....	3
Figur 3- Tverrsnitt utklipp fra arkitektmodellen (Kilde: utklipp fra Revit).....	3
Figur 4- Planskisse for 1.-3. etg i arkitektmodellen (Kilde: utklipp fra Revit).....	3
Figur 5- Skisse av planløsningen i 1. -3. etasje i bæresystem 1 (Kilde: utklipp fra Revit)	4
Figur 6- Skisse av planløsningen i kjelleren i bæresystem 1 (Kilde: utklipp fra Revit).....	4
Figur 7- 3D skisse av bæresystem 1 (Kilde: utklipp fra Revit)	5
Figur 8- 3D skisse av fundament løsning i bæresystem 1 (Kilde: utklipp fra Revit)	5
Figur 9- Skisse av planløsningen i 1. -3. etasje i bæresystem 2 (Kilde: utklipp fra Revit)	6
Figur 10- Skisse av planløsningen i kjelleren i bæresystem 2 (Kilde: utklipp fra Revit).....	6
Figur 11- 3D skisse av bæresystem 2 (Kilde: utklipp fra Revit)	6
Figur 12-3D skisse av fundament løsning i bæresystem 2 (Kilde: utklipp fra Revit)	7
Figur 13- Kotekart for 200- års flom for Strandfjorden (Valdreskart, 2020, s. 26).....	10
Figur 14- Definerte mål for parkeringsplasser (Kilde: SINTEF Byggforsk, 2015).....	34
Figur 15- Illustrativ plantegning av markert utsnitt for tverrsnitt 1 i Focus for bæresystem 1 og 2 (Kilde: utklipp fra Revit)	44
Figur 16- Illustrativ plantegning av markert utsnitt for tverrsnitt 2 i Focus for bæresystem 1 og 2 (Kilde: utklipp fra Revit)	44
Figur 17- Skiveløsning i avstivningsystemet for begge bæresystemene (Kilde: utsnitt fra Revit).....	48
Figur 18- Planskisse av parkeringskjeller i bæresystem 1 med dimensjonerte mål (Kilde: utklipp fra Revit).....	50
Figur 19- Planskisse av 1.-3. etg. i bæresystem 1 med dimensjonerte mål (Kilde: utklipp fra Revit).....	50
Figur 20- Kapasitetskontroll av bæresystem 1, tverrsnitt 1 (Kilde: utklipp fra Focus)	51
Figur 21- Kapasitetskontroll av bæresystem 1, tverrsnitt 2 (Kilde: utklipp fra Focus)	52
Figur 22- Planskisse av parkeringskjeller i bæresystem 2 med dimensjonerte mål (Kilde: utklipp fra Revit).....	53
Figur 23- Planskisse av 1.-3. etg. i bæresystem 2 med dimensjonerte mål (Kilde: utklipp fra Revit).....	53
Figur 24- Kapasitetskontroll tverrsnitt 1 av bæresystem 2 (Kilde: utklipp fra Focus)	55
Figur 25- Kapasitetskontroll tverrsnitt 2 av bæresystem 2(Kilde: utklipp fra Focus)	55
Figur 26- Illustrativ plantegning av parkeringsløsning i kjeller (Kilde: utklipp fra Revit)	60

Tabelliste

Tabell 1- Risikoklasser (Kilde: Direktoratet for byggkvalitet, 2017).....	15
Tabell 2- Brannklasser (Kilde: Direktoratet for byggkvalitet, 2017)	16
Tabell 3- Veiledende tabell over brannklasse for byggverk (Kilde: Direktoratet for byggkvalitet, 2017)	16
Tabell 4- Valgte standardmål for parkeringsplasser (Kilde: SINTEF Byggforsk, 2015)	34
Tabell 5- Brannklasse og risikoklasse.....	36
Tabell 6- Lastgrunnlaget for videre dimensjonering	36
Tabell 7- Oversikt over dimensjonene for bygningskomponentene i bæresystem 1	51
Tabell 8- Oversikt over dimensjonene for bygningskomponentene i bæresystem 2.....	54
Tabell 9- Resultater av totalt konstruksjonsareal i 1.-3. etg. i bæresystem 1	56
Tabell 10- Resultater av nettoareal i 1.-3. etg. i bæresystem 1	56
Tabell 11- Resultater av totalt konstruksjonsareal i 1.-3. etg. i bæresystem 2	56
Tabell 12- Resultater av nettoareal i 1.-3. etg. i bæresystem 2.....	56
Tabell 13- Resultater av totalt konstruksjonsareal i kjeller i bæresystem 1	57
Tabell 14- Resultater av nettoareal i kjeller i bæresystem 1	57
Tabell 15- Resultater av totalt konstruksjonsareal i kjeller i bæresystem 2	57
Tabell 16- Resultater av nettoareal i kjeller i bæresystem 2.....	57
Tabell 17- Resultater av innvendig etasjehøyde 1.- 3. etg. i bæresystem 1	58
Tabell 18- Resultater av innvendig etasjehøyde 1.- 3. etg. i bæresystem 2.....	58
Tabell 19- Resultater av balkongens etasjehøyde i bæresystem 1	58
Tabell 20- Resultater av balkongens etasjehøyde i bæresystem 2.....	58
Tabell 21- Resultater av innvendig etasjehøyde kjeller i bæresystem 1	59
Tabell 22- Resultater av innvendig etasjehøyde kjeller i bæresystem 2.....	59
Tabell 23- Resultater av maksimalt antall parkeringsplasser det er plass til bæresystem 1	59
Tabell 24- Resultater av maksimalt antall parkeringsplasser det er plass til bæresystem 1	60

Begreper/forkortelser

EK - Eurokode

EN - Europeiske standarder

Etg. - Etasje

iht. - I henhold til

kg - Kilogram

kN - Kilonewton

MPa- Megapascal

m² - Kvadratmeter

m³ - Kubikkmeter

N- Newton

NA- Nasjonalt tillegg

NS- Norsk standard

pbl. - Plan- og bygningsloven

pkt. – Punkt

Symboler og notasjoner

A – Areal (m²)

A_c – Areal betongtversnitt (m²)

A_s- Armeringsmengde

b – Bredde (m)

B30 - Betongkvalitet 30

d – tverrsnittets effektive høyde

c/c- Senteravstand

C_{nom} - Armeringsoverdekning

E – Materialets elastisitetsmodul $\left(\frac{N}{mm^2}\right)$

e₀- Minsteeksentrisitet

f_{ck}- Karakteristisk trykkfasthet, betong

f_{cd}- Dimensjonerende trykkfasthet, betong

f_y- Flytspenning, stål

f_{yk}- Karakteristisk trykkfasthet, stål

f_{yd}- Dimensjonerende trykkfasthet, stål

h – Høyde (m)
 I – Annet arealmoment (mm^4)
 k_w - Vindlastfaktor
 l – lengde (spennvidde)(m)
 M- Moment (kNm)
 M_{ED} - Dimensjonerende moment(kNm)
 M_{ED} - Dimensjonerende momentkapasitet (kNm)
 N – Aksialkraft (kN)
 N_{RD} – Aksialkraftkapasitet (kN)
 n- Antall etasjer
 P – Punktlast (kN)
 q_k - Jevnt fordelt nyttelast $\left(\frac{kN}{m}, \frac{kN}{m^2}\right)$,
 q_{p0} - Grunnverdi for hastighetstrykk
 R – Opplagskrefter (kN)
 S_k - Karakteristisk snølast på mark $\left(\frac{kN}{m^2}\right)$
 t- tykkelse på bygningskomponenter
 V- Volum (m^3)
 V_b - Basisvindhastighet
 $V_{b,0}$ - Referansevindhastighet for et gitt sted
 V_{ED} - Dimensjonerende skjærkraft (kN)
 W_{el} – Elastisk tverrsnittmodul (mm^3)
 W_{pl} - Plastisk tverrsnittmodul (mm^3)
 x- Avstand fra et utgitt snitt (m)
 z- Høyde over terrenget
 z_{min} - Min. høyde over terrenget
 ϕ - Armeringsdiameter

 α_A - Arealreduksjonsfaktor
 α_N – Etasjereduksjonsfaktor
 μ - Formfaktor snø
 ξ - Kammefaktor
 φ – Krypfaktor
 γ - Lastfaktor

γ_m - Materialfaktor

π - Phi

Ψ_0 - Reduksjonsfaktor

λ - Relativ slankhet

σ - Spenning $\left(\frac{N}{mm^2}\right)$

ε - Tøyning

X_{LT} - Vippefaktor

1 Innledning

1.1 Bakgrunn for oppgaven

Strandfjorden park AS eier et større område på Strandfjorden i Leira og ønsker å anvende området til boligutbygging. I den forbindelse kontaktet deleier av Strandfjorden park AS, Runar Slålien, Fred Johansen ved Norges teknisk- naturvitenskaplige universitet (NTNU), avdeling Gjøvik. I henvendelsen fra Runar Slålien ønsker Strandfjorden park AS innspill og forslag fra bachelorstudenter til det ene boligprosjektet innenfor området på Strandfjorden i Leira.

Kontaktpersonen fra Strandfjorden park AS, Runar Slålien forteller under befaringen den 20. januar 2020 at flere lokale personer ønsker å etablere en høyskole i området. Ett viktig steg for å muliggjøre dette prosjektet er å etablere tilstrekkelig bo- muligheter for studentene. En av ideene fra Strandfjorden park AS å bygge ett 3 etasjes leilighetsbygg på deler av området i Strandfjorden, som også kan anvendes som studentboliger hvis det i fremtiden blir etablert en høyskole på Leira. Under befaringen forteller Runar Slålien at utbygger ønsker innspill og forslag til en billig, enkel og fleksibel 3. etasjes bygning med god arealutnyttelse.

På bakgrunn av det mulige leilighetsbygget har bachelorgruppen valgt å se på to ulike forslag til byggets bæresystem. De to bæresystemene er basert på to ulike materialvalg. Bæresystem 1 skal bestå av kun betong. Bæresystem 2 skal bestå av både betong og konstruksjonsstål. Begge bæresystemene er nærmere beskrevet under punkt 1.3. Ut ifra materialvalget i bæresystemene ønsker bachelorgruppen å sammenligne hvilken grad de ulike materialene klarer å utnytte tilgjengelig plass i bæresystemene.

For å danne et sammenligningsgrunnlag må bæresystemene utarbeides i detalj. På denne måten innhente nødvendig datamateriale, samt sikre at bæresystemene har tilstrekkelig kapasitet. Utarbeidelsen av bæresystemene innebærer valg av planløsning og dimensjonering av komponentene etter valgte løsning. Etter endt dimensjoneringsprosess skal resultatene settes inn i valgte parametere for utnyttelsesgrad som er presentert under punkt 1.2.1. Til slutt skal resultatene av utnyttelsesgraden til bæresystemene sammenlignes og vurderes.

1.2 Problemstilling

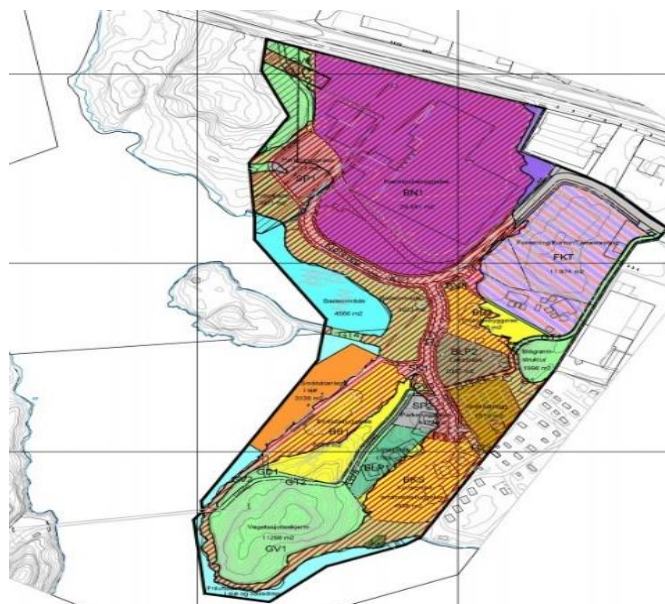
Vil et bæresystem bestående av betong- og stålmaterialer oppnå større utnyttelsesgrad av tilgjengelig plass, enn et bæresystem bestående kun av betong?

1.2.1 Parametere for utnyttelsesgrad

- Nettoareal (NTA)
- Etasjehøyde
- Antall parkeringsplasser i kjelleren

1.3 Beskrivelse av prosjektet

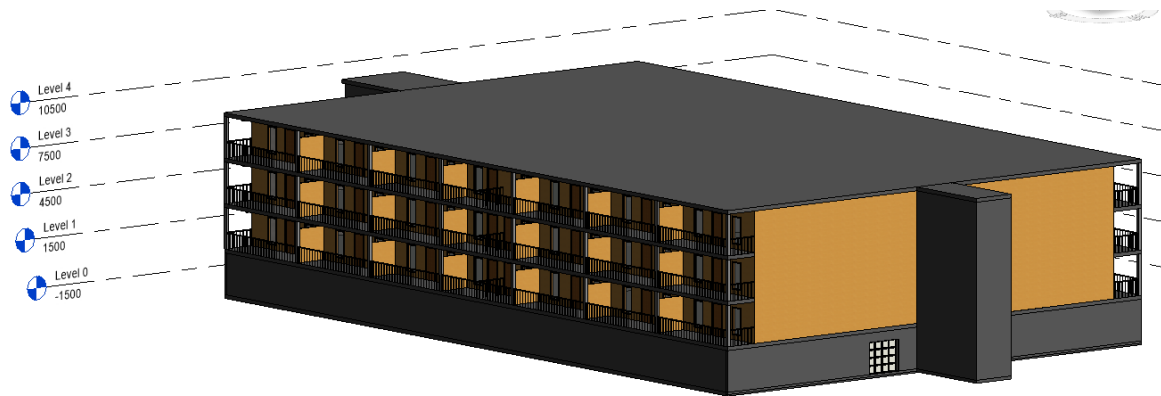
1.3.1 Generelt



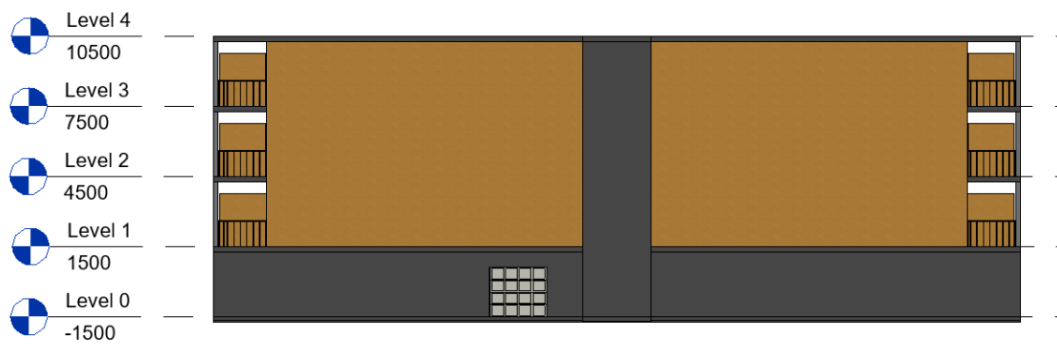
Figur 1- Planskisse av tomtearealet for det aktuelle bygget (Kilde: Valdreskart, 2019)

Dette studiet skal ta for seg to forslag til bæresystemet for ett leilighetsbygg som skal bygges på tomteareal BB2 vist i figur 1 dersom boligprosjektet realiseres (Valdreskart, 2019). Dette tomtearealet ligger i Leira i Nord- Aurdal kommune, og er innenfor planprogrammet for Markavegen Vest. Byggestedet ligger 359- 361 moh. og adressen er Markavegen 15, 2920 Leira (Valdreskart, 2019).

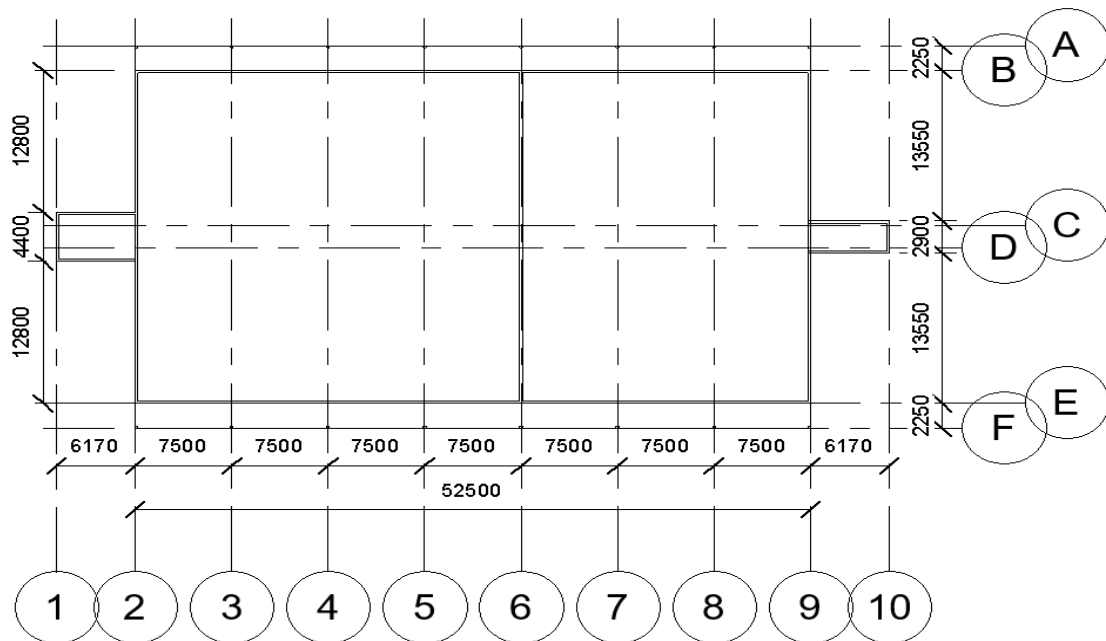
1.3.2 Arkitektmodellen



Figur 2- 3D fremstilling av arkitektmodellen (Kilde: utklipp fra Revit)



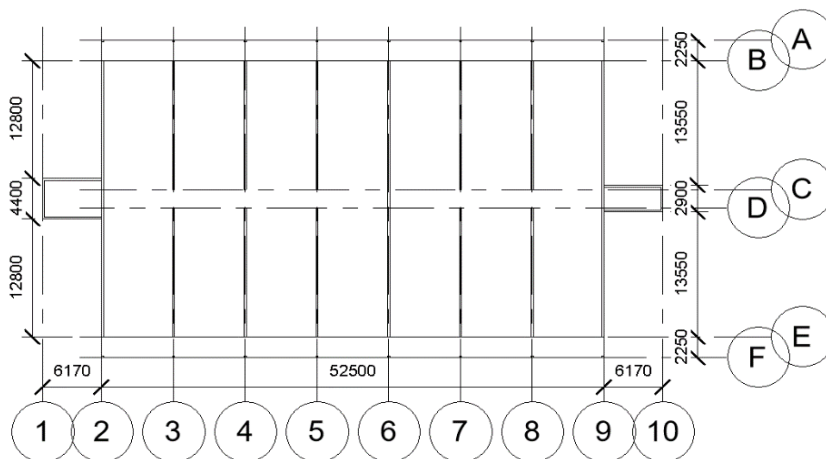
Figur 3- Tverrsnitt utklipp fra arkitektmodellen (Kilde: utklipp fra Revit)



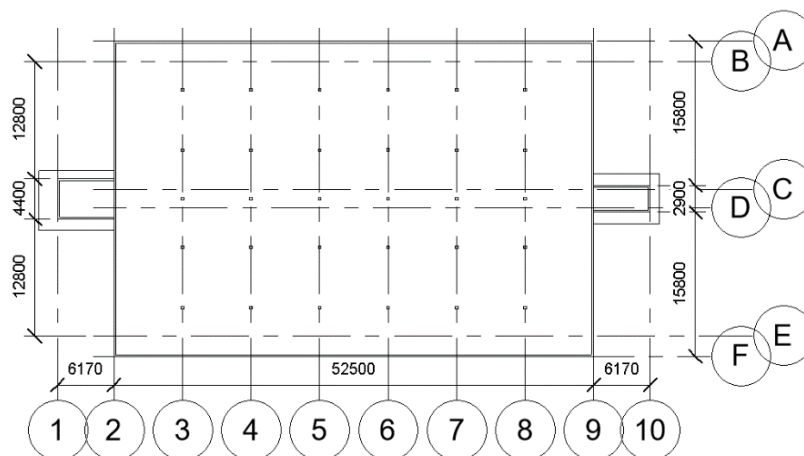
Figur 4- Planskisse for 1.-3. etg i arkitektmodellen (Kilde: utklipp fra Revit)

Bachelorgruppen har utarbeidet en arkitektmodell som er i henhold til kriteriene fra utbygger og kravene som er stilt i både planprogrammet og Byggeteknisk forskrift (Direktoratet for byggkvalitet, 2017). Sistnevnte blir heretter referert som TEK17. De spesifikke kravene i TEK17 og planprogrammet som er gjeldene for bygget er nærmere beskrevet under punkt 1.4. Arkitektmodellen er konstruert i programvaren Revit og viser ett treetasjes leilighetsbygg med underliggende parkeringskjeller. Denne modellen er laget for å danne en gjeldene ramme for bæresystemenes ytre mål, fremstilt i figur 3 og 4. Bygget har balkonger på begge sider i hver etasje langs hele byggets langside og er inndelt med lette skillevegger for å skape et realistisk vindlastbilde, som må tas hensyn til ved dimensjonering. Sentrert på hver kortside er det plassert en trappesjakt. Trappeløpet mellom koordinat 1 og 2 fremstilt i figur 4 inneholder også en heissjakt.

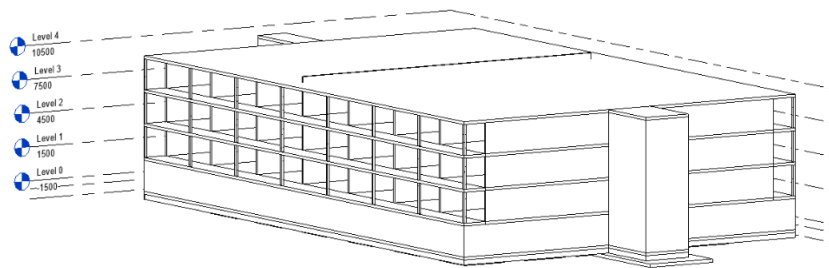
1.3.3 Bæresystem 1



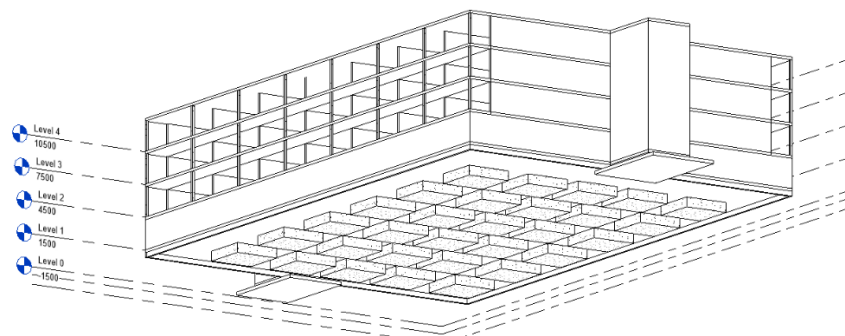
Figur 5- Skisse av planløsningen i 1. -3. etasje i bæresystem 1 (Kilde: utklipp fra Revit)



Figur 6- Skisse av planløsningen i kjelleren i bæresystem 1 (Kilde: utklipp fra Revit)



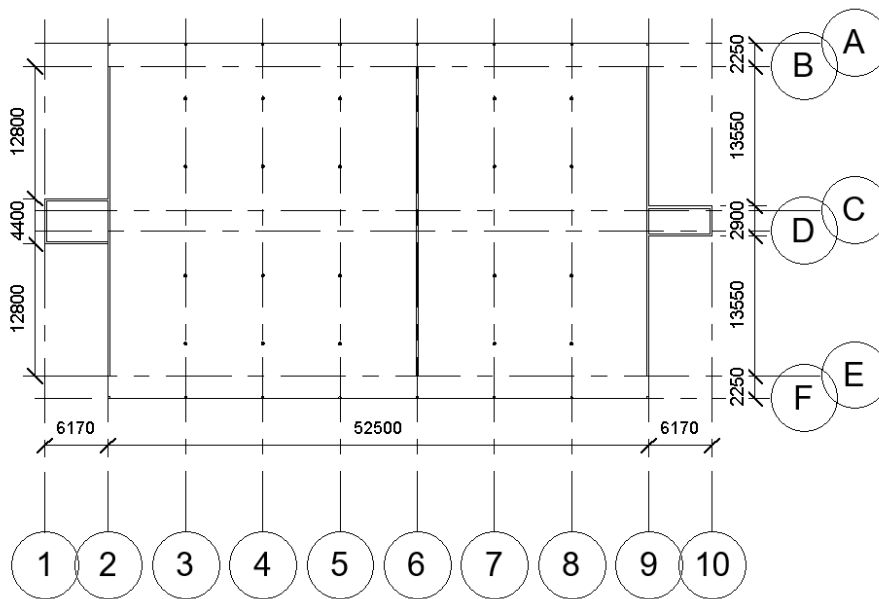
Figur 7- 3D skisse av bæresystem 1 (Kilde: utklipp fra Revit)



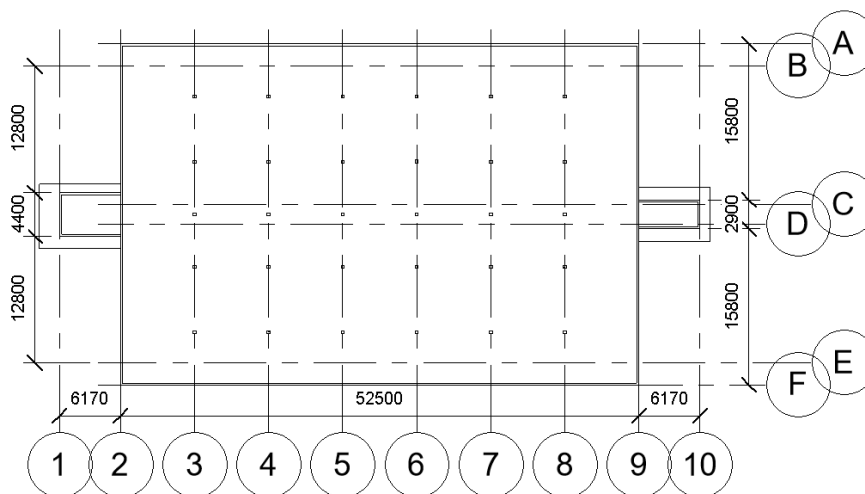
Figur 8- 3D skisse av fundament løsning i bæresystem 1 (Kilde: utklipp fra Revit)

Bæresystem 1 er symmetrisk utformet med celleformet løsning i første til tredje etasje, og består kun av betong. Se figur 5. Første til tredje etasje er identisk utformet for symmetrisk lastoverføring nedover i bygget. Bæresystemet i kjelleren er utformet med betongsøyler, innfelte betongbjelker i overliggende dekke og bærende yttervegger og gulv i betong. Se figur 6. Utformingen av bæresystem 1 er hovedsakelig valgt for å utnytte materialets egenskaper. Avstivningsystemet i bæresystem 1 består av de 2 betongsjaktene og en betongskive langs hvert av byggenes kortsider.

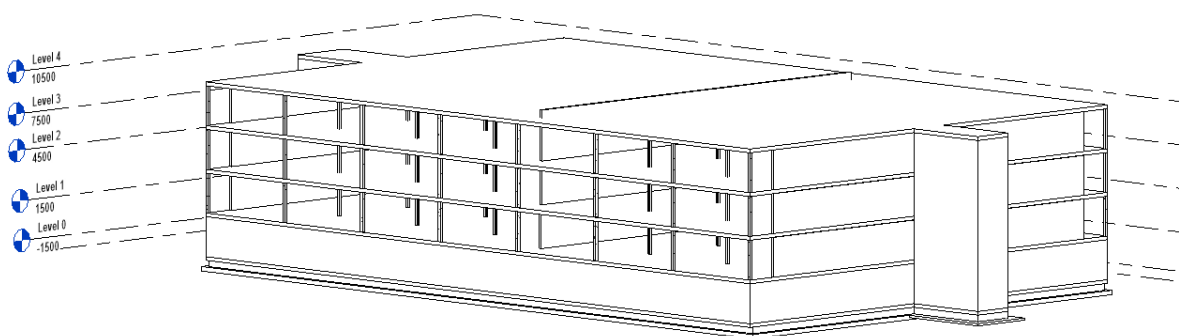
1.3.4 Bæresystem 2



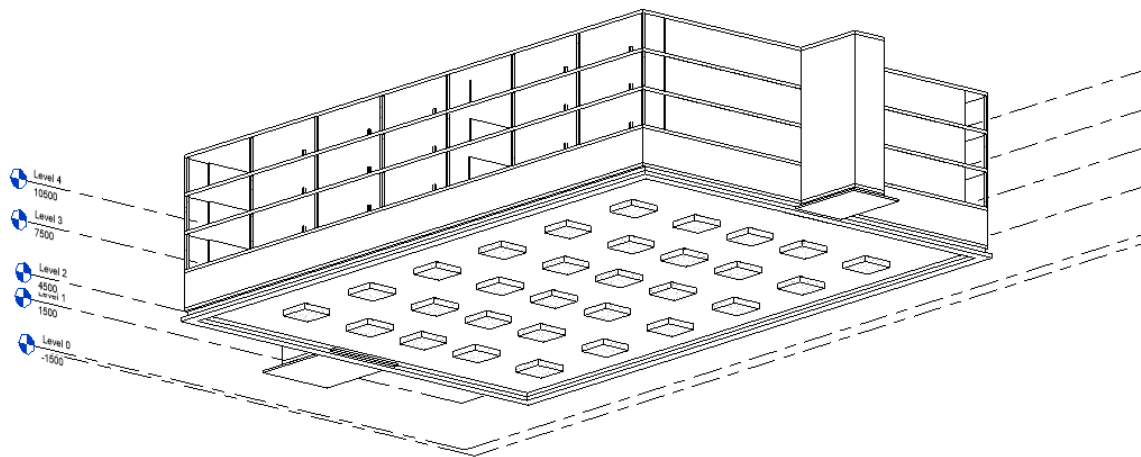
Figur 9- Skisse av planløsningen i 1. -3. etasje i bæresystem 2 (Kilde: utklipp fra Revit)



Figur 10- Skisse av planløsningen i kjelleren i bæresystem 2 (Kilde: utklipp fra Revit)



Figur 11- 3D skisse av bæresystem 2 (Kilde: utklipp fra Revit)



Figur 12-3D skisse av fundament løsning i bæresystem 2 (Kilde: utklipp fra Revit)

Bæresystem 2 består av betong og stål. Første til tredje etasje i bæresystem 2 er utformet med hulldekker og hatteprofiler i etasjeskillerene med bærende søyler av stål og betong. Se figur 9. Første til tredje etasje er identisk for gunstig lastoverføring nedover i bygget.

Bæresystemet i kjelleren er utformet med betongsøyler, innfelte betongbjelker i overliggende dekke og bærende yttervegger og gulv i betong. Se figur 10. Utformingen av bæresystem 2 er på samme måte som bæresystem 1 utformet for å utnytte materialets egenskaper.

Avstivningssystemet i bæresystem 2 er identisk med avstivningssystemet i bæresystem 1.

1.3.5 Utnyttelsesgrad

I dette studiet skal parameterne for utnyttelsesgrad kun måles etter de to ferdigdimensjonerte bæresystemene. Siden bæresystemenes ytre mål er låst etter arkitektmodellen, måles utnyttelsesgraden ut ifra bæresystemenes bygningskomponenter.

Følgende parametere skal måle utnyttelsesgraden i dette studiet:

- Nettoareal (NTA): Nettoareal er totalt gulvareal i etasjen etter at totalt konstruksjonsareal (KA) er trukket fra bruttoarealet (BTA). KA er arealet av bygningsdelene i et bygg. I denne oppgaven er KA kun basert på de bærende bygningsdelene. BTA er totalt gulvareal i planet, inkludert yttervegger. Balkong/terrasse inngår ikke i BTA, derfor ikke balkongen/terrassen med i denne parameteren. $NTA = BTA - \sum KA$ (Standard Norge, 2012). Innvendige lettvegger er ikke en del av parameteren NTA i dette studie, fordi at de ikke er en del av bæresystemet.

- Etasjehøyde: Denne parameteren skal vise hvilket av de to bæresystemene som opptar minst av byggets totale etasjehøyde. Den innvendige etasjehøyden i denne parameteren er kun basert på konstruksjonskomponentene i bæresystemet, og reflekter derfor ikke den reelle etasjehøyden inne i bygget når hele bygget er ferdigstilt.
- Antall parkeringsplasser i kjelleren: Denne parameteren skal måle antall parkeringsplasser det mulig å plassere i hvert av bæresystemene. Definerte mål av en parkeringsplass er spesifisert under punkt 3.1.

1.4 Avgrensninger og forutsetninger

1.4.1 Avgrensning av oppgaven

I denne oppgaven skal følgende elementer utelukkes for å avgrense studiets omfang:

- Økonomi
- Frakt og montering
- Testing av materialer
- Andre parametere for utnyttelsesgrad som ikke er spesifisert under punkt 1.2.1 skal utelukkes, og er ikke en del av vurderingsgrunnlaget av utnyttelsesgrad i denne oppgaven.
- Bachelorgruppen har anvendt noen Standarder som er tilbaketrasket og erstattet med oppdaterte versjoner på grunn av manglende tilgang til den oppdaterte Standarden.
- For å begrense oppgaveomfanget har bachelorgruppen valgt å utelukke beregningene av forbindelsene i begge bæresystemene.
- For å begrense materialutvalget i denne oppgaven er det valgt å se helt bort fra materialer i treverk.

1.4.2 Arkitektmodellen

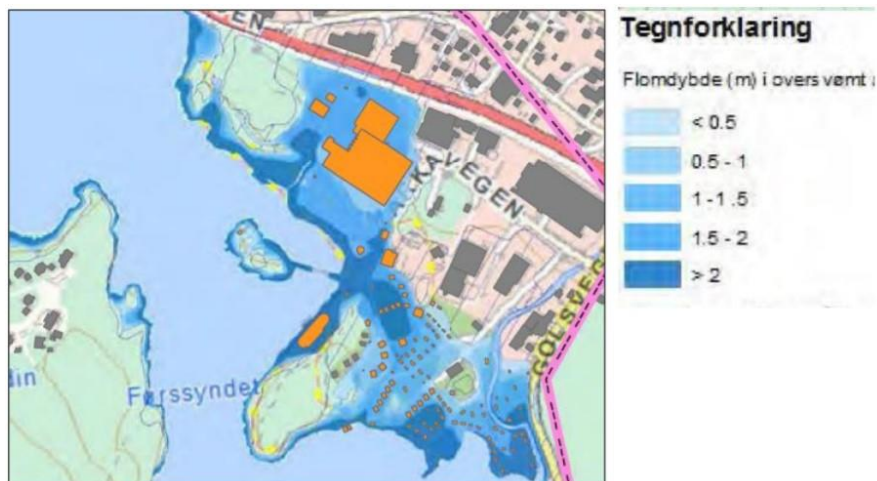
Arkitektmodellen er laget som en ramme for oppgaven slik at bæresystemene skal ha best mulig sammenligningsgrunnlag. Byggets ytre mål fremstilt i arkitektmodellen er ufravikelige i dimensjoneringen av bæresystemene. For å gi utbygger fleksibilitet har ikke bachelorgruppen lagt noen føringer for inndeling av boenheter.

Følgende krav i TEK17 er lagt til grunn i arkitektmodellen og er ufravikelig ved videre dimensjoneringen for begge bæresystemene:

- De innvendige målene i heis/trappesjakt er i henhold til minstemål for universell utforming jfr. §12 og/eller krav til minstemål for rømningsvei jfr. § 11-14 i TEK17.
- I henhold til TEK17 §12- 3 (1) a skal bygg med tre eller flere etasjer ha minst en heis med innvendig mål på 1,1 m x 2,1 m.
- Byggets lengde overstiger 30m. Derfor må bygget skilles med en brannvegg for å sikre at lengden innenfor en branncelle og avstanden til nærmeste trapp eller utgang til sikkert sted maksimalt er 30 m jfr. §11- 14 i TEK17. Denne brannveggen må gå 0,5m over taket for å sikre tilstrekkelig tetthet (SINTEF Byggforsk, 2013b).
- Parkeringskjelleren må ha minst 2 rømningsveier, så avstanden til nærmeste rømningsvei ikke overstiger 30 m, jfr. §11-14 (1)c i TEK17

1.4.3 Avgrensninger og forutsetninger ved dimensjonering

- Frostgrensen på byggestedet ligger 2,2 m ned i grunnen fra terrengoverflaten (SINTEF Byggforsk, 2018). Øvre del av fundamentene til bæresystemene må derfor ligge minst 2,2 m ned i grunnen fra terrengoverflaten.
- Høyde i parkeringskjeller skal minimum være 2,2m jfr. § 12- 7 (2) b i TEK17
- Etasjehøyde i første til tredje etasje skal minimum være 2,4 m jfr. § 12- 7 (2) a i TEK17
- I henhold til §12-10 (2) i TEK17 stilles det krav til at hver enkelt boenhet skal ha en egen bod på 5 m². I denne oppgaven legges det til grunn at disse bodene skal være plassert innenfor hver enkelt boenhet. Bæresystemene vil derfor ikke legges til rette for boder i kjelleren.
- Den ekstra vindlasten som kan oppstå som følge av brannveggen som stikker 0,5m over bygget skal neglisjeres i dimensjoneringen.
- Dimensjoneringen tar ikke høyde for bygningsfysiske krav, med unntak av brannteknisk dimensjonering.
- Flomgrense:



Figur 13- Kotekart for 200- års flom for Strandfjorden (Valdreskart, 2020, s. 26)

Flomgrensen for området ligger på 359 moh. (Valdreskart, 2020). Tomtearealet BB2 ligger som tidligere nevnt på 359- 361 moh. I denne oppgaven tas det høyde for at bygget skal ligge på et planert nivå på 361 moh. ettersom mesteparten av tomten allerede ligger på dette nivået. For å unngå flomproblematikk ved dimensjonering, er parkeringskjelleren kun bygget ned 1,5m i terrenget for å ligge 0,5m over flomgrensen på 359 moh. Resterende høyde på kjellerveggen ligger 1,5m over bakkenivå og det blir dermed ikke tatt høyde for flom ved videre dimensjonering.

1.4.4 Reguleringsplan og planprogram

Gjeldene reguleringsplan fra 2010 tillater ikke et leilighetsbygg i det omfanget utbygger ønsker å bygge for det gjeldene tomtearealet. Jfr. §6 «Bygningers gesimshøyder skal ikke overstige 6,5m. Maks BYA for området 40%. Byggrensene går fram av plankartet» (Valdreskart, 2010, s.5).

Nytt planprogram for Markavegen vest er utarbeidet av firma “Natur, plan og utvikling” (Valdreskart, 2020). Dette planprogrammet inkluderer tomten hvor utbygger ønsker å bygge leilighetsbygget som denne oppgaven skal ta for seg. Planprogrammet er under høring hos kommunen, og er per dags dato ikke godkjent eller juridisk gjeldene. Nærmere beskrivelse av hvordan planprogrammet kan bli utarbeidet som en gjeldene reguleringsplan står beskrevet under punkt 2.1.1.1. Dette planprogrammet tillater utbygger å bygge leilighetsbygget innenfor visse rammer (Valdreskart, 2020). For at dette leilighetsbygget skal kunne realiseres må bestemmelsene i planprogrammet bli gjeldene uten store endringer under revideringsprosessen mot en gjeldene reguleringsplan. Med bakgrunn i dette og etter ønske

fra utbygger vil oppgaven ta utgangspunkt i bestemmelsene i planprogrammet, selv om denne ikke er juridisk gjeldene.

1.5 Samfunnsmessige perspektiver

I utforming av bæresystemene vil det legges vekt på best mulig utnyttelse av ressurser og bestandighet av konstruksjonen, uten at det skal gå utover regionale utviklingsplaner eller det eksisterende samfunnet. Dette er nøkkelord i FN's bærekraftsmål 11 som handler om bærekraftige byer og samfunn og mål 12 som handler om ansvarlig forbruk og produksjon (FN- sambandet, 2020).

1.6 Valg av metode

Ved datainnsamling skilles det hovedsakelig mellom kvalitativforskningsmetode og kvantitativforskningsmetode. Hvorav kvalitativmetode innhenter dybde- informasjon, mens kvantitativmetode innhenter mer systematisk og bredere informasjon (Halvorsen, 2016). En kvantitativforskningsmetode spør først og fremst etter informasjon som er kvantifiserbar. At informasjon er kvantifiserbar innebærer at den kan gjøres om til tall og statistikk. Dette er i motsetning til kvalitativforskningsmetode som ikke kan tallfestes og gir en annen type informasjon enn kvantitative data (Sundbye, 2017).

Denne oppgaven skal overordnet besvares ved å dimensjonere to bæresystem, for deretter å vurdere tallfestet data for utnyttelsesgraden fra dimensjoneringen til de to bæresystemene. Oppgaven baserer seg derfor på en kvantitativ forskningsmetode. Hensikten med å undersøke utnyttelsesgraden til de to bæresystemene, er å se hvordan materialvalget kan påvirke utformingen og dimensjonene til bygningskomponentene i et bæresystem. På denne måten kan oppgaven vurdere hvordan ulike materialer klarer å utnytte tilgjengelig plass. Sammenligningsgrunnlaget for utnyttelsesgraden vil danne grunnlaget til å fatte en konklusjon på problemstillingen.

Dimensjoneringen skal sikre at bæresystemene har tilstrekkelig kapasitet for lastpåkjenningene det blir påført, og gi kvantitative og sammenlignbare data. Datainnsamlingen skal være med å sikre at konklusjonen er basert på kvantifiserbare og pålitelige data, og ikke på syensing eller egenvurderinger.

I kvantitativ forskning anvendes ofte begrepene validitet og reliabilitet ved redegjørelse av kvalitetssikringen til metoden i studiet. Validitet sier noe om hvilken grad resultatene fra en gitt studie er gyldige eller relevante. Innunder validitet skilles det mellom intern og ekstern. Intern validitet sikter til graden av gyldighet eller korrekthet til resultatene for et bestemt utvalg eller fenomen som skal undersøkes. Ekstern validitet sier noe om hvorvidt resultatene fra en gitt studie kan generaliseres. Med dette menes at resultatene kan overføres til å gjelde for en større mengde data enn hva det enkelte studie omfattet (Halvorsen, 2016).

For å oppnå høy grad av intern validitet er det viktig at datamaterialet faktisk måler det studiet ønsker å måle. Datamaterialet fra dimensjoneringen skal gi dette studiet et stort utvalg data med et bredt gyldighetsområde. Seleksjonen av korrekt og relevant data for utnyttelsesgraden er avgjørende for å oppnå høy grad av intern validitet (Halvorsen, 2016). Seleksjonen av data blir basert på bachelorgruppens egen vurdering av hvilke data som påvirker de ulike parameterne for utnyttelsesgraden.

Med bakgrunn i at seleksjonen er basert på bachelorgruppens egen vurdering, kan det foreligge bias. Bias i forskning viser til hendelser der resultater eller slutninger avviker fra det egentlige rette, det kan blant annet skyldes feil eller unøyaktighet ved utvalg av undersøkelsesobjekter, metode eller ved vurdering av resultater (Braut, 2019).

Ved at datamaterialet er tallfestet og etterprøvbart, åpnes muligheten for at funnene kan generaliseres. For å oppnå høy ekstern validitet ved å generalisere funnene til å danne allmenne og gjeldene regler trengs det langt større datamateriale enn dette enkelte studiet omfatter. Likevel ønsker dette studiet å gi tilstrekkelig data slik at funnene kan generaliseres i stor nok grad til å foreta en vurdering av et tilnærmet likt byggeprosjekt, og på denne måten gi en indikasjon på forventet utnyttelsesgrad i forhold til materialvalget. Merk at dette studiet tar for seg et begrenset utvalg av materialer.

«En høy reliabilitet er en forutsetning for høy validitet» (Halvorsen, 2016, s. 68). Reliabilitet sier noe om påliteligheten til målingene i en studie og hvilken grad det er mulig å etterprøve resultatene og oppnå tilsvarende resultat. Innunder reliabiliteten er det spesielt viktig å vurdere i hvilken grad det er mulig for andre forskere å anvende begrepsapparatet i det gitte studiet på samme måte i et annet studie. For å oppnå høy grad av reliabilitet er det også viktig

å vurdere hvilken grad andre forskere vil få samme resultater ved å gjenta forsøket, og på denne måten frembringe tilsvarende data i liknende situasjoner (Halvorsen, 2016).

Datamaterialet i dette studiet er basert på håndberegninger som er foretatt etter Norsk Standard og simulering av bæresystemene med analyseprogrammet Focus. Ved å slå opp i Norsk Standard kan andre forskere følge tekniske standardbeskrivelser for å etterprøve resultatene i dette studiet (Edvardsen og Ramstad, 2017). Andre forskere kan også følge detaljerte beskrivelser av bæresystemene som er simulert i Focus og gjenskape bæresystemene med egne simuleringer. Resultatene fra beregningene og simuleringene er derfor mulig å etterprøve.

For å øke reliabiliteten i dette studiet er det valgt å anvende håndberegninger og simuleringer for å sammenligne resultat, dette er gjort for å minimere sjansen for feilaktige data. Det kan likevel forekomme feil i både håndberegninger og simuleringer som følge av feil innputtverdier, antagelser, slurvfeil og lignende. Hvis det er avvik fra resultatene er dette noe som må etterses.

1.7 Disposisjon

Oppgaven skal videre besvares gjennom følgende kapitler:

- Kapittel 2 Presentere det teoretiske grunnlaget for videre dimensjonering, og teorien som legges til grunn for å belyse problemstillingen.
- Kapittel 3 Beskrivelse av valgt målemetode for utnyttelsesgrad, beregning- og fremgangsmetode for dimensjoneringen av bæresystemene.
- Kapittel 4 Resultat av de to dimensjonerte bæresystemene legges frem. Deretter skal resultatene fra dimensjoneringen settes inn i parameterne for utnyttelsesgrad og sammenlignes.
- Kapittel 5 I dette kapitlet skal valg i arbeidsprosessen og metoden diskuteres, der mulige svakheter belyses. Videre skal oppgavens resultater diskuteres.
- Kapittel 6 Konklusjon
- Kapittel 7 Forslag til videre arbeid.

2 Teoretisk grunnlag

I dette kapitlet skal det teoretiske grunnlaget for dimensjonering og teorien som legges til grunn for å belyse problemstillingen presenteres.

2.1 Lover, forskrifter og veiledninger

2.1.1 Plan- og bygningsloven

Plan- og bygningsloven (pbl.) er den overordnede loven for bygg- og anleggsvirksomheten i Norge (Edvardsen og Ramstad, 2017). Pbl. skal bestemme hvordan landets arealer skal brukes og reguleres (Plan- og bygningsloven 2008).

2.1.1.1 Planprogram og Reguleringsplan

Før det kan utarbeidet en reguleringsplan, skal det i henhold til § 4-1 «første ledd i varslingen av planoppstart utarbeides et planprogram som grunnlag for planarbeidet» (Kommunal- og moderniseringsdepartementet, 2009). Et planprogram skal gjøre rede for formålet med planarbeidet. Når planprogrammet er godkjent av kommunen, kan det utarbeides og sendes inn et forslag til en reguleringsplan. Reguleringsplanen er ikke juridisk gjeldene før den er godkjent hos kommunen (Kommunal- og moderniseringsdepartementet, 2009). Plan- og bygningsloven gir hovedbestemmelsene, deretter skal kommunestyret sørge for at plan- og bygningslovgivningen følges i kommunen. Herunder vedtar kommunestyret blant annet reguleringsplan (Edvardsen og Ramstad, 2017). I henhold til regjeringens reguleringsplanveileder skal en reguleringsplan være bestående av et plankart med tilhørende planbestemmelser og planbeskrivelser. Dette innebærer at reguleringsplanen angir bruk, vern og utforming av arealer og fysiske omgivelser jf. § 12-1 i pbl. (Kommunal- og moderniseringsdepartementet, u.å.).

2.1.2 Forskrifter

Byggeforskriftene inneholder detaljbestemmelser av blant annet utforming, tekniske krav, installasjoner, kartverk og bygningsdeler i henhold til plan- og bygningsloven (Edvardsen og Ramstad, 2017).

Ifølge boka Trehus, håndbok 5 er de viktigste byggeforskriftene delt inn i 3 hoveddeler (Edvardsen og Ramstad, 2017):

- TEK- Byggeteknisk forskrift, forskrifter om tekniske krav til byggverk.
- SAK- Byggesaksforskriften, forskrifter om saksbehandling.

- DOK- Forskrift om omsetning og dokumentasjon av produkter til byggverk.

2.1.3 Standarder

Norsk standard (NS) angir tekniske standardbeskrivelser for blant annet produkter, prosjektering og utførelse av byggkonstruksjoner (Edvardsen og Ramstad, 2017). Standardene er fastsatt og utgitt av Standard Norge. Som medlem av den europeiske standardiseringsorganisasjonen CEN, er Norge forpliktet til å implementere alle Europeiske Standarder (EN) og fastsette dem som Norsk Standard (Standard Norge, 2019). I tillegg finnes også Internasjonale standarder (ISO). Norge er ikke forpliktet til å fastsette ISO-standarder som Norsk Standard, men ISO utgis som Norsk Standard ut fra en faglig og behovsmessig vurdering (Standard Norge, 2019).

2.1.4 Byggforsk

Byggforskserien er et nettbasert oppslags- og referanseverk utgitt og utviklet av SINTEF. SINTEF er et av Europas største uavhengige forskningsinstitutter (SINTEF, u.å.). Byggforskserien gir dokumenterte og praktiske anvisninger om utførelse og forvaltning av bygninger (SINTEF Byggforsk, 2020). Løsningene som er angitt i Byggforskserien tilfredsstillers funksjonskrav og krav til ytelser i TEK (Edvardsen og Ramstad, 2017).

2.2 Klassifiseringer

2.2.1 Risikoklasse

Tabell 1- Risikoklasser (Kilde: Direktoratet for byggkvalitet, 2017)

Risikoklasser	Byggverk kun beregnet for sporadisk personopphold	Personer i byggverk kjenner rømningsforhold, herunder rømningsveier, og kan bringe seg selv i sikkerhet	Byggverk beregnet for overnatting	Forutsatt bruk av byggverk medfører liten brannfare
1	ja	ja	nei	ja
2	ja/nei	ja	nei	nei
3	nei	ja	nei	ja
4	nei	ja	ja	ja
5	nei	nei	nei	ja
6	nei	nei	ja	ja

I henhold til TEK17 §11-2 skal byggverk eller ulike bruksområder i et byggverk plasseres i ulike risikoklasser ut fra trusselen en brann kan innebære for skade på liv og helse. Ved prosjektering og utførelse legges risikoklassene i tabell 1 til grunn for å sikre rømning og redning ved brann (Direktoratet for byggkvalitet, 2017).

2.2.2 Brannklasse

Tabell 2- Brannklasser (Kilde: Direktoratet for byggkvalitet, 2017)

Brannklasse	Konsekvens
1	Liten
2	Middels
3	Stor
4	Særlig stor

Tabell 3- Veiledende tabell over brannklasse for byggverk (Kilde: Direktoratet for byggkvalitet, 2017)

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

I henhold til TEK17 §11-3 skal byggverk plasseres i brannklasser etter tabell 3 ut ifra konsekvensene en brann kan innebære for skade på liv, helse, samfunnsmessige interesser og miljøet. Ved prosjektering og utførelse legges brannklassene til grunn for å sikre byggets bæreevne ved brann (Direktoratet for byggkvalitet, 2017).

2.3 Laster

2.3.1 Egenlaster

Egenlast på en bygning eller en annen konstruksjon vil som regel være en permanent last fra bygningen eller konstruksjonens egenvekt. Egenlastens bidrag ved dimensjonering blir

beregnet ut fra materialets tyngdetetthet og dimensjon for hver enkelt bygningsdel (SINTEF Byggforsk, 2013a).

2.3.2 Nyttelaster

Nyttelast på en bygning eller en annen konstruksjon er laster som oppstår under bruk og vil som regel være variable laster. Nyttelast regnes som regel som jevnt fordelt last over et bestemt areal, men noen nyttelaster opptrer kun som punktlast. Nyttelast på et byggverk kan eksempelvis være personlast, møbler, maskiner og kjøretøy (Standard Norge, 2002a). Ved dimensjonering kan man anvende generaliserte nyttelastverdier knyttet til type bygg og brukskategori i henhold til tabellene 6.1 og 6.2 i Eurokode 1: Last på konstruksjoner. I tabell 6.2 er nyttelasten presentert som jevnt fordelt last oppgitt i $\frac{kN}{m^2}$ eller punktlast oppgitt i kN (Standard Norge, 2002b).

2.3.2.1 Snølast

I deler av Norge snør det store deler av vinterhalvåret. Snømengden varierer fra et område til et annet, hovedsakelig grunnet klimatiske omstendigheter, beliggenhet over havet og omkringliggende landskapet. For å finne snølasten i et område har Standard Norge kommet med det nasjonale tillegget til standarden NS- EN 1991-1-3, som angir maksimal forventet snølast på mark innen en returperiode på 50 år. Tabellen NA 4.1 (901) i det nasjonale tillegget viser bestemte snølastverdier på mark (S_k) for alle kommuner og Svalbard (Standard Norge, 2003). Merk at kommunene i denne tabellen er angitt etter kommuneinndelingen slik den var før kommunesammenslåingen som skjedde 1. januar 2020. Tabellen gir også informasjon om hvor høyt over havet lasten er beregnet i kommunen, over denne grensen gir tabellen gradvis høyere snølast på mark opp til en spesifikk høyde med maksimal snølast i kommunen (Standard Norge, 2003).

Ved dimensjonering av en bygning vil snølasten hovedsakelig legge seg på taket, siden taket er byggets øverste del og det først snøen inntreffer. Hvor stor snølasten på taket blir avhenger av byggested, varmegjennomgang, takets form og takvinkel. Som oftest vil snølasten på taket være mindre enn snølasten på mark, grunnet vinddrag som kan blåse snøen ned fra taket (Standard Norge, 2003). Hvis deler av taket ligger i le for vinden, kan snøen samle seg opp og skape et ugunstig lasttilfelle som det må tas hensyn til ved dimensjonering.

Skjevfordelingen av snø kan beregnes etter tabeller for de bestemte takformene i NS- EN

1991-1-3, eksempelvis figur 5.3- formfaktor for snølast- saltak. Ved de ulike takformene er det takvinklene som er avgjørende for størrelsen på avblåsningsfaktoren μ . μ kan beregnes ut ifra tabell 5.2- formfaktor for snølast i NS-EN 1991-1-3. Tabell 5.2 viser at tak med helning som er mindre enn, eller lik 30 grader benyttes $\mu = 0.8$ som avblåsningsfaktor. Karakteristisk snølast på tak (S) blir da S_k multiplisert med μ (Standard Norge, 2003).

2.3.2.2 Vindlast

Konstruksjoner må dimensjoneres til å motstå belastning fra Vindlast. Den beregnes ut ifra en referansevindhastighet $V_{b,0}$ for byggestedet fra tabell NA.4(901.1) i Nasjonalt tillegg til NS-EN 1991-1-4. Verdiene er basert på vindmålinger gjort av det norske metrologiske institutt. Referansevindhastigheten er definert som mildere vindhastighet uavhengig av vindretning over en 10 minutters periode i en høyde 10 m over et flatt og åpent terreng. Tabellen NA.4(901.1) i Nasjonalt tillegg til NS-EN 1991-1-4 viser referansevindhastigheten over alle kommunene i Norge og Svalbard (Standard Norge, 2005a). Merk at kommunene i denne tabellen er angitt etter kommuneinndelingen slik den var før kommunesammenslåingen som skjedde 1. januar 2020.

Referansevindhastigheten modifiseres til basisvindhastighet med betegnelsen V_b , ved å ta hensyn til vindretning, årstid og byggestedets høyde over havet. Ved videre dimensjonering må basisvindhastigheten ta høyde for terrenget rundt den aktuelle bygningen. Påvirkningen av omkringliggende vegetasjon, bygningers høyde og lignende er inndelt i 5 forskjellige terrengruhetskategorier ut ifra området bygget er plassert. Denne kategorien brukes sammen med høyden av bygget i figur 4.2 i NS-EN 1991-1-4 til å velge C_{pe} verdi. Denne brukes sammen med vindhastigheten til å bestemme vindtrykket på byggets overflater med formelen: $W_e = q_p * Z_e * C_{pe}$ (Standard Norge, 2005a).

Vindens krefter på en konstruksjon er delt inn i soner. Veggen på lo side av bygget får en trykkraft fra vinden, mens veggen på le side får en strekkraft. Veggene på siden av bygget får strekkrefter ut fra bygget representert ved to til tre soner der det er størst krefter nærmest lo side av bygget og minst mot le side. Taket er også delt inn i soner, disse varierer med takets form. Vindsonens faktor skal multipliseres med vindtrykket beregnet tidligere og gir nyttelasten til vind (Standard Norge, 2005a).

2.3.3 Horisontale laster fra utilsiktet skjevstilling

Når en konstruksjon blir bygget kan det forekomme små avvik som er ugunstige for byggets stabilitet. Dette geometriske avviket skaper en skjevstilling (helningsavvik) i bygget. De overliggende og vertikale lastene i bygget som virker på skjevstillingen skaper en horisontal skjevlast som må tas opp av de vertikale avstivende skivene i bygget. Iht. EC2 1-1, punkt 5.2/6 skal alltid skjevstilling medtas i dimensjoneringen av konstruksjoner (Betongelementforeningen, 2016).

2.3.4 Seismisk last/jordskjelv

Jordkloden består av kontinental- og havbunnsplater som stadig er i bevegelse på grunn av bevegelser i jordens indre, disse oppstår primært på grunn av svært høy temperatur i kjernen (Norsar, u.å.). Når platene støter mot, glir fra eller presses over hverandre frigjøres energi som kan føre til bevegelser i jordskorpen. Disse bevegelsene kan oppfattes som seismiske bølger som beveger seg gjennom jordskorpa og forårsaker rystelser på jordoverflaten (Norsar, u.å.). Ved prosjektering av byggkonstruksjoner mot seismiske laster er det bestemmelsene i NS-EN 1998-1:2004+ NA:2008, *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning* som er gjeldene (Standard Norge, 2005b). I henhold til nasjonalt regelverk ved Eurokode 8 må konstruksjoner dimensjoneres mot seismiske laster på lik linje som for eksempel snø og vind, men denne Eurokoden innehar også utelatelseskriterier. Dersom konstruksjonen kan påvise tilstrekkelig dokumentasjon for at et av kriteriene er oppfylt, kan dimensjonering mot seismiske laster utelates (Standard Norge, 2005b).

2.4 Bæresystem

2.4.1 Generelt

Bæresystemet til en bygning har som hovedfunksjon å bære og avstive bygget for egne- og ytre lastpåkjenninger. Dette gjør bæresystemet ved å overføre kreftene fra de horisontale bygningskomponentene til de vertikale bygningskomponentene. Videre føres lastene som trykkrefter eller strekkrefter ned til fundament som står på fjell eller stabil masse (Larsen, 2008).

2.4.2 Etasjeskiller

Etasjeskilleren sin funksjon i et bæresystem er hovedsakelig å ta imot vertikal belastning og videreføre kreftene til bærende vegger eller søyler. Etasjeskilleren viderefører også

horisontale krefter til den avstivende delen av bæresystemet. Det er kritisk at etasjeskilleren har kapasitet til å motstå skjær- og momentkrefter for å unngå brudd. I tillegg stilles det krav til nedbøyning i spennet for å gjøre bygninger brukervennlige (Larsen, 2008).

Etasjeskillere blir også kalt dekker, videre deles det inn i tre hovedtyper: enveisdekke, toveisdekke og flatdekke. Enveisdekker kan plasseres oppå vegger eller bjelke som er plassert slik at dekket kun må dimensjoneres for spenn en retning. Toveisdekke kan plasseres på samme måte, men har bærende egenskaper i to retninger. Sistnevnte, flatdekke er et dekke som kan ligge direkte på søyler, uten behov for å bli støttet opp av vegger eller bjelker (Larsen, 2008).

2.4.3 Søyle

En søyles hovedfunksjon i et bæresystem er å videreføre vertikale laster nedover i bygget. Søylenes påkjennes da en aksialkraft N , men kan også utsettes for et bøyemoment M . Aksialkraften kommer i form av egenvekt fra konstruksjonsdeler og nyttelast bygget blir utsatt for. Søyler settes inn i bygget der man blant annet ønsker å ha et mer åpent rom enn det som er mulig med en bærende vegg (Larsen, 2008).

2.4.4 Bjelke

Bjelkens funksjon i et bæresystem er primært å bære tverrgående og vertikale laster, og viderefører lastbidraget til vertikale bygningskomponenter, som bærende vegger eller søyler. Bjelkens dimensjon og utforming blir hovedsakelig valgt ut fra materiale og kapasitetsbehovet (Larsen, 2008).

2.4.5 Forbindelse

En forbindelse er punktet der to bygningsdeler møtes. Forbindelsen skal være utformet slik at den er i stand til å videreføre krefter eller oppta bevegelser som oppstår på grunn av fysiske og kjemiske forhold i byggets funksjonstid. For å unngå brudd på selve forbindelsen, må forbindelsen kunne overføre alle kreftene den blir påført. Dimensjonering av forbindelser foretas normalt kun i bruddgrensetilstand. Utformingen av forbindelsen avhenger primært av materialvalget og konstruksjonens kapasitetsbehov (Betongelementforeningen, 2013).

2.4.6 Fundament

Konstruksjonens bæresystem og byggestedets grunnforhold er avgjørende for valg av fundamentering. Fundamentets hovedfunksjon er å overføre lastene fra konstruksjonen direkte ned til grunnen som et flattrykk fra fundamentflaten (Sørensen, 2020). Grunnens bæreevne avhenger av grunnforholdet på byggestedet. Grunnforholdet må undersøkes av en geoteknisk rådgiver for hvert enkelt byggested. De geologiske undersøkelsene må ta høyde for flere faktorer som jordart, dybde til fundamentsåle og fundamentflate. Ut ifra undersøkelsene på byggestedet fremkommer tillatt dimensjonerende grunntrykk, σ_{gd} . Fundamentets trykk mot grunnen kan ikke overstige σ_{gd} (Sørensen, 2020). De vanligste fundamenttypene hvor grunnforholdet er tilfredsstillende er vegg- og søylefundament. Hvis grunnforholdet er dårlig eller konstruksjonen medfører store laster, kan fundament med hel bunnplate være aktuelt (Sørensen, 2020).

Ved dimensjonering av fundament må det tas hensyn til frostgrensen i grunnen på byggestedet. Frostgrensen er avstanden fra terrengoverflaten ned til avstanden x meter i grunnen. Når vannet i grunnen fryser til is ekspanderes den og løfter overliggende jordmasse. Denne prosessen kalles telehiv (Thue, 2016). Det er derfor viktig at fundamentet til konstruksjonen ligger under frostgrensen, slik at det ikke utsettes for telehiv. Avstanden x avhenger av klima, og er dermed stedsavhengig. Oversikt over frostgrensen for byggestedet finnes i artikkelen «*Klimadata for termisk dimensjonering og frostsikring*» utgitt av SINTEF Byggforsk (SINTEF Byggforsk, 2018).

2.4.7 Avstivningssystem

Avstivningssystemet er en del av bæresystemet, og har som hovedoppgave å stabilisere og forankre bygget mot horisontale laster. De horisontale lastene kommer hovedsakelig fra vindlast, jordskjelv, kranlast, jordtrykk, ulykkelaster og laster fra uforutsette skjevstillinger i bygget (Betongelementforeningen, 2016).

I de fleste avstivningssystemer forutsettes det at dekket og taket tar krefter i sitt eget plan, skivekrefter. Dekket og taket vil være horisontale skiver som avhenger av å føre kreftene videre til de vertikale skivene i avstivningssystemet. Videre må de vertikale skivene være tilstrekkelig forankret for å ta imot de horisontale lastene bygget utsettes for. De vertikale skivene kan heller ikke plasseres vilkårlig. Plassering av disse skivene er avgjørende for å forhindre rotasjon av bygget. De vertikale skivene i avstivningssystemet kan for eksempel

være veggskiver, innspente søyler, heis- og trappesjakter. Disse skivene kan bestå av både tre og stål, men det mest effektive er betong (Betongelementforeningen, 2016).

De vertikale og horisontale skivene danner bæresystemets avstivningssystem. De aktuelle bæresystemene deles inn i følgende systemer: Innspente søyler, rammesystemer, skivesystemer og kombinasjonssystemer. Hvilket avstivningssystem som skal velges i de ulike bæresystemene må vurderes ut ifra det aktuelle byggets utforming, materialbruk, last påkjenning, byggestedets grunnforhold og fare for jordskjelv (Betongelementforeningen, 2016).

2.5 Bygningsmateriell

2.5.1 Betong

Ved riktig fremstilling er betong et sterkt, bestandig, formbart material med lang levetid. På grunn av dette og den gode tilgangen på materialets bestanddeler, og dets lave kostnad sammenliknet med andre materialer ført til at betong er det mest benyttede byggematerialet i vår tid, målt i volum (Sandaker, Sandvik og Vik, 2017). Betong blir fremstilt ved å blande sement, vann, tilslag og eventuelle tilsetningsstoffer/materialer i et bestemt forhold. Tilslaget består av stein og sand, og utgjør ca. 70% av betongens volum. De resterende 30% av volumet består av sementlim. Sementlimet består av sement, vann og eventuelle tilsetningsstoffer/materialer. Tilsetningsmaterialer kan for eksempel være flyveaske, silikastøv eller slagg, mens tilsetningsstoff eksempelvis kan være plastiserende stoff (P-stoff) eller luftinnførende stoff (L-stoff). Disse tilsetningsstoffene- og materialene kan benyttes for å endre betongens egenskaper i både fersk og herdet tilstand. Sammensetningen av de ulike bestanddelene avgjør derfor betongens egenskaper og styrke (Sandaker, Sandvik og Vik, 2017).

2.5.1.1 Fasthetsklasser

Fasthetsklasser for betong er også kalt trykkfasthetsklasse og sier noe om betongkvaliteten til herdet betong. På grunn av nødvendig herdetid måles verdiene 28 døgn etter støpning. Trykkfasthetsklassen angis ved konstanten B og et påfølgende tall som angir trykkfastheten til betongen. For eksempel vil betongkvaliteten B45 ha en karakteristisk trykkfasthet på 45 MPa (Maage, 2017).

2.5.1.2 Eksponeringsklasser

Betongkonstruksjoner skal klassifiseres i 1 av de 20 eksponeringsklassene gitt i NS-EN 206-1. Eksponeringsklasse velges ut ifra hvilke mulige nedbrytningsmekanismer betongkonstruksjonen eksponeres for, herunder fare for armeringskorrosjon eller nedbrytningen av betongen. En betongkonstruksjon kan falle innunder flere eksponeringsklasser, i dette tilfelle er det den strengeste eksponeringsklassen som gjelder (Maage, 2017).

2.5.1.3 Armering

Betongen alene har liten evne til å ta opp strekk, og evner kun å ta en strekkbelastning på 3-5 MPa. Derfor legges det inn armeringsstål i betongkonstruksjoner slik at strekkreftene tas opp av armeringen. Ved å legge inn armering økes betongens evne til å ta opp strekkrefter, moment og nedbøying (Sandaker, Sandvik og Vik, 2017). De fleste betongkonstruksjonsdeler må armeres, men stålets mengde, plassering og dimensjon varierer. Det mest anvendte armeringsstålet er B500C. Bokstaven B forteller at armeringsstengene har «kammer», tallet 500 angir at stålet har en karakteristisk flytegrense på 500 N/mm² og bokstaven C angir stålets duktilitetsklasse (Maage, 2017).

2.5.1.4 Overdekking

Overdekking er viktig for å beskytte stålet mot slitasje fra omgivelsene. Overdekking er avstanden mellom betongoverflaten og inn til nærmeste armering og er særdeles avgjørende for å hindre eller forsinke korrosjon i armeringsstålet. Derfor stilles det krav til overdekning og bestandighetsklasser ut ifra miljøpåvirkningen(eksponeringsklasser), brukstiden og brannfaren som konstruksjonen er eksponert for (Maage, 2017).

2.5.1.5 Generelle egenskaper

Betong egner seg godt til bærendekonstruksjonskomponenter på grunn av materialets gode trykkfasthet som gjør det i stand til å tåle stor trykkbelastning. Armeringsstålet tilfører betongkonstruksjonen strekkstyrke og duktilitet. Sammen med betongens gode bestandighet, formbarhet og store evne til å ta opp trykk, er armert betong en anvendelig kompositt med flere gode mekaniske egenskaper (Maage, 2017).

Betong har en helt unik evne til formbarhet i forhold til andre konstruksjonsmaterialer. Graden av formbarhet blir bestemt av betongens støpelighet. «*Med støpelighet menes hvor lett betongen er å bearbeide når den er støpt ut*» (Maage, 2017, s.12).

Betong brenner ikke, og er ansett som et av de beste konstruksjonsmaterialene når det gjelder brannmotstand. Betongens brannmotstand kommer primært fra materialets evne til å absorbere varme og virke selvisolerende. Betongen beholder bæreevnen over langt lenger tid enn andre konstruksjonsmaterialer ved termisk deformasjon under brann. Betongens armeringsstål mister derimot sin bæreevne svært raskt fordi at stål er en god varmeleder og det varmes derfor fort dersom det eksponeres for høye temperaturer. For å beskytte stålet og unngå at det mister sin bæreevne er det viktig å ha tilstrekkelig overdekning slik at stålet varmes opp langsommere i brannforløpet. Dersom stålet ikke er tilstrekkelig beskyttet mister betongkonstruksjonen store deler av sin strekkapasitet (Betongelementforeningen, 2017). Nærmere beskrivelse om stålets egenskaper ved brann er beskrevet under punkt 2.5.2.1.

Betong har en egenvekt på opptil 2400kg/m^3 og stål har egenvekt på $7700\text{--}7850\text{kg/m}^3$. Det er viktig at den reelle vekten av armert betong ikke overskrider den vekten som benyttes i dimensjoneringen av betongkonstruksjonen fordi at underdimensjonering kan føre til katastrofale konsekvenser. I det nasjonalt anerkjente oppslagsverket er vekten av armert betong er satt til 25kN/m^3 (SINTEF Byggforsk, 2016). Spennvidden og kapasiteten til betongkomponenter blir bestemt av blant annet betongkvalitet, belastning, bygningskomponentens dimensjon og armering (SINTEF Byggforsk, 1996).

2.5.1.6 Plasstøpt og prefabrikkert betong

I byggkonstruksjoner kan betongen både støpes på byggeplassen og som elementer på fabrikk. Disse to måtene å fremstille betongkomponentene på er også kalt plasstøpt betong og prefabrikkert betong (Maage, 2017).

Plasstøpt betong er fremstillingsmetoden der betongkonstruksjonen blir støpt og utført på byggeplassen, og gir stor frihet til formbarhet og utforming. Denne metoden krever mer tid og ressurser på byggeplassen enn bruken av prefabrikerte betongelementer, på grunn av forarbeidet som kreves med forskaling og armering. Plasstøpt betong må også ta hensyn til betongens herdeprosess før bruk (Maage, 2017).

Prefabrikkerte betongelementer er fremstillingsmetoden der elementene blir støpt og herdet på et annet sted enn byggestedet, og utføres oftest i innendørs produksjonshaller under kontrollerte forhold. På grunn av produksjonsomstendighetene kommer prefabrikkerte betongelementer ofte med høy kvalitet. I tillegg kan bruken prefabrikkerte betongelementer korte ned tiden på byggeplassen betraktelig (Maage, 2017).

2.5.1.7 Hulldekker

Hulldekker er en type prefabrikkerte dekkelementer av betong. Hulldekkene har langsgående åpne kanaler inne i tverrsnittet, og er armert med forspente spenntau av stål (Maage, 2017). Hulldekkenes primære egenskap er at egenvekten reduseres uten at bæreevnen reduseres betraktelig. Den reduserte egenvekten gjør det mulig for hulldekke å ha en større spennvidde enn andre betongdekker med tilsvarende høyde. Hulldekkene kan produseres for spenn på rundt 6m til 18 m med tykkelse som varierer fra 200mm til 520mm ut ifra ønsket bæreevne og spennvidde. Hulldekkeelementene blir produsert med en standard bredde på 1200mm (Betongelementforeningen, 2010). Hulldekker har i likhet med andre betongelementer gode brannegenskaper. De fleste hulldekker tilfredsstiller brannkrav R60 (Betongelementforeningen, 2010).

2.5.2 Konstruksjonsstål

Stål er en legering av jern og karbon, hvorav 98-99 vektprosent er jern og 1-2 vektprosent er karbon. Deler av vektprosent til karbon kan også erstattes med andre grunnstoffer, men dette er ikke så anvendt i vanlig konstruksjonsstål. Det meste av konstruksjonsstålet er klassifisert som ulegert stål, også kaldt karbonstål (Sandaker, Sandvik og Vik, 2017).

Ifølge Larsens bok «Dimensjonering av stålkonstruksjoner» klassifiseres de vanligste konstruksjonsståltypene som benyttes i lastbærende konstruksjoner som:

- Vanlige konstruksjonsstål
- Rusttrege stål
- Rustfrie stål
- Støpestål

Denne inndelingen sier ikke noe om stålsorten (fasthetsklassen) eller kvaliteten som stål spesifiseres etter, men kan være informativ til konstruksjonsstålets generelle egenskaper (Larsen, 2010).

2.5.2.1 Materialeegenskaper

Stålets egenskaper avhenger av hvordan det blir produsert. For eksempel har andelen karboninnhold betydelig innvirkning på konstruksjonsstålets struktur, og bestemmer i stor grad stålets viktigste egenskaper (Sandaker, Sandvik og Vik, 2017). Stål har et bredt bruksområde på grunn av stålets styrke i forhold til egen vekt. Denne egenskapen gjør det mulig å bruke lange og slanke stålkonstruksjonselementer over store spenn, uten at konstruksjonens egenvekt øker betraktelig (Larsen, 2010). Konstruksjonsstålet kommer ofte som prefabrikkerte elementer, og har gode evner til formbarhet ved fremstilling. De prefabrikkerte stålelementene er raske å montere, og gjør oppbygging og eventuelt nedrivning på byggeplassen relativt rask (Sandaker, Sandvik og Vik, 2017).

Stål har mange gode egenskaper, men det blir svakt ved høy temperatur. Ved temperaturer over 400°C har stålet mistet 1/3 av stivheten og styrken det har ved romtemperatur. Stål har høy varmeledningsevne, så fra 400°C går bæreevnen raskt nedover, og ved 800°C er det omtrent ikke bæreevne igjen. Ved en brann kan temperaturen være opptil 1000°C i flammefasen, så ved en utbredt brann tar det ikke lang tid før stålet mister sin bærene. Det er en dramatisk konsekvens som må tas hensyn til under prosjektering fordi at tiltak for brannsikring av stålkonstruksjoner ofte er nødvendig (Sandaker, Sandvik og Vik, 2017).

Noe annet stål tåler dårlig er eksponering av sammensetningen fukt og oksygen. Det starter en elektrokjemisk prosess, korrosjon, som bryter ned stålet. Det er derfor viktig å sørge for at stålkomponenter ikke på noen måte blir utsatt for direkte kontakt av fukt, for å bevare de viktige egenskapene. Korrosjonsprosessen starter ved luftfuktighet på 70% og høyere, valg av materialeegenskaper, eksponering og beskyttelsestiltak er derfor avgjørende for konstruksjonens levetid (Sandaker, Sandvik og Vik, 2017).

2.5.2.2 Fasthetsklasser og stål kvalitet

Ved bruk av konstruksjonsstål må fasthetsklasse og stål kvalitet fastsettes. Fastheten til et materiale har innvirkning på flere viktige egenskaper, blant annet evnen til å motstå

bøyelighet, styrke og strekk (Sandaker, Sandvik og Vik, 2017). For stål er fasthetsklassene angitt etter stålets flytespenning. Vanlig konstruksjonsstål har flytespenning på 235- 460 MPa. Stålkvaliteten er angitt etter stålets kjemiske sammensetning, termiske og- mekaniske bearbeiding og slagseighet (Larsen, 2010).

Ifølge Larsen i boka «Dimensjonering av stålkonstruksjoner» er stålets fasthet og kvalitet gitt etter følgende betegnelse:

S XXX YY ZZ

Hvorav S betegner konstruksjonsstål, XXX angir stålsort/fasthetsklassen som spesifiserer minimums flytegrense, YY angir stålkvalitet/slagseighet og ZZ angir leveringstilstanden (Larsen, 2010).

Fasthetsklassene og stålkvaliteten er gitt i henhold til NS- EN10025- 1 til 10025-4 og NS- EN 10025-6 (Larsen, 2010)

2.5.2.3 Stålprofiler

Dimensjonering av stålkonstruksjoner utføres i henhold til NS-EN 1993 *Prosjektering av stålkonstruksjoner* (Larsen, 2010). Stålprofiler kommer i ulike former, dimensjoner og kvaliteter. Stålprofilenes tverrsnitt er av avgjørende betydning for profilenes bruksområde. Når stål anvendes som bærende konstruksjonskomponenter i byggverk, er det mest anvendelige stålmaterialet en kombinasjon av varmvalsede bjelke og – søyleprofiler (Norsk Stålforbund og Betongelementforeningen, 2008). For søyler er firkanta og sirkulære HUP profiler godt egnet, men H- profiler kan også anvendes. HUP og RHS- profilene har et hult og symmetrisk tverrsnitt, som gir god bæreevne og et stort motstandsmoment om alle akser. For bjelker er H, -I, - EHP og THP- profiler godt egnet. H og I- profilene har god bøyestivhet i forhold til egenvekt, og tåler dermed godt momentbelastning. Hatteprofilene EHP og THP er godt egnet til stålbjelker som skal kombineres med betongelementer. På disse hatteprofilene kan betongelementene hvile på et eller to utstikkende felte på profilen. På denne måten blir betongelementer integrert i dekket og er plassbesparende (Norsk Stålforbund og Betongelementforeningen, 2008).

2.6 Programvare

2.6.1 Focus Konstruksjon

Focus Konstruksjon er et beregningsverktøy som tar utgangspunkt i elementmetoden for å analysere belastninger på både små og store konstruksjoner, heretter referert til som Focus. Programmet består av 2D og 3D arbeidsvisning som skaper et visuelt brukergrensesnitt og en illustrativ framstilling av analyser i henhold til Eurokoden med valgfunksjonen nasjonale tillegg for Norge. Med dette programmet er det mulig å modellere konstruksjoner som består av stål, betong og tre. Disse materialene ligger i et bibliotek som komplementeres av de mest brukte tverrsnitt, profiler, og varianter til hvert materiale (Focus software, u.å.).

2.6.2 Revit

Revit er et tegneprogram utgitt av Autodesk. Revit gjør det mulig å modellere en tredimensjonal modell av en konstruksjon. Modellen kan senere gjøres om til tegninger i plan, snitt eller fasade, og kan brukes til å gjøre mengdeberegninger og analyser av konstruksjoner. Revit tilbyr flere BIM- funksjonaliteter for arkitekter, rådgivendeingeniør, VVS og elektro som gjør det mulig å arbeide sammen på en plattform på tvers av fagfelt (Autodesk, u.å.).

2.6.3 Microsoft Office Excel

Microsoft Office Excel er et digitalt regneark produsert av Microsoft. Excel kan brukes til å utføre beregninger, lage tabeller og diagrammer. Programvaren innehar flere beregningsfunksjoner som for eksempel «rutineoppgaver», som gjør det mulig å formatere beregninger. På denne måten kan programvaren effektivisere beregningsprosessen (Microsoft, u.å.).

2.7 Miljø

Denne oppgaven tar som tidligere nevnt bare for seg byggets bæresystem. For å se på dette studiet i et miljøperspektiv er det naturlig å se på bæresystemenes bestanddeler og deres miljøavtrykk. For deretter knytte bruken av disse materialene opp mot et utvalg av FNs bærekraftsmål.

Miljø- og samfunnsmessige betraktninger er ikke en del av forskningsspørsmålet i dette studie og er derfor ikke inkludert i metode eller resultatene, men innunder diskusjonen skal

resultatene i dette studie vurderes i lys av et utvalg av FNs bærekraftsmål som er fremlagt i punkt 2.8.3.

2.7.1 Betongens miljøavtrykk

En måte å måle miljøavtrykk er se på det totale utslippet av karbondioksid, nærmere kjent som CO₂. Betongmaterialet er kjent for å ha et høyt utslipp av CO₂. Av betongens samlede karbonavtrykk kommer over 90 prosent fra sementproduksjonen. De resterende 10 prosentene kommer hovedsakelig fra energiforbruket ved fremstilling og transport for betongens andre bestanddeler. «På verdensbasis står produksjonen av sement for ca. 5% av de samlede menneskeskapte CO₂- utslippene» (Maage, 2017, s.44). I produksjonen av sementen forbrennes kalkstein. Selve forbrenningsprosessen er hovedkilden til sementproduksjonens CO₂ utslipp. I tillegg krever prosessen mye energi, dersom denne kommer ifra ikke-fornybare kilder er dette også en belastning på miljøet (Maage, 2017).

Det høye CO₂ utslippet fra betongindustrien er en belastning på miljøet, og har stort forbedringspotensial innen bærekraftig utvikling. Ifølge rapporten «CO₂- utslipp- sement og betong» utgitt av Norsk Betongforening viser at utslippstallene fra betongproduksjonen har store globale variasjoner. Hvorav tallene viser at Norge har betydelig lavere utslipp pr. tonn sement enn det globale utslippet ligger på. Variasjonen i utslippstallene er påvirket av elektrisitetsforbruk, hvor effektiv prosessen er, hvordan elektrisiteten produseres og hvor stor andel av sementens som er klinker (Norsk betongforening, 2009).

Det finnes noen tiltak som kan vurderes for å redusere karbonavtrykket i betongkonstruksjoner. Ett av disse tiltakene er bruken av erstatningsmaterialer i betongen, disse kan bidra til å redusere mengden av ren sement. Redusering av sement i betongmassen kan føre til at konstruksjonen blir svakere og krever mer vedlikehold i løpet av sin levetid. Sammensetningen i betongen må også tilpasses etter bruken av erstatningsmaterialet (Maage, 2017).

For å vurdere materialets miljøavtrykk må det også se på dets levetid og behov for vedlikehold. Betong er et bestandig og solid materiale som krever lite vedlikehold gjennom konstruksjonens levetid. Eksempelvis kan en fasade i betong stå opp imot 100 år med lave eller i noen tilfeller helt uten vedlikeholdsbehov. Den lange levetiden og lave

vedlikeholdsbehovet senker konstruksjonens totale utslipp av nødvendige oppgraderinger og ressurser- og energibruk som dette medfører. I en tid hvor klimaet blir stadig tøffere blir robuste materialer som kan tåle denne påkjenningen desto viktigere (Norsk betongforening, 2018).

Det er viktig å trekke fram at betong i de fleste konstruksjoner er avhengig av armeringsstål. Sammensetningen av betong og armeringsstål gjør dette til et komposittmateriale. Mengden armeringsstål varierer etter konstruksjonens kapasitetsbehov, og det er derfor ikke mulig å redusere mengden stål for å oppnå en miljøgevinst (Maage, 2017).

Etter endt levetid må betongkonstruksjonen rives, og avfallet må håndteres. Hvordan avfallhåndteringen gjøres, er av stor betydning for materialets forurensing for miljøet. Det er viktig å skille mellom materialer som kan gjenbrukes og materialer som ikke kan gjenbrukes. De restmaterialene som ikke kan gjenbrukes kalles betongavfall. For at restmaterialer skal defineres som betongavfall må det inneholde en viss mengde av følgende stoffer:

- Skadelig stoffer
- PCB
- Tungmetaller
- PAH-forbindelser
- Benzonapyren
- Alifatiske hydrokarboner

Restmaterialer som ikke inneholder overnevnte stoffer kan benyttes til blant annet fyllmasse i anleggsarbeid eller som knust tilslag i fremstillingen av nye betongkonstruksjoner der det er knapphet på rene naturtilslag (Norsk betongforening, 2019).

2.7.2 Stålets miljøavtrykk

En av forutsetningene for en mer bærekraftig utvikling i byggebransjen er økt bruk av materialer som kan gjenvinnes eller gjenbrukes. Innenfor gjenvinning og gjenbruk er stål et helt unikt materiale med tanke på at det kan gjenvinnes 100 prosent med like god kvalitet (Norsk Stålforbund, 2009).

Stålet kan fremstilles på to ulike måter; konverter- eller smelteovnsprosessene. Konverterprosessene fremstiller stålet ut fra råjern som basismateriale, mens

smelteovnsprosessen fremstiller stålet ut fra skrapjern som basismateriale. Skrapjern er gjenvinnbart stål. Fremstillingen av stål er svært energikrevende, og har sitt største CO₂ utslipp ved første gangs fremstilling ved konverterprosessene. Siden stål er 100 prosent gjenvinnbart reduseres behovet for fremstilling av nytt stål gjennom denne energikrevende prosessen (Sandaker, Sandvik og Vik, 2017).

Stål har også et gunstig forhold mellom egenvekt og styrke, dette gjør at volumet av stål er lavt i forhold til vekten materialet kan bære. Materialets volum er derfor relativt lavt i forhold til andre bygningsmaterialer innenfor samme bruksområdet (Sandaker, Sandvik og Vik, 2017).

Selv om fremstillingen av stål er svært energikrevende har materialet flere gode egenskaper med tanke på miljøpåvirkningene sett i et livsløpsperspektiv. Stål blir fremstilt som prefabrikkerte stålelementene som gir høy grad av nøyaktighet og minimerer svinn. I tillegg har stålet lang levetid, er enkelt å vedlikeholde, demontere og resirkulere (Norsk Stålforbund, 2009).

2.7.3 FNs bærekraftsmål

De forente nasjoner, også kjent som FN har utarbeidet bærekraftsmål som «*verdens felles arbeidsplan for å utrydde fattigdom, bekjempe ulikhet og stoppe klimaendringene innen 2030*» (FN sambandet, 2020).

Bærekraftsmålene er rettet mot de tre hoveddimensjonene innenfor bærekraftig utvikling: klima og miljø, økonomi og sosiale forhold. Ifølge FN sambander er bærekraftig utvikling definert på følgende måte: “*Bærekraftig utvikling handler om å ta vare på behovene til mennesker som lever i dag, uten å ødelegge framtidige generasjoners muligheter til å dekke sine*” (FN sambandet, 2020).

To av målene kan knyttes direkte til konstruksjon av bygninger: 11 - *bærekraftige byer og samfunn*, og mål og 12- *Ansvarlig forbruk og produksjon*.

- Mål 11 handler om bærekraftige byer og samfunn. Innenfor mål 11 legges det vekt på å gjøre samfunnet inkluderende, trygge, motstandsdyktige og bærekraftig. Flere av delmålene under mål 11 handler om å tilrettelegge samfunn og byer for de fattigste i

slumområder, men også tilrettelegging av en fremvoksende urbanisering. Ved en urbanisering kan byer eller samfunn vokse fortere enn tilbudet på arbeidsplasser og boliger. Da er det viktig at bo mulighetene blir opprettet på en slik måte at det ikke går utover det eksisterende samfunnet på en negativ måte. Som for eksempel fjerning av store grønt arealer, økt luftforurensning, overbelastning av ressurser eller ødeleggelse av regionale utviklingsplaner (FN sambandet, 2020)

- Mål 12 handler om ansvarlig forbruk og produksjon. Innenfor dette målet handler det i stor grad og gjøre mer med mindre ressurser. I bygg sammenheng kan dette målet ses opp mot blant annet materialbruk, kvalitet, vedlikeholdsbehov, totale forurensningen, optimalisering av tilgjengelige ressurser, gjenvinning og gjenbruk. Bygget må også ses opp imot lokale forutsetninger, ressurser og begrensninger. På denne måten sikre en best mulig løsning for både omgivelsene og brukerne/innbyggerne (FN sambandet, 2020).

2.8 Utnyttelsesgrad

Generelt kan begrepet utnyttelsesgrad beskrives som et «*produktivitetsmål som defineres som forbrukt input dividert på tilgjengelig input*» (Lederkilden, u. å.). Begrepet utnyttelsesgrad kan ha ulik betydning i forhold til konteksten begrepet settes inn i. Anvendelse av begrepet utnyttelsesgrad må derfor spesifiseres i henhold til bruksområdet for den aktuelle konteksten begrepet settes inn i. I lovverk, standarder, forskrifter og veiledningsdokumenter er utnyttelsesgraden spesifisert med begrepet «grad av utnytting». Herunder er det spesielt §5 *Grad av utnytting* i TEK17 og det veiledende dokumentet «*Grad av utnytting*» utgitt av kommunal- og moderniseringsdepartementet som er dekkende for gjeldene regelverk som omfatter grad av utnytting innenfor generelle bestemmelser for byggesaker og arealplanlegging (Kommunal- og moderniseringsdepartementet, 2014).

3 Metode

I dette kapitlet skal gjøres rede for valgt målemetode for utnyttelsesgrad og fremgangsmetode for dimensjoneringen av bæresystemene.

3.1 Måling av utnyttelsesgrad

Utnyttelsesgraden skal måles etter gitte parametere som er presentert tidligere i oppgaven. Dette innebærer at bestemte resultater fra dimensjoneringen til bæresystemene settes inn i parameterne for utnyttelsesgraden. Hvilke resultater som anvendes i de ulike parameterne blir valgt ut ifra hvilke bygningskomponenter som kan påvirke de ulike parameterne, og er spesifisert i underliggende punkter. Deretter skal målingene av utnyttelsesgraden fra de to bæresystemene sammenlignes.

Underliggende punkt presenterer hvilket datamateriale og målemetode som skal anvende til hver enkelt parameter:

- Nettoareal (NTA): Nettoarealet skal måles som totalt gulvareal som gjenstår i hvert enkelt plan etter at $\sum KA$ er subtrahert fra BTA. $\sum KA$ er det totale arealet som opptas av bærende vegger og søyler i et plan. For å måle dette skal datamaterialet av vegg og søyledimensjonene multipliseres med antall vegger og søyler som befinner seg i hvert enkelt plan. Første til tredje etasje er identiske og blir beregnet som en måleenhet. BTA målene skal hentes ut ifra arkitektmodellen i hvert enkelt plan og subtraheres med måleenhetene $\sum KA_{1.-3.etg.}$ og $\sum KA_{kjeller}$.

Følgende måleenheter inngår i parameteren NTA:

$$NTA_{1.-3. etg.} = BTA_{1.-3. etg.} - \sum KA_{1.-3. etg.}$$

$$NTA_{kjeller} = BTA_{kjeller} - \sum KA_{kjeller}$$

- Innvendig etasjehøyde: For å foreta målingene av innvendig etasjehøyde i første til tredje etasje skal utvendige mål av etasjehøyde hentes fra arkitektmodellen. De utvendige målene av etasjehøyde skal subtraheres med datamaterialet for dimensjonert dekketykkelse. I kjelleren skal utvendige mål av etasjehøyden også hentes fra arkitektmodellen. Den utvendige etasjehøyden i kjelleren skal subtraheres med datamaterialet for dimensjonert dekketykkelse og total høyde av underliggende bjelke som ikke er felt inn i dekket.

Følgende måleenheter inngår i parameteren innvendig etasjehøyde:

Etasjehøyde_{innvendig 1.- 3. etg} = Etasjehøyde_{utvendig} - t_{dekke}

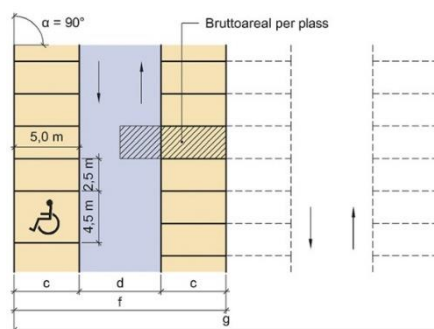
Etasjehøyde_{balkong} = Etasjehøyde_{utvendig} - t_{dekke(balkong)}

Etasjehøyde_{inne i parkeringskjeller} = Etasjehøyde_{utvendig} - t_{dekke} - h_{bjelke}

- Antall p- plasser i kjelleren: Denne parameteren skal måle antall parkeringsplasser som er mulig å få plass til innenfor minstemålene til valgt standardisert parkeringsløsning. I denne oppgaven er det valgt at minstemålene for standardløsning som er markert i rødt, i tabell 4 skal være gjeldende. Denne løsningen er valgt på bakgrunn maksimal utnyttelse av grunnflatens geometri og begrensende plass i spennvidden mellom søylene i kjelleren. Minstemålene til den standardiserte parkeringsløsningen er fremstilt i figur 14 og tabell 4.

Tabell 4- Valgte standardmål for parkeringsplasser (Kilde: SINTEF Byggforsk, 2015)

a °	c m	d m	e m	f m	Bruttoareal per plass ¹⁾ m ²
45	5,30	4,10	3,54	14,70	22,86
60	5,60	4,15	2,89	15,35	20,35
70	5,55	4,25	2,66	15,40	19,35
80	5,35	5,00	2,54	15,70	19,37
90	5,00	6,30	2,50	16,30	20,37



Figur 14- Definererte mål for parkeringsplasser (Kilde: SINTEF Byggforsk, 2015)

Grunnlaget for måling av parkeringsplasser i kjelleren tar høyde for nettostørrelse for standard parkeringsplasser lik 2,5 m x 5,0 m, og 4,5 m x 5,0m for parkeringsplassene forbeholdt funksjonshemmede (SINTEF Byggforsk, 2015). I henhold til planprogrammet for Markavegen vest, skal boenheter inntil 60 m² ha 1,0 biloppstillingsplasser. Øvrige boenheter skal ha maks 1,5 biloppstillingsplasser. Parkering for biler skal ifølge planprogrammet i all hovedsak løses i kjeller/underetasje (Valdreskart, 2020). Siden denne oppgaven ikke tar høyde for

inndelingen av antall boenheter og størrelsen på disse, er ikke min/maks kravet til antall parkeringsplasser i planprogrammet ivaretatt da det ikke foreligger et vurderingsgrunnlag for dette.

Ved inndeling av parkeringsplasser er det lagt vekt på å følge handikapforbundets anbefalinger om at 5-10% av byggets totale p- plasser skal være forbeholdt funksjonshemmede (SINTEF, 2015). For at sammenligningsgrunnlaget skal være mest mulig likt, er det valgt at begge bæresystemene skal ha like mange parkeringsplasser forbeholdt funksjonshemmede og oppfylle anbefalingene til handikapforbundet.

I henhold til preakseptert løsning gitt av SINTEF, er minste avstand på kjørebanebredde som ikke er mellom parkeringsplasser satt til 5,1 m ved toveistrafikk og 2,6 m ved enveistrafikk (SINTEF byggforsk, 2015). I denne oppgaven er det valgt å legge til rette for toveistrafikk. Ved toveistrafikk er det mulig å kjøre i begge retninger i hele parkeringskjelleren og reduserer antall nødvendige innkjøringsmuligheter. Bachelorgruppen anser derfor denne løsningen som mest anvendelig, og minstemålet på 5,1m skal være oppfylt ved måling av antall mulige parkeringsplasser i kjelleren.

I denne parameteren er det derfor valgt å måle hvor mange parkeringsplasser det er mulig å få plass til innenfor de kravene som stilles i parkeringskjelleren.

Krav som må foreligge i dette parametere:

- Valgt minstemål i figur 14 og tabell 4 må være oppfylt
- Begge bæresystemene må ha like mange parkeringsplasser forbeholdt funksjonshemmede.
- Kjørebredden som ikke er mellom p- plasser må minst være 5,1m.

3.2 Grunnlag for dimensjonering/fremgangsmetode

Punkt 3.2 har til hensikt å beskrive det generelle grunnlaget for dimensjoneringen av bæresystemene, for deretter beskrive fremgangsmetode til bæresystem 1 under punkt 3.3 og bæresystem 2 under punkt 3.4.

3.2.1 Klassifiseringer

Tabell 5- Brannklasse og risikoklasse

Bygningsdel	Brannklasse	Risikoklasse
Bolig	2	4
Parkeringskjeller	2	2
Basert på:	§11-3 i TEK17	§11-2 i TEK17

3.2.2 Lastberegninger

Dimensjoneringen i denne oppgaven er beregnet ut ifra lastpåkjenningene som er fremstilt i tabell 6. Lastene er hentet ut fra anbefalte verdier i NS-EN og produktkatalog fra NOBI Voss (NOBI, 2016).

Tabell 6- Lastgrunnlaget for videre dimensjonering

Last:	Karakteristikk verdi:	I henhold til:
Nyttelast boenheter/leiligheter	2 kN/m ²	NS- EN 1991-1-1:2002
Nyttelast trappe/heissjakt	3 kN/m ²	NS- EN 1991-1-1:2002
Nyttelast balkong	4 kN/m ²	NS- EN 1991-1-1:2002
Snølast, tak	3,6 kN/m ²	NS- EN 1991-1-3:2003
Vindlast mot langveggen, D sone	0,44kN/m ²	NS- EN 1991-1-4:2005
Vindlast mot langveggen, E sone	0,21kN/m ²	NS- EN 1991-1-4:2005
Vindlast mot kortveggen, D sone	0,43kN/m ²	NS- EN 1991-1-4:2005
Vindlast mot kortveggen, E sone	0,18kN/m ²	NS- EN 1991-1-4:2005
Vindlast mot kortvegg, tak, I sone (trykk)	0,12 kN/m ²	NS- EN 1991-1-4:2005
Egenlast plasstøpt betong	25 kN/m ³	NS-EN 1991-1-1:2003
Egenlast hulldekke (HD 265)	370 kg/m ²	Produktkatalog fra: NOBI, 2016
Egenlast THP- profil + fugemørtel	209,3 kg/m+ 21 kg/m ²	NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008
Egenlast RHS- profil	52,5 kg/m	NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008

3.2.3 Bruddgrensetilstand

I henhold til NS-EN *Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner* skal byggverk dimensjoneres i bruddgrensetilstand og ulykkestilstand for lasttilfellene bygget utsettes for (Standard Norge, 2002a). Ved å dimensjonere lastene i bruddgrensetilstand kontrolleres de mest ugunstige lastpåkjenningene for å forsikre at det ikke oppstår brudd eller forskyvninger i konstruksjonen. Dimensjoneringen i bruddgrensetilstand bruker sikkerhetsfaktorer til å

minimere risikoen for at en konstruksjon blir skadet på en sann måte at det kan utgjøre en fare for liv og helse (Standard Norge, 2002a).

Sikkerhetsfaktorene tar høyde for at materialer ikke er like sterke som testresultater fra laboratorier har indikert, og at krefter som påvirker konstruksjoner er annerledes enn det er tatt høyde for i beregningene. Sikkerhetsfaktorene som er anvendt ved dimensjonering er fremstilt i formelen 6.10a og 6.10b i NS-EN 1990:2002+NA:2008 (Standard Norge, 2002a). Av formlene 6.10a og 6.10b skal alltid den formelen som gir høyest verdi benyttes til videre dimensjonering for å ta høyde for at det enten er mye eller lite egenlast i forhold til nyttelast. For at det ikke skal oppstå brudd i konstruksjonen kan ikke det dimensjonerte byggverket overskride bruddkriteriene i bruddgrensetilstand.

3.2.4 Bruksgrensetilstand

Bruksgrensetilstanden brukes til å beregne bygningsdelers evne til å motstå nedbøying, forskyvninger, rissvidder og andre uønskede deformasjoner som kan svekke brukervennligheten til en konstruksjon. NS-EN 1990:2002+NA:2008 har fordelt lasttilfeller inn i karakteristisk, ofte forekommende og kvasi-permanent kombinasjon (Standard Norge, 2002a). Hvert lasttilfelle har en tilhørende formel til å beregne lasten som brukes videre i en generell formel for nedbøying. Lasttilfellene tar hensyn til lastvarighet og om grensetilstandene er reversible eller ikke. Krav til nedbøying varierer mellom $L/200$ og $L/400$ der L er bjelkens lengde, kravet blir bestemt ut ifra bruksområde til konstruksjonen og hvor i konstruksjonen bjelken befinner seg (Standard Norge, 2002a).

3.2.5 Ulykkestilstand

I en dimensjoneringsprosess skal det alltid tas hensyn til de laster som kan påvirke konstruksjonen i løpet av dens levetid, men det må også dimensjonere for eventuelle ulykker som kan påvirke konstruksjonen. NS-EN 1990:2002+NA:2008 har definert en formel for å beregne lasttilfelle ved en eventuell brann eller støt (Standard Norge, 2002a). Hensikten med beregning i ulykkestilstanden er å påse at konstruksjonen beholder bæreevne gjennom en gitt periode av et brannforløp, definert ut ifra konstruksjonsstørrelse og bruksområde. For eksempel er det strengere krav for sykehus der normal bruk av bygget kan føre med seg komplikasjoner for en eventuell evakuering (Standard Norge, 2002a). I henhold til tabell 43 i Byggforskseriens artikkel «*Oversikt over krav og løsninger ved brannteknisk prosjektering av*

bygninger» angir preaksepterte brannkrav til dette aktuelle bygget til R60 (SINTEF Byggforsk, 2017). Dermed må bygningsdelene i bygget i dette studie minst tilfredsstillende kravet på R60 i ulykkestilstand.

3.2.6 Arealreduksjonsfaktor

Dersom en konstruksjon har store områder med felles bæring kan nyttelasten multipliseres med en arealreduksjonsfaktor α_A , i formlene 6.10a og 6.10b for å redusere den jevnt fordelte lasten for belastningsområdet for den gitte konstruksjonsdelen. Arealreduksjonsfaktoren er med andre ord en faktor som tar hensyn til at en redusert sannsynlighet for at et stort gulvareal er belastet med full nyttelast samtidig. For at arealreduksjonen skal anvendes må det belastede arealet minst være 30m^2 (Standard Norge, 2002b). I denne oppgaven skal gulvet bestå av betong og hulldekke av betong.

Det største belastningsarealet til det hulldekket er:

$$1,2\text{m} \cdot 10,6\text{m} = 12,72\text{ m}^2 < 30\text{m}^2 \rightarrow \text{Det belastede arealet er for lite til å reduseres } \alpha_A = 1,0$$

Det tas ikke hensyn til monteringsmetode i dimensjoneringen og det tas derfor høyde for at plattendecker kan benyttes for å være på sikker side, dette dekkets belastningsareal er:

$$1,2\text{m} \cdot 7,5\text{m} = 9\text{ m}^2 < 30\text{m}^2 \rightarrow \text{Det belastede arealet er for lite til å reduseres } \alpha_A = 1,0$$

3.2.7 Etasjereduksjonsfaktor

Ved dimensjonering av konstruksjoner med flere enn to etasjer kan all nyttelast utenom snølast multipliseres med en reduksjonsfaktor ved utregning av dimensjonerende last i formel 6.10a og 6.10b. Faktoren er basert på antall etasjer og bruksområdet til bygningen.

Etasjereduksjonsfaktoren påvirker kun vegger og søyler fordi at etasjeskillere og liknende ikke blir påvirket av overliggende etasjer. Etasjereduksjonsfaktoren og arealreduksjonsfaktoren kan ikke benyttes samtidig, dersom arealreduksjonsfaktoren benyttes skal den etasjereduksjonsfaktoren settes til 1,0 (Standard Norge, 2002b).

Etasjereduksjonsfaktoren kan regnes ut fra følgende formel:

$$\alpha_n = \frac{(2 + (n-2) \cdot 0,7)}{n} \rightarrow n = \text{antall etasjer over det belastede konstruksjonsdelen som skal}$$

beregnes

I denne oppgaven er overliggende etasjer over parkeringskjeller $n=3$, dette gir:

$$\alpha_n = \frac{(2 + (3-2) \cdot 0,7)}{3} = 0,9. \text{ I oppgaven er denne verdien likevel satt til } \alpha_n = 1,0 \text{ for hele bygget}$$

for å være på sikker side.

3.2.8 Generell modellering i Focus

I denne oppgaven er det valgt å bruke analyseprogrammet Focus som en kvalitetskontroll til håndberegningene. Dette programmet gir en oversiktlig og grafisk representasjon av belastningen bæresystemene utsettes for. Samtidig gir programmet friheten til å justere komponenter som bæresystemene består av på en oversiktlig måte. Focus Konstruksjon er basert på eurokodene, men i oppstarten av hvert bæresystem er det valgt funksjonen nasjonale tillegg for Norge, for å sikre at nasjonale krav er ivaretatt (Focus software, u.å.).

I modelleringsprosessen er materialer enten valgt fra programvarens eget «materialbibliotek» eller definert med den informasjonen som er nødvendig for at programmet kan benytte dem i modelleringen. De egendefinerte materialene er basert på manuelle innputtverdier for materialeegenskapene. I materialbibliotek er alle materialeegenskaper ivaretatt, deriblant egenvekt og strekk- og bøyefasthet. Deretter settes de ulike bygningskomponentene sammen med gjeldene randbetingelser. Detaljerte beskrivelser om moduleringsmetoden i bæresystem 1 er beskrevet i punkt 3.3.2 og moduleringsmetoden i bæresystem 2 er beskrevet i punkt 3.4.2. I modelleringsprosessen er alle nyttelastene som bæresystemene utsettes for lagt inn. Focus gjør det enkelt å generere, flytte og justere disse lastene. Nyttelasten er lik for begge bæresystemene og er hentet fra Standardene. Egenvekten av konstruksjonen blir automatisk beregnet ut ifra materialene som er anvendt ved modelleringen.

Etter endt modellering er begge bæresystemene sjekket opp mot kravene for blant annet moment, skjær, forskyvning og kapasitet med programvarens analysefunksjon. Resultatene fra analysen er hentet ut som en egen rapport og lagt ved som vedlegg. Se vedlegg 10 og 18. Resultatene ble deretter sammenlignet med håndberegningene som en kvalitetskontroll for å minimere sjansen for feilberegninger.

3.2.9 Revit

Tegne- og modelleringsprogrammet Revit er anvendt til tegne en tredimensjonal arkitekttegning og en skisse av hvert av bæresystemene før og etter dimensjonering. Som tidligere nevnt er arkitekttegningen laget for å danne en ramme for oppgaven, slik at sammenligningsgrunnlaget for de to bæresystemene skal være mest mulig likt. Skissene av bæresystemene er laget for å gjøre det enklere å visualisere hvordan bærekomponentene

henger sammen, og oppdage områder der det kan oppstå konflikter slik at feil og mangler kan bli oppdaget og endret. Etter endt dimensjonering skal skissene av bæresystemene oppdateres med dimensjonsresultatene fra beregningene. De oppdaterte skissene av bæresystemene skal legges frem i resultatene som en grafisk fremstilling av de ferdig dimensjonerte bæresystemene. I tillegg er det valgt å bruke utsnitt fra skissene til å fremstille resultatene for parameteren av antall parkeringsplasser, for å tydeliggjøre parkeringsløsning og gi en visuell fremstilling av antall parkeringsplasser og størrelsen på disse.

3.2.10 Microsoft Excel

I denne oppgaven håndberegningene av avstivningssystemet gjort i Excel, deretter er de ferdige beregningene overført til Word for å gi en oversiktlig fremstilling av dimensjoneringen. Det er valgt å bruke Excel på grunn av programmets formatteringsfunksjoner. Disse funksjonene gjør det lettere å endre dimensjonene til bygningskomponentene og lastene ved å utføre store regnestykker ved å kun gjøre små endringer i regnearket.

3.2.11 Kontroll av utelatelseskriterier i EC8 jordskjelvs dimensjonering

I henhold til EC8-1 kan konstruksjoner som tilfredsstillende minst ett av utelatelseskriteriene se bort fra jordskjelvdimensjonering. Punkt 2.2.1 (4) i EC8 viser til utelatelseskriteriet for svært lav seismisitet (Standard Norge, 2005b). Dette er kriteriet er gitt ved formelen 6.1.1-1 EC8:

$$a_g * S < 0,05g = 0,49 \frac{m}{s^2}$$

$$(a_g = \gamma_1 * 0,8 * a_{g\ 40Hz})$$

Bygget i dette studie er et boligbygg og går dermed under seismisk klass II, som gir en seismisk faktor, $\gamma_1=1,0$ i henhold til tabell NA.4 i EC8 (Standard Norge, 2005b).

Spissverdien for berggrunnens akselerasjon, $a_{g\ 40Hz}=0,3$ i henhold til punkt NA 3.2.1 i EC8 (Standard Norge, 2005b).

I henhold til planprogrammet består grunnforholdet på byggestedet av tykke morenemasser med tykkelse fra 0,5m til flere titalls meter (Valdreskart, 2020). Dermed har vi valgt grunntype D i henhold til tabell NA 3.3 i EC8, og anser dette grunntype valget til sikkerside. Dette gir forstærkningsfaktor, $S= 1,55$ (Standard Norge, 2005b).

$$1,0 * 0,8 * 0,3 * 1,55 < 0,49 \frac{m}{s^2}$$

$$0,372 \frac{m}{s^2} < 0,49 \frac{m}{s^2} \rightarrow \text{OK, utelatelseskriteriet for svært lav seismisitet er oppfylt og}$$

denne oppgaven kan se bort fra jordskjelvdimensjonering.

3.3 Bæresystem 1

Bæresystemet består kun av betong. Betong er i denne sammenhengen ment som armert betong, men bachelorgruppen har ikke satt noen føringer på hvorvidt bygningskomponentene er plasstøpt eller prefabrikkerte. Ved lik betongsammensetningen vil de to utførelsesmetodene gi betongkomponenten lik kapasitet (Maage, 2017). Hovedforskjellen til de to utførelsesmetodene er knyttet til aspekter som montering, frakt og muligens pris, noe denne oppgaven har valgt å se bort ifra. Dette vil være opp til utbygger som vektlegger flere aspekter ved byggeprosjektet enn dette studiet tar for seg.

Det ble tidlig valgt å benytte bærende vegger av betong i første til tredje etasje og betongsøyler i kjelleren. Veggene og søylene ble symmetrisk plassert med en avstand tilpasset betongdekkets spennviddekapasitet. Mellom de bærende betongveggene og bjelkene som spenner mellom søylene, har dekket hovedsakelig hovedarmering i en retning og er dermed dimensjonert som enveisdekke. Der dekket krever bøyemotstand i to retninger beregnes hovedarmering i begge retningene, dette er gjort over gangen inne i bygningen og på balkongene.

For å kvalitetssikre valg av materiale og utforming av bæresystemet har bachelorgruppen vært i kontakt med Opplandske Betong. I den forbindelse ble det foretatt et møte hvor skisse av bæresystemet ble lagt frem for økonomiansvarlig Øyvind Thorud Hauge og prosjektleder Lars Oddvar Klevebråten Haraldsen. Tilbakemeldingen var at bæresystemløsningen ble ansett som en god løsning, og bachelorgruppen har valgt å gå videre med bæresystemet som var skissert i Revit.

Etter at utformingen av bæresystemet var ferdig skissert i Revit, ble de belastede bygningsdelene som utgjør bæresystemet, dimensjonert med håndberegninger. De bygningsdelene som er mest belastet ble dimensjonert for å påvise en dimensjon eller oppbygning av et element som er kraftig nok til å bli benyttet for alle tilsvarende

bygningdeler. Et eksempel på dette er beregningene av den mest belastede søylen i parkeringskjelleren, se vedlegg 1. Denne søylen blir dimensjonert fordi at den er mer belastet enn alle de andre søylene i kjelleren. Ettersom denne søylen er dimensjonert for å tåle de største kreftene en søyle i denne parkeringskjelleren kan bli påført, må søylen også ha stor nok kapasitet til å kunne benyttes i alle andre søyleposisjoner i kjelleren.

For å kvalitetssikre håndberegningene, er det foretatt modelleringer av bæresystemene i Focus. Resultatene fra modelleringen skal vurderes opp mot resultatene fra håndberegningene for å øke sjansen for at resultatene har en høy grad av reliabilitet. På denne måten økes sannsynligheten for å oppdage feildimensjoneringer, og at studiet får riktige resultater til å måle utnyttelsesgraden.

3.3.1 Håndberegninger til bæresystem 1

Store deler av håndberegningene i bæresystem 1 er foretatt etter beregningsprosedyrer gitt i kompendiet «dimensjonering av betongkonstruksjoner» laget av Harald B. Fallsen.

Beregningsprosedyrene i kompendiet er etter Norsk Standard, NS-EN 1992-1-1:2004 +NA:2008 (Eurokode 2) (Standard Norge, 2004). Det er valgt å bruke kompendiet på grunn av de systematiserte fremstillingene av beregningsprosedyrene som er i henhold til Standarden. Ved å følge beregningsprosedyrene i kompendiet sikrer vi at nødvendige kontroller og beregninger til bygningskomponentene er ivaretatt.

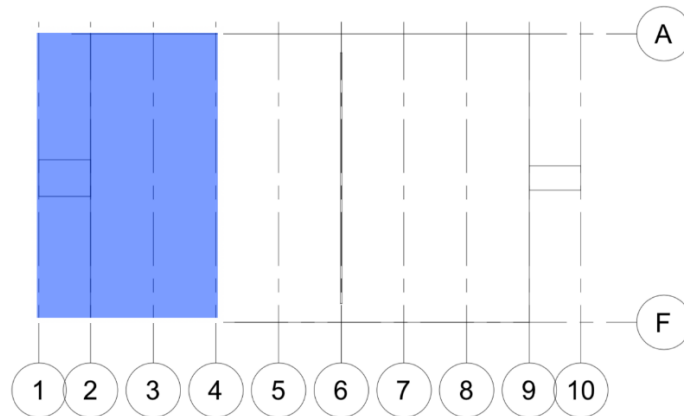
Kompendiet har verken nødvendige beregningsprosedyrer for avstivningssystemet eller branndimensjonering. For avstivningssystemet er det derfor fulgt beregningsprosedyrer gitt i «Betongelementboka bind B- Avstivning og kraftoverføring» (Betongelementforeningen, 2016). Ved branndimensjoneringen er det fulgt beregningsprosedyrer og klassifiseringer etter tabeller i boka «Betongelementboka bind D- Brannmotstand, bestandighet og tetting» (Betongelementforeningen, 2017). På samme måte som kompendiet gir betongelementbøkene systematiserte beregningsprosedyrer som er i henhold til Standarden. Dette sikrer at nødvendige kontroller og beregninger til bygningskomponentene er ivaretatt også her.

3.3.2 Modellering i Focus Konstruksjon bæresystem 1

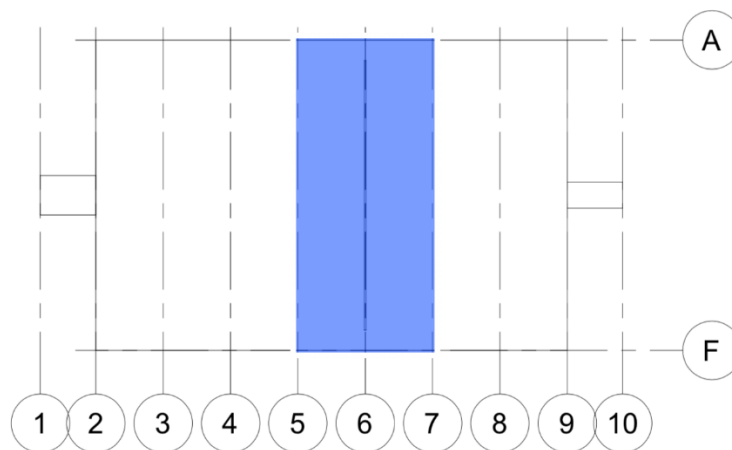
Det første som ble gjort i modelleringsprosessen var å definere bæresystemets materiale. Bæresystem 1 består kun av betong, og dette materialet ble derfor valgt ut ifra i Focus sitt materialbibliotek med samme betongkvalitet som ble brukt i håndberegningene, B30. Deretter ble det valgt betongkomponenter som vegger, dekker og søyler. Dimensjonene til de ulike komponenter er valgt etter de ferdigdimensjonerte verdiene fra håndberegningene. Betongkomponentene ble deretter satt sammen del for del, med gitte randbetingelser for alle knutepunkter. Plasseringen av alle komponenter i bæresystemet er identisk med håndtegnningene, hvorav utformingen av bæresystemet er fremstilt i Revit. Etter segmentene var ferdig modulert, ble det påført de nyttelastene som bygget utsettes for.

Programmet regner selv ut nødvendig armering og kommer stort sett med gode forslag til kamstørrelse og antall jern. Dersom moduløren ikke er fornøyd med valg av armering kan dette legges inn manuelt, programmet tar hensyn til disse endringene i senere kapasitetsberegninger. Når programmet skal generere armering gjennomføres store og kompliserte beregninger som fører til at prosessen kan ta veldig lang tid med en normal PC. Etter rådføring med it- support fra Focus ble det valgt å dele konstruksjonen i seksjoner/fragmenter slik det er illustrert i Figur 15 og 16. Disse to snittene er gode representasjoner av hele konstruksjonen fordi at de inneholder de mest belastede konstruksjonsdelene. Ved å gjøre denne inndelingen ble det mye enklere for programmet å generere armering.

Etter armering var på plass, ble det utført en analyse av konstruksjonen. Ut ifra analysen ga Focus en rekke resultater. Her ble det valgt å bruke en av programvarens ferdige utskriftsmaler for fremstilling av resultatene, for å sikre at nødvendig dokumentasjon ble ivarettatt. Denne utskriften ga en stor mengde informasjon. Etter at informasjon var på plass, ble det valgt å selektere ut de resultater som ikke var vesentlig for oppgaven for å gi bedre oversikt over de resultatene som er anvendt.



Figur 15- Illustrativ plantegning av markert utsnitt for tverrsnitt 1 i Focus for bæresystem 1 og 2 (Kilde: utklipp fra Revit)



Figur 16- Illustrativ plantegning av markert utsnitt for tverrsnitt 2 i Focus for bæresystem 1 og 2 (Kilde: utklipp fra Revit)

3.4 Bæresystem 2

Utarbeidelsesprosessen av bæresystem 2 er tilsvarende som i bæresystem 1. Til forskjell fra bæresystem 1 ble det her vektlagt å holde konstruksjonsarealet lite. For å få til dette kom bachelorgruppen frem til at det var hensiktsmessig å benytte en kombinasjon av betong og konstruksjonsstål. Videre er det valgt å anvende et bjelke- søylesystem der betongdekket hviler på stålbjelker som holdes oppe av stålsøyler.

For å gi dekket god spennvidde uten å endre dekketykkelsen betraktelig er det valgt å benytte hulldekker istedenfor vanlige betongdekker slik som det er i bæresystem 1. Hulldekket blir produsert på fabrikk med åpne kanaler i dekkets lengderetning som gjør at dekkets egenvekt blir redusert. Dette gjøres uten at kapasiteten reduseres nevneverdig, og hulldekke har derfor god spennvidde (Maage, 2017).

Det er valgt å benytte hatteprofiler, THP og EHP som bærende bjelker. Disse egner seg godt til å kombineres med hulldekker fordi at profilene har utstikkende underflens som er utviklet til dette formålet i motsetning til H-profiler. Hulldekket legges på plass og forankres med stålvaiere før gulvet jevnes ut og støpes med mørtel, på denne måten blir stålbejelken integrert i dekket.

Stålprofilen RHS er den eneste stålprofilen som blir brukt som søyle. Den har et hult og kvadratisk tverrsnitt som gir god bæreevne med like stort motstandsmoment om alle akser og egner seg derfor godt som søyler. På balkongene er det benyttet søyler av betong.

Det er valgt å anvende betong i heis/trappesjaktene og kortveggene for å sikre at bygget har tilstrekkelig avstivning. Det er også anvendt betong i hele kjelleren på grunn av materialets naturlige brannmotstand og integritet som beskytter søylene mot deformasjon ved en eventuell kollisjon med biler. Det er valgt å benytte betong i kjellerveggene fordi at det er nødvendig med bærende vegger i kjelleren på grunn av jordtrykk fra omgivelsene.

Utformingen og materialene i avstivningsystemet til bæresystem 2 er identisk med avstivningsystemet i bæresystem 1. Dette avstivningsystemet er valgt for å sikre tilstrekkelig avstivning i bygget. Håndberegningmetoden for avstivningsystemet er derfor identisk, men bidraget fra skjevlasten som følge av egenlasten av etasjeskillere og tak er forskjellig grunnet ulik egenvekt av valgt materiale i de to forskjellige bæresystemene. For å kvalitetssikre håndberegningene i bæresystem 2 er det foretatt modellering av bæresystemet i Focus på samme måte som i bæresystem 1.

3.4.1 Håndberegninger til bæresystem 2

Hardest belastede søyle og bjelke i kjeller er dimensjonert på tilsvarende måte som i bæresystem 1. Etasjeskilleren mellom kjelleren og første etasje er ikke beregnet på nytt for bæresystem 2 fordi at den er lik som i bæresystem 1 samt at lastene som påvirker etasjeskilleren er helt like som i bæresystem 1. Fundamentene under bygningen er ikke dimensjonert på nytt for bæresystem 2 fordi at eventuelle endringer ikke vil ha noen påvirkning på utnyttelsesgraden. Det er også viktig å få frem at lasten som er brukt i

beregningene er noe større enn i bæresystem 2 slik at det allerede er bevist at fundamentene også har god nok kapasitet for bæresystem 2.

Stålbjelker og stålsøyler i dette bæresystemet er hovedsakelig beregnet etter formler fra NS-EN 1993-1-1. Unntaket er brannteknisk dimensjonering som er gjort med formler fra NS-EN 1993-1-2. Stålprofiler er valgt ut ifra nødvendig kapasitet for moment og skjær og er kontrollberegnet for knekking, nedbøying og brann. Profilene er hentet fra stålhåndboka del 1 (Norsk Stålforbund, 2012).

I bæresystem 2 er det dimensjonert med hulldekke fra og med andre til tredje etasje. Disse hulldekkene er valgt ut fra tabell 7.2 *Orienterende bæreevne for hulldekker* i betongelementboka bind A (Betongelementforeningen, 2010, s. 105). Ved håndberegninger av bæresystem 2 er lastbildet forenklet ved å benytte lasten av hulldekke over hele planet. Den reduserte egenlasten til de innfelte stålbjerkene er dermed neglisjert ved lastberegningene. Dette gir noe høyere last til sikker side. Balkongene i bæresystem 2 er beregnet som en del av etasjeskilleren slik at det uten lettvegger ikke er noen klar overgang fra innvendige rom til balkongen. Dette er gjort for å unngå at vekten av alle overliggende etasjer belaster kjellerbjelkene. Ved å la Hulldekket fortsette til enden av balkongen kan også vekten av hulldekket fra innsiden av bygget føres direkte ned i kjellerveggen uten å belaste bjelken i kjelleren unødvendig.

3.4.2 Modellering i Focus Konstruksjon av bæresystem 2

På lik linje med bæresystem 1, er det første som ble gjort i modelleringsprosessen av bæresystem 2, å definere bæresystemets materialer. Materialvalget og dimensjonene er også her identiske med håndtegingene. Det er derfor brukt betongkvalitet B30, RHS profiler som søyler og THP- og EHP- som bjelker.

En utfordring som oppstår i modelleringen av bæresystem 2 var å anvende hulldekke, fordi at det ikke er lagret som et materiale i databasen til Focus. Materialer kan til en viss grad legges inn manuelt i programmet, men det lyktes aldri bachelorgruppen å legge inn et dekke med luftkanaler. På grunn av dette lyktes det heller ikke å ta med dekket i analysen, men dekkets egenvekt på 13kg/m^2 er med slik at simuleringen av de resterende segmentene i bæresystemet får riktig lastpåkjenning.

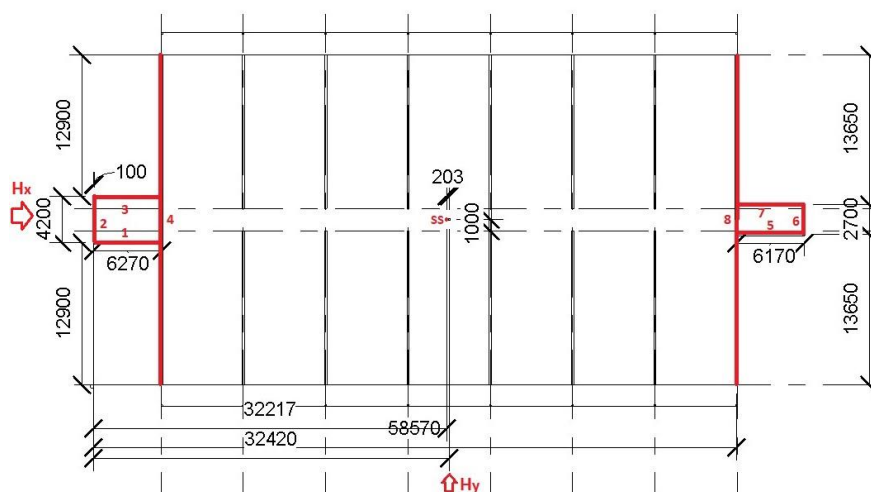
Deretter ble bæresystemet modellert med tilsvarende fremgangsmetode som modelleringen av bæresystem 1. Også dette bæresystemet hadde behov for å deles inn i mindre deler slik at Focus klarte å generere nødvendig armering til betongsegmentene. Seleksjonen av resultatene fra analysen ble valgt på tilsvarende måte som bæresystem 1.

4 Resultater

I dette kapitlet skal resultat av de to dimensjonerte bæresystemene legges frem. Deretter skal resultatene fra dimensjoneringen til de to bæresystemene setts inn parameterne for utnyttelsesgrad og sammenlignings.

4.1 Felles

4.1.1 Avstivningsystemet



Figur 17- Skiveløsning i avstivningsystemet for begge bæresystemene (Kilde: utsnitt fra Revit)

I henhold til beregningene i vedlegg 7 og 17 gir skiveløsningen i figur 17 tilstrekkelig avstivning for bygget. På grunn av at bæresystemene har lik fasade, ble også vindtrykket det samme på hvert av dem. Den eneste forskjellen i horisontale krefter ble egenlastens bidrag på den totale skjevlasten. På grunn av noe redusert egenvekt i bæresystem 2, ble den horisontale lasten i bruddgrensetilstand mindre enn i bæresystem 1. For resultatene av de horisontale lastene i de to bæresystemene se utregning nedenfor hentet fra vedlegg 17.

$$H_y (\text{bæresystem 2}) = 250,34\text{kN} < H_y (\text{bæresystem 1}) = 253,47,34\text{kN}$$

$$H_x (\text{bæresystem 2}) = 149,26\text{kN} < H_x (\text{bæresystem 1}) = 152,38\text{kN}$$

Differansen på de horisontale lastene som avstivningsystemet må dimensjoneres for ble så liten, at vi valgte å benytte de samme dimensjonene til bygningskomponentene i begge avstivningsystemene. For detaljerte beregninger av avstivningsystemet i bæresystem 1, som gjelder for begge bæresystemene se vedlegg 7.

Siden begge avstivningsystemene er identiske, er også datamaterialet for dimensjonene i avstivningsystemet identiske. Derfor er det valgt å se bort fra heis/trappesjakten i

sammenligningen av utnyttelsesgrad. Siden begge bæresystemene er basert på samme datamateriale, gir ikke dette noe grunnlag for sammenligning.

4.1.2 Balkongene

Ettersom BTA ikke inkluderer balkonger er de ikke medtatt i beregningen av parameteren NTA, i motsetning til innvendige arealer. Det kan uansett nevnes at balkongene har like stort areal i begge bæresystemene og at de benytter samme søyleløsning. Balkongenes areal som ikke er tatt opp av KA blir dermed helt like i begge bæresystemene. Balkongenes etasjehøyde blir påvirket av overliggende dekkehøyde og er dermed medtatt i parameteren etasjehøyde sammen med innvendige etasjehøyder. Dimensjoneringsresultatene til balkongen er fremstilt i tabell 7 og 8.

4.1.3 Fundamentene

Bæresystemenes fundamentering er kun beregnet en gang og er felles for begge. Fundamentene er plassert i nøyaktig samme posisjon i hvert av bæresystemene og vil bli belastet på samme måte i begge bæresystemene. Fundamentene er dimensjonert for trykkrefter fra det tyngste bæresystemet (bæresystem 1) og har dermed god nok kapasitet til å ta imot trykkreftene fra begge bæresystemene. Fundamentene er ikke utsatt for løft.

Begge bæresystemene har fundamenter med følgende dimensjoner:

Punktfundamenter under søyler i kjeller: 4,2m*4,2m bredt og 0,9m høyt.

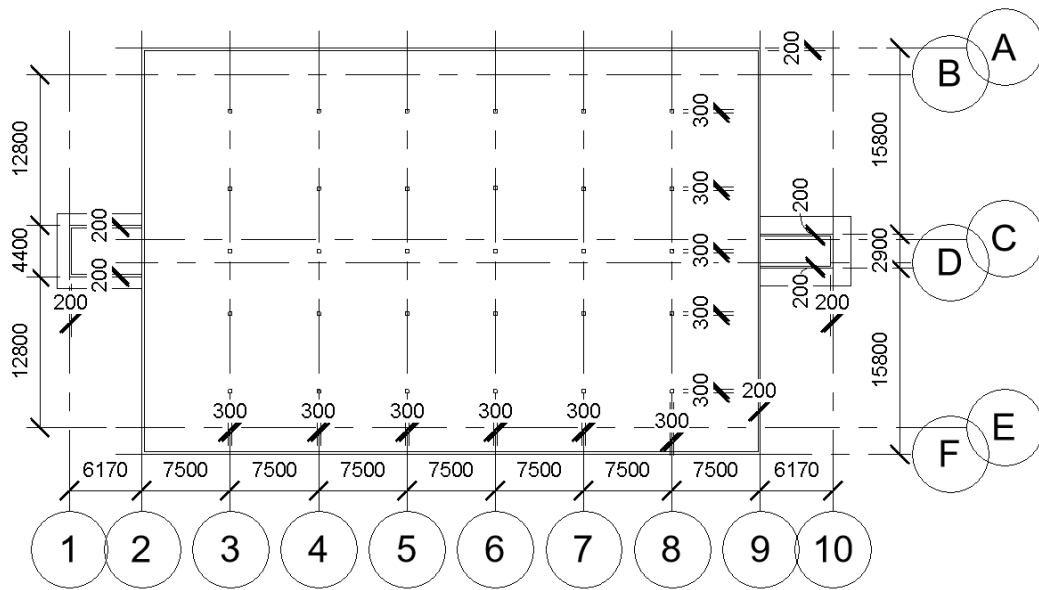
Stripefundament under kjellervegger: 2200mm bredt og 0,3m høyt.

Se vedlegg 7 - For utregning av fundamentene i avstivningssystemet.

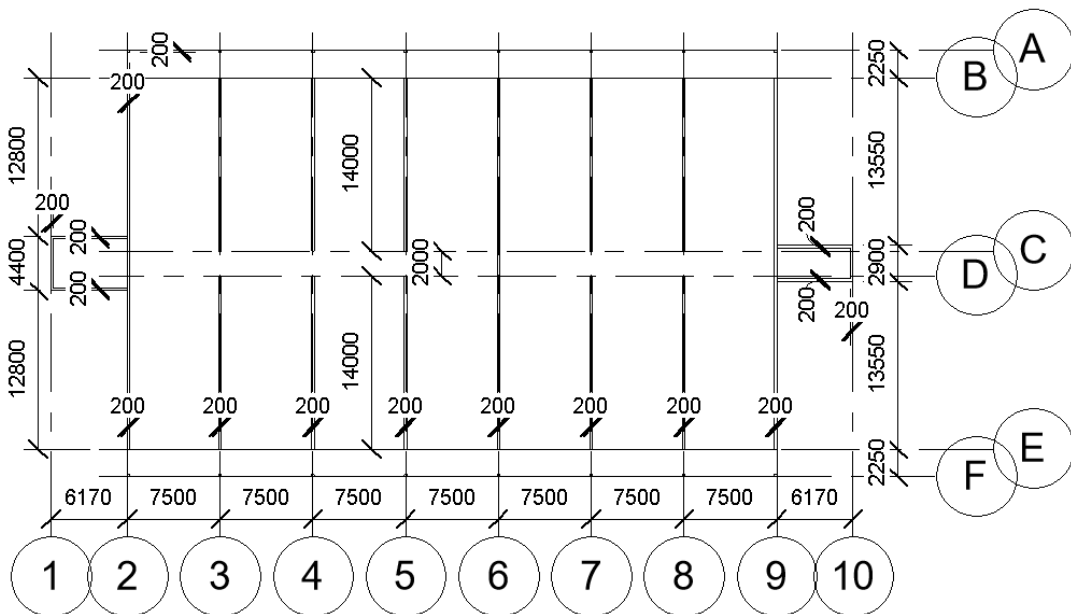
Se vedlegg 8 – For utregning av punktfundamenter.

Se vedlegg 9 - For utregning av stripefundamenter.

4.2 Dimensjonerings resultater av bæresystem 1



Figur 18- Planskisse av parkeringskjeller i bæresystem 1 med dimensjonerte mål (Kilde: utklipp fra Revit)

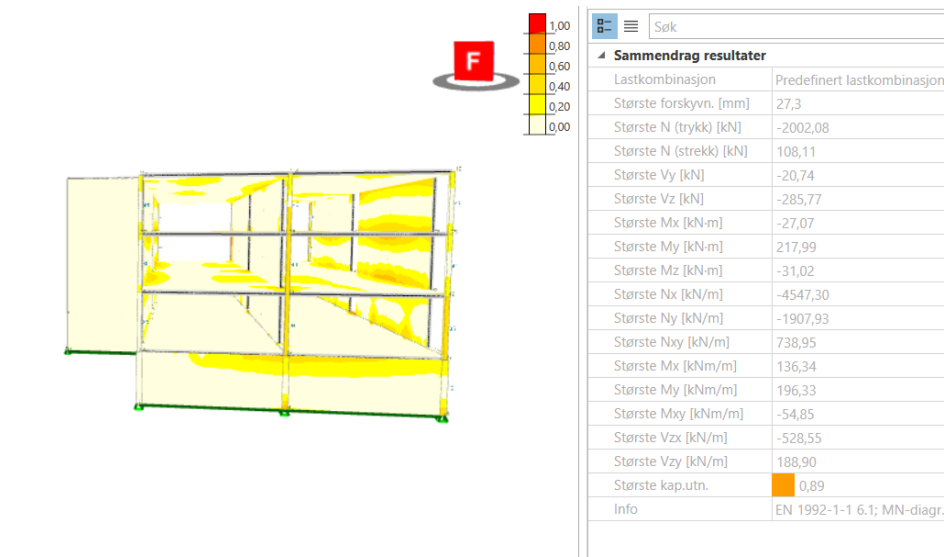


Figur 19- Planskisse av 1.-3. etg. i bæresystem 1 med dimensjonerte mål (Kilde: utklipp fra Revit)

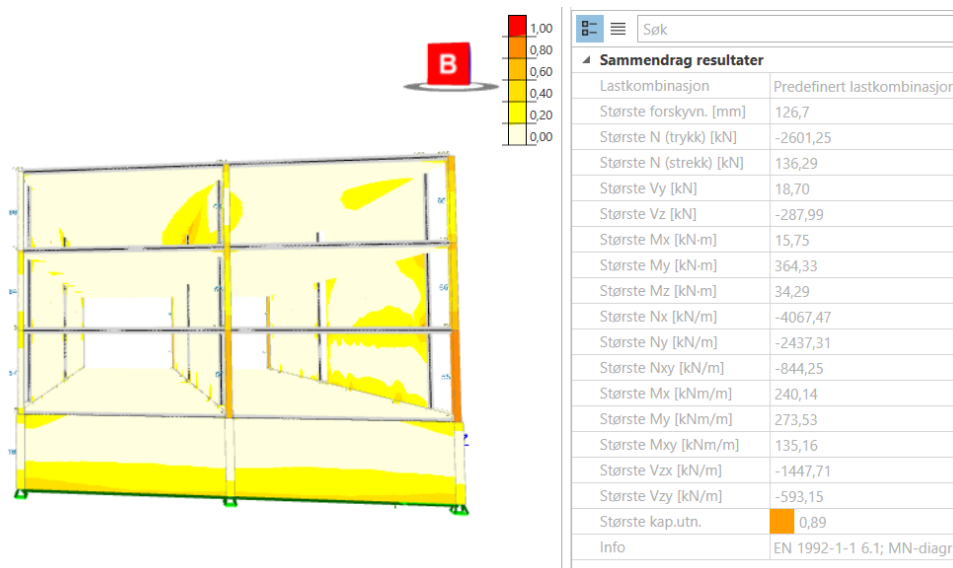
Tabell 7- Oversikt over dimensjonene for bygningskomponentene i bæresystem 1

Bygningskomponent:	Dimensjon ved håndberegninger:	Utregning finnes i følgende vedlegg:	Dimensjoner modellert i Focus:	Modellering finnes i følgende vedlegg
Betongsøyledimensjoner i kjeller	300mm x 300mm	Vedlegg 1	300mm x 300mm	Vedlegg 10
Dekketykkelse i 1.- 3- etg.	250mm	Vedlegg 2	250mm	Vedlegg 10
Bjelkehøyde for innfelt bjelke i kjeller (høyde av bjelke som ikke er innfelt)	600mm (350mm)	Vedlegg 3	500mm (250mm)	Vedlegg 10
Veggtykkelse (gjelder alle vegger)	200mm	Vedlegg 4 for innervegger og vedlegg 7 for avstivende- og yttervegger	200mm	Vedlegg 10
Dekke tykkelse balkong	250mm	Vedlegg 5	250mm	Vedlegg 10
Søyledimensjoner balkong	200mm x 200mm	Vedlegg 6	200mm x 200mm	Vedlegg 10

Med unntak av bjelkehøyden i kjelleren, så underbygger håndberegningene og Focus hverandres valg av dimensjoner for bygningens komponenter og vil dermed brukes videre i oppgaven. For bjelkehøyden i kjelleren er det en uoverensstemmelse på 600mm ved håndberegningene og 500mm i Focus. For måling av utnyttelsesgraden er det valgt å gå videre med en bjelkehøyde på 500mm. Nærmere begrunnelse av dette valget er beskrevet i diskusjonen under punkt 5.2.1.



Figur 20- Kapasitetskontroll av bæresystem 1, tverrsnitt 1 (Kilde: utklipp fra Focus)

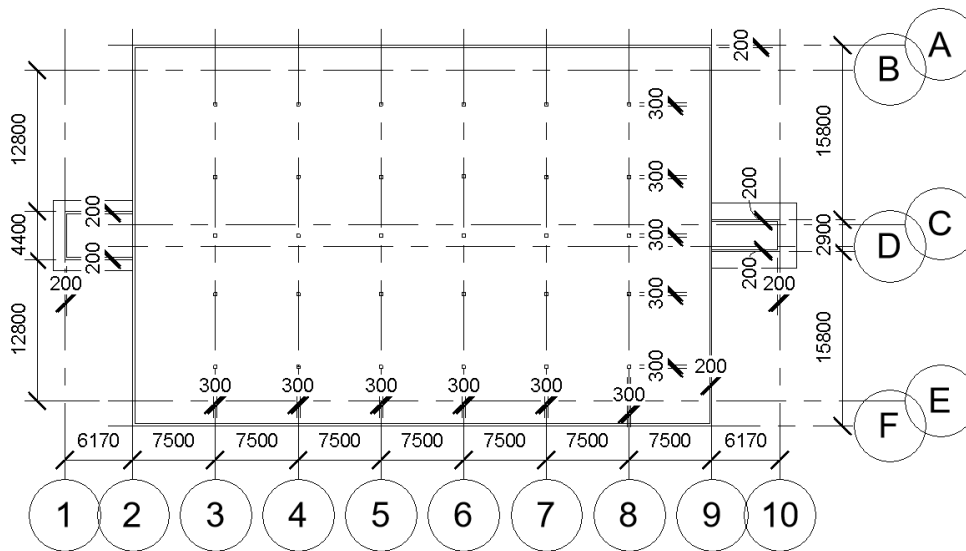


Figur 21- Kapasitetskontroll av bæresystem 1, tverrsnitt 2 (Kilde: utklipp fra Focus)

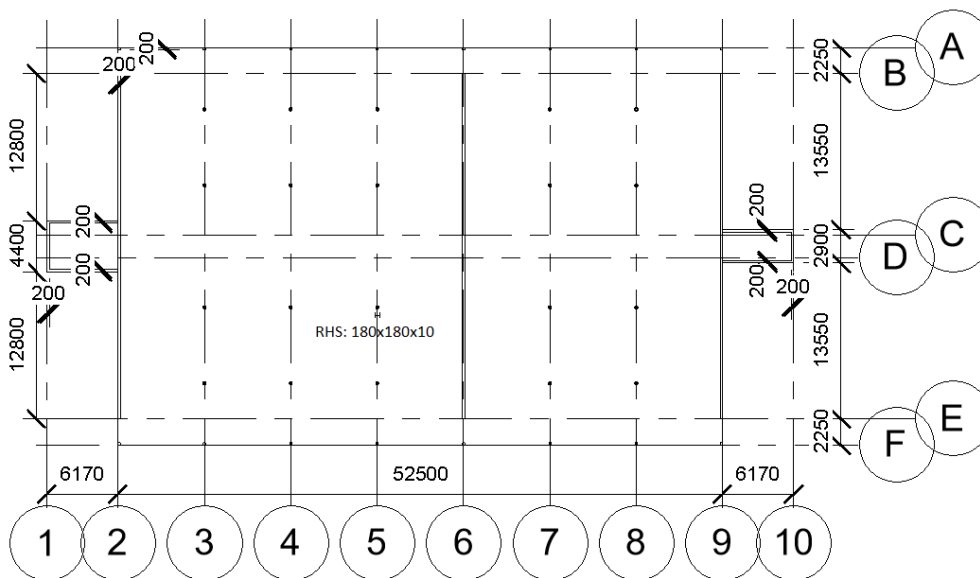
Som forklart i punkt 3.3.2 er hele bæresystemet representert ved to modeller. Figur 20 og 21 er grafiske representasjoner av tverrsnitt 1 og 2, og viser analysen av bæresystem 1 sin kapasitetsutnyttelse, utført i Focus. Kapasitetsutnyttelsen gis på en skala fra 0 til 1 for hver modell, markert med oransje firkanter. Denne skalaen viser graden av utnyttelsen til alle bygningskomponentene i modellen, gitt med verdien til den bygningsdelen med størst kapasitetsutnyttelse. Begge modellenes største kapasitetsutnyttelse er som vist 89%, og beviser med det at alle bygningskomponentene i modellene er dimensjonert med tilstrekkelig kapasitet. Mer utdypende informasjon om hver enkelt bygningsdel er gitt i resultatdokumentet fra Focus i vedlegg 10.

I henhold til de vedlagte håndberegningene og modelleringen i Focus konstruksjon har bæresystem 1 tilstrekkelig kapasitet, og dimensjonene i Tabell 7 er gjeldene i videre målinger av utnyttelsesgraden.

4.3 Dimensjonerings resultater av bæresystem 2



Figur 22- Planskisse av parkeringskjeller i bæresystem 2 med dimensjonerte mål (Kilde: utklipp fra Revit)

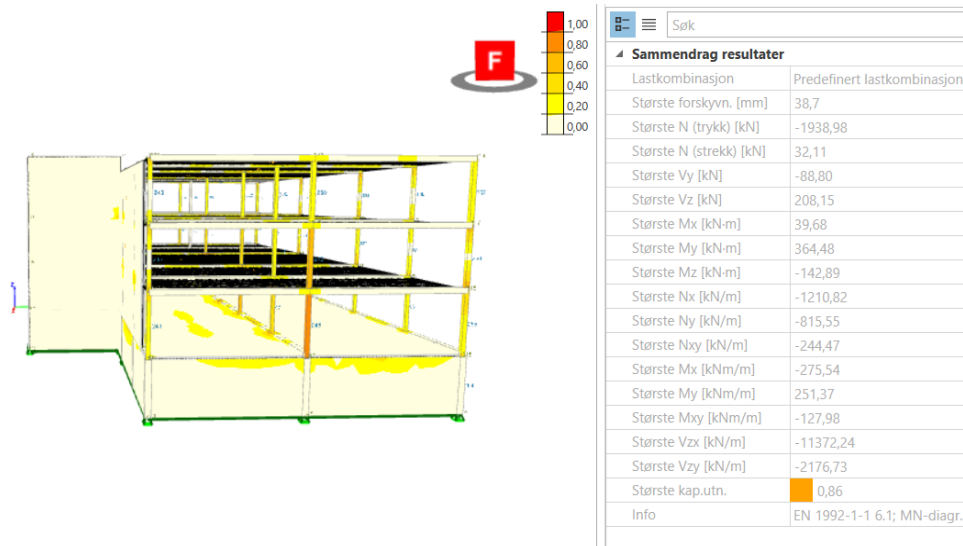


Figur 23- Planskisse av 1.-3. etg. i bæresystem 2 med dimensjonerte mål (Kilde: utklipp fra Revit)

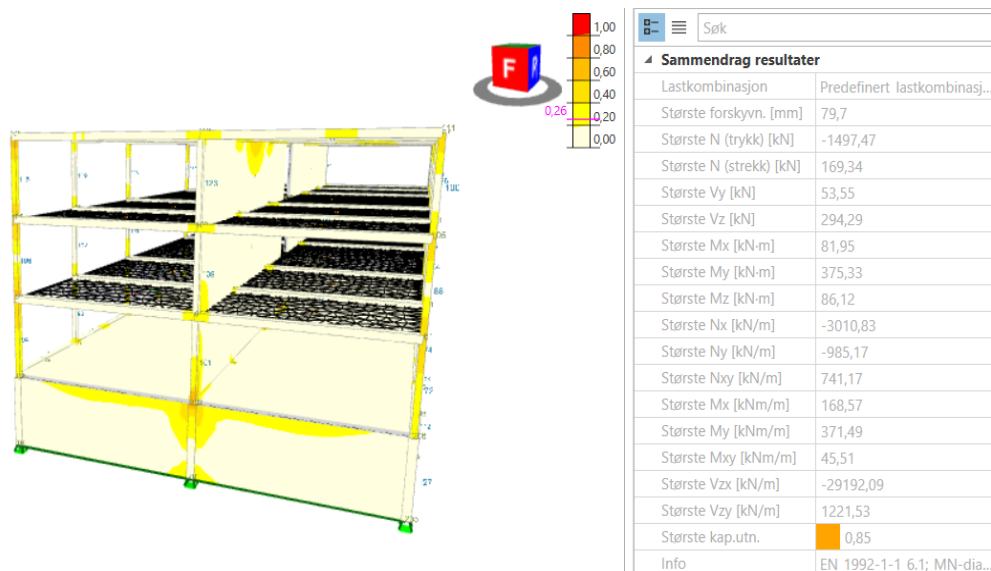
Tabell 8- Oversikt over dimisjonene for bygningskomponentene i bæresystem 2

Bygningskomponent:	Dimensjon ved håndberegninger:	Utrekning finnes i følgende vedlegg:	Dimensjoner modellert i Focus:	Modellering finnes i følgende vedlegg
Dimensjon RHS søyle	180mm x 180mm (t=10mm)	Vedlegg 11	180mm x 180mm (t=10mm)	Vedlegg 18
Dekketykkelse i 2.- 3. etg.	265mm	Vedlegg 12	Hulldekke kunne ikke modelleres i Focus, håndberegningene gjelder.	
Dimensjon THP bjelke (hele bjelken er felt inn mellom hulldekkene og etterfylt med fugemørtel)	h= 250mm b=300mm t=6mm	Vedlegg 13	h= 250mm b=300mm t=6mm	Vedlegg 18
Dimensjon EHP bjelke (ensidig hattprofil)	h=300mm d=5mm t ₁ =20mm b ₁ =300mm t ₂ =20mm b ₂ =315mm	Vedlegg 14	h=300mm d=5mm t ₁ =20mm b ₁ =300mm t ₂ =20mm b ₂ =315mm	Vedlegg 18
Betongsøyledimensjoner i kjeller	300mm x 300mm	Vedlegg 15	300mm x 300mm	Vedlegg 18
Bjelkehøyde for innfelt bjelke i kjeller (høyde av bjelke som ikke er innfelt)	600mm (350mm)	Vedlegg 16	500mm (250mm)	Vedlegg 18
Dekke tykkelse i 1. etg.	250mm	Vedlegg 2	250mm	Vedlegg 18
Søyledimensjoner balkong	200mm x 200mm	Vedlegg 6	200mm x 200mm	Vedlegg 18
Vegg tykkelse (gjelder alle vegger)	200mm	Vedlegg 4 for innervegger og vedlegg 7 for avstivende- og yttervegger	200mm	Vedlegg 18

Med unntak av bjelkehøyden i kjelleren, så underbygger håndberegningene og Focus hverandres valg av dimensjoner for bygningens komponenter og vil dermed brukes videre i oppgaven. For bjelkehøyden i kjelleren er det en uoverensstemmelse på 600mm ved håndberegningene og 500mm i Focus. For måling av utnyttelsesgraden er det valgt å gå videre med en bjelkehøyde på 500mm. Nærmere begrunnelse av dette valget er beskrevet i diskusjonen under punkt 5.2.1.



Figur 24- Kapasitetskontroll tverrsnitt 1 av bæresystem 2 (Kilde: utklipp fra Focus)



Figur 25- Kapasitetskontroll tverrsnitt 2 av bæresystem 2 (Kilde: utklipp fra Focus)

Figur 24 og 25 viser kapasitetsutnyttelsen av bygningskomponentene i tverrsnitt 1 og 2 av bæresystem 2, sammen representerer modellene alle bygningskomponentene i bæresystemet. Som forklart tidligere er ikke hulldekket medtatt i analysen av bæresystemet, men modellen ivaretar de lastene hulldekket påfører resten av bæresystemet slik at underliggende bygningskomponenter blir analysert med riktig belastning.

I henhold til håndberegningene og modelleringen i Focus har bæresystemet tilstrekkelig kapasitet, og dimensjonene i Tabell 8 er gjeldene i videre målinger av utnyttelsesgraden.

4.4 Sammenligning av utnyttelsesgraden til bæresystemene

4.4.1 Nettoareal (NTA)

$$NTA_{1.-3. etg.} = BTA_{1.-3. etg.} - \sum KA_{1.-3. etg.}$$

$$BTA = 52,5m * 30m = 1575m^2$$

Tabell 9- Resultater av totalt konstruksjonsareal i 1.-3. etg. i bæresystem 1

Bygningskomponent (bk) i 1.-3. etg.	Antall per etg.	t (m)	b (m)	l (m)	Areal (m ²)	Total KA per bk. (m ²)
Betongvegg innvendig	12	0,2		14	2,8	33,600
Betongvegg langs hele byggets kortside	2	0,2		30	6	12,000
∑ KA 1.-3. etg.						45,600

Tabell 10- Resultater av nettoareal i 1-3. etg. i bæresystem 1

Målenhet	Areal (m ²)
BTA _{1.-3. etg.}	1575,000
∑ KA _{1.-3. etg.}	45,600
NTA_{1.-3. etg.}	1529,400

Tabell 11- Resultater av totalt konstruksjonsareal i 1.-3. etg. i bæresystem 2

Bygningskomponent (bk) i 1.-3. etg.	Antall per etg.	t (m)	b (m)	l (m)	Areal (m ²)	Total KA per bk. (m ²)
RHS- Søylar	24		0,18	0,18	0,0324	0,778
Betongvegg langs hele byggets kortside	2	0,2		30	6	12,000
∑ KA 1.-3. etg.						12,778

Tabell 12- Resultater av nettoareal i 1-3. etg. i bæresystem 2

Målenhet	Areal (m ²)
BTA _{1.-3. etg.}	1575,000
∑ KA _{1.-3. etg.}	12,778
NTA_{1.-3. etg.}	1562,222

Tabell 10 og 12 viser resultatene for nettoarealet som gjenstår i hvert plan etter at arealet av de bærende bygningskomponentene er trukket fra bruttoarealet i hvert plan for første til tredje etasje. På grunn av oppgavens rammer har begge bæresystemene likt bruttoareal som er fastsatt i arkitektmodellen. I henhold til tabell 10 er nettoarealet i hvert plan for første til tredje etasje i bæresystem 1, 1529,4 m². I henhold til tabell 12 er nettoarealet i hvert plan for første til tredje etasje i bæresystem 2, 1562,222 m².

$$1562,222 \text{ m}^2 - 1529,4 \text{ m}^2 = \underline{\underline{32,822 \text{ m}^2}}$$

Resultatene viser at bæresystem 2 har 32,822 m² større nettoareal enn bæresystem 1.

$$NTA_{Kjeller} = BTA_{Kjeller} - \sum KA_{Kjeller}$$

$$BTA_{Kjeller} = 34,5m * 52,5m = 1811,25m^2$$

Tabell 13- Resultater av totalt konstruksjonsareal i kjeller i bæresystem 1

Bygningskomponent(bk) i kjeller	Total antall i kjeller	t (m)	b (m)	l (m)	Areal (m ²)	Total KA per bk. (m ²)
Betong søyler	30		0,3	0,3	0,09	2,700
Betongvegg langs hele byggets kortsida	2	0,2		34,6	6,92	13,840
Betongvegg langs hele byggets langside	2	0,2		52,5	10,5	21,000
∑ KA kjeller						37,540

Tabell 14- Resultater av nettoareal i kjeller i bæresystem 1

Måleenhet	Areal (m ²)
BTA _{kjeller}	1811,250
∑ KA _{kjeller}	37,540
NTA_{kjeller}	1773,710

Tabell 15- Resultater av totalt konstruksjonsareal i kjeller i bæresystem 2

Bygningskomponent(bk) i kjeller	Total antall i kjeller	t (m)	b (m)	l (m)	Areal (m ²)	Total KA per bk. (m ²)
Betong søyler	30		0,3	0,3	0,09	2,700
Betongvegg langs hele byggets kortsida	2	0,2		34,6	6,92	13,840
Betongvegg langs hele byggets langside	2	0,2		52,5	10,5	21,000
∑ KA kjeller						37,540

Tabell 16- Resultater av nettoareal i kjeller i bæresystem 2

Måleenhet	Areal (m ²)
BTA _{kjeller}	1811,250
∑ KA _{kjeller}	37,540
NTA_{kjeller}	1773,710

Tabell 14 og 16 viser resultatene for nettoarealet som gjenstår i kjelleren etter at arealet av de bærende bygningskomponentene er trukket fra bruttoarealet. På grunn av oppgavens rammer har begge bæresystemene likt bruttoareal som er fastsatt i arkitektmodellen. I henhold til tabell 14 er nettoarealet i kjelleren bæresystem 1, 1773,71 m². I henhold til tabell 16 er nettoarealet i kjelleren i bæresystem 2, 1773,71 m²

$$1773,71 m^2 - 1773,71 m^2 = \underline{0}$$

Resultatene viser at bæresystemene har like stort nettoareal i kjelleren.

4.4.2 Etasjehøyde

Etasjehøyde innvendig 1.- 3. etg = Etasjehøyde utvendig - t dekke

Tabell 17- Resultater av innvendig etasjehøyde 1.- 3. etg. i bæresystem 1

Målenhet	Størrelse (m)
Etasjehøyde _{utvendig}	3,000
t _{dekke}	0,250
Etasjehøyde _{innevendig 1-3. etg}	2,750

Tabell 18- Resultater av innvendig etasjehøyde 1.- 3. etg. i bæresystem 2

Målenhet	Størrelse (m)
Etasjehøyde _{utvendig}	3,000
t _{dekke}	0,265
Etasjehøyde _{innevendig 1-3. etg}	2,735

Tabell 17 og 18 viser resultatene for innvendig etasjehøyde for første til tredje etasje. På grunn av oppgavens rammer har begge bæresystemene lik utvendig etasjehøyde, fastsatt i arkitektmodellen. I henhold til tabell 17 er etasjehøyden i bæresystem 1, 2,75m i første til tredje etasje. I henhold til tabell er 18 etasjehøyden i bæresystem 2, 2,735m i første til tredje etasje.

$$2,75\text{m} - 2,735 = \underline{0,015\text{m}}$$

Resultatene viser at etasjehøyden i første til tredje etasje er 0,015m høyere i bæresystem 1 enn bæresystem 2.

$$\text{Etasjehøyde}_{\text{balkong}} = \text{Etasjehøyde}_{\text{utvendig}} - t_{\text{dekke}}(\text{balkong})$$

Tabell 19- Resultater av balkongens etasjehøyde i bæresystem 1

Målenhet	Størrelse (m)
Etasjehøyde _{utvendig}	3,000
t _{dekke}	0,250
Etasjehøyde _{balkong}	2,750

Tabell 20- Resultater av balkongens etasjehøyde i bæresystem 2

Målenhet	Størrelse (m)
Etasjehøyde _{utvendig}	3,000
t _{dekke}	0,265
Etasjehøyde _{balkong}	2,735

Tabell 19 og 20 viser resultatene for balkongens etasjehøyde. På grunn av oppgavens rammer har begge bæresystemene lik utvendig etasjehøyde, fastsatt i arkitektmodellen. I henhold til tabell 19 er etasjehøyden for balkongen i bæresystem 1, 2,75m. I henhold til tabell er 18 etasjehøyden for balkongen i bæresystem 2, 2,735m.

$$2,75\text{m} - 2,735 = \underline{0,015\text{m}}$$

Resultatene viser at balkongens er 0,015m høyere i bæresystem 1 enn bæresystem 2.

$$\text{Etasjehøyde inne i parkeringskjeller} = \text{Etasjehøyde utvendig} - t_{\text{dekke}} - h_{\text{bjelke}}$$

Tabell 21- Resultater av innvendig etasjehøyde kjeller i bæresystem 1

Målenhet	Størrelse (m)
Etasjehøyde utvendig	3,000
t dekke	0,250
h bjelke (som ikke er felt inn i dekke)	0,250
Etasjehøyde inne i parkeringskjeller	2,500

Tabell 22- Resultater av innvendig etasjehøyde kjeller i bæresystem 2

Målenhet	Størrelse (m)
Etasjehøyde utvendig	3,000
t dekke	0,250
h bjelke (som ikke er felt inn i dekke)	0,250
Etasjehøyde inne i parkeringskjeller	2,500

Tabell 21 og 22 viser resultatene for innvendig etasjehøyde i kjeller.

På grunn av oppgavens rammer har begge bæresystemene lik utvendig etasjehøyde, fastsatt i arkitektmodellen. I henhold til tabell 21 er etasjehøyden i bæresystem 1 2,5m i kjelleren. I henhold til tabell er 22 etasjehøyden i bæresystem 2 2,5m i kjelleren.

$$2,5\text{m} - 2,5 = \underline{0\text{m}}$$

Resultatene viser at etasjehøyden i kjelleren er helt lik for begge bæresystemene.

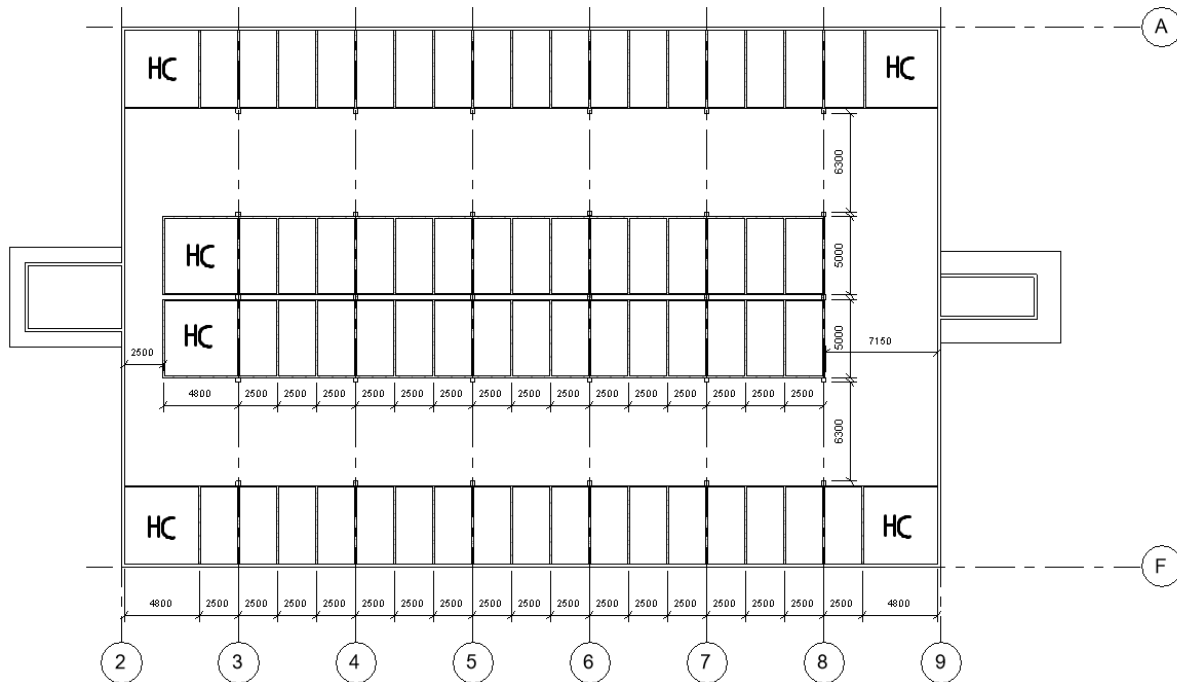
4.4.3 Antall P- plasser i kjeller

Tabell 23- Resultater av maksimalt antall parkeringsplasser det er plass til bæresystem 1

Parkeringsplass	Antall
Standard (2,5m x 5m)	64
HC (4,8m x 5m)	6
Totalt	70

Tabell 24- Resultater av maksimalt antall parkeringsplasser det er plass til bæresystem 1

Parkeringsplass	Antall
Standard (2,5m x 5m)	64
HC (4,8m x 5m)	6
Totalt	70



Figur 26- Illustrativ plantegning av parkeringsløsning i kjeller (Kilde: utklipp fra Revit)

Resultatene i tabell 23 og 24 viser at bæresystem 1 og 2 gir like mange parkeringsplasser. Til sammen har bæresystemene maksimalt plass til 70 parkeringsplasser innenfor kravene til minstemål fremstilt i figur 14 og tabell 4. Av de totalt 70 parkeringsplassene, er det 64 standard parkeringsplasser og 6 plasser som er forbeholdt funksjonshemmede. Figur 26 illustrerer parkeringsløsningen i kjelleren for begge bæresystemene.

Resultatene viser at parkeringsløsningene blir helt like med samme antall parkeringsplasser for begge bæresystemene.

5 Diskusjon

I dette kapitlet skal det først diskuteres valg som er tatt underveis i arbeidsprosessen og metodevalg. Deretter skal resultatene fremlagt i kapittel 4 drøftes og diskuteres. Dette innebærer å se på resultatenes betydning for problemstillingen. Til slutt i dette kapitlet vil det være en kortfattet diskusjon om miljøaspekter og mulige feilkilder som kan foreligge i studiet.

5.1 Diskusjon av foretatte valg i arbeidsprosessen og metode

5.1.1 Omfang og avgrensninger

Utgangspunktet for dette studiet er ett leilighetsbygg på Leira der oppdragsgivers eneste kriterier var at bygget skulle være tre etasjer høyt og ha en underliggende parkeringskjeller. Utover dette ønsket utbygger forslag til et billig, enkelt og fleksibelt leilighetsbygg med god arealutnyttelse. Oppgavens utgangspunkt var dermed svært åpen, og alle valg og avgrensninger utover dette er gjort av bachelorgruppen med innspill og tips fra veileder og andre fagpersoner ved NTNU Gjøvik.

I utarbeidelsesprosessen av oppgaven vurderte vi hovedsakelig to fagområder vi ønsket å vinkle bacheloroppgaven mot, konstruksjonsteknikk eller bygningsfysikk. Ut ifra gruppens faglige interesser ble det valgt en problemstilling som krever dimensjonering av bygningskomponenter. For å gi utbygger best mulig utbytte av oppgaven, valgte vi videre å dimensjonere to fullstendige bæresystemer for leilighetskomplekset. Videre ble det bestemt at bæresystemene skulle bygges opp med to ulike materialsammetninger for å imøtekomme det vi så som divergerende ønsker fra utbygger.

For å gjøre oppgaven målbar, ble økonomi, miljø og plassutnyttelse vurdert som aktuelle måleenheter for å sammenligne de to, ferdigdimensjonerte bæresystemene. Vi syntes det ville være interessant å forta en prissammenligning av de to bæresystemene. For å få til dette ble tilgangen på informasjon om materialkostnader og kostnader tilknyttet byggeprosessen sett som kritiske. Vi anslo at det kunne være mulig å få tilgang til priser for materialer ved henvendelser til distributører, men vi manglet erfaringen som kreves for å anslå hvor store kostnadene for å sette opp de forskjellige bæresystemene ville bli. På en side kunne det ha vært mulig å kun sammenlikne materialkostnader, med på en annen side er det ikke sikkert at dette ville gi noen god indikasjon på hvilket bæresystem som ville være mest

kostnadseffektivt fordi at det også kan være store variasjoner i kostnaden for oppføring av bæresystemene. Vi mener at en oppgave basert på kun en av to uavhengige kostnader vil være veldig svak, og valgte derfor å se helt bort ifra økonomi i oppgaven.

Ved å utelukke økonomi, anså vi miljø og plassutnyttelse som gode parametere for å danne et sammenligningsgrunnlag for oppgaven. Gruppen syntes det ville være veldig interessant å se på hvordan forskjellige materialvalg i bæresystemer påvirker miljøet. Det ble vurdert å sammenligne hvor stort karbonavtrykk hvert av bæresystemene har, men grunnet at bachelorgruppens medlemmer hadde liten forkunnskap om miljøregnskap ble også denne parameteren valgt bort. Selv om både denne beslutningen og beslutningen om å utelate økonomi ble gjeldende for oppgaven er bachelorgruppen enige om at disse parameterne ville gitt minst like interessante data som oppgavens valgte parameter. Denne parameteren er, som kjent utnyttelsesgrad av tilgjengelig plass. Vi ønsket å finne parametere som skulle si noe om hvor godt de ulike bæresystemene klarer å utnytte tilgjengelig plass. Vi fant ikke noen gode kilder på hvordan dette kunne måles innenfor oppgavens rammer. Dermed ble parameterne for utnyttelsesgrad kun basert på bachelorgruppens egen vurdering av hvordan bygningsdelene i et bæresystem kan påvirke utnyttelsesgraden av tilgjengelig plass. I utarbeidelsesprosessen av parameterne ble det laget en liste med mulige parametere, som ble kuttet ned til disse tre parameterne:

- Nettoareal (NTA)
- Etasjehøyde
- Antall P- plasser i kjeller

Parameterens målemetode er laget av bachelorgruppen, og er gjennomført i Excel. Valg av målemetode er utarbeidet ut ifra målenhetene i parameterne. Dette innebærer at målenhetene fra arkitektmodellen er lik for begge bæresystemene og målenhetene fra de variable dimensjonene i bæresystemene er hentet fra dimensjoneringsresultatene. Innenfor oppgavens rammer mener vi på en side at dette er den mest nøyaktige måten å måle parameterne, men på en annenside kan sammenhengen mellom utarbeidet metode og selektering av variabler på denne måten inneholde bias etter ønsket resultat.

En av de viktigste avgrensningene i oppgaven ble utført ved å utarbeide en arkitektmodell som fastslo bygningens ytre utforming, som er gjeldene for begge bæresystemene. Denne ble laget for å danne en ramme for sammenligningsgrunnlaget av utnyttelsesgraden. Siden utbygger ønsket å ha mulighet til å endre inndeling av boenhetene gjennom konstruksjonens levetid, er inndeling av boenheter sett bort fra i arkitektmodellen. Dette valget gjør at vi anser data produsert i oppgaven som mindre anvendbare, enn om oppgaven hadde sett på bygningen med innflytningsklare leiligheter.

5.1.2 Utforming av bæresystemene

I utformingen av bæresystem 2 ble det vektlagt å gi bygningen så lite konstruksjonsareal som mulig. Materialvalget ble derfor en kombinasjon av stål og betong for å muliggjøre bruken av søyler med store mellomrom. Både søylene og bjelkene ble dimensjonert med stålprofiler i første til tredje etasje, mens det ble benyttet hulldekker av betong for å gi dekket god spennvidde og samtidig redusere vekten på stålsøylene- og bjelkene. Samme materialvalg ble også vurdert i kjelleren, men på grunn av betongens brannmotstand og evne til å absorbere støt fra en eventuell bilkollisjon, ble det valgt å beholde kjellerens løsning fra bæresystem 1 for å redusere risiko for kollaps ved ulykker.

Bæresystem 1 ble utformet med en celleinndeling etter utbyggers ønske om et enkelt bygg. Bygget ble dermed oppført med bærende betongvegger mellom hver av cellene og etasjeskillere av betong. Ved å sette opp bæresystemet på denne måten ble det ingen behov for å benytte andre materialer enn betong i bæresystemet.

Vi kunne også valgt å benytte hulldekker som er 200mm tykke ved å samtidig gjøre avstanden mellom bærende søyler mindre. Det ville redusert bæresystem 2 sitt NTA, men også senket bæresystemet sin etasjehøyde med 65mm. Begge disse faktorene er direkte knyttet til bæresystemet sin utnyttelsesgrad og eventuelle forandringen ville påvirket oppgavens resultater.

5.1.3 Valg av beregning- og modelleringsmetode

I oppgaven har vi foretatt alle beregningene for hånd med hjelp av kalkulator, med unntak av avstivningsystemet som er beregnet i Excel. Etter at alle håndberegningene var ferdig beregnet med blyant og papir, ble de manuelt skrevet inn i Word. Denne prosessen kunne

blitt både enklere og mindre tidkrevende dersom vi hadde valgt å utføre flere beregninger i Excel eller et annet dataprogram slik som Mathcad. I tillegg kunne bruk av lignende programmer redusert sannsynligheten for feilberegninger og feil innføringer.

På en side kan små justeringer i bæresystemet underveis i dimensjoneringsprosessen kreve at beregninger utføres på nytt med en ny belastning. Dersom vi hadde brukt et dataprogram er det mulig at denne oppdateringen av beregningene kunne bli utført med små justeringer, men fordi at vi brukte papir og blyant ble dette tidkrevende arbeid. Det er også verdt å reflektere over sannsynligheten for at det blir gjort menneskelige feil ved en oppdatering av håndberegninger. Ettersom dette arbeidet allerede er gjennomført en gang kan personen som utfører oppdateringen være mindre fokusert enn personen var første gangen beregningene ble gjennomført. På en annen side er også mulig at det er heldig for oppgaven at en slik oppdatering gjøres manuelt. Det er en mulighet for at det allerede foreligger feil i beregningene, som blir oppdaget og rettet under en manuell oppdatering.

Håndberegningene av stålprofilene er gjort med formler fra Norsk Standard. Resterende beregninger er gjort etter beregningsprosedyrene fremstilt i kompendiet «Dimensjonering av betongkonstruksjoner» og fagbøker som er nærmere beskrevet i metoden. Disse beregningsprosedyrene er utarbeidet iht. Norsk standard, og er brukt i flere av konstruksjonsfagene gjennom studiet på NTNU i Gjøvik. Ved å følge slike beregningsprosedyrer har vi sikret at nødvendige kontroller og beregninger til bygningskomponentene er ivaretatt. På grunnlag av dette mener vi at håndberegningens metodene har gitt dimensjonsresultatene høy grad av reliabilitet og validitet.

Vi valgte i tillegg å bruke Focus som en kvalitetskontroll til håndberegningene. Ved å modellere bæresystemene etter dimensjonene vi fikk fra håndberegningene ga dette en ekstra kontroll på at bæresystemene hadde tilstrekkelig kapasitet. Svarene fra Focus har derfor bidratt til å sikre at riktig datamateriale er lagt til grunn ved måling av utnyttelsesgraden.

Som tidligere nevnt oppstod det problemer da Focus skulle generere armering i bygningens betongkomponenter. Den nevnte inndeling av tverrsnitt var avgjørende for at vi skulle få resultater fra modelleringen, men avgjørelsen kan ha påvirket resultatene fra programmet. Inndelingen av tverrsnittene ble gjort etter samme prinsipp som i håndberegningene, slik at de mest belastede bygningsdelene blir tatt med i beregningene. Selv om vi gjorde oppdelingen

etter samtale med kundeservice hos Focus er det mulig at inndelingen medførte at vi har mistet informasjon av betydning for resultatet.

En annen svakhet ved modelleringene av bæresystem 2 er at hulledekke ikke er kontrollert i Focus. Hulledekke finnes ikke i materialbiblioteket i Focus. Ifølge kundeservice hos Focus er det ikke mulig å lage et egendefinert materiale med hult tverrsnitt i programmet. Derfor er ikke hulledekkene med i kapasitetsanalysen gjennomført av Focus. Vi anser uansett valgt hulledekke: HD265, som tilstrekkelig ettersom denne er hentet ut ifra tabell 7.2 *Orienterende bæreevne for hulledekker* fremstilt i betongelementboka bind A (Betongelementforeningen, 2010, s. 105).

5.2 Diskusjon av resultater

5.2.1 Resultat fra dimensjoneringen av bæresystemene

Resultatene fra håndberegningene og modelleringen i Focus fremstilt i tabell 7 og 8 er sammenfallende og underbygger hverandre, med ett unntak som er diskutert nedenfor.

Det er en forskjell mellom hva Focus- og håndberegningene mener er nødvendig bjelkehøyde i kjelleren. For å forstå hvorfor det er en forskjell er det viktig å forstå hvilke laster som virker på bjelken og hvordan disse påvirker den i praksis. Bjelken belastes hovedsakelig av brannveggen ovenfor med tilhørende laster fra taket og overliggende etasjer.

Håndberegningene ser på dette som en jevnt fordelt last over kjellerbjelken og at den derfor er alene om å ta imot alle kreftene og videreføre dem til søylene bjelken er festet i. Focus ser derimot brannveggen som stiv, at den har den mulighet til å fordele mye av lasten direkte ut til søylene. Derfor belastes kjellerbjelken i Focus mye mindre enn det er tatt høyde for i håndberegningene. Vi mener at Focus har en mer reell måte å se belastningen på og at håndberegningene derfor bruker større belastning på bjelken enn den vil bli belastet med i virkeligheten. Derfor mener vi at vi trygt kan stole på denne beregningen fra Focus og vi benyttet dermed bjelkehøyde 500mm i oppgaven.

Målet med dimensjoneringen i Focus var kun å underbygge at håndberegningene er riktige. Dersom vi istedenfor hadde benyttet programvaren til å beregne bæresystemet uten føringer for hvilke dimensjoner som skulle benyttes, kunne vi fått variasjoner i hvor store bygningskomponentene trengte å være. Ettersom vi vet at dimensjonene som ble brukt i beregningene er sterke nok ser vi muligheten for at både KA og dekketykkelser kunne blitt

reduisert på mindre belastede steder i konstruksjonen. Dermed er det mulig at dette kunne ført til at graden av utnyttelse kunne bli påvirket i positiv retning.

Håndberegningene er dimensjonert etter den hardest belastede bygningsdelen for hver av de forskjellige typene, eks: søyle, bjelke, dekke og vegg. Dersom det hadde blitt utført beregninger for hver enkelt konstruksjonsdel er det sannsynlig at enkelte av disse ville blitt dimensjonert med lavere KA eller dekketykkelse. Forenklinger som gjort til sikker side i håndberegningene kan også ha ført til at bygningskomponenter har blitt større enn det som er nødvendig. Ved å utføre detaljerte beregninger for hver enkelt bygningsdel, er det mulig at bæresystemene kunne fått lavere KA og dekketykkelse, og dermed høyere utnyttelsesgrad.

Etter endt dimensjoneringsprosess av de to bæresystemene med både hånd- og digitale beregninger er bachelorgruppen trygge på at bygningenes bæresystemer har tilstrekkelig kapasitet. Dermed vil nevnte dimensjoner i tabellene 7 og 8, være gjeldene i beregning av utnyttelsesgrad av tilgjengelig plass i bæresystemene.

5.2.2 Målingene av parameterne for utnyttelsesgrad

Målingene er utført ved å benytte de mål som kommer frem av resultatene fra dimensjoneringsen, og ved å måle parkeringsplasser utfra modellen som er laget i Revit. Disse målene er nøyaktige med millimeterpresisjon og gir derfor et presist svar i teorien. Vi anser det som usannsynlig at målene får samme presisjon dersom bæresystemene blir konstruert i virkeligheten på grunn av små avvik. Dette mener vi er sannsynlig fordi at arbeidet utføres av mennesker, og at det derfor kan forekomme unøyaktige målinger som gir avvik fra tegninger og beregninger utført med millimeterpresisjon. Videre kan dette resultere i at utnyttelsesgraden blir noe annerledes i virkeligheten enn den som er beregnet i oppgaven.

Målingene av parameterne som er benyttet til å måle utnyttelsesgraden er ifra egendefinerte metoder. Vi mener at disse metodene har høy grad av nøyaktighet og relabilitet, men ettersom vi kun har fått tilbakemeldinger fra noen få personer utenfor gruppen er det mulig at det finnes svakheter ved metodene som vi selv ikke har oppdaget.

Mye av grunnen til at både antallet parkeringsplasser og takhøyden i kjelleren ble like i bæresystemene er på grunn av hvordan de er utformet. Bachelorgruppen hadde veldig frie

tøyler i utformingen av bæresystemene, fordi at vi selv også laget arkitekttegningen. Dette ga oss muligheten til å plassere kjellernes bæresystemer ut ifra vårt ønske om, å skape rom for så mange parkeringsplasser som mulig, se Figur 26. Derfor er antallet parkeringsplasser helt likt i de to bæresystemene. Siden dette studie skulle måle antall parkeringsplasser, kan det faktisk at vi la til rette målene i parkeringskjelleren for den valgte parkeringsløsningen vurderes som et mulig bias i dette studiet.

5.3 Miljøaspekter

Forskningsspørsmålet i dette studie har vært knyttet til hvordan materialvalget i et bæresystem påvirker utnyttelsesgraden av tilgjengelig plass. Dette innebærer blant annet å se resultatene av materialets volum som må til for å gi bæresystemene tilstrekkelig kapasitet i forhold til den belastningen de utsettes for. Dette formålet er nært knyttet til FNs bærekraftsmål 12, som handler om ansvarlig bruk og produksjon. Resultatene viser at bæresystem 2 har mindre totalt volum, som hovedsakelig skyldes bruken av stålmaterialet. Med dette indikerer resultatene at stål kan bære mer last med mindre volum, enn betong. Materialets miljøavtrykk er påvirket av langt flere faktorer enn totalt forbruk av volum. Hvorav materialitets fremstilling, transport, montering, riving, avfallshåndtering og mulighet for gjenvinning eller gjenbruk er viktige aspekter for å se på materialets totale miljøavtrykk. Dette studie har et begrenset grunnlag til å vurdere disse aspektene, men vi har vært bevisst på det høye CO₂ utslippet under produksjonene av stål og betong. På en annen side vil ferdigstilte materialer av stål og betong være robuste, solide og kreve lite vedlikehold om de bygges på riktig måte. På lang sikt vil dette oppsummeres i en konstruksjon som trenger lite vedlikehold og kan motstå natur- og brukspåkjenninger over lengre tid.

Miljøkonsekvensene til et byggeprosjekt må ses i helhet fra start til slutt og er påvirket av mange faktorer. Materialets miljøavtrykk er bare en av disse faktorene. Vår begrensnings oppgavens miljødél ser vi på som en svakhet. Dersom vi hadde ført et miljøregnskap for hvert av bæresystemene kunne vi sisset med veldig interessant informasjon om hvilket av bæresystemene som ville gitt best forutsetninger for å etterkomme FNs tolvte bærekraftsmål som ønsker å redusere overforbruk og redusere klimautslipp. Bachelorgruppen ønsker også påpeke at en grundig og mer detaljert dimensjoneringsprosess kan gjøre at forbruket av materialer blir lavere slik at bæresystemets miljøpåvirkning også blir redusert.

Ved å bygge leiligheter på et tettsted slik som Leira legges forholdene til rette for tilflytting til stedet. FNs bærekraftsmål 11 handler om å skape bærekraftige byer og samfunn, FN-sambandet utdyper dette punktet med blant annet stikkordene, trygge og inkluderende. Ved å skape flere boliger, dimensjonert etter lover og bestemmelser gitt i plan og bygningsloven, skaper dette prosjektet et trygt sted å bo, for mange.

5.4 Feilkilder

- Deler av håndberegningene er foretatt manuelt på kalkulator. Under beregningene kan feil inntastninger på kalkulatoren ha medført feil svar. Denne mulige feilkilden foreligger hos brukeren.
- Deler av håndberegningene er foretatt av kun av en person. Disse utregningene har ikke hatt noen direkte etterkontroll, som øker sjansen for at det kan foreligge feil i utregningene. Denne mulige feilkilden foreligger hos brukeren.
- I Modelleringen i Focus Konstruksjon kan det foreligge feilkilder som følge av feil bruk av innstillinger satt av brukeren av programvaren. Med mindre konstruksjonen har direkte brudd eller feilmeldinger under analysen, kan disse feilkildene være vanskelig å oppdage.
- Målemetoden måler ikke problemstillingen på en god måte. Feilkilden ligger i valgt metode og foreligger hos brukeren.

6 Konklusjon

Hensikten med denne oppgaven var å undersøke om et bæresystem bestående av betong- og stålmaterialer vil oppnå større utnyttelsesgrad av tilgjengelig plass, enn et bæresystem bestående kun av betong. For å svare på dette er dimensjoneringsresultatene fra bæresystemene satt inn i målbare parametere for utnyttelsesgraden av tilgjengelig plass.

Bæresystemet av betong og stål oppnår høyere utnyttelsesgrad av bruksarealet i første til tredje etasje enn bæresystemet av kun betong. Dette kommer av at bæresystem av kun betong har større konstruksjonsareal i første til tredje etasje enn bæresystemet som består av både betong og stål.

Utnyttelsesgraden av etasjehøyden i bæresystemet av både betong og stål ble lavere enn i bæresystemet med kun betong. Dette kommer av at det ble benyttet tykkere dekker for å muliggjøre bruken av lange spenn i bæresystemet med både stål og betong.

Bæresystemene har lik utnyttelsesgrad av parkeringsplasser, innvendig etasjehøyde og nettoareal i kjelleren. Bæresystemet av betong og stål har dermed ikke større utnyttelsesgrad av kjelleren enn bæresystemet av kun betong.

7 Videre arbeid

Studiets tidsbegrensning har medført at bachelorgruppen måtte foreta flere avgrensninger.

Ved videre arbeid kan det være interessant å se bort ifra noen av disse og forske på de faktorene dette studiet har sett bort ifra. Nedenfor har vi listet opp noen emner vi selv syntes det ville være interessant å jobbe videre med.

- ❖ Plassutnyttelse av dette studiets bæresystemer, ferdigstilt med leiligheter.

- ❖ Se på bæresystemenes kostnader og undersøke de økonomiske forskjellene mellom dem.

- ❖ Se på bæresystemenes påvirkning på miljøet ved å beregne bæresystemenes karbonavtrykk. I tillegg kan en forske på om det er mulig å endre resultatet ved å velge en betong som blir ansett som mer miljøvennlig.

- ❖ Dimensjonere ett eller begge bæresystemene i tre og se på hvordan dette påvirker plassutnyttelsen, miljøpåvirkning eller kostnader.

8 Litteraturliste

Autodesk (u.å.) *REVIT*. Tilgjengelig fra: <https://www.autodesk.no/products/revit/overview>
(Hentet: 25. april 2020).

Betongelementforeningen (2010) *Betongelementboka bind A- Bygging med betongelementer*.
4. opplag.

Betongelementforeningen (2013) *Betongelementboka bind C- Elementer og knutepunkter*. 4.
opplag.

Betongelementforeningen (2016) *Betongelementboka bind B- Avstivning og kraftoverføring*.
1. opplag.

Betongelementforeningen (2017) *Betongelementboka bind D- Brannmotstand, bestandighet
og tetting* 1. opplag.

Braut G. S. (2019) *Bias i forskning*. Store norske leksikon. Tilgjengelig fra:
https://snl.no/bias_i_forskning (Hentet: 20. april 2020).

Direktoratet for byggkvalitet (2013) *Sjekk brannveggen!* Tilgjengelig fra:
<https://dibk.no/globalassets/sikkerhet/sjekk-brannveggen-nettet.pdf> (Hentet 19. februar 2020).

Direktoratet for byggkvalitet (2017) *TEK17*. Tilgjengelig fra:
<https://dibk.no/byggereglene/byggteknisk-forskrift-tek17/> (Hentet: 03. februar 2020).

Edvardsen K. I. og Ramstad T. Ø. (2017) *Trehus, Håndbok 5 Sintef byggforsk*. 3. opplag.
Oslo: SINTEF akademisk forlag.

FN- sambandet (2020) *FNs bærekraftsmål*. Tilgjengelig fra: <https://www.fn.no/Om-FN/FNs-baerekraftsmaal> (Hentet: 19. april 2020).

Focus software (u.å.) *Focus Konstruksjon*. Tilgjengelig fra: <https://www.focus.no/focus-konstruksjon/> (Hentet: 24. april 2020).

Halvorsen K. (2016) *Å forske på samfunnet*. 6. opplag. Oslo: Cappelens Forlag AS.

Kommunal- og moderniseringsdepartementet (u.å.) *Reguleringsplanveileder*. Tilgjengelig fra: <https://www.regjeringen.no/no/dokumenter/reguleringsplanveileder/id2609532/?ch=4> (Hentet: 13. februar 2020).

Kommunal- og moderniseringsdepartementet (2009) *Planprogram*. Tilgjengelig fra: https://www.regjeringen.no/no/dokument/dep/kmd/veiledninger_brosjyrer/2009/lovkommentar-til-plandelen-i-/kapittel-4-generelle-utredningskrav-/-4-1-planprogram/id556751/ (Hentet: 09. april 2020).

Kommunal- og moderniseringsdepartementet (2014) *Grad av utnyttning: Beregning og måleregler*. Tilgjengelig fra: https://www.regjeringen.no/globalassets/upload/kmd/boby/grad_av_utnyttning.pdf (Hentet: 09. april 2020).

Larsen, P. K. (2008) *Konstruksjonsteknikk: laster og bæresystemer*. Trondheim: Fagforlaget.

Larsen, P. K. (2010) *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*. 2. utgave. Trondheim: Tapir Akademisk Forlag.

Lederkilden (u.å.) *Utnyttelsesgrad*. Tilgjengelig fra: <https://www.lederkilden.no/ordliste/utnyttelsesgrad> (Hentet: 22. april 2020).

Maage, M. (red.) (2017) *Betong: regelverk, teknologi og utførelse*. 2. opplag. Byggenæringens Forlag AS.

Microsoft (u.å.) *Microsoft Office Excel*. Tilgjengelig fra: <https://www.microsoft.com/nb-no/microsoft-365/excel> (Hentet: 25. april 2020).

NOBI (2016) *Hulldekketyper, tverrsnittsdata*. VOSS. Tilgjengelig fra: <https://www.nobi.no/wp/wp-content/uploads/2016/01/Tverrsnitt-Hulldekke-NOBI.pdf> (Hentet: 23. april. 2020).

Norsar (u.å.) *Om jordskjelv*. Tilgjengelig fra: <https://www.jordskjelv.no/om-jordskjelv/>
(Hentet: 11. april 2020).

Norsk betongforening (2009) *CO2- utslipp- sement og betong*. Tilgjengelig fra:
https://fabeko.no/assets/CO2_rapport-2009-02.pdf (Hentet: 10. mai 2020).

Norsk betongforening (2018) *Betong og miljø, rapport 6*. Tilgjengelig fra:
https://betong.net/wp-content/uploads/NB-rapport-nr-6_Betong-og-milj%C3%B8.pdf
(Hentet: 16. april 2020).

Norsk betongforening (2019) *Miljøegenskaper til betong, rapport 7*. Tilgjengelig fra:
https://betong.net/wp-content/uploads/NB-Rapport-nr.-7-2019_web_mai-riktig-tittel.pdf
(Hentet: 16 april 2020).

Norsk Stålforbund og Betongelementforeningen (2008) *Hulldekker på bæresystemer av stål: anbefalte prinsipper og løsninger*. Tilgjengelig fra:
https://www.stalforbund.no/uploads/source/files/Materialet/Hulldekker/Veileder_Hulldekker_2008_2.pdf (Hentet: 14. april 2020).

Norsk Stålforbund (2009) *20 gode miljøgrunner for å bygge i stål*. Tilgjengelig fra:
https://www.stalforbund.no/uploads/source/files/Materialet/Milj%C3%B8/20_miljogrunner.pdf (Hentet: 15. april 2020).

Norsk Stålforbund (2012) *Stålhåndboka del 1*. Tilgjengelig fra:
<https://standard.no/nettbutikk/produktkatalogen/produktpresentasjon/?ProductID=338803> (Hentet: 11. april 2020).

Plan- og bygningsloven (2008) *Lov om planlegging og byggesaksbehandling*. Tilgjengelig fra: <https://lovdata.no/dokument/NL/lov/2008-06-27-71> (Hentet 13. februar 2020).

Sandaker B. N., Sandvik M. og Vik B. (2017) *Materialkunnskap*. 1. utgave. Oslo: Byggenæringens Forlag AS.

SINTEF (u.å.) *Om SINTEF*. Tilgjengelig fra: <https://www.sintef.no/om-sintef/> (Hentet 13. februar 2020).

SINTEF Byggforsk (1996) *Dekker av betong- og lettbetongelementer*. Tilgjengelig fra: https://www.byggforsk.no/dokument/346/dekker_av_betong_og_lettbetongelementer (Hentet: 13. april 2020).

SINTEF Byggforsk (2013a) *Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler*. Tilgjengelig fra: https://www.byggforsk.no/dokument/215/egenlaster_for_bygningsmaterialer_byggevarer_og_bygningsdeler (Hentet: 10. april 2020).

SINTEF Byggforsk (2013b) *Brannteknisk oppdeling av bygninger*. Tilgjengelig fra: https://www.byggforsk.no/dokument/79/brannteknisk_oppdeling_av_bygninger (Hentet: 1. mai 2020).

SINTEF Byggforsk (2015) *Parkeringsplasser og garasjer*. Tilgjengelig fra: https://www.byggforsk.no/dokument/61/parkeringsplasser_og_garasjeanlegg (Hentet: 28. februar 2020).

SINTEF Byggforsk (2016) *Betong. Typer, egenskaper og bruksområder*. Tilgjengelig fra: https://www.byggforsk.no/dokument/5157/betong_typer_egenskaper_og_bruksomraader (Hentet: 13. april 2020).

SINTEF Byggforsk (2017) *Oversikt over krav og løsninger ved brannteknisk prosjektering av bygninger*. Tilgjengelig fra: https://www.byggforsk.no/dokument/3307/oversikt_over_krav_og_loesninger_ved_brannteknisk_prosjektering_av_bygninger (Hentet: 23. april 2020).

SINTEF Byggforsk (2018) *Klimadata for termisk dimensjonering og frostsikring*. Tilgjengelig fra: https://www.byggforsk.no/dokument/204/klimadata_for_termisk_dimensjonering_og_frostsikring (Hentet: 09. april 2020).

SINTEF Byggforsk (2020) *Hva er Byggforskserien*. Tilgjengelig fra:
https://www.byggforsk.no/side/198/hva_er_byggforskserien (Hentet: 13. februar 2020).

Standard Norge (2002a) *NS-EN 1990:2002+AI:2005+NA:2016. Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. Tilgjengelig fra:
<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=814847> (Hentet: 18. februar 2020).

Standard Norge (2002b) *NS-EN 1991-1-1:2002/NA:2008. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-1: Allmenne laster, Tetthet, egenvekt, nyttelast i bygninger*. Tilgjengelig fra:
<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=324902> (Hentet: 4. april 2020).

Standard Norge (2003) *NS-EN 1991-1-3:2003/NA:2008. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-3: Allmenne laster, Snølaster*. Tilgjengelig fra:
<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1004200> (Hentet: 14. februar 2020).

Standard Norge (2004) *NS-EN 1998-1-1:2004+AI:2014+NA:2018. Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner*. Tilgjengelig fra:
<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=997269> (Hentet: 03. mars 2020).

Standard Norge (2005a) *NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-4 Allmenne laster, Vindlaster*. Tilgjengelig fra:
<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=392208> (Hentet: 14. februar 2020).

Standard Norge (2005b) *NS-EN 1998-3:2005 + NA:2013. Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning- Del 3*. Tilgjengelig fra:
<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=424318> (Hentet: 11. april 2020).

Standard Norge (2005c) *NS-EN 1993-1-1:2005 + NA:2008. Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-1*. Tilgjengelig fra:

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=326000> (Hentet: 23. april 2020).

Standard Norge (2012) *NS 3940:2012. Areal- og volumberegninger av bygninger*.

Tilgjengelig fra:

<https://www.standard.no/en/PDF/FileDownload/?redir=true&filetype=Pdf&preview=true&item=529401&category=5> (Hentet: 10. april 2020).

Standard Norge (2019) *Standardisering*. Tilgjengelig fra:

<https://www.standard.no/standardisering/norsk-standard/> (Hentet: 13. februar 2020).

Sundbye L. M. T. (2017) *Kvantitative og kvalitative metoder*. Nasjonal, digital,

læringsarena(ndla). Tilgjengelig fra:

<https://ndla.no/subjects/subject:7/topic:1:183191/topic:1:105795/resource:1:93376> (Hentet: 17. april 2020).

Sørensen, S. I. (2020) *Betongkonstruksjoner: for teknisk fagskole*. 1 opplag. Bergen:

Fagforlaget.

Thue, J. V. (2016) *Bygningsfysikk: Grunnlag*. Bergen: Fagforlaget.

Valdreskart (2010) *Reguleringsbestemmelser for Strandfjorden fritidspark*. Tilgjengelig fra:

<https://valdreskart.no/valdresregplan/542nord-aurdal/Bestemmelser/0542R179.pdf> (Hentet: 09. april 2020).

Valdreskart (2019) *Vedlegg 7_ Planskisse med hensynssoner* (planID:0542DR245). Nord-Aurdal kommune: Natur, plan og utvikling. Tilgjengelig fra:

<https://valdreskart.no/Content/plandialog/getGIarkivDocs.aspx?systemid=227328&k=3451&serviceid=0&saksmappepublicguid=> (Hentet: 7. april 2020).

Valdreskart (2020) *Planprogram for detaljregulering for Markavegen vest*

(planID:0542DR245). Nord- Aurdal kommune: Natur, plan og utvikling. Tilgjengelig fra:

<https://valdreskart.no/Content/plandialog/getGIarkivDocs.aspx?systemid=236509&k=3451&serviceid=0&saksmappepublicguid=> (Hentet: 07. april 2020).

9 Vedlegg

Vedleggsliste

Vedlegg 1- Mest belastede søyle- håndbergninger av bæresystem 1	1
Vedlegg 2- Mest belastede del av dekke- håndbergninger av bæresystem 1.....	5
Vedlegg 3- Mest belastet bjelke i kjeller- håndbergninger av bæresystem 1	7
Vedlegg 4- Mest belastede innervegg- håndbergninger av bæresystem 1	10
Vedlegg 5- Mest belastede del av balkong dekke- håndbergninger av bæresystem 1.....	12
Vedlegg 6- Mest belastede balkong søyle- håndbergninger av bæresystem 1.....	14
Vedlegg 7- Avstivningssystemet bæresystem 1, gjelder også for avstivningsystemet 2	17
Vedlegg 8- Mest belastede punktfundament under søyler i kjeller- håndbergninger av bæresystem 1, også gjeldende for bæresystem 2	26
Vedlegg 9- Mest belastede stripefundament under kjellervegg- håndbergninger av bæresystem 1, også gjeldende for bæresystem 2	30
Vedlegg 10- Utskrifter fra Focus- bæresystem 1	32
Vedlegg 11- Mest belastede stålsøyle - håndbergninger av bæresystem 2.....	41
Vedlegg 12- Mest belastede del av hulldekke - håndbergninger av bæresystem 2	43
Vedlegg 13- Mest belastet THP- stålbejelke- håndbergninger av bæresystem 2	44
Vedlegg 14- Mest belastet EHP- stålbejelke- håndbergninger av bæresystem 2	46
Vedlegg 15- Mest belastede betongsøyle i kjeller - håndbergninger av bæresystem 2	48
Vedlegg 16- Mest belastede betongbejelke i kjeller - håndbergninger av bæresystem 2.....	50
Vedlegg 17- Kontroll av de horisontale lastene i bæresystemene	54
Vedlegg 18- Utskrifter fra Focus- bæresystem 2.....	56

Vedlegg 1- Mest belastede søyle- håndbergeneinger av bæresystem 1

(befinner seg i parkeringskjeller under brannveggen i overliggende etasjer)

Laster:

$$EL, \text{ bjelke} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * (0,5\text{m}-0,25\text{m}) * 0,3\text{m} = 1,89 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$EL, \text{ vegg} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,2\text{m} * (9,5\text{m}-0,25 * 3) = 43,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$EL, \text{ inv. dekke} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,25\text{m} * 7,5\text{m} + 0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 7,5\text{m} = 50,63 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$EL, \text{ tak} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,25\text{m} * 7,5\text{m} = 46,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$NL, \text{ 1.2.3. etg} = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 7,5\text{m} = 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$NL, \text{ tak, snø} = 4,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0,8 * 7,5\text{m} = 27 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$NL, \text{ tak, vind sone I} = 0,121\text{kN/m}^2 * 7,5\text{m} = 0,91 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ekstra snølast ved oppstikkende brannvegg (0,5m):

$$\mu_w = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * \frac{0,5\text{m}}{4,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} = 0,22 < 0,8 \rightarrow \text{Ingen ekstra snølast ved oppstikkende brannvegg.}$$

$$6.10a): 1,35 * (46,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 50,63 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 3_{\text{etg}} + 1,89 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 43,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}) + 1,05 * (15 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 3_{\text{etg}} + 27 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 0,91 \frac{\text{kN}}{\text{m}}) = 406,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \rightarrow \text{dimensjonerende last}$$

$$6.10b): 1,2 * (46,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 50,63 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 3_{\text{etg}} + 1,89 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 43,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}) + 1,5 * (15 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 3_{\text{etg}} + 27 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 0,7 + 0,91 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 0,7) = 390,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$N_{\text{ed}} = 406,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * (\frac{6,6\text{m}}{2} + \frac{5,30\text{m}}{2}) = 2418,7\text{kN}$$

Grunnlag for videre dimensjonering:

$$\text{Betong kvalitet: B30} \rightarrow F_{\text{cd}} = 17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{B500C} \rightarrow f_{\text{yd}} = 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$C_{\text{nom}} = 25\text{mm}$$

$$\Phi_{ef}=2,5$$

$$L_0=2,5m$$

Prøver søyledimensjon: 300mm x300mm

$$\emptyset_B=8mm \quad \emptyset_L=40mm \quad C_{nom}=25mm$$

$$d=300-(25 + 1,15 * 8 + 1,1,5 * 0,5 * 40)\approx 242,8mm$$

$$n = \frac{2418,7 * 10^3 N}{17 \frac{N}{mm^2} * (300mm)^2} = 1,58$$

Søylen er ikke en del av avstivningssystemet, så overliggende forbindelser må ikke armeres som en stiv ramme. Derfor trenger ikke søylen dimensjoneres for moment når overliggende forbindelse anses som leddet. $M_{oe}=0$.

$$e_E = \frac{M_{oe}}{N_{ed}} = \frac{0}{2418,7 kN} = 0$$

$$e_i = \frac{l_0}{400} = \frac{2500mm}{400} = 6,25mm$$

$$\text{Slankhet: } \lambda = \frac{2500mm}{0,289 * 300mm} = 28,84$$

$$A_{s, \min} = 0,01 * (300mm)^2 = 900mm^2$$

$$A_{s, \max} = 0,08 * (300mm * 300mm) = 7200mm^2$$

$$\text{Prøver: } 2\emptyset 40 \rightarrow \sum A_s = 2513mm^2 \quad \rightarrow w = \frac{2513mm^2 * 435N/mm^2}{17N/mm^2 * (300mm)^2} = 0,714$$

$$\lambda_{n, \lim} = 10,8 \text{ når } \frac{M_{01}}{M_{02}} = 1,0$$

$$\lambda_n = \lambda * \sqrt{\frac{n}{1+2*w}} = 28,84 * \sqrt{\frac{1,58}{1+2*0,714}} = 23,3 > \lambda_{n, \lim} \rightarrow 2. \text{ ordens forskyvning medtas}$$

$$e_2 = \frac{l_0^2}{10} * \frac{1}{r} = \frac{l_0^2}{10} * \frac{2-n}{1,6} * \left(1 + \left(0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150}\right) * \varphi_{ef}\right) * \frac{0,004831}{d} \geq \frac{l_0^2}{10} * \frac{0,0045}{d}$$

$$e_2 = \frac{l_0^2}{10} * \frac{1}{r} = \frac{(2500mm)^2}{10} * \frac{2-1,58}{1,6} * \left(1 + \left(0,35 + \frac{30}{200} - \frac{28,84}{150}\right) * 2,5\right) * \frac{0,004831}{242,8mm} \geq \frac{(2500mm)^2}{10} * \frac{0,0045}{242,8mm}$$

$$e_2 = \frac{(2500mm)^2}{10} * \left(0,46445 * \frac{0,004831}{242,8mm}\right) \geq \frac{(2500mm)^2}{10} * \frac{0,0045}{242,8mm}$$

$$e_2 = 5,78 \leq 11,58 \text{ (Merk: Her brukes den høyeste verdien)}$$

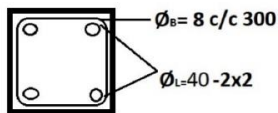
$$e_2 = 11,58mm$$

$$e_{tot}=e_i+e_e+e_2=6,25\text{mm} + 0 + 11,58\text{mm}=\underline{17,83\text{mm}}$$

$$\frac{h'}{h} = \frac{200\text{mm}}{300\text{mm}} = 0,67 \quad m=1,58 * \frac{17,83\text{mm}}{300\text{mm}} = 0,094 \quad \rightarrow W_{maks}=\underline{0,50}$$

$$A_s=0,50 * (300\text{mm})^2 * \frac{17\text{N/mm}^2}{435\text{N/mm}^2} = 1758,6\text{mm}^2$$

Bruk 2x 2 – $\varnothing 40$ som vist i illustrasjonen under.



$\varnothing_L=40$ er en stor kam størrelse, dersom man ikke ønsker å bruke så stor kam kan man istedenfor øke dimensjonen på søylen. I dette tilfelle velger vi å beholde dimensjonen 300mm x 300mm med $\varnothing_L=40$ for å beholde utformingen av parkeringskjelleren.

Brannteknisk dimensjonering

Søylen må minst tilfredsstillte brannkravet R60.

$$N_{0ED,fi}=1,0 * (46,9\text{kN/m} + 50,63\text{ kN/m} * 3_{etg} + 1,89\text{ kN/m} + 43,75\text{kN/m} + (15\text{ kN/m} * 3_{etg} + 27\text{ kN/m} + 0,91\text{ kN/m}) * 0,3) * 6,6\text{m}=\underline{1757,6\text{N}}$$

$$M_{0ED,fi}=0$$

$$B_{min}=300\text{mm}$$

$$a=(25\text{mm}+1,15*8\text{mm}+1,15*0,5*40) =57,2$$

$$L_{0,fi}=2,5\text{m}$$

Kontroll om søylen er innenfor metode A sine begrensninger etter betongelement boka bind

D- - *Branntmotstand, bestandighet og tetting* (Betongelementforeningen, 2017):

- $L_{0,fi}=2,5\text{m} \leq 3\text{m} \rightarrow \text{OK!}$
- $e=\frac{M_{0ED,fi}}{N_{ED,fi}} = 0 \leq e_{max} = 0,25 * 300\text{mm} = 75\text{mm} \rightarrow 0 \leq 75\text{mm} \rightarrow \text{OK!}$
- Armerings mengde: $A_s < 0,04 * A_c \rightarrow 4 * \frac{\pi*(40\text{mm})^2}{4} < 0,04 * (300\text{mm})^2 \rightarrow 5027 > 3600 \rightarrow \text{IKKE OK!}$

Kontroll om søylen er innenfor metode B sine begrensninger:

$$\bullet \quad e=\frac{M_{0ED,fi}}{N_{ED,fi}} = 0 \leq e_{max} = 0,25 * 300\text{mm} = 75\text{mm} \rightarrow 0 \leq 75\text{mm} \rightarrow \text{OK!}$$

$$e_{max}=0,25*b= 75\text{mm} \leq 100\text{mm} \rightarrow \text{OK!}$$

- Slankhet: $\lambda_{fi} = \frac{2500mm}{0,289 \cdot 300mm} = 28,8 \leq 30 \rightarrow \text{OK!}$
- Leddet søyletopp $\rightarrow \text{OK!}$

Går videre med metode B (Betongelementforeningen, 2017):

$$w = \frac{A_g \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{4 \cdot \frac{\pi \cdot (40mm)^2}{4} \cdot 435N/mm^2}{(300mm)^2 \cdot 17N/mm^2} = 1,43$$

$$n = u_{fi} = \frac{N_{ED,fi}}{N_{ED}} \cdot \frac{N_{ED}}{N_{RD}} \cdot \frac{\gamma_{s,fi}}{\gamma_{s,brudd}} = \frac{1757,6kN}{2418,7kN} \cdot 0,98 \cdot \frac{1,0}{1,15} = 0,62 \rightarrow 0,7$$

Søylen er firesidig eksponert og med tversnittdimensjon: $b=300 \geq 300$ og armeringsdybde: $a=57,2mm > 50mm \rightarrow$ Tilfredsstiller søylen brannmotstanden R60 i henhold til metode B og tabell D4.12 i betongelementboka bind D (Betongelementforeningen, 2017, s.40)

Vedlegg 2- Mest belastede del av dekke- håndbergeneinger av bæresystem 1

Dimensjonerende laster:

$$6.10 \text{ A: } 1,35 \times (25\text{kN/m}^3 \times 0,25 \text{ m} + 0,5 \text{ kN/m}^2) + 1,05 \times 2,0 \text{ kN/m}^2 = 11,21 \text{ kN/m}^2$$

$$6.10 \text{ B: } 1,2 \times (25\text{kN/m}^3 \times 0,25 \text{ m} + 0,5 \text{ kN/m}^2) + 1,5 \times 2,0 \text{ kN/m}^2 = 11,1 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{ed} = \frac{11,21 \times 10^6}{11} \times 7,5^2 = 57,3 \text{ kNm/m}$$

$$V_{ed} = \frac{11,21 \times 7,5}{2} = 42 \text{ kN/m}$$

$$D = 250\text{mm} - (25\text{mm} \times 1,15 \times 0,5 \times 20\text{mm}) = 213,5\text{mm}$$

$$M_{cd} = 0,2952 \times 17 \times 1000 \times 213,5^2 \times 10^{-6} = 228,7 \text{ kNm/m}$$

$$m = \frac{57,3 \times 10^6}{17 \times 1000 \times 213,5^2} = 0,0739$$

$$A_s = \frac{57,3 \times 10^6}{435 \times (1 - 0,61 \times 0,0739) \times 213,5} = 646 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Prøver med $\phi 14$:

$$D = 250 - (25 + 1,15 \times \frac{14}{2}) = 216,95 \text{ mm}$$

$$m = \frac{57,3 \times 10^6}{17 \times 1000 \times 216,95^2} = 0,0716$$

$$A_s = \frac{57,3 \times 10^6}{435 \times (1 - 0,61 \times 0,0716) \times 216,95} = 634,4 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \text{Bruker c/c 250 } \phi 14 \text{ (684 mm}^2/\text{m)}$$

Kontroll av nødvendig armering på tvers av gang:

$$M_{ed,2} = \frac{11,21 \times 2,0^2}{8} = 5,61 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$d = 215 - 16 = 199 \text{ mm}$$

$$m_{cd} = 0,2952 \times 17,0 \times 1000 \text{ mm} \times 199^2 = 198,73 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \rightarrow M_{ed} < m_{cd}$$

$$m = \frac{5,6 \times 10^6}{17 \times 1000 \times 199^2} = 0,0083$$

$$A_{s2} = \frac{5,61 \times 10^6}{435 \times (1 - 0,61 \times 0,0083) \times 199} = 65,4 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Minimumsarmering:

$$A_{s,\min} = 260 \times \frac{2,9}{500} \times 216,9 = 327 \text{ mm}^2/\text{m} > 684 \text{ mm}^2 \times 20\% \rightarrow \text{OK!}$$

$$\text{Skjær: } k = 1 + \sqrt{\frac{200}{216,95}} = 1,96$$

$$V_{rd,c} = 0,1 \times 1,96 \times (100 \times \frac{684}{1000 \times 216,95})^{\frac{1}{3}} \times 1000 \times 216,95 = 89,9 \text{ kN/m} > V_{ed} \rightarrow \text{OK!}$$

Nødvendig armering på tvers av gangen dekkes av minimumsarmeringen i dekket.

Forankringslengde:

$$L_{b,\min} = 10 \times 14 = 140 \text{ mm}$$

Nedbøying:

$$\frac{P_0}{p} = \frac{\frac{1}{183}}{\frac{684}{1000 \times 216,95}} = 1,733$$

$$\frac{7,5}{216,95} \leq 1,3 \times (11 + 1,5 \times \sqrt{30} \times 1,733 + 3,2 \times \sqrt{30} \times (1,753 - 1)^{\frac{3}{2}})$$

$34,57 \leq 47,1 \rightarrow \text{OK, trenger ikke beregne nedbøying!}$

Riss:

$$\sigma_s = \frac{57,3 \times 10^6}{\left(1 - \frac{0,4}{3}\right) \times 684 \times 216,95} = 445 \text{ N/mm}^2$$

$$h_{c, \text{eff}} = \min((2,5 \times (250 - 216,95) = 82,63), (250 - 0,4 \times 216,95 = 163,27), (250/2 = 125)) = 82,63 > (250 - 216,95 + 1,5 \times 14 = 54,05) \rightarrow \text{OK!}$$

$$A_{c, \text{ef}} = 1000 \times 82,63 = 82630 \text{ mm}^2$$

$$S_{r, \text{max}} = 3,4 \times 25 + 0,17 \times 14 \times \frac{82630}{684} = 372,5 \text{ mm}$$

$$q_{\text{tp}} = 25 \times 0,25 + 0,5 + 0,3 \times 2 = 7,35 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{\text{tp}} = \frac{7,35 \times 7,5^2}{11} = 37,59 \text{ kNm/m}$$

$$\sigma_s = \frac{37,59 \times 10^6}{\left(1 - \frac{0,4}{3}\right) \times 684 \times 216,95} = 292,28 \text{ N/mm}^2$$

$$(\epsilon_{s, \text{m}} - \epsilon_{c, \text{m}}) = \frac{292,82}{200000} \left(1 - 0,4 \times \frac{2,9}{292,28} \times \left(\frac{82630}{684} + \frac{200000}{33000}\right)\right) = 7,269 \times 10^{-4}$$

$$W_k = 372,5 \times 7,269 \times 10^{-4} = \underline{0,271 \text{ mm}}$$

Bruker:

Dekke h=250mm

ø14 c/c 250

svinn/fordeling: ø12 c/c 300

Brannteknisk dimensjonering av dekke

Forutsetninger:

Dekke h=250mm

Dekke b=1000mm

Dekke l=7500mm

Effektiv lengde $L_{\text{eff}} = 7300 \text{ mm}$

Hovedarmering $\phi_L = 14 \text{ mm}$

Svinn- og fordelingsarmering $\phi_{\text{sf}} = 12 \text{ mm}$

Kammefaktor: $\xi = 1,15$

Armeringsdybde blir da: $c_{\text{nom}} + 0,5 \times \xi \times \phi_L = 25 + 0,5 \times 1,15 \times 14 = 33,1 \text{ mm}$

Konklusjon:

I henhold til tabell 4.5 tilfredsstillers dekke standard brannmotstand REI90 (Betongelementforeningen, 2017, s.33).

REI 90 > kravet til dekke: R60 \rightarrow OK, dekke holder brannkravet!

Vedlegg 3- Mest belastet bjelke i kjeller- håndbergeninger av bæresystem 1

$$b = 300\text{mm} \quad h = 500\text{mm} \quad d = 384\text{mm} \quad l = 7500\text{mm}$$

Laster:

$$EL, \text{vegg} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,2\text{m} * (9,5\text{m} - 0,25 * 3) = 43,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$EL, \text{inv. dekke} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,25\text{m} * 7,5\text{m} + 0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 7,5\text{m} = 50,63 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$EL, \text{tak} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,25\text{m} * 7,5\text{m} = 46,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$NL, 1.2.3. \text{etg} = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 7,5\text{m} = 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$NL, \text{tak, snø} = 4,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0,8 * 7,5\text{m} = 27 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$NL, \text{tak, vind sone I} = 0,121\text{kN/m}^2 * 7,5\text{m} = 0,91 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ekstra snølast ved oppstikkende brannvegg (0,5m):

$$\mu_w = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * \frac{0,5\text{m}}{4,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} = 0,22 < 0,8 \rightarrow \text{Ingen ekstra snølast ved oppstikkende brannvegg.}$$

$$6.10a) q_d = 1,35 * \left(43,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 50,63 + 46,9 \right) + 1,05 * \left(15 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 3\text{etg} + 27 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 0,91 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) = 267,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$6.10b) q_d = 1,2 * \left(43,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 50,63 + 46,9 \right) + 1,5 * \left(15 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 3\text{etg} + 0,7 * 27 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 0,7 * 0,91 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) = 266,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{Ed} = \frac{266,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * (6,6\text{m})^2}{8} = 1058,5 \text{ kNm}$$

$$M_{cd} = 0,2952 * 17 * 200 * 400^2 = 240,9 \text{ kNm}$$

Kontrollerer om bjelken i kjeller mellom yttervegg og nærmeste søyle opplever et større moment. Metoden er gir ikke riktige laster på søylene, men den gir et overdimensjonert moment vi kan bruke i kontrollen.

$$\Sigma M_{A1} = 266,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 3,15\text{m} * \frac{3,15\text{m}}{2} - B_z * 5,25\text{m} = 0$$

$$B_z = 251,64 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_z = 0 \rightarrow A_z + 251,64 - 266,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 3,15\text{m} = 0 \rightarrow A_z = 587,2 \text{ kN}$$

$$x = \frac{A_z}{q} = \frac{587,2 \text{ kN}}{266,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} = 2,21\text{m}$$

$$M_{maks1} = 587,21 * \frac{2,21\text{m}}{2} = 645,92 \text{ kNm} < 1058,5 \text{ kNm} \rightarrow \text{Fortsetter med } M_{Ed} = 1058,5\text{kNm}$$

$$A_s = \frac{240,9 * 10^6 \text{ Nmm}}{435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 0,82 * 400\text{mm}} + \frac{(1058,5 - 240,9) * 10^6 \text{ Nmm}}{435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 360\text{mm}} = 1688,4\text{mm}^2 + 5521,0\text{mm}^2 = 6909,4\text{mm}^2$$

$$n_{\text{maks}}(\text{Ø}32) = \frac{300+2*32-2,3*8-2*25}{3,15*32} = 2,93 \rightarrow \text{Det er plass til Maksimalt 2 jern i bredden}$$

$$n_{\text{maks}}(\text{Ø}40) = \frac{300+2*40-2,3*8-2*25}{3,15*40} = 2,47 \rightarrow \text{Det er plass til Maksimalt 2 jern i bredden}$$

Prøver Ø40, 2 stykk i bredden i 3 lag for både trykk og strekkarmering. Etter litt prøving er det klart at også høyden må økes noe, fortsetter derfor med 600mm istedenfor 500mm.

$$d = \frac{542\text{mm} + 470\text{mm} + 399\text{mm}}{3} = 470\text{mm}$$

$$h' = 470\text{mm} - \frac{58\text{mm} + 130\text{mm} + 202\text{mm}}{3} = 340\text{mm}$$

$$M_{cd} = 0,2952 * 17 * 200 * 470^2 = 332,6 \text{ kNm}$$

$$A_s = \frac{332,6 * 10^6 \text{ Nmm}}{435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 0,82 * 470\text{mm}} + \frac{(1058,5 - 332,6) * 10^6 \text{ Nmm}}{435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 340\text{mm}} = 1983,9\text{mm}^2 + 4908,0\text{mm}^2 = 6891,9\text{mm}^2$$

Strekkarmering: Bruk 6Ø40 ($A_s=7540\text{mm}^2$)

Trykkarmering: Bruk 6Ø40 ($A_s=7540\text{mm}^2$)

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\text{min}} = 0,1 * 300 * \frac{\sqrt{30}}{500} = 0,329\text{mm}^2/\text{mm} \quad S_{\text{max}} = 0,6 * 340\text{mm} = 204\text{mm}$$

$$\text{Prøv Ø}10 \frac{157}{0,329} = 447,2\text{mm}$$

$$\text{Prøv Ø}8 \frac{101}{0,329} = 306\text{mm}$$

$$\text{Ø}8: \frac{101}{200} = 0,505\text{mm}^2/\text{mm}$$

Skjærarmering: Bruk bøyler Ø8 c/c 200

Nedbøying

$$\frac{l}{d} = \frac{6600}{470} = 14,1 \leq 1,3 (11 + 1,5 * \sqrt{30} * (-0,267)) + \frac{1}{12} * \sqrt{30} * \sqrt{13,53} = 16,5 \text{ OK}$$

$$\frac{\rho_0}{\rho - \rho'} = \frac{\frac{1}{183}}{\left(\frac{7540}{300 * 470}\right) - \left(\frac{7540}{300 * 340}\right)} = -0,267 \rightarrow = 0,0$$

Siden trykkarmeringen er stor i forhold til skjærarmeringen gir formelen oss et negativt svar selv om mer armering i praksis vil gi bedre nedbøying motstand. Velger derfor å gå videre med 0,0 som, etter min forståelse er minste mulige sum av denne brøken.

$$\frac{\rho'}{\rho_0} = \frac{\left(\frac{7540}{300 * 340}\right)}{\left(\frac{1}{183}\right)} = 13,53$$

Riss:

$$h_{c,\text{eff}} = \min\{2,5 * (600 - 470); 600 - 0,4 * 470; 600/2\} = 300\text{mm}$$

$$A_{c,\text{eff}} = 300 * 300 = 90\,000\text{mm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{1058,4 * 10^6}{\left(1 - \frac{0,5}{3}\right) * 7540 * 470} = 358,4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = \frac{358,4}{200\,000} \left(1 - 0,4 * \frac{2,9}{358,4} \left(\frac{90\,000}{7540} + \frac{200\,000}{33\,000}\right)\right) = 0,0017 \geq 0,6 * \frac{358,4}{200\,000} \hat{=} 0,0017 \geq 0,00108$$

$$S_{r,max} = 3,4 * 25 + 0,17 * 40 * \frac{90\,000}{7540} = 166,17\,mm$$

$$W_k = 166,17 * 0,0017 = 0,282\,mm$$

Branndimensjonering av bjelke over gang

Regnes som kontinuerlig bjelke, tabell 4.8 gjelder (Betongelementforeningen, 2017, s.35):
(Sjekker strekkarmering over støtte og avstand 0,3 leff)

Armering ved brann:

$$A_{s,req}(0) = 2631\,mm^2 \text{ (i bruddgrensetilstand ble 6- } \phi 40 \text{ valgt } \rightarrow A_s = 7540\,mm^2)$$

$$L_{eff} = 6,6\,m$$

$$0,3 \times L_{eff} = 1,98\,m$$

Beregning av forankringslengde:

$$l_{b,req} = \frac{1}{4} * \varphi_L * \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{1}{4} * 40 * \frac{435}{2,54} = 1712,6\,mm$$

$$f_{bd} = 2,25 * f_{cd} = 2,25 * 1,13 = 2,54\,N/mm^2$$

$\sigma_{sd} = 435\,N/mm^2$ Regner full armerings utnyttelse, forenklet metode til sikker side.

$$l_{bd} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * l_{b,req} = 1712,6\,mm$$

$\alpha_1 - \alpha_5 = 1,0$ regner uten reduksjon til sikker side

Nødvendig stanglengde er $2 \times (2\,m \times l_{bd}) = 6,67\,m > 6\,m \rightarrow$ Skjøting er nødvendig.

Kontroll/vurdering av armeringsmengde:

Det settes krav til strekkarmering $0,3 \times l_{eff} = 1980\,mm$ fra opplegg.

Vi har strekkarmering til $\frac{6,67\,m}{2} = 3,335\,m$ fra opplegg. Sånn sett er kravet tilsynelatende oppfylt siden $3,335\,m > 1,89\,m$, men vi kan ikke regne med full kraft til strekkarmeringens ende siden den må overføres via heft i betongen. Derfor trengs ytterligere kontroll. Fra momentnullpunktet kan vi regne med en lineær reduksjon av kapasitet. Vi regner med full kapasitet for de 4 stengene av bjelkeoverside.

$$A_{s,req}(x) = 2619\,mm^2 \times \left(1 - 2,5 \frac{1980\,mm}{6600\,mm}\right) = 655\,mm^2 < 3217\,mm^2 \rightarrow \text{OK!}$$

$$a = C_{nom} + \varphi_B + \frac{\varphi_L}{2} = 25 + 8 + \frac{40}{2} = 53\,mm$$

$$b_{min} = 300\,mm$$

Tabell 4.8 kontinuerlig bjelke: Kolonne 3 gir R120 (Betongelementforeningen, 2017, s.35):
Dette tilfredsstiller brannkravet for leilighetsbygget i parkeringskjellerne $\rightarrow R120 > R60$
OK!

Vedlegg 4- Mest belastede innervegg- håndbergeneinger av bæresystem 1

Gjelder brannveggen i 1. etg.

Belastningsareal vegg:

$$B = (3\text{m} - 0,25\text{m}) = 2,75\text{m}$$

$$L = (30\text{m} - 2 \times 0,2\text{m}) = 29,6\text{m}$$

$$t = 0,2\text{m}$$

$$\text{Areal: } 29,6\text{m} \times 2,75\text{m} = 81,4\text{m}^2$$

Dimensjonerende laster:

$$\text{EL vegger og dekke: } 25\text{ kN/m}^3$$

$$\text{NL: } 2\text{ kN/m}^2$$

$$\text{NL, snø tak: } 3,6\text{ kN/m}^2$$

$$\sum \text{EL: } (25\text{kN/m}^3 \times 0,2\text{m} \times 2,75\text{m} \times 2_{\text{etg.}} + 25\text{kN/m}^3 \times 0,25\text{m} \times 7,5\text{m} \times 3_{\text{etg.}}) = 168,13\text{ kN/m}$$

$$6.10 \text{ A: } 1,35 \times 168,13\text{ kN/m} + 1,05 \times 7,5\text{m} \times (2\text{ kN/m}^2 \times 2_{\text{etg.}} + 3,6\text{ kN/m}^2) = 286,83\text{ kN/m}$$

$$6.10 \text{ B: } 1,2 \times 168,13\text{ kN/m} + 1,5 \times 7,5\text{m} \times (2\text{ kN/m}^2 \times 2_{\text{etg.}} + 0,7 \times 3,6\text{ kN/m}^2) = 275,11\text{ kN/m}$$

$$\text{Ned} = 286,83\text{ kN/m} \times 29,6\text{m} = 8490\text{ kN}$$

Pga. symmetri av lastarealet vil ikke veggen utsettes for moment i et optimalt belastningstilfelle, men ved verst tenkelig tilfelle vil den ene siden av veggen ha full nyttelast, mens den andre ikke utsettes for noe nyttelast. Dette skaper et moment. Regner videre med momentbidraget av dette tilfelle.

Setter:

$$A_v = 2,75\text{m} \times \frac{29,6\text{m}}{2} = 40,7\text{m}^2$$

$$A_h = 2,75\text{m} \times \frac{29,6\text{m}}{2} = 40,7\text{m}^2$$

$$q_d \text{ venstre side} = 168,13\text{ kN/m} \times 1,35 = 226,98\text{ kN/m}$$

$$q_d \text{ høyre side} = 286,83\text{ kN/m}$$

$$\text{Momentarm} = 0,2\text{m}/2 = 0,1\text{m} \text{ (avstand fra opplegg til senter av bærevegg)}$$

$$\text{Totalt moment} = (286,83\text{ kN/m} - 226,98\text{ kN/m}) \times 0,1\text{m} \times \frac{29,6\text{m}}{2} = 88,6\text{ kN/m}$$

Betongveggen er i eksponeringsklasse XC1, velger $c_{\text{nom}} = 25\text{mm}$. Prøver armering $\phi_L = 25\text{mm}$

$$\text{og } \phi_B = 8\text{mm}$$

$$h = 200\text{mm}$$

$$d_2 = 25 + 1,15 \times 8\text{mm} + 1,15 \times 0,5 \times 25\text{mm} = 49\text{mm}$$

$$b = 2750\text{mm}$$

$$\frac{49\text{mm}}{200\text{mm}} = 0,245 \rightarrow \text{Bruker diagram } \frac{d_2}{h} = 0,25 \text{ (Sørensen, 2020, s.96).}$$

$$f_{ck} = 35\text{MPa}$$

$$N_1 = \frac{N_{ed} \times 10^3}{b \times h \times f_{ck} \times 10^3} = \frac{8490 \times 10^3}{2750 \times 200 \times 35 \times 10^3} = 4,41 \times 10^4$$

$$M_1 = \frac{M_t \times 10^6}{b \times h^2 \times f_{ck}} = \frac{88,6 \times 10^6}{2750 \times 200^2 \times 35} = 0,023$$

N_1 og M_1 gir for små verdier til m-n diagrammet. $W = 0$

Krav til minste armering:

$$A_c = 2750 \text{ mm} \times 200 \text{ mm} = 5,5 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

Vertikalarmering:

$$A_{s, \text{min}} = 0,002 \times 5,5 \times 10^5 \text{ mm}^2 = 1100 \text{ mm}^2 \text{ (per 2,75m)}$$

$$A_{s, \text{min/m}} = \frac{1100 \text{ mm}^2}{2,75 \text{ m}} = \underline{400 \text{ mm}^2/\text{m}}$$

Horisontalarmering:

$$A_{s, \text{min}} = 0,001 \times 5,5 \times 10^5 \text{ mm}^2 = 550 \text{ mm}^2 \text{ (per 2,75m)}$$

$$A_{s, \text{min/m}} = \frac{550 \text{ mm}^2}{2,75 \text{ m}} = \underline{200 \text{ mm}^2/\text{m}}$$

Valgt armering for brannveggen holder lastene og momentet, OK!

Brannteknisk kontroll av veggen:

I henhold til tabell D 4.14 *Bærende vegger* fra Betongelementboka bind D

(Betongelementforeningen, 2017, s.44).

Fremkommer det at veggen holder brannmotstand REI 90 $\mu_{fi} = 0,7$ ($t/a = 170/25 \text{ mm} < t/a = 200/45 \rightarrow \text{OK!}$) uten videre kontroll. Dimensjonerte REI 90 er større en kravet til veggen på REI60 $\rightarrow \text{OK}$, veggen holder brannkravet.

Vedlegg 5- Mest belastede del av balkong dekke- håndbergeneinger av bæresystem 1

Dimensjonerende laster:

$$6.10a) q_d = 1,35 * 25 \text{ kN/m}^3 * 0,25 \text{ m} + 1,05 * 4,0 \text{ kN/m}^2 = 12,64 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$6.10b) q_d = 1,2 * 25 \text{ kN/m}^3 * 0,25 \text{ m} + 1,5 * 4,0 \text{ kN/m}^2 = 13,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$M_{ed,1} = \frac{13,5 * 7,5^2}{11} = 69,0 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$h = 250 \text{ mm}$

$$d = 250 \text{ mm} - 25 \text{ mm} - 1,15 * \frac{16}{2} = 215,8 \text{ mm}$$

$$m_{cd} = 0,2952 * 17,0 * 1000 \text{ mm} * 215,8^2 = 233,7 \text{ kNm/m} \rightarrow M_{ed} < m_{cd}$$

$$m = \frac{69,0 * 10^6}{17 * 1000 * 215,8^2} = 0,0872$$

$$A_{s1} = \frac{69,0 * 10^6}{435 * (1 - 0,61 * 0,0872) * 215,8} = 776,33 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Regner videre med $\phi 16$ c/c 225 ($A_s = 894 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$)

Kontroll av nødvendig armering på kortside av balkongen:

$$M_{ed,2} = \frac{13,5 * 2,3^2}{8} = 8,93 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$d = 215 - 16 = 199 \text{ mm}$$

$$m_{cd} = 0,2952 * 17,0 * 1000 \text{ mm} * 199^2 = 198,73 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \rightarrow M_{ed} < m_{cd}$$

$$m = \frac{8,93 * 10^6}{17 * 1000 * 199^2} = 0,0133$$

$$A_{s2} = \frac{8,93 * 10^6}{435 * (1 - 0,61 * 0,0133) * 199} = 104,0 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Svinn- og fordelingsarmering:

$$A_{s, \text{min},1} = 260 * \frac{2,9}{500} * 215,8 = 325,4 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \rightarrow \text{Svinn armeringen dominerer nødvendig armering på kortside.}$$

$$A_{s, \text{min},1} = 325,4 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \rightarrow \text{Nødvendig svinn- og fordelingsarmering}$$

$$1407 * 20\% = 281,4 \text{ mm}^2/\text{m} < 325,4 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \text{OK!}$$

Velger å bruke $\phi 12$ c/c ($339 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$)

Nedbøyingskontroll:

$$\frac{l}{d} = 34,75 \leq 1,3 * (11 + 1,5 * \sqrt{30} * \frac{1}{183} * \frac{1000 * 215,8}{894} + 3,2 * \sqrt{30} * (\frac{1}{183} * \frac{1000 * 215,8}{894} - 1)^{\frac{3}{2}})$$
$$34,75 > 32,5 \rightarrow \text{Ikke ok}$$

Øker dimensjon til $\phi 16$ c/c 167 ($A_s = 1206 \text{ mm}^2$) \rightarrow Må kontrollere nedbøyning:

$$q_{nedb.} = 0,25 * 25 + 0,3 * 4,0 = 7,45 \text{ kN/m}^2$$

$$n_p = 21,21 * \frac{1206}{1000 * 215,8} = 0,19 \rightarrow \xi = 0,54$$

$$(E_c I_c)_{LT} = E_s * A_s * d^2 * \xi = 200000 * 1206 * 215,8^2 * 0,54 = 6,06 * 10^{12}$$

$$\delta_T = \frac{5 \cdot 7,45 \cdot 7500^4}{384 \cdot 6,06 \cdot 10^{12}} = 46,5 \rightarrow \text{Ikke ok}$$

Benytter overhøyde:

$$\frac{7500}{250} = 30 \text{ mm} \rightarrow \delta_{\text{netto}} = 46,5 \text{ mm} - 30 \text{ mm} = 16,5 \text{ mm} < \frac{7500}{250} = 30 \rightarrow \text{OK!}$$

Bruker $\phi 16$ c/c 167 ($A_s = 1206 \text{ mm}^2$)

$$n_p = 21,21 \times \frac{1206}{1000 \times 199} = 0,129 \rightarrow \xi = 0,52$$

$$(E_c I_c)_{LT} = E_s \times A_s \times d^2 \times \xi = 200000 \times 1206 \times 199^2 \times 0,52 = 4,97 \times 10^{12}$$

$$\delta_T = \frac{5 \cdot 7,45 \cdot 2000^4}{384 \cdot 4,97 \cdot 10^{12}} = 0,312 \text{ mm} < \frac{2000 \text{ mm}}{250} = 8 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$$

Kontroll av riss:

$$\sigma_s = \frac{69,0 \cdot 10^6}{(1 - \frac{0,4}{3}) \cdot 1206 \cdot 215,8} = 441,9 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$h_{c, \text{eff}} = \min \{ 2,5 \times (250 - 215,8) = 85,5; 250 - 0,4 \times 215,8 = 163,7, 250/2 = 125 \} =$$

$$85,5 > 250 - 215,8 + 1,5 \times 16 = 52,6 \rightarrow \text{OK!}$$

$$A_{c, \text{ef}} = 1000 \times 85,5 = 85500 \text{ mm}^2$$

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = \frac{441,9}{200000} \left(1 - 0,4 \times \frac{2,9}{441,9} \times \left(\frac{85500}{1206} + \frac{200000}{33000} \right) \right) = 0,00176 \geq 0,6 \times \frac{441,9}{200000} = 0,00132$$

$\rightarrow \text{OK!}$

$$167 \geq 5 \cdot (25 + 8) = 165 \rightarrow \text{bruker derfor følgende formel for å regne } S_{r, \text{max}}$$

$$S_{r, \text{max}} = 1,3 (250 \text{ mm} - 0,4 \cdot 215,8 \text{ mm}) = 212,8 \text{ mm}$$

$$W_k = 212,8 \text{ mm} \cdot 0,00176 = 0,375 \text{ mm}$$

Bruker:

Balkong $h = 250 \text{ mm}$

$\phi 16$ c/c 167, svinnarmering: $\phi 12$ c/c 333

Brannteknisk dimensjonering:

Forutsetninger:

Dekke $h = 250 \text{ mm}$

Dekke $b = 1000 \text{ mm}$

Dekke $l = 7500 \text{ mm}$

Effektiv lengde $L_{\text{eff}} = 7200 \text{ mm}$

Hovedarmering $\phi_L = 16 \text{ mm}$

Svinn- og fordelingsarmering $\phi_{sf} = 12 \text{ mm}$

Kammefaktor: $\xi = 1,15$

$$\text{Armeringsdybde blir da: } c_{\text{nom}} + 0,5 \times \xi \times \phi_L = 25 + 0,5 \cdot 1,15 \cdot 16 = 34,2 \text{ mm}$$

Konklusjon:

I henhold til tabell 4.5 tilfredsstillende standard brannmotstand REI90

(Betongelementforeningen, 2017, s.33).

REI 90 > kravet til dekke på R60 $\rightarrow \text{OK!}$

Vedlegg 6- Mest belastede balkong søyle- håndbergeneinger av bæresystem 1

Betongsøyle balkonger.

$$L_{\text{dekke}} = 7,5\text{m}$$

$$B_{\text{dekke}} = 2,3\text{m}$$

$$t_{\text{dekke}} = 0,25\text{m}$$

$$\text{betongsøyler} = 0,2\text{m} * 0,2\text{m}$$

$$EV_{\text{betong}} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$NL_{\text{snø}} = 4,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0,8 = 3,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$NL_{\text{vind}} = 0,45 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$NL_{\text{min. balkong}} = 4,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$6.10a) 1,35 * (25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * \frac{2,3\text{m}}{2} * 7,5\text{m} * 0,25\text{m} * 3\text{etg} + 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,20\text{m} * 0,20\text{m} * 5,50\text{m}) + 1,05 * (3,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * \frac{2,3\text{m}}{2} * 7,5\text{m} + 4,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * \frac{2,3\text{m}}{2} * 7,5\text{m} * 2\text{etg} + 0,45 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 7,5\text{m} * \frac{2,3\text{m}}{2} * 3\text{etg}) = 323,8\text{kN}$$

$$6.10b) 1,2 * (25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * \frac{2,3\text{m}}{2} * 7,5\text{m} * 0,25\text{m} * 3\text{etg} + 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,20\text{m} * 0,20\text{m} * 5,50\text{m}) + 1,5 * (0,7 * 3,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * \frac{2,3\text{m}}{2} * 7,5\text{m} + 4,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * \frac{2,3\text{m}}{2} * 7,5\text{m} * 2\text{etg} + 0,7 * 0,45 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 7,5\text{m} * \frac{2,3\text{m}}{2} * 3\text{etg}) = 349,0\text{kN}$$

$$\text{Krav til tversnittsareal: min } 40\,000\text{mm}^2 \rightarrow \sqrt{400000\text{mm}^2} = 200\text{mm}$$

Prøver med søylemå 200mm x 200mm

$$N_{Ed} = 34902\text{kN}$$

$$M_{0E} = 0$$

$$d = 200\text{mm} - (25\text{mm} - 1,15 * 8\text{mm} + 1,15 * \frac{14\text{mm}}{2}) = 157,75\text{mm}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} * A_c} = \frac{349,0 * 10^3\text{N}}{17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * (200\text{mm})^2} = 0,513$$

Utomhus, fuktig \rightarrow Kryptall: $\varphi_{Ef} = 2,0$

$$\frac{h'}{h} = \frac{200 - 42,5 - 42,5}{200} = 0,575$$

$$e_E = \frac{M_{0E}}{N_{Ed}} = 0 \rightarrow \frac{M_{01}}{M_{02}} = 1,0$$

$$e_i = \frac{l_0}{4000} = \frac{3000\text{mm}}{400} = 7,5\text{mm}$$

$$\text{Slankhet: } \lambda = \frac{l_0}{0,289 * b} = \frac{3000\text{mm}}{0,289 * 200\text{mm}} = 51,9$$

$$A_{S,\text{min}} = 0,01 * (200\text{mm})^2 = 400\text{mm}^2$$

$$\text{Prøv } 4\text{Ø}14 \Sigma A_s = 616\text{mm}^2 \rightarrow \omega = \frac{A_s * f_{yd}}{A_s * f_{cd}} = \frac{616\text{mm}^2 * 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{(200\text{mm})^2 * 17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 0,394$$

$$\lambda_n = \lambda * \sqrt{\frac{n}{1+2\omega}} = 51,9 * \sqrt{\frac{0,572}{1+2*0,394}} = 29,4 > \lambda_{n,\text{lim}} = 10,8 \rightarrow 2.\text{ordens forskyvning tas med.}$$

$$\left(\sqrt{\frac{2-n}{1,6}}\right) = \sqrt{\frac{2-0,572}{1,6}} = 0,945 \leq 1,0 \text{ OK}$$

$$\left(1 + \left(0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150}\right) * \varphi_{ef}\right) = \left(1 + \left(0,35 + \frac{30}{200} - \frac{51,9}{150}\right) * 2\right) = 1,308 > 1,0 \text{ OK}$$

$$e_2 = \frac{l_0^2}{10} * \left(\sqrt{\frac{2-n}{1,6}}\right) * \left(1 + \left(0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150}\right) * \varphi_{ef}\right) * \frac{0,004831}{d} \geq \frac{l_0^2}{10} * \frac{0,0055}{d}$$

$$e_2 = \frac{3000^2}{10} * \left(\sqrt{\frac{2-0,572}{1,6}}\right) * \left(1 + \left(0,35 + \frac{30}{200} - \frac{51,9}{150}\right) * 2\right) * \frac{0,004831}{157,75} \geq \frac{3000^2}{10} * \frac{0,0055}{157,75}$$

$$e_2 = 32,18 > 31,38 \text{ OK}$$

$$e_{TOT} = 7,5\text{mm} + 32,18\text{mm} = 39,78\text{mm}$$

$$m = n * \frac{e_{TOT}}{200} = 0,513 * \frac{39,78}{200} = 0,102 \rightarrow w = 0,05 \text{ (Fig. fallsen kompendie 8 – 11)}$$

$$A_s = w * A_c * \frac{f_{cd}}{f_{yk}} = 0,05 * 40\,000\text{mm}^2 * \frac{435 \frac{N}{\text{mm}^2}}{17 \frac{N}{\text{mm}^2}} = 78,16\text{mm}^2$$

$$\text{Bruk } 2 \times 2 \text{ } \varnothing 14 \rightarrow \Sigma A_s = 616\text{mm}^2$$

Kontrollerer om balkongen må forankres mot løft fra vindkrefter:

$$EV_{\text{Balkong}}: 0,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,25\text{m} * 7,5\text{m} * 2,25\text{m} = 105,5 \text{ kN}$$

$$NL_{\text{løft}}: 0,442 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 7,5\text{m} * 2,25\text{m} * 1,5 = 11,2 \text{ kN}$$

$$\underline{105,5 \text{ kN} > 11,2 \text{ kN}}$$

→ Balkongens egenvekt er stor nok til å unngå at den kan bli løftet av vind

Brannteknisk dimensjonering balkongsøyler

Søylen må minst tilfredsstillere brannkravet R60.

$$N_{0ED,fi} = 1,0 * \left(25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,25\text{m} * 7\text{m} * \frac{2\text{m}}{2} * 3\text{etg} + 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * (0,2\text{m})^2 * 2,75\text{m} * 2\text{etg}\right) + 0,3 * \left(3,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 4,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 2\text{etg} + 0,45 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 3\text{etg}\right) * \left(7\text{m} * \frac{2\text{m}}{2}\right) = 164,0 \text{ kN}$$

$$M_{0ED,fi} = 0$$

$$B_{\text{min}} = 200\text{mm}$$

$$a = 25\text{mm} + 1,15 \times 8\text{mm} + 1,15 \times 0,5 \times 14 = 42,25$$

$$L_{0,fi}=2,75\text{m}$$

Kontroll om søylen er innenfor metode A sine begrensninger etter betongelement boka bind

D- *Brannmotstand, bestandighet og tetting* (Betongelementforeningen, 2017):

- $L_{0,fi}=2,75\text{m} \leq 3\text{m} \rightarrow \text{OK!}$
- $e = \frac{M_{0ED,fi}}{N_{ED,fi}} = 0 \leq e_{max} = 0,25 * 300\text{mm} = 75\text{mm} \rightarrow 0 \leq 75\text{mm} \rightarrow \text{OK!}$
- Armerings mengde: $A_s < 0,04 * A_c \rightarrow 308\text{mm}^2 < 0,04 * (200\text{mm})^2$
 $308\text{mm}^2 < 1600\text{mm}^2 \text{ Ok!}$

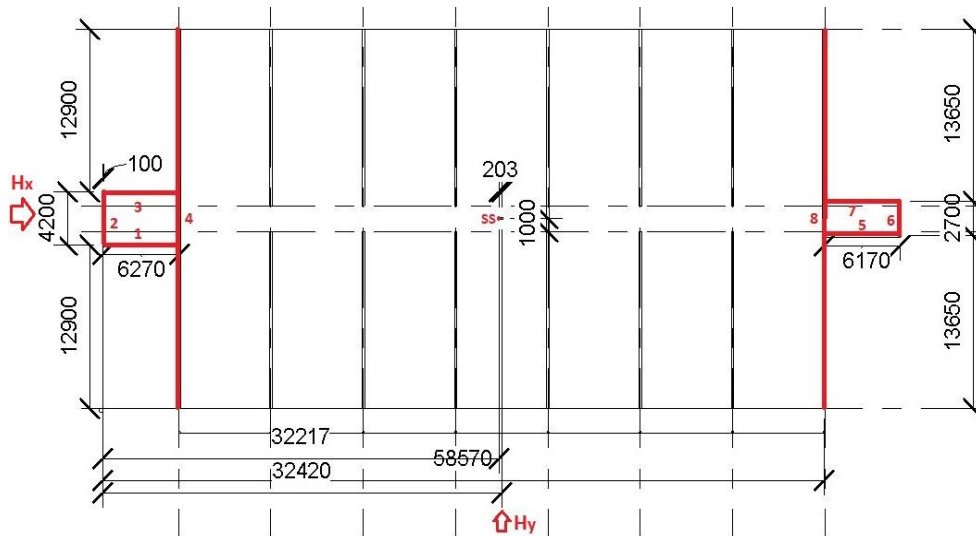
Krav fra tabell 5.2a for godkjenning til R30.

$$b \geq 200\text{mm} \text{ og } a \geq 32\text{mm}$$

Bjelkens bredde er 200mm og minste armeringsdybde, a er 42,25.

Bjelken er godkjent i R30 ifølge tabell 5.2a.

Vedlegg 7- Avstivningsystemet bæresystem 1, gjelder også for avstivningsystemet 2



Avstivningssystemet for hele bygget består av vertikale avstivningselementer av plasstøpte betongvegger som danner byggets 2 heis/trappesjakter og kortvegger.

Samtlige utregninger er foretatt i excel. Det er foretatt enkelte forkortelser av desimaler i innføringen i dette dokumentet.

Lastforutsetninger:

Lastforutsetninger:	kN/m ²
EL tak og dekker	6,25
EL innervegger inkl. Elektriske føringer	0,5
EL balkong	6,25
EL plasstøpte betongvegger (innvendig) eksl.	192,5 kN
EL plasstøpte betongvegger (utvendig) inkl. B	1312,5 kN
EL plassenstøpte betongvegger trapp/heissjakt	577,2 kN
NL trapp/heissjakt	3
NL leilighetsbygg	2
NL balkong	4
Snølast, tak	3,6
Snølast, balkong	4,5
Vind mot langveggen D sone	0,4417
Vind fra langveggen E sone	0,21356
Vind mot kortveggen D sone	0,4253
Vind mot kortveggen E sone	0,1815

Mål: (NTA- netto areal)+(KA- konstruksjonsareal)	
NTA leilighetsbygg (eksl. Trapp/heissjakt)	1542,16 m ²
NTA leilighetsbygg (inkl. Trapp/heissjakt)	1580,97 m ²
NTA trapp/heissjakt	38,81 m ²
Totalt areal balkong	236,25 m ²
KA Vegger heis/trappsjakt	7,696
Etg, h	3 m
Høyde plasstøpte vegger	2,75 m
Høyde skillevegg	2,25 m
Lengde (eksl. trapp/heissjakt)	52,5 m
Lende (inkl. trapp/heissjakt)	64,84 m
Bredde(eksl. balkong)	30 m
Bredde(inkl. balkong)	34 m
Tykkelse vegger	0,2 m
Tykkelse dekke	0,25 m
Tykkelse balkong	0,25 m

Skjevstilling:

L=12m

M=4 (inkl. kjeller)

$\alpha h = 2/3 = 0,6667$

$\theta_0 = 1/200$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5x(1 + \frac{1}{4})} = 0,79057$$

$$\theta_i = \frac{1}{200} \times \frac{2}{3} \times 0,7905 = 0,0026352$$

Horisontal last som følge av skjevstillingen:

$$H, EL_{\text{etg.}} = 0,00263523 \times ((6,25 \text{ kN/m}^2 + 0,5 \text{ kN/m}^2) \times 1580,97 \text{ m}^2 + 6,25 \text{ kN/m}^2 \times 236,25 \text{ m}^2 + 192,5 \text{ kN} \times 10 \text{ stk} + 1312,5 \text{ kN} + 577,2) = 42,07 \text{ kN}$$

$$H, EL_{\text{tak}} = 0,0026352 \times 6,25 \text{ kN/m}^2 \times (38,81 \text{ m}^2 + 7,7 \text{ m}^2 + 52,5 \times 30) = 26,71 \text{ kN}$$

$$H, NL_{\text{dekke}} = 0,00263523 \times 2 \text{ kN/m}^2 \times 1542,16 \text{ m}^2 = 8,13 \text{ kN (ikke tak)}$$

$$H, NL_{\text{balkong 3. etg.}} = 0,00263523 \times 4,5 \text{ kN/m}^2 \times 210 \text{ m}^2 = 2,49 \text{ kN}$$

$$H, NL_{\text{balkong 1. og 2. etg.}} = 0,0026352 \times 4 \text{ kN/m}^2 \times 210 \text{ m}^2 = 2,21 \text{ kN}$$

$$H, NL_{\text{trappesjakt}} = 0,0026352 \times 3 \text{ kN/m}^2 \times 38,81 \text{ m}^2 = 0,31 \text{ kN}$$

$$H, NL_{S_{n\phi}} = 0,00263523 \times 3,6 \text{ kN/m}^2 \times 1580,97 \text{ m}^2 = 15,00 \text{ kN (kun tak)}$$

Stivhetssenteret

Stivhetssenteret er beregnet ut ifra referansepunktet P. Se tabellen nedenfor som er fremstilt i excel.

Skive	Høyde	bredde	$K_{x,ref}$	$K_{y,ref}$	$K \cdot 10^4$		r		K^*r	K^*r^2	Lengde (skivens høyde)=12m
					K_x	K_y	x (m)	y (m)			
1	6,37	0,09972024	0,35388889	777,9800211				-2,1	-1633,75804	3430,891893	
2	4,2	0,02858333	0,23333333		254,6399406	-32,1171986			-8178,32155	262664,7779	
3	6,37	0,09972024	0,35388889	777,9800211			2,1		1633,75804	3430,891893	
4	30	10,4166667	1,66666667		14367,81609	-25,9471986			-372804,578	9673234,443	$k_x=8$
5	6,37	0,09972024	0,35388889	777,9800211			-1,35		-1050,27303	1417,868588	$k_y=0,67$
6	2,7	0,00759375	0,15		72,27840571	32,5228014			2350,69623	76451,2266	
7	6,37	0,09972024	0,35388889	777,9800211			1,35		1050,27303	1417,868588	
8	30	10,4166667	1,66666667		14367,81609	26,3528014			378632,203	9978019,247	
			Σ	3111,920084	29062,55053				Σ	20000067,21	Total rotasjonsstivhet(I)= Σk^*r^4
Stivhetssenter: (m)											
x_s		32,2171986									
y_s		15									
Stivhetssenterets beliggenhet. Punkt P nederst i høyre hjørne parallelt med heissjaktens yttervegg.											
Vegg	Avstand fra punkt P (m)										
	x	y									
1		12,9									
2	0,1										
3		17,1									
4	6,27										
5		13,65									
6	64,74										
7		16,35									
8	58,57										

Vertikale skiver i Y- retning (mot langveggen)

$$\text{Vind: } q_v = (q_{pe} + q_{pd}) \cdot h_{etg.} = (0,4417 \text{ kN/m}^2 + 0,21356 \text{ kN/m}^2) \cdot 3 \text{ m} = 1,96578 \text{ kN/m}$$

$$\text{Total karakteristisk vindlast på dekkskivene: } P_v(q_v \cdot 64,84 \text{ m}) = 127,46 \text{ kN}$$

Total karakteristisk vindlast på talskiven: $P_v(q_v * 1/2 * 64,84m) = 63,73 \text{ kN}$

Horisontal last i bruddgrensetilstand for dekke

Vind er dominerende nyttelast.

$$H, \text{ dekke} = 1,2 \times 42,07 \text{ kN} + 1,5 \times 127,46 \text{ kN} + 1,05 \times (8,13 \text{ kN} + 0,31 \text{ kN} + 2,5 \text{ kN}) = 253,47 \text{ kN} \rightarrow \mathbf{H_y}$$

$$\text{Linjelast} = 253,47 \text{ kN} / 64,84 \text{ m} = \underline{3,91 \text{ kN/m}}$$

Horisontal last i bruddgrensetilstand for tak

Vind er dominerende nyttelast.

$$H, \text{ tak} = 1,2 \times 26,71 \text{ kN} + 1,5 \times 63,73 \text{ kN} + 1,05 \times 15,00 \text{ kN} = \underline{143,39 \text{ kN}}$$

$$\text{Linjelast} = 143,39 \text{ kN} / 52,5 \text{ m} = \underline{2,11 \text{ kN/m}}$$

Eksentrisitet:

$$E_x = \frac{52,5 \text{ m}}{2} + 6,17 \text{ m} - 32,2171986 = 0,2028 \text{ m}$$

$E_y = 0$ Ingen kraft i x- retning

$$M_z = 253,47 \text{ kN} \times 0,2028 \text{ m} = 51,40 \text{ kNm}$$

Utrekning av dimensjonerende horisontale krefter på avstivende vegger:

Vegg 1 (x- vegg)

$$H_{x1} = H_x * \frac{K_{x1}}{K_x} - y_1 * K_{x1} * \frac{M_z}{I} = 0 * \frac{777,98}{3111,92} + 2,1 * 777,98 * \frac{51,40}{20000067,21} = 0,0042 \text{ kN}$$

Vegg 2 (y-vegg)

$$H_{y2} = H_y * \frac{K_{y2}}{K_y} - x_2 * K_{y2} * \frac{M_z}{I} = 253,47 * \frac{254,64}{29062,55} - 32,12 * 254,64 * \frac{51,40}{20000067,21} = 2,1998 \text{ kN}$$

Vegg 3 (x- vegg)

$$H_{x3} = H_x * \frac{K_{x3}}{K_x} - y_3 * K_{x3} * \frac{M_z}{I} = 0 * \frac{777,98}{3111,92} - 2,1 * 777,98 * \frac{51,40}{20000067,21} = -0,0042 \text{ kN}$$

Vegg 4 (y-vegg)

$$H_{y4} = H_y * \frac{K_{y4}}{K_y} - x_4 * K_{y4} * \frac{M_z}{I} = 253,47 * \frac{14367,82}{29062,55} - 25,95 * 14367,82 * \frac{51,40}{20000067,21} = 124,3512 \text{ kN}$$

Vegg 5 (x- vegg)

$$H_{x5} = H_x * \frac{K_{x5}}{K_x} - y_5 * K_{x5} * \frac{M_z}{I} = 0 * \frac{777,98}{3111,92} + 1,35 * 777,98 * \frac{51,40}{20000067,21} = 0,0027 \text{ kN}$$

Vegg 6 (y- vegg)

$$H_{y6} = H_y * \frac{K_{y6}}{K_y} - x_6 * K_{y6} * \frac{M_z}{I} = 253,47 * \frac{72,28}{29062,55} + 32,52 * 72,28 * \frac{51,40}{20000067,21} = 0,6244 \text{ kN}$$

Vegg 7 (x- vegg)

$$H_{x7} = H_x * \frac{K_{x7}}{K_x} - y_7 * K_{x7} * \frac{M_z}{I} = 0 * \frac{777,98}{3111,92} - 1,35 * 777,98 * \frac{51,40}{20000067,21} = -0,0027 \text{ kN}$$

Vegg 8 (y- vegg)

$$H_{y8} = H_y * \frac{K_{y6}}{K_y} - x_6 * K_{y6} * \frac{M_z}{I} = 253,47 * \frac{14367,82}{29062,55} + 26,35 * 14367,82 * \frac{51,40}{20000067,21} =$$

126,050 kN

Tak (trenger kun belastningsverdien på taket for vegg 8 i videre beregninger pga. at denne er mest belastet)

$$H_{y8} = H_{y,tak} * \frac{K_{y6}}{K_y} - x_6 * K_{y6} * \frac{M_z}{I} = 143,39 * \frac{14367,82}{29062,55} - 26,35 * 14367,82 * \frac{143,39 * 0,203}{20000067,21} =$$

70,338 kN

$$\sum H = 253,47 \text{ N} = H_y = 253,47 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$

Vertikale skiver i X- retning (mot kortveggen)

$$\text{Vind: } q_v = (q_{pe} + q_{pd}) * h_{etg.} = (0,1815 \text{ kN/m}^2 + 0,4253 \text{ kN/m}^2) * 3 \text{ m} = 1,842 \text{ kN/m}$$

Vind skillevegger balkong:

$$q_{v2} = (q_{pe} + q_{pd}) * H_{skillevegg.} = (0,1815 \text{ kN/m}^2 + 0,4253 \text{ kN/m}^2) * 2,25 \text{ m} = 1,365 \text{ kN/m}$$

$$\text{Total karakteristisk vindlast på dekkskivene: } P_v(q_v * 30 \text{ m}) = 54,612 \text{ kN}$$

$$\text{Total karakteristisk vindlast på balkongskivene: } P_{v2}(q_{v2} * 4 \text{ m}) = 5,461 \text{ kN}$$

$$\text{Total karakteristisk vindlast på takskiven: } P_v(q_v * 1/2 * 30 \text{ m}) = 27,306 \text{ kN}$$

Horisontal last i bruddgrensetilstand for dekke

Vind er dominerende nyttelast.

$$H, \text{ dekke} = 1,2 * 42,07 \text{ kN} + 1,5 * (54,612 \text{ kN} + 5,461) + 1,05 * (8,13$$

$$\text{ kN} + 0,31 \text{ kN} + 2,49 \text{ kN}) = \underline{152,38 \text{ kN}} \rightarrow \mathbf{H_x}$$

$$\text{Linjelast} = 152,38 \text{ kN} / 30 \text{ m} = \underline{5,08 \text{ kN/m}}$$

Horisontal last i bruddgrensetilstand for tak

Vind er dominerende nyttelast.

$$H, \text{ tak} = 1,2 * 26,71 \text{ kN} + 1,5 * 27,31 \text{ kN} + 1,05 * 15,00 \text{ kN} = \underline{88,75 \text{ kN}}$$

$$\text{Linjelast} = 88,75 \text{ kN} / 30 \text{ m} = \underline{2,96 \text{ kN/m}}$$

Eksentrisitet:

$$E_y = \frac{30 \text{ m}}{2} - 15 \text{ m} = 0 \text{ Stivhetssenteret ligger der } H_x \text{ inntreffer, dermed blir ikke noe arm som skaper rotasjon.}$$

$$E_x = 0 \text{ Ingen kraft i y- retning}$$

$$M_z = 0 \rightarrow \text{Ingen rotasjon, kun translasjon.}$$

Utrekning av dimensjonerende horisontale krefter på avstivende vegger:

Vegg 1 (x- vegg)

$$H_{x1} = H_x * \frac{K_{x1}}{K_x} - y_1 * K_{x1} * \frac{M_z}{I} = 152,38 * \frac{777,98}{3111,92} + 2,1 * 777,98 * \frac{0}{20000067,21} = 38,095 \text{ kN}$$

Tak (trenger kun belastningsverdien på taket for vegg 1,3,5 og 7 i videre beregninger pga. at disse er mest belastet):

$$H_{x1} = H_{x,tak} * \frac{K_{x1}}{K_x} - y_1 * K_{x1} * \frac{M_z}{I} = 88,75 * \frac{777,98}{3111,92} + 2,1 * 777,98 * \frac{0}{20000067,21} = 22,189 \text{ kN}$$

Vegg 2 (y-vegg)

$$H_{y2} = H_y * \frac{K_{y2}}{K_y} - x_2 * K_{y2} * \frac{M_z}{I} = 0 * \frac{254,64}{29062,55} - 32,12 * 254,64 * \frac{0}{20000067,21} = 0 \text{ kN}$$

Vegg 3 (x-vegg)

$$H_{x3} = H_x * \frac{K_{x3}}{K_x} - y_3 * K_{x3} * \frac{M_z}{I} = 152,38 * \frac{777,98}{3111,92} - 2,1 * 777,98 * \frac{0}{20000067,21} = 38,095 \text{ kN}$$

Vegg 4 (y-vegg)

$$H_{y4} = H_y * \frac{K_{y4}}{K_y} - x_4 * K_{y4} * \frac{M_z}{I} = 0 * \frac{14367,82}{29062,55} - 25,95 * 14367,82 * \frac{51,23}{20000067,21} = 0 \text{ kN}$$

Vegg 5 (x-vegg)

$$H_{x5} = H_x * \frac{K_{x5}}{K_x} - y_5 * K_{x5} * \frac{M_z}{I} = 152,38 * \frac{777,98}{3111,92} + 1,35 * 777,98 * \frac{0}{20000067,21} = 38,095 \text{ kN}$$

Vegg 6 (y-vegg)

$$H_{y6} = H_y * \frac{K_{y6}}{K_y} - x_6 * K_{y6} * \frac{M_z}{I} = 0 * \frac{72,28}{29062,55} + 32,52 * 72,28 * \frac{0}{20000067,21} = 0 \text{ kN}$$

Vegg 7 (x-vegg)

$$H_{x7} = H_x * \frac{K_{x7}}{K_x} - y_7 * K_{x7} * \frac{M_z}{I} = 152,38 * \frac{777,98}{3111,92} - 1,35 * 777,98 * \frac{0}{20000067,21} = 38,095 \text{ kN}$$

Vegg 8 (y-vegg)

$$H_{y8} = H_y * \frac{K_{y8}}{K_y} - x_8 * K_{y8} * \frac{M_z}{I} = 0 * \frac{14367,82}{29062,55} + 26,35 * 14367,82 * \frac{0}{20000067,21} = 0 \text{ kN}$$

$$\sum H = 152,38 \text{ kN} = H_x = 152,38 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$

Stabilitet/fundamentering av trappe-sjakt

Laster:

$$EL_{\text{vegger}} = 25 \text{ kN/m}^3 \times 0,2 \text{ m} \times 3 \text{ m} = 15 \text{ kN/m}$$

$$EL_{\text{overliggendevegger fund.}} = 25 \text{ kN/m}^3 \times 0,2 \text{ m} \times 0,7 \text{ m} = 3,5 \text{ kN/m}$$

$$EL_{\text{gulv}} = 25 \text{ kN/m}^3 \times 0,25 \text{ m} \times 2,5 \text{ m} = 15,6 \text{ kN/m}$$

$$NL = 3 \text{ kN/m}^2 \times 2,5 \text{ m} = 7,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{Total karakteristisk vindlast p\aa dekkskivene: } P_v(q_v * 30 \text{ m}) = 54,6 \text{ kN}$$

$$\text{Total karakteristisk vindlast p\aa taksken: } P_v(q_v * 1/2 * 30 \text{ m}) = 27,3 \text{ kN}$$

$$q_d = 1,35 \times (15,6 \text{ kN/m} + 15 \text{ kN/m}) + 1,05 \times 7,5 \text{ kN/m} = 57,3 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{stab}} = (15,6 \text{ kN/m} + 15 \text{ kN/m}) \times 4 \text{ etg.} + 3,5 \text{ kN/m} \times 6,3 \text{ m} \times \frac{6,3 \text{ m}}{2} = 2974,8 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{velt}} = 27,3 \text{ kN} \times 13 \text{ m} + 54,6 \text{ kN} \times (10 \text{ m} + 7 \text{ m} + 4 \text{ m}) = 1501,5 \text{ kN/m} > \frac{M_{\text{stab}}}{2} \rightarrow \text{Ok, bygget er tilstrekkelig sikret mot velt.}$$

Forankring av sjakt til fundament

Dersom fundtykkelsen er $t=300\text{mm}$ får vi M_{velt} :

$$M_{\text{velt}}=(1501,5\text{kN/m} + 0,3\text{m} \times (27,3\text{ kN} + 54,6\text{ kN} \times 4)) \times 2 = 3150,4\text{ kN/m}$$

$$\text{Ønsker } M_{\text{stab}}=3150,4\text{ kN/m} \times 2 = 6300,8\text{ kN/m}$$

$$\text{Nødvendig stabilitet: } 2974,8\text{ kN/m} \times 2 = 5949,6\text{ kN/m}$$

$$\text{Armeringen må ta} = 6300,8\text{ kN/m} - 5949,6\text{ kN/m} = 351,24\text{ kN/m}$$

Nødvendig armering i hver vegg:

$$N_d = \frac{351,24\text{ kN/m}}{6,3\text{m}} = 55,75\text{ kN}$$

$$A_s = \frac{55,75\text{ kN/m} \times 10^3}{350\text{N/mm}^2} = 159,29\text{ mm}^2/\text{m}$$

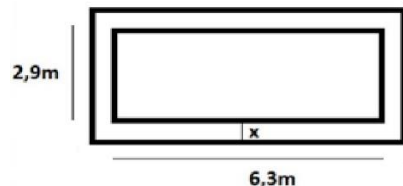
$$\text{Bruker } \varnothing 12 \text{ c/c } 500 \rightarrow A_s = 452\text{ mm}^2/\text{m} > 159,29\text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \text{OK!}$$

Fundamentering av trappesjakt

$$M_{\text{velt}} = (1501,5\text{kN/m} + 0,3\text{m} \times (27,3\text{ kN} + 54,6\text{ kN} \times 4)) = 1575,2\text{ kN/m}$$

$$\text{Vekt per m}^2 \text{ fundament: } 25\text{kN/m}^3 \times 0,3\text{m} \times 0,9 = 6,75\text{ kN/m}^2$$

$$\text{Vekt per m}^2 \text{ masse på fundament: } 18\text{kN/m}^3 \times 0,45\text{m} = 8,1\text{ kN/m}^2$$



Prøver $x=1,5\text{m}$

$$\text{Areal fundament} = (6,3\text{m} + 1,5\text{m} \times 2) \times (2,9\text{m} + 1,5\text{m} \times 2) = 27,44\text{m}^2$$

$$P = ((15,6\text{ kN/m} + 15\text{ kN/m}) \times 4 + 3,5\text{ kN/m}) \times 6,3\text{m} = 793,8\text{ kN}$$

$$M_{\text{stab, fund}} = (6,7\text{ kN/m}^2 + 8,1\text{ kN/m}^2) \times 27,44\text{m}^2 \times \left(\frac{6,3\text{m}}{2} + 1,5\text{m}\right) = 1896,18\text{ kNm}$$

$$M_{\text{stab, tot.}} = 1896,18\text{ kNm} + 793,8\text{ kN} \times \left(\frac{6,3\text{m}}{2} + 1,5\text{m}\right) = 5587,35\text{ kNm}$$

$$M_{\text{stab, tot.}} = 5587,35\text{ kNm} > 3150,4 (2 \times M_{\text{velt}}) \rightarrow \text{OK!}$$

Kontroll av fund. m/fult grunntrykk + veltemoment

Egenlast på fundament fra trappekasse:

$$\text{Bet. Vegg: } (6,3\text{m} + 2,9\text{m}) \times 12,7\text{m} \times 0,2\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 = 584\text{ kN}$$

$$\text{Bet. Dekke + trapper: } 6,1\text{m} \times 1,25\text{m} \times 0,25\text{m} \times 4 \times 25\text{kN/m}^3 = 190,63\text{ kN}$$

$$\text{EL fundament m/0,7m komprimert masse} = 0,3\text{m} \times 27,77\text{m}^2 \times 25\text{kN/m}^3 = 208,28\text{ kN}$$

$$\sum \text{EL}_{\text{sjakt}} = 982,91\text{ kN}$$

$$\text{NL trapp: } 2\text{kN/m}^2 \times 1,25\text{m} \times 6,1\text{m} \times 4 = 61\text{ kN}$$

NL tak: $3,6\text{kN/m}^2 \times 1,25\text{m} \times 6,1\text{m} = 27,45\text{ kN}$

Lasten i bygget nærmere sjakten går inn i bærende kortvegg og videre ned i dens stripefundament.

$N_d = 1,2 \times 982,91\text{ kN} + 1,5 (61\text{ kN} + 27,45\text{ kN}) = 1312,2\text{ kN}$

$1312,2\text{ kN} \times X + 1575,2 = 1312,2\text{ kN} \times \frac{8,7\text{m}}{2} \rightarrow X = 3,15$
 $e = 4,35 - 3,15 = 1,2$

$\sigma_{\max} = \frac{1312,2\text{ kN}}{27,77\text{m}^2} \times \left(1 + \frac{6 \times 1,2}{8,7}\right) = 86,4\text{ kN/m}^2 < 300\text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{OK!}$

Armering av trappesjaktens fundament

$M_{\text{utkr}} = 86,4\text{ kN/m}^2 \times 1,5\text{m} \times 1\text{m} = 129,5\text{ kNm/m}$

$M_{\text{felt}} = \frac{86,4\text{ kN/m}^2 \times (2,7\text{m})^2}{8} - 129,5\text{ kNm/m} = -100,34\text{ kNm/m}$

$d = 300 - 35 - 1,15 \times \frac{20}{2} = 253,5\text{mm}$

$m = \frac{129,5 \times 10^6}{17 \times 1000 \times 253,5^2} = 0,1185$

$A_s = \frac{129,5 \times 10^6}{435 \times (1 - 0,61 \times 0,1185) \times 235,5} = 1265,9\text{mm}^2/\text{m} \rightarrow \text{Bruker } \varnothing 20 \text{ c/c } 200, \text{ OK!}$

$d = 300 - 35 - 1,15 \times \frac{16}{2} = 255,8\text{mm}$

$m = \frac{100,34 \times 10^6}{17 \times 1000 \times 255,8^2} = 0,09$

$A_s = \frac{100,34 \times 10^6}{435 \times (1 - 0,61 \times 0,09) \times 235,5} = 962,8\text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \text{Bruker } \varnothing 16 \text{ c/c } 200, \text{ OK!}$

$\text{Min} = 260 \times 255,8 \times \frac{2,9}{500} \times 2 = 771,5\text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \text{Bruker } \varnothing 16 \text{ c/c } 250, \text{ OK! Iht NA 9.2.1.1 (1)}$

Kontroll av vegg 8 (mest belastede skive)

Beregningene av fundament til vegg 8 ligger i vedlegg 10.

Ser bort fra stabiliseringslasten fra heissjakten på veggen, sikker side. Regner kun med last fra veggen og innvendig lastareal.

$q_{d,\text{stab}} = 25\text{kN/m}^3 \times 0,25\text{m} \times 7,5\text{m}/2 + 25\text{kN/m}^3 \times 0,2\text{m} \times 3\text{m} = 38,44\text{ kN/m}$

Kontroll av vegg 8 ved plan 3 (kjeller = plan 0)

$$M_{\text{velt}} = 71,86 \text{ kN} \times 3\text{m} = 215,58 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{velt}}}{l-t} < qd, \text{ stab} \times \frac{l-t}{2} \rightarrow \frac{215,58}{30\text{m}-0,2\text{m}} = 7,23 \text{ kN} < 38,44 \text{ kN/m} \times \frac{30\text{m}-0,2\text{m}}{2} = 572,76$$

$7,23 \text{ kN} < 572,76 \text{ kN} \rightarrow$ Ok, dette dekkes av generell veggarmoring lik 2 $\emptyset 16$.

Plan 3: Dimensjonering av strekkarmoring i veggen og over dørutsparring i heissjakt.

$$M_{\text{ed}} = 63,73 \text{ kN} \times 3\text{m} = 191,2 \text{ kNm}$$

Vekt på dekket: 38,7 kN/m

$$\text{Trykkraft i hver ende av veggen: } 38,7 \text{ kN/m} \times 1,25\text{m} = 48,4 \text{ kN}$$

$$\text{Strekraft fra avstivningssyemet: } \frac{191,2 \text{ kNm}}{30\text{m}-0,2\text{m}} = 6,42 \text{ kN}$$

Sum: $48,4 \text{ kN} - 6,42 \text{ kN} = 42,0$ (trykk) kN \rightarrow Trenger ikke dimensjonere for strekkrefter.

Bruker «vanlig» veggarmoring: 2 $\emptyset 16$ (A_s : 402 mm²)

Armering i bjelken over dørutsparringen.

$$6,42 \text{ kN} \times 1,6\text{m} + 38,7 \text{ kN} \times 0,9\text{m} = 45,1 \text{ kN}$$

Bjelkehøyde: 0,9 m \rightarrow Indre momentarm $z = 750 \text{ mm}$

$$A_s: \frac{45,1 \times 10^6}{750 \text{ mm} \times 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 138,2 \text{ mm}^2$$

Bruker samme over dørutsparringen (uk og ok) som det er i veggen 2 $\emptyset 16$ ($A_s = 402 \text{ mm}^2$)

Plan 2: Dimensjonering av strekkarmoring i veggen og over dørutsparring i heissjakt.

$$M_{\text{ed}} = 127,46 \text{ kN} \times 3\text{m} + 63,73 \text{ kN} \times 6\text{m} = 764,76 \text{ kNm}$$

Vekt på dekket: 38,7 kN/m

$$\text{Trykkraft i hver ende av veggen: } 38,7 \text{ kN/m} \times 1,25\text{m} \times 2 = 96,75 \text{ kN}$$

$$\text{Strekraft fra avstivningssyemet: } \frac{764,76 \text{ kNm}}{30\text{m}-0,2\text{m}} = 25,7 \text{ kN}$$

Sum: $96,75 \text{ kN} - 25,7 \text{ kN} = 71,1$ (trykk) kN \rightarrow Trenger ikke dimensjonere for strekkrefter.

Bruker «vanlig» veggarmoring: 2 $\emptyset 16$ (A_s : 402 mm²)

Armering i bjelken over dørutsparringen.

$$M_{\text{ed}} = \frac{25,7 \text{ kN} \times 1,6\text{m}}{2} + 38,7 \text{ kN} \times 0,9\text{m} = 55,4 \text{ kN}$$

Bjelkehøyde: 0,9 m \rightarrow Indre momentarm $z = 750 \text{ mm}$

$$A_s: \frac{55,4 \times 10^6}{750 \text{ mm} \times 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 170 \text{ mm}^2$$

Bruker samme over dørutsparringen (uk og ok) som det er i veggen 2 $\emptyset 16$ ($A_s = 402 \text{ mm}^2$)

Plan 1: Dimensjonering av strekkarmoring i veggen og over dørutsparring i heissjakt.

$$M_{\text{ed}} = 127,46 \text{ kN} \times (3\text{m} + 6\text{m}) + 63,73 \text{ kN} \times 9\text{m} = 1720,7 \text{ kNm}$$

Vekt på dekket i hver etasje: 38,7 kN/m

$$\text{Trykkraft i hver ende av veggen: } 38,7 \text{ kN/m} \times 1,25\text{m} \times 3 = 145,1 \text{ kN}$$

$$\text{Strekraft fra avstivningssyemet: } \frac{1720,7 \text{ kNm}}{30\text{m}-0,2\text{m}} = 57,7 \text{ kN}$$

Sum: $145,1 \text{ kN} - 57,7 \text{ kN} = 87,4$ kN (trykk) kN \rightarrow Trenger ikke dimensjonere for strekkrefter.

Bruker «vanlig» veggarmoring: 2 $\emptyset 16$ (A_s : 402 mm²)

Armering i bjelken over dørutsparringen.

$$M_{\text{ed}} = \frac{57,7 \text{ kN} \times 1,6\text{m}}{3} + 38,7 \text{ kN} \times 0,9\text{m} = 65,6 \text{ kNm}$$

Bjelkehøyde: 0,9m → Indre momentarm $z = 750\text{mm}$

$$A_s = \frac{65,4 \cdot 10^6}{750\text{mm} \cdot 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 200,4 \text{ mm}^2$$

Bruker samme over dørutsparringen (uk og ok) som det er i veggen 2Ø16 ($A_s = 402\text{mm}^2$)

Kontroll av vegger belastet med jordtrykk.

Ser på jordtrykket mot vegg som en trekantlast som er null på bakkenivå og har sin maksimale verdi i bunnen av veggen. Setter jordtrykket til $15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ og benytter

hvilketrykkskoeffisient 1,0 for å være på sikker side. I tillegg tar beregningene hensyn til en

last på $5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ ved siden av veggen. Veggen ligger 1,5m ned i bakken og lasten blir dermed $5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

på bakkenivå og $5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1,5\text{m} = 27,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ nederst på veggen.

$$\Sigma M_A = 0 \rightarrow \frac{22,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{2} \cdot 1,5\text{m} \cdot 2,5\text{m} + 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,5\text{m} \cdot 2,25\text{m} - B_z \cdot 3\text{m} = 0$$

$$B_z = 19,7 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_z = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,5\text{m} + \frac{22,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{2} \cdot 1,5\text{m} - 19,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}} - A_z = 0 \rightarrow A_z = 5,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Forenkler momentberegningen til sikker side ved å tegne skjærkraftsdiagram og beregne arealet av trekanten over buen i diagrammet for å finne M_{Maks} .

$$19,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1\text{m} \cdot \frac{1}{2} = 9,85 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \approx 10,0 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{cd}} = 0,2952 \cdot 17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 1000 \cdot (165\text{mm})^2 = 136,6 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} > M_{\text{Ed}} \rightarrow \text{OK!}$$

$$m = \frac{10 \cdot 10^6 \frac{\text{Nmm}}{\text{m}}}{435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 1000\text{mm} \cdot (165\text{mm})^2} = 0,0008$$

$$A_s = \frac{10 \frac{\text{Nmm}}{\text{m}}}{435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot (1 - 0,61 \cdot 0,0008) \cdot 165\text{mm}} = 139,4 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Veggen er sterk nok til å tåle dette jordtrykket med 2Ø16 ($A_s = 402 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$)

Vedlegg 8- Mest belastede punktfundament under søyler i kjellerhåndbergene av bæresystem 1, også gjeldende for bæresystem 2

Egenvekt:

$$\text{Dekke}_{\text{Tak}} = 25\text{kN/m}^3 * 0,25\text{m} * 7,5\text{m} = 46,89\text{kN/m}$$

$$\text{Dekke}_{\text{Innvendig}} = 25\text{kN/m}^3 * 0,25\text{m} * 7,5\text{m} + 0,5\text{kN/m}^2 * 7,5\text{m} = 50,63\text{kN/m}$$

$$\text{Brannvegg: } 25\text{kN/m}^3 * (9,5\text{m} - 0,25\text{m} * 3\text{etg} * 0,2\text{m}) = 43,75\text{kN/m}$$

$$\text{Bjelke(kjellertak): } 25\text{kN/m}^3 * 0,25\text{m} * 0,3\text{m} = 1,89\text{kN/m}$$

$$\text{Søyle(kjeller)} = 25\text{kN/m}^3 * 0,3\text{m} * 0,3\text{m} * 2,5\text{m} = 5,63\text{kN}$$

Nyttelast:

$$\text{Tak}_{\text{Snø}} = 4,5\text{kN/m}^2 * 0,8 * 7,5\text{m} = 27\text{kN/m}$$

$$\text{Tak}_{\text{Vind}} = 0,121\text{kN/m}^2 * 7,5\text{m} = 0,91\text{kN/m}$$

$$\text{Innvendig}_{1,2,3 \text{ etg}} = 2\text{kN/m}^2 * 7,5\text{m} = 15\text{kN/m}$$

$$6.10a) \quad q_d = 1,35 * ((46,89 + 50,63 * 3\text{etg} + 1,89 + 43,75) * \left(\frac{6,6}{2} + \frac{5,35}{2}\right) + 5,63) + 1,05 * (27 + 15 * 3 + 0,91) * \left(\frac{6,6}{2} + \frac{5,3}{2}\right) = 2426,4 \text{ kN/m}$$

$$6.1b) \quad q_d = 1,2 * ((46,89 + 50,63 * 3\text{etg} + 1,89 + 43,75) * \left(\frac{6,3}{2} + \frac{5,35}{2}\right) + 5,63) + 1,5 * (27 + 15 * 3 + 0,91) * \left(\frac{6,3}{2} + \frac{5,35}{2}\right) = 2279,7 \text{ kN/m}$$

Beregner fundamentstørrelse:

$$2426,4 \text{ kN/m} * B + 24\text{kN/m} * 1,85\text{m} * 1,2 \leq 200\text{kN/m}^2$$

$$\frac{2426,4}{B^2} \leq 200\text{kN/m} - 53,3\text{kN/m}^2 = 146\text{kN/m}^2$$

$$B = \sqrt{\frac{2426,4\text{kN}}{146,7\text{kN/m}^2}} = 4,07\text{m} \rightarrow \text{Bruk } B = 4,2\text{m}$$

$$\text{Utstikkende fundamentdel} = \frac{1}{2} * (4,2\text{m} - 0,3\text{m}) = 1,95\text{m}$$

$$h_{\text{min}} \geq \frac{1,95}{3} = 0,65\text{m} \rightarrow \text{min: } 0,7\text{m, men bruker } h =$$

0,9m fordi 0,7m gir for lav styrke i følgende beregning.

$$d_{\text{eff}} = 900\text{mm} - (35\text{mm} + 1,15 \cdot 16\text{mm}) = 846,6\text{mm}$$

$$\sigma_{g,Ed} = \frac{2426,4\text{kN}}{4,2\text{m} \cdot 4,2\text{m}} = 137,6\text{kN/m}^2$$

$$M_{Ed} = 137,67\text{kN/m}^2 \cdot 1,95\text{m} \cdot \frac{1,95\text{m}}{2} = 261,6\text{ kNm/m}$$

$$m = \frac{261,6 \cdot 10^6 \text{Nmm/m}}{17\text{N/mm}^2 \cdot 1000\text{mm} \cdot (846,6\text{mm})^2} = 0,0215$$

$$A_s = \frac{261,6 \cdot 10^6 \text{Nmm/m}}{435\text{N/mm}^2 \cdot (1 - 0,0215) \cdot 846,6\text{mm}} = 726,0\text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,\text{min}} = 0,26 \cdot 1000\text{mm} \cdot 846,6\text{mm} \cdot \frac{2,9\text{N/mm}^2}{500\text{N/mm}^2} = 1276,6\text{mm}^2$$

Bruker Ø16 c/c 150 → $A_s = 1340\text{ mm}^2/\text{m}$

Pkt 18.6.2 i NS3273(2003) sier at dersom fundamentstørrelsen er 5 ganger større enn søylebredden skal 4/3 av det totale armeringsarealet legges i midtre halvdel og 2/3 fordeles i de ytre 1/4

$B = 4,2\text{m} > 5 \cdot 0,3\text{m} = 1,5\text{m}$, punkt 18.6.2 i NS3273 (2003) gjelder i dette tilfellet.

$$A_{s,\text{midt}} = \frac{4}{3} \cdot 1340\text{ mm}^2/\text{m} = 1786,7\text{mm}^2/\text{m} \rightarrow \text{Ø16 c/c } 100 A_s = 2011\text{mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,\text{yt}} = \frac{2}{3} \cdot 1340\text{ mm}^2/\text{m} = 893\text{mm}^2/\text{m} \rightarrow \text{Ø16 c/c } 150 A_s = 1340\text{mm}^2/\text{m} (A_{s,\text{min}})$$

$$u = 4 \cdot 300\text{mm} + 2 \cdot \pi \cdot 846,6\text{mm} = 6519,3\text{mm}$$

$$u \cdot d = 6519,3\text{mm} \cdot 846,6\text{mm} = 5.519.239,3\text{mm}^2$$

$$A_{\text{red}} = 4,2\text{m}^2 - (0,3\text{m}^2 + 4 \cdot 0,8466\text{m} \cdot 0,3\text{m} + \pi \cdot (0,8466\text{m})^2) = 14,28\text{m}^2$$

$$V_{Ed,\text{red}} = 134,7\text{kN/m}^2 \cdot 14,28\text{m}^2 = 1923,5\text{kN}$$

$$V_{Ed} = \frac{1923,5 \cdot 10^3\text{N}}{5519239,4\text{mm}^2} = 0,348\text{N/mm}^2$$

$$V_{Rd,c} = 0,12 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{846,6}}\right) \cdot \left(100 \cdot \frac{1608}{1000 \cdot 846,6} \cdot 30\right)^{\frac{1}{3}} \cdot 2 = 0,637\text{N/mm}^2 > V_{Ed} \quad \text{OK}$$

$$v_{\text{min}} = 0,035 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{846,6}}\right)^2 \cdot \sqrt{30} \cdot 2 = 0,500\text{N/mm}^2 < V_{Rd,c} \quad \text{OK}$$

a=2d:

$$u=4*300\text{mm}+2*\pi*2*846,6\text{mm}=11.838,7\text{mm}$$

$$u*d= 11838,7\text{mm}*846,6\text{mm} =10.022.634,4\text{mm}$$

$$A_{\text{red}} = 4,2\text{m}^2-(0,3\text{m}^2+4*2*0,8466\text{m}*0,3\text{m}+\pi*(2*0,8466\text{m})^2) = 12,65\text{m}^2$$

$$V_{\text{Ed,red}} = 134,7\text{kN/m}^2*12,65\text{m}^2=1704,0\text{kN}$$

$$V_{\text{Ed}} = \frac{1704,0*10^3\text{N}}{10022634,4\text{mm}^2} = 0,17\text{N/mm}^2$$

$$V_{\text{Rd,c}} = 0,12*(1 + \sqrt{\frac{200}{846,6}}) * (100 * \frac{1608}{1000*846,6} * 30)^{\frac{1}{3}} = 0,32\text{N/mm}^2 > V_{\text{Ed}} \quad \text{OK}$$

Prøver videre med:

Ø16 c/c 100, $A_s = 2011\text{mm}^2/\text{m}$ i midtre halvdel og Ø16 c/c 150, $A_s = 1340\text{mm}^2/\text{m}$

Riss:

$$\text{MTP} = \frac{261,6 \text{ kNm/m}}{1,35} * \frac{4}{3} = 258,4\text{kNm/m}$$

Utomhus, B30 → $n=18,18$

$$n\rho = 18,18 * \frac{1608}{1000*846,6} = 0,0345$$

$$\alpha = 0,0345 * (\sqrt{1 + \frac{2}{0,0345}} - 1) = 0,23$$

$h_{c,\text{eff}} = \min\{2,5*(900-846,6); 900-0,23*846,6; 900/2\} = \underline{133,5\text{mm}} \geq 900-846,6+1,5*16 = \underline{71,8}$
OK

$s = 5*(35+300) = 215\text{mm} > 125\text{mm}$ (minste armeringsmellomrom) OK

$$s_{r,\text{max}} = 3,4*35 + 0,17*16 * \frac{133,5*1000}{1608} = 344,8\text{mm}$$

$$\sigma_s = \frac{258,4*10^6\text{Nmm/m}}{(1 - \frac{0,23}{3}) * 1608\text{mm}^2 * 846,6\text{mm}} = 205,6 \text{ N/mm}^2$$

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = \frac{201,23}{200000} * (1 - 0,4 * \frac{2,9}{500} * (\frac{133,5*1000}{1608} + \frac{200000}{33000})) = \underline{0,00049} \geq 0,6 * \frac{201,23}{200000} = \underline{0,0006}$$

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 0,0006$$

WK = $215\text{mm} * 0,0006 = 0,207\text{mm} < 0,39\text{mm}$ Ok!

Bruk fundament med $h=900$ og $\text{Ø}16$ c/c 125mm i midtre halvdel og $\text{Ø}16$ c/c 150 i ytre $\frac{1}{4}$.

Kontroll av hovedarmeringens forankringslengde:

$$x = 900\text{mm}/2 = 450\text{mm}$$

$$Z_e = 1,95 - \frac{0,45}{2} + 0,15 * 0,3 = 1,77\text{m}$$

$$Z_i = 0,9 * 0,8466\text{m} = 0,76194\text{m}$$

$$f_{bd} = 2,25 * 1,13(f_{ctd}) = 2,54$$

$$R = 137,6\text{kN/m}^2 * 0,450\text{m} = 61,92\text{ kN/m}$$

$$F_s = 61,92\text{ kN/m} * \frac{1770\text{mm}}{761,94\text{mm}} = 143,8\text{ kN/m}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{143\ 800}{1608} = 89,5\text{ N/mm}^2$$

$$l_{bd} = \frac{1}{4} * 16 * \frac{89,5}{2,54} = 140,95\text{mm} < x = 450\text{mm} \text{ OK}$$

Vedlegg 9- Mest belastede stripefundament under kjellervegg-håndbergeneinger av bæresystem 1, også gjeldende for bæresystem 2

$$q_{EV} = 37,8 \text{ kN/m} * 4 \text{ etg} = 151,2 \text{ kN/m}$$

$$q_{NL} = 7,5 \text{ kN/m} + \frac{5,97 \text{ m}}{2} + 3 \text{ kN/m} * 3 \text{ etg} + \frac{7,5 \text{ m}}{2} * 3,2 = 46,37 \text{ kNm}$$

$$6.10a) q_d = 1,35 * 151,2 \text{ kN/m} + 1,05 * 46,37 \text{ kN/m} = \underline{252,8 \text{ kN/m}}$$

$$6.1b) q_d = 1,2 * 151,2 \text{ kN/m} + 1,5 * 46,37 \text{ kN/m} = 251,0 \text{ kN/m}$$

$$\frac{252,8 \text{ kN/m}}{B} + 24 \text{ kN/m} * 1,2 \text{ m} * 1,2 \leq 100 \text{ kN/m}^2$$

$$B = \frac{252,8 \text{ kN/mm}}{115,44 \text{ kN/mm}^2} = 2,19 \text{ à Regner videre med bredde} = 2,2 \text{ m}$$

$$\sigma_{g,Ed} = \frac{252,8 \text{ kN/m}}{2,2 \text{ m}} = 114,9 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{Ed} = 114,9 \text{ kN/m}^2 * 1 \text{ m} * \frac{1 \text{ m}}{2} = 57,5 \text{ kNm/m}$$

$$h_{\min} \geq \frac{1000}{3,5} = 286 \text{ mm} \rightarrow \text{Regner videre med } h = 300 \text{ mm}$$

$$d = 300 - 35 - 1,15 * 10 / 2 = 255,8 \text{ mm}$$

$$m = \frac{57,5 * 10^6}{17 * 1000 * 255,8^2} = 0,0517$$

$$A_s = \frac{57,5 * 10^6}{435 * (1 - 0,61 * 0,0517) * 240} = 568,7 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s,\min} = 0,26 * 2 * \frac{2,9}{500} * 1000 * 255,8 = 771,5 \text{ mm}^2 \text{ à Bruk } \varnothing 16 \text{ c/c } 250 (A_s = 804 \text{ mm}^2)$$

Skjær:

$$V_{Ed} = 114,9 \text{ kN/m}^2 * (1,0 \text{ m} - \frac{15}{16} * 0,2558 \text{ m}) = 87,35 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,c} = \frac{0,8}{1,15} * (1 + \sqrt{\frac{200}{255}}) * (100 * \frac{804}{1000 * 255,8} * 30)^{\frac{1}{3}} = 122,2 \text{ kN} \geq 87,35 \text{ kN} \underline{\text{OK}}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{255,8}} = 1,8842 < 2,0 \underline{\text{OK}}$$

$$\rho = \frac{804}{1000 * 255,8} = 0,0031 \leq 0,02 \underline{\text{OK}}$$

Det er ikke nødvendig å bruke skjærarmering

Riss:

$$M_{TP} = \frac{57,5 \text{ kNm}}{1,35} = 42,6 \text{ kNm}$$

Utomhus, B30 à n=18,18

$$n\rho = 18,18 * \frac{804}{1000 * 255,8} = 0,05714$$

$$\alpha = 0,05714 * \left(\sqrt{1 + \frac{320}{0,05714}} - 1 \right) = 0,2857$$

$$h_{c,eff} = \min\{2,5 * (300 - 255,8); 300 - 0,2857 * 255,8; 300/2\} = 110,5 \text{ mm} \geq 300 - 255,8 + 1,5 * 16 = 68,2$$

→ OK

$$s = 5 * \left(35 + \frac{16}{2} \right) = 215 \text{ mm} > 175 \text{ OK}$$

$$S_{r,max} = 3,4 * 35 + 0,17 * 16 * \frac{110,5 * 1000}{804} = 492,8 \text{ mm}$$

$$\sigma_s = \frac{42,6 * 10^6}{\left(1 - \frac{0,2857}{3}\right) * 804 * 255,8} = 228,9 \text{ N/mm}^2$$

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = \frac{226,7}{200\,000} * \left(1 - 0,4 * \frac{2,9}{226,7} * \left(\frac{110500}{804} + \frac{200\,000}{33\,000} \right) \right) = 0,0003 < 0,6 * \frac{228,9}{200\,000} =$$

$$0,0006 \rightarrow \text{OK}$$

$$W_K = 215 \text{ mm} * 0,0003 = 0,065 \text{ mm}$$

Bruk fundament med h= 300 og Ø16 c/c 250mm

Kontroll av hovedarmeringens forankringslengde:

$$l_{bd} = \frac{1}{4} * 16 * \frac{228,9}{2,25 * 1,13} = 360,12$$

$$\sigma_{g,Ed} = 114,9 \text{ kN/m}^2$$

$$R = 114,9 \text{ kN/m}^2 * 0,150 \text{ m} = 17,235 \text{ kN/m}$$

$$Z_e = 1,0 - \frac{0,15}{2} + 0,15 * 0,2 = 0,955 \text{ m}$$

$$Z_i = 0,9 * 0,2559 \text{ m} = 0,230 \text{ m}$$

$$F_s = 17,235 \text{ kN/m} * \frac{0,995 \text{ m}}{0,230 \text{ m}} = 71,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\sigma_{SD} = \frac{71,6 * 10^3}{804} = 89,0 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$l_{bd} = \frac{1}{4} * 16 * \frac{89}{2,25 * 1,13} = 140 \text{ mm} < x = 150 \text{ mm}$$

Minimumsarmering (i lengderetning)

$$A_{S,min} = 1000 * 255,9 * \frac{2,9}{500} = 1404 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Bruk } \text{Ø}20 \text{ c/c } 200 \text{ (} A_s: 1571 \text{ mm}^2 \text{)}$$

Vedlegg 10- Utskrifter fra Focus- bæresystem 1

Bæresystem 1 -Tverrsnitt 1

Beregning utført: 05.05.2020 20.08.20
Focus Konstruksjon 2020

INNHOILDSFORTEGNELSE

0. SAMMENDRAG	2
1. KONSTRUKSJONSMODELL OG LASTER	2
1.1. MATERIALDATA	2
2. BEREGNINGER	3
2.1. RESULTATER GRAFISK	3
2.1.1. Forskyvning	3
2.1.2. Moment om y-akse - segmenter	3
2.1.3. Moment om z-akse - segmenter	4
2.1.4. Torsjonsmoment - segmenter	4
2.1.5. Aksialkraft - segmenter	4
2.1.6. Skjærkraft i z-retning - segmenter	5
2.1.7. Skjærkraft i y-retning - segmenter	5
2.1.8. Membrankraft i x-retning - skall	5
2.1.9. Membrankraft i y-retning - skall	6
2.1.10. Membranskjærkraft - skall	6
2.1.11. Moment om x-akse - skall	6
2.1.12. Moment om y-akse - skall	7
2.1.13. Vridningsmoment - skall	7
2.1.14. Skjærkraft i xz-planet - skall	7
2.1.15. Skjærkraft i zy-planet - skall	8
3. KAPASITETSKONTROLL	8
3.1. EN 1992 UTNYTTELSESGRAD, SEGMENTER	8
3.1. EN 1992 UTNYTTELSESGRAD, SKALL	10
3.2. KAPASITETSKART	18
Kapasitetskart / Predefinert lastkombinasjon	20

Studentversjon

05.05.2020 Side: 3

0. SAMMENDRAG	
Modell	
Antall segmenter: 50	
Antall skall: 41	
Antall knutepunkt: 122	
Analyse	
Antall lastkombinasjoner: 1	
Forskyvning / snittkrefter	
Største forskyvning: 27,3 mm (Skallnr. 41)	
Største N: -2002,08 kN (Segmentnr. 5)	
Største Vy: -20,74 kN (Segmentnr. 27)	
Største Vz: -285,77 kN (Segmentnr. 20)	
Største Mx: -27,07 kN-m (Segmentnr. 27)	
Største My: 217,99 kN-m (Segmentnr. 20)	
Største Mz: -31,02 kN-m (Segmentnr. 21)	
Største Nx: -4547,30 kN/m (Skallnr. 43)	
Største Ny: -1907,93 kN/m (Skallnr. 43)	
Største Nxy: 738,95 kN/m (Skallnr. 43)	
Største Mx: 136,34 kNm/m (Skallnr. 2)	
Største My: 196,33 kNm/m (Skallnr. 41)	
Største Mxy: -54,85 kNm/m (Skallnr. 41)	
Største Vz: -528,55 kN/m (Skallnr. 2)	
Største Vz: 188,90 kN/m (Skallnr. 2)	
Kapasitet	
Største kapasitetsutnyttelse: 89,45 %	
Info: EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, betong om z-aksen	
1. KONSTRUKSJONSMODELL OG LASTER	
1.1. MATERIALDATA	
1 B35, Betong	Material: Betong
Varmeutv.koeff.: 1,00e-05 °C^-1	Tyngdetetthet: 25,00 kN/m³
	Relativ fuktighet [%]: 40,00
	Alder [dager]: 25550
	Alder ved pålastning [dager]: 28
	Alder da uttørring startet [dager]: 28
	Egendefinert maksimal rissvidde? Nei
	Dimensjonerende brukstid: 50 år
	Total vekt: 288,19 kN
Fasthetsklasse: B35	
Fasthet lengdearmring: 500,00 N/mm²	
Fasthet skjærarmring: 500,00 N/mm²	
Beregnet alltid i stadium 2? Nei	
Ignorerer svinn? Nei	
Faktor k_max: 1,50	
Karakteristiske fasthetsparametre:	
fck = 30,00 N/mm²	fck_cube = 37,00 N/mm²
fcm = 38,00 N/mm²	fctk_0,05 = 2,00 N/mm²
fctk_0,95 = 3,80 N/mm²	fctm = 2,90 N/mm²
Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk	

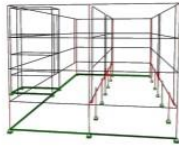
Studentversjon



Største forskyvning: 27,3 mm

05.05.2020 Side: 4

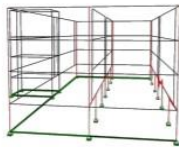
fck = 35,00 N/mm²	fck_cube = 45,00 N/mm²
fcm = 43,00 N/mm²	fctk_0,05 = 2,20 N/mm²
fctk_0,95 = 4,20 N/mm²	fctm = 3,20 N/mm²
2 B30, Betong	Material: Betong
Varmeutv.koeff.: 1,00e-05 °C^-1	Tyngdetetthet: 25,00 kN/m³
	Relativ fuktighet [%]: 40,00
	Alder [dager]: 25550
	Alder ved pålastning [dager]: 28
	Alder da uttørring startet [dager]: 28
	Egendefinert maksimal rissvidde? Nei
	Dimensjonerende brukstid: 50 år
	Total vekt: 18893,32 kN
Fasthetsklasse: B30	
Fasthet lengdearmring: 500,00 N/mm²	
Fasthet skjærarmring: 500,00 N/mm²	
Beregnet alltid i stadium 2? Nei	
Ignorerer svinn? Nei	
Faktor k_max: 1,50	
Karakteristiske fasthetsparametre:	
fck = 30,00 N/mm²	fck_cube = 37,00 N/mm²
fcm = 38,00 N/mm²	fctk_0,05 = 2,00 N/mm²
fctk_0,95 = 3,80 N/mm²	fctm = 2,90 N/mm²
2. BEREGNINGER	
2.1. RESULTATER GRAFISK	
2.1.1. Forskyvning	
Største forskyvning: 27,3 mm	
2.1.2. Moment om y-akse - segmenter	
Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk	



2.1.3. Moment om z-akse - segmenter
Største moment om y-akse: 217,99 kN·m

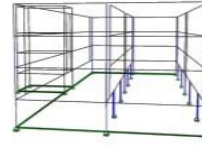


2.1.4. Torsjonsmoment - segmenter
Største moment om z-akse: -31,02 kN·m



2.1.5. Aksialkraft - segmenter
Største torsjonsmoment: -27,07 kN·m

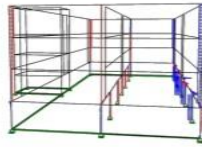
Studentversjon - ikke for kommersielt bruk



2.1.6. Skjærkraft i z-retning - segmenter
Største aksialkraft: -2002,08 kN

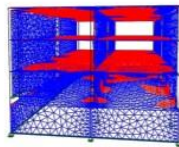


2.1.7. Skjærkraft i y-retning - segmenter
Største skjærkraft i z-retning: -285,77 kN

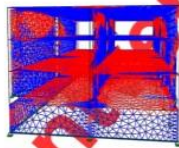


2.1.8. Membrankraft i x-retning - skall
Største skjærkraft i y-retning: -20,74 kN

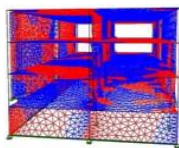
Studentversjon - ikke for kommersielt bruk



2.1.9. Membrankraft i y-retning - skall
Største membrankraft i x-retning: -4547,30 kN/m

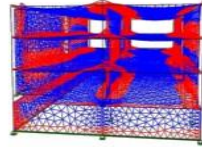


2.1.10. Membranskjærkraft - skall
Største membrankraft i y-retning: -1907,93 kN/m

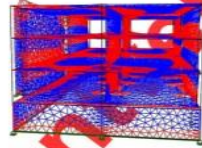


2.1.11. Moment om x-akse - skall
Største membranskjærkraft: 738,95 kN/m

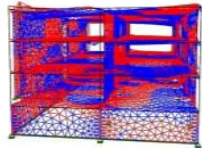
Studentversjon - ikke for kommersielt bruk



2.1.12. Moment om y-akse - skall
Største moment om x-akse: 136,34 kNm/m



2.1.13. Vridningsmoment - skall
Største moment om y-akse: 196,33 kNm/m



2.1.14. Skjærkraft i zx-planet - skall
Største vridningsmoment: -54,85 kNm/m

Studentversjon - ikke for kommersielt bruk

Bæresystem 2-Tversnitt 2

Beregning utført: 16.05.2020 14.50.02

Focus Konstruksjon 2020

INNHOLDSFORTEGNELSE

1. KONSTRUKSJONSMODELL OG LASTER	2
1.1. MATERIALDATA	2
2. BEREGNINGER	2
2.1. RESULTATER GRAFISK	2
2.1.1. Forskyvning	2
2.1.2. Moment om y-akse - segmenter	3
2.1.3. Moment om z-akse - segmenter	3
2.1.4. Torsjonsmoment - segmenter	3
2.1.5. Aksialkraft - segmenter	4
2.1.6. Skjærkraft i z-retning - segmenter	4
2.1.7. Skjærkraft i y-retning - segmenter	4
2.1.8. Membrankraft i x-retning - skall	5
2.1.9. Membrankraft i y-retning - skall	5
2.1.10. Membranskjærkraft - skall	5
2.1.11. Moment om x-akse - skall	6
2.1.12. Moment om y-akse - skall	6
2.1.13. Vridningsmoment - skall	6
2.1.14. Skjærkraft i xz-planet - skall	7
2.1.15. Skjærkraft i zy-planet - skall	7
3. KAPASITETSKONTROLL	7
3.1. EN 1992 UTNYTTELSESGRAD, SEGMENTER	7
3.1. EN 1992 UTNYTTELSESGRAD, SKALL	10
3.2. KAPASITETSKART	13

16.05.2020

Side: 3

1. KONSTRUKSJONSMODELL OG LASTER

1.1. MATERIALDATA

1 S355, Stål Material: Stål
 Fasthetsklasse: S355
 Varmeutv.koeff.: $1,20e-05 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ Tyngdeleitet: $77,01 \text{ kNm}^3$
 E-modul: $2,100e+05 \text{ N/mm}^2$ G-modul: $8,100e+04 \text{ N/mm}^2$
 Total vekt: 507,90 kN
 Karakteristiske fasthetsparametre:
 $f_{t,y} = 355,00 \text{ N/mm}^2$ for godstykkelse $\leq 40,0 \text{ mm}$
 $f_{t,y} = 335,00 \text{ N/mm}^2$ for godstykkelse $\leq 80,0 \text{ mm}$
 $f_{t,y} = 335,00 \text{ N/mm}^2$ for godstykkelse $> 80,0 \text{ mm}$

2 B30, Betong Material: Betong
 Varmeutv.koeff.: $1,00e-05 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ Tyngdeleitet: $25,00 \text{ kNm}^3$
 Relativ fuktighet [%]: 40,00
 Fasthetsklasse: B30 Alder [dager]: 25550
 Fasthet lengdearmring: $500,00 \text{ N/mm}^2$ Alder ved pålastning [dager]: 28
 Fasthet skjærmring: $500,00 \text{ N/mm}^2$ Alder da uttøking startet [dager]: 28
 Beregn alltid i stadium 2? Nei Egendefinert maksimal rissvidde? Nei
 Ignorer svinn? Nei Dimensjonerende bruketid: 50 år
 Faktor k_{max} : 1,50 Total vekt: 5672,38 kN
 Karakteristiske fasthetsparametre:
 $f_{ck} = 30,00 \text{ N/mm}^2$ $f_{ct,cube} = 37,00 \text{ N/mm}^2$
 $f_{cm} = 38,00 \text{ N/mm}^2$ $f_{ct,0,05} = 2,00 \text{ N/mm}^2$
 $f_{ctk,0,95} = 3,80 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm} = 2,90 \text{ N/mm}^2$

3 Huldette Ntnu Material: Vikårlig
 Varmeutv.koeff.: $1,20e-05 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ Tyngdeleitet: $13,00 \text{ kNm}^3$
 E-Modul x: $3,500e+02 \text{ N/mm}^2$ G-Modul: $1,100e+02 \text{ N/mm}^2$
 E-Modul y: $1,100e+02 \text{ N/mm}^2$ Total vekt: 5318,00 kN

2. BEREGNINGER

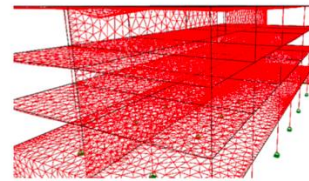
2.1. RESULTATER GRAFISK

2.1.1. Forskyvning

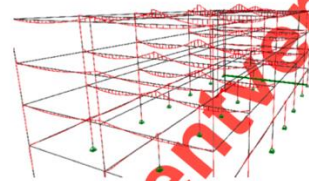
Studentversjon - ikke for kommersielt bruk

16.05.2020

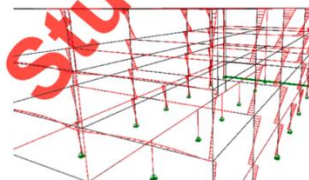
Side: 4



2.1.2. Moment om y-akse - segmenter

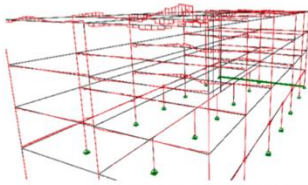


2.1.3. Moment om z-akse - segmenter



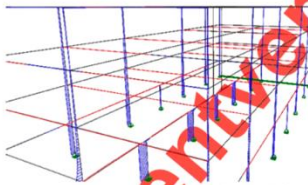
2.1.4. Torsjonsmoment - segmenter

Studentversjon - ikke for kommersielt bruk



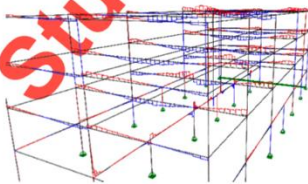
Største torsjonsmoment: 81,95 kN·m

2.1.5. Aksialkraft - segmenter



Største aksialkraft: -1497,47 kN

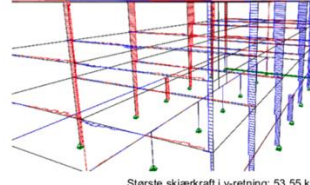
2.1.6. Skjærkraft i z-retning - segmenter



Største skjærkraft i z-retning: 294,29 kN

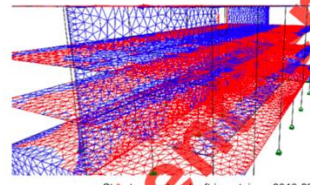
2.1.7. Skjærkraft i y-retning - segmenter

Studentversjon - ikke for kommersielt bruk



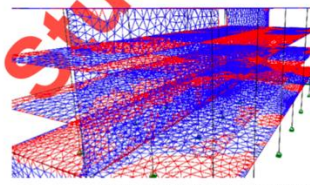
Største skjærkraft i y-retning: 53,55 kN

2.1.8. Membrankraft i x-retning - skall



Største membrankraft i x-retning: -3010,83 kN/m

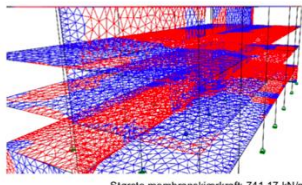
2.1.9. Membrankraft i y-retning - skall



Største membrankraft i y-retning: -985,17 kN/m

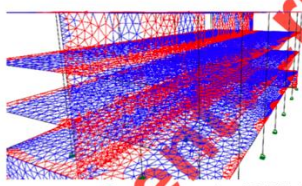
2.1.10. Membranskjærkraft - skall

Studentversjon - ikke for kommersielt bruk



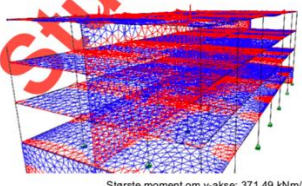
Største membranskjærkraft: 741,17 kN/m

2.1.11. Moment om x-akse - skall



Største moment om x-akse: 168,57 kNm/m

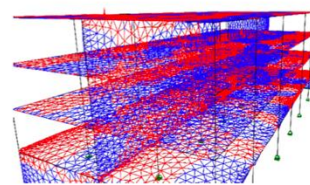
2.1.12. Moment om y-akse - skall



Største moment om y-akse: 371,49 kNm/m

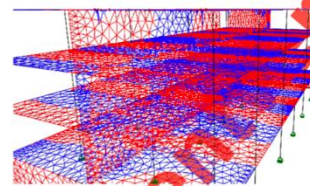
2.1.13. Vridningsmoment - skall

Studentversjon - ikke for kommersielt bruk



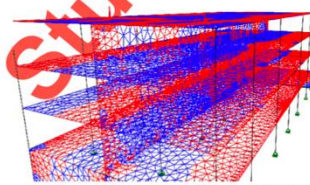
Største vridningsmoment: 45,51 kNm/m

2.1.14. Skjærkraft i xz-planet - skall



Største skjærkraft i xz-planet: -29192,09 kN/m

2.1.15. Skjærkraft i zy-planet - skall



Største skjærkraft i zy-planet: 1221,53 kN/m

3. KAPASITETSKONTROLL

3.1. EN 1992 UTNYTTELSESGRAD, SEGMENTER

Studentversjon - ikke for kommersielt bruk

Table with 5 columns: Seg. nr, Snitt [mm], Bey/Aks, Skjær/Tor, Info. Side: 9. 16.05.2020. Includes a large red watermark 'Studentversjon'.

Table with 5 columns: Seg. nr, Snitt [mm], Bey/Aks, Skjær/Tor, Info. Side: 10. 16.05.2020. Includes a large red watermark 'Studentversjon'.

Table with 5 columns: Seg. nr, Snitt [mm], Bey/Aks, Skjær/Tor, Info. Side: 11. 16.05.2020. Includes a large red watermark 'Studentversjon'.


Table with 5 columns: Seg. nr, Snitt [mm], Bey/Aks, Skjær/Tor, Info. Side: 12. 16.05.2020. Includes a large red watermark 'Studentversjon'.

16.05.2020					Side: 13
-5303	4583	0,41	0,00	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om x-aksen	
-3	4583	0,68	0,00	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om x-aksen	
-3	-2917	0,34	0,00	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om x-aksen	
997	-2917	0,02		EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen	
5297	-2917	0,29	0,00	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om x-aksen	
11897	-2917	0,23	0,00	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om x-aksen	
14997	-2917	0,02		EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen	
17147	-2917	0,06	0,01	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om x-aksen	
5297	4583	0,40	0,00	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om x-aksen	
11897	4583	0,31	0,00	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om x-aksen	
17147	4583	0,45	0,01	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om x-aksen	
7	-1563	-8313	0,84	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen	
	-1563	-3063	0,36	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen	
	-1563	3538	0,29	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen	
	-1563	7838	0,70	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen	
	1563	-8313	0,19	0,01	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
	1563	-3063	0,01	0,01	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om x-aksen
	1563	3538	0,02	0,01	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
	1563	7838	0,01		EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
8	-1563	-7838	0,69	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen	
	-1563	-3538	0,56	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen	
	-1563	3063	0,29	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om x-aksen	
	-1563	8313	0,85	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen	
	1563	-7838	0,02	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen	
	1563	-3538	0,03	0,02	EN 1992-1-1 6.4.3; v Ed/v Rdc
	1563	3063	0,01	0,02	EN 1992-1-1 6.4.3; v Ed/v Rdc
	1563	8313	0,20	0,00	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
12	-1500	-8313	0,43	0,00	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
	-1500	-3063	0,02	0,01	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om x-aksen
	-1500	3538	0,04	0,04	EN 1992-1-1 6.4.3; v Ed/v Rdc
	-1500	7838	0,02		EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
	1500	-8313	0,34	0,17	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
	1500	-3063	0,13	0,06	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
	1500	3538	0,11	0,08	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
	1500	7838	0,16		EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
13	-1500	-7838	0,03		EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
	-1500	-3538	0,04	0,01	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
	-1500	3063	0,04	0,02	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
	-1500	8313	0,26	0,03	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
	1500	-7838	0,13		EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om x-aksen
	1500	-3538	0,10	0,04	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
	1500	3063	0,05	0,01	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

16.05.2020					Side: 14
1500	8313	0,11	0,00	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen	
-1350	8313	0,28	0,03	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen	
14	-1500	-8313	0,03	0,05	EN 1992-1-1 6.4.3; v Ed/v Rdc
	-1500	-3063	0,04	0,02	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
	-1500	3538	0,12	0,08	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
	-1500	7838	0,11		EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
	1500	-8313	0,05	0,02	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
	1500	-3063	0,15	0,06	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
	1500	3538	0,21	0,08	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
	1500	7838	0,10		EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
40	-1500	-7838	0,02		EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om x-aksen
	-1500	-3538	0,12	0,10	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
	-1500	3063	0,11	0,10	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
	-1500	8313	0,21	0,12	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
	1500	-3538	0,34	0,50	EN 1992-1-1 6.4.3; v Ed/v Rdc
	1500	-7838	0,08		EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
	1500	3063	0,43	0,46	EN 1992-1-1 6.4.3; v Ed/v Rdc
	1500	8313	0,26	0,25	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
	1500	63	0,66		EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen

3.2. KAPASITETSKART



Største kapasitetsutnyttelse: 85,47 % (EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om z-aksen)

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

OBS: Side 18 er tom, derfor ikke lagt ved i utskriften

Vedlegg 11- Mest belastede stålsøyle - håndbergeneinger av bæresystem 2

Beregner styrke på søylen med laster fra tak, 2. og 3. etasje.

$$N_{Ed,t} = 95,0 \frac{kN}{m} * 7,5m = 712,5kN$$

Stripelast på bjelke 2. og 3. etg.

$$6.10a) 1,35 * 3,91 \frac{kN}{m} * \left(\frac{10,6m}{2} + \frac{6,6m}{2} \right) + 1,05 * 2,5 \frac{kN}{m^2} * \left(\frac{10,6m}{2} + \frac{6,6m}{2} \right) = 68,0 \frac{kN}{m}$$

$$6.10b) 1,2 * 3,91 \frac{kN}{m} * \left(\frac{10,6m}{2} + \frac{6,6m}{2} \right) + 1,5 * 2,5 \frac{kN}{m^2} * \left(\frac{10,6m}{2} + \frac{6,6m}{2} \right) = 72,6 \frac{kN}{m}$$

$$N_{Ed,2og3} = 72,6 \frac{kN}{m} * 7,5m = 544,5 kN$$

Runder opp søylens egenvekt med sikkerhetsfaktor 1,2 i etasjene ovenfor til 1,0 kN

$$N_{Ed,tot} = 1 kN + 712,5kN + 544,5kN * 2 etasjer = \underline{1802,5kN}$$

Antar at søylen er leddet i begge ender for å være på sikker side. $\beta = 1,0$

$$L_{cr} = 3000mm * 1,0 = 3000mm$$

$$\lambda = \frac{3000mm}{70mm} = 42,86 > 250 \text{ Ok!}$$

$$\Lambda = \frac{42,86}{\pi} * \sqrt{\frac{355}{210\,000}} = 0,73 \rightarrow \text{Finner } \chi = 0,90$$

$$N_{b,Rd} = 0,90 * \frac{355 \frac{N}{mm^2}}{1,05} * 6690mm^2 = \underline{2035,7 kN} > 1802,5kN \text{ Ok!}$$

$$\text{Restkapasitet: } 1 - \frac{1802,5kN}{2035,7kN} = 11,46\%$$

Branndimensjonering:

Bestemmer tvernsnittsklasse:

$$N_{Ed,fi} = \left(3,91 \frac{kN}{m^2} * 3 + 0,3 * \left(3,6 \frac{kN}{m^2} + 0,91 \frac{kN}{m^2} + 2,5 \frac{kN}{m^2} * 2 \right) \right) * \left(\frac{10,6m}{2} + \frac{6,6m}{2} \right) * 7,5m = 195,8 kN$$

$$C = 180mm - 3 * 10mm = 150mm \rightarrow \frac{150mm}{10mm} = 15 < 33 * 0,81 = 26,7 \rightarrow \text{TVklasse1.}$$

R60 med 15mm gips:

$$\theta_a = 318 * \left(\left(104 * \frac{0,2}{0,015} \right)^{0,2} - 2,54 \right) = 543,8 \rightarrow$$

Leser av tabell 3.1 og benytter linerær interpolasjon $\rightarrow K_{y\theta} = 0,644$

(Standard Norge 2005c)

$$\alpha = 0,65 * \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,53$$

$$\lambda_{\theta} = 0,53 * \sqrt{\frac{0,165}{0,21}} = 0,47$$

$$\phi_0 = 0,5 * (1 + 0,53 * 0,47 + 0,47^2) = 0,74$$

$$\chi_{fi} = \frac{1}{0,74 + \sqrt{0,74^2 + 0,47^2}} = 0,62$$

$$N_{b,fi,30,Rd} = 0,62 * 0,644 * 6690mm^2 * \frac{355 \frac{N}{mm^2}}{1,05} = 903,11 kN > 195,8 kN$$

$$N_{b,fi,30,Rd} > N_{Ed,fi} \quad \text{Ok!}$$

$$\text{Restkapasitet} = \left(1 - \frac{195,8 kN}{903,11 kN}\right) = 78,3\%$$

(Larsen, 2010, p. 521)

Bruker 180 x 180 x 10mm RHS med 15mm gips på alle stålsøyler.

Vedlegg 12- Mest belastede del av hulldekke - håndberegninger av bæresystem 2

Laster:

Snølast: $NL_1 4,5\text{kN/m}^2 \cdot 0,8 = 3,6\text{kN/m}^2$

Vind: $NL_2 = 0,91\text{kN/m}^2$

$EL_{\text{Hulldekke (265mm)}}: 3,7\text{kN/m}^2 + 0,21\text{kN/m}^2 = 3,91\text{kN/m}^2$ (Prøver først med HD 265)

Bygget skal brukes som bolig, ingen spesielle brukskrav -> Benytter kvasi-permanent lastlikning:

Kvasi permanent $q_d = EL + 0,3 (NL_1 + NL_2) = 3,91\text{kN/m}^2 + 0,3 * (3,6\text{kN/m}^2 + 0,91\text{kN/m}^2) = 5,3\text{kN/m}^2$

Hulldekkenes tykkelse er valgt etter tabell 7.2 *Orienterende bæreevne for hulldekker* fremstilt i betongelementboka bind A (Betongelementforeningen, 2010, s. 105).

Ut fra lasten på $5,3\text{kN/m}^2$ i bruddgrensetilstand og største spennvidde på 10,6 m, ble det valgt hulldekke HD265.

Ved håndberegninger av bæresystem 2 er lastbildet forenklet ved å benytte lasten av hulldekke over hele planet. Den reduserte egenlasten til de innfelte stålbjelkene er derfor neglisjert ved lastberegningene. Dette gir noe høyere last til sikker side.

Branndimensjonering:

I henhold til tabellen 4.2 i betongelementboka bind D fremgår det at hulldekke HD265 med standard armeringsdybde uten videre kontroll tilfredsstiller brannmotstanden REI60 (Betongelementforeningen, 2017, s. 27). $REI60 \geq R60 \rightarrow$ HD265 tilfredsstiller brannkravet, OK!

Bruker HD265!

Vedlegg 13- Mest belastet THP- stålbjelke- håndbergeninger av bæresystem 2

Laster:

$$\text{Snølast: } NL_1 = 4,5 \text{ kN/m}^2 * 0,8 = 3,6 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Vind: } NL_2 = 0,91 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{EL}_{\text{Hulldekke (265mm)}}: 3,7 \text{ kN/m}^2 + 0,21 \text{ kN/m}^2 = 3,91 \text{ kN/m}^2 \text{ (Prøver først med HD 265)}$$

Bygget skal brukes som bolig, ingen spesielle brukskrav -> Benytter kvasi-permanent lastlikning:

$$\text{Kvasi permanent } q_d = EL + 0,3 (NL_1 + NL_2) = 3,91 \text{ kN/m}^2 + 0,3 * (3,6 \text{ kN/m}^2 + 0,91 \text{ kN/m}^2) = 5,3 \text{ kN/m}^2.$$

$$6.10a) q_d = 1,35 * 3,91 \text{ kN/m}^2 * \left(\frac{10,6m}{2} + \frac{6,6m}{2} \right) + 1,05 * \left(\frac{3,6 \text{ kN}}{m^2} + \frac{0,91 \text{ kN}}{m^2} \right) * \left(\frac{10,6m}{2} + \frac{6,6m}{2} \right) = 86,1 \frac{\text{kN}}{m}$$

$$6.10b) q_d = 1,2 * 3,91 \text{ kN/m}^2 * \left(\frac{10,6m}{2} + \frac{6,6m}{2} \right) + 1,5 * \frac{3,6 \text{ kN}}{m^2} * \left(\frac{10,6m}{2} + \frac{6,6m}{2} \right) + 1,5 * \frac{0,91 \text{ kN}}{m^2} * \left(\frac{10,6m}{2} + \frac{6,6m}{2} \right) = 95,0 \frac{\text{kN}}{m}$$

Velger THP ut ifra momentbelastning:

$$M_{Ed} = \frac{95,0 \frac{\text{kN}}{m} * (7,5m)^2}{8} = 668 \text{ kNm}$$

$$W_y^{\min} = \frac{668,0 * 10^6}{\left(\frac{355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,05} \right)} = 1975,8 * 10^3 \text{ mm}^3 \rightarrow \text{Velger THP } 250x6, 250x40, 512x20.$$

Kontrollerer THP Stålbjelken for skjærbelastning:

$$V_{Ed} = \frac{95,0 \frac{\text{kN}}{m} * 7,5m}{2} = 356,25 \text{ kN}$$

$$\text{Nødvendig areal: } A_w^{\min} = \frac{356,25 * 10^3 \text{ N}}{\left(\frac{355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,05 * \sqrt{3}} \right)} = 1825 \text{ mm}^2 < A_w^{\text{THP } 250} = 26200 \text{ mm}^2 \text{ OK}$$

Kontrollerer THP stålbjelken for nedbøying med kvasipermanent lastkombinasjon:

$$q_d = 5,3 \frac{\text{kN}}{m^2} * \left(\frac{10,6m}{2} + \frac{6,6m}{2} \right) = \frac{45,6 \text{ kN}}{m}$$

$$h' = 250 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 20 \text{ mm} = 190 \text{ mm}$$

$$u_{\text{tot}} = \frac{5 * 45,6 * (7500)^4}{384 * 2,1 * 10^5 * 351,0 * 10^6} * \left(1 + 3,12 * \left(\frac{250}{7500} \right)^2 * \left(\frac{562}{2 * 6} - \left(\frac{190}{250} \right)^2 * \left(\frac{562}{2 * 6} - 1 \right) \right) \right) = 27,3 \text{ mm} < \frac{7500 \text{ mm}}{200} = 37,5 \text{ mm}$$

Benytter THP250

Branddimensjonering:

$$6.11b) q_{fi,d} = \left(3,91 \frac{\text{kN}}{m^2} + 0,3 * \left(3,6 \frac{\text{kN}}{m^2} + 0,91 \frac{\text{kN}}{m^2} \right) \right) * \left(\frac{10,6m}{2} + \frac{6,6m}{2} \right) = 45,3 \frac{\text{kN}}{m}$$

$$V_{fi,Ed} = \frac{45,3 \frac{kN}{m} * 7,5m}{2} = 170 kN$$

$$M_{Ed,fi} = \frac{45,3 \frac{kN}{m} * (7,5m)^2}{11} = 231,65 kNm$$

R60, med 10mm gips

$$\theta_a = 318 * \left(\left(54 * \frac{0,20}{0,01} \right)^{0,2} - 2,54 \right) = 488,9$$

Benytter tabell 3,1 i eurokode 3, og interpolerer mellom 400 og 500 grader celsius $\rightarrow k_{y,\theta}=0,82$

(Norge Standard 2005c)

$$V_{Pl,Rd} = \frac{26200mm^2 * 355 \frac{N}{mm^2}}{1,05 * \sqrt{3}} = 5114,2 kN > V_{Ed} = 356,25 kN$$

$$V_{fi,\theta,Rd} = 0,82 * 5114,2kN * \frac{1,05}{1,0} = 4403,3 kN > V_{fi,Ed} = 170,0kN$$

$$V_{Ed} < 0,5 * V_{Rd} \rightarrow \rho = 0 \rightarrow f_{v,d} = 355 \frac{N}{mm^2}$$

$$M_{fi,Rd,0} = \frac{355 \frac{N}{mm^2}}{1,05} * 2946 * 10^3 mm^3 = 996,0 kNm$$

$$M_{fi,Rd} = 0,82 * 996,0 kNm = 826,72 kNm > 231,65 kNm \quad \text{Ok!}$$

$$\text{Restkapasitet: } \left(1 - \frac{231,65 kNm}{826,7 kNm} \right) = 71,6 \%$$

(Larsen, 2010, p. 521)

Bjelken er godkjent for R60 med 10mm gips.

Notat: Dekket og bjelken brukes med samme dimensjoner i 2. og 3. etasje uten videre beregninger fordi de har lavere last enn taket.

Vedlegg 14- Mest belastet EHP- stålbjelke- håndbergeninger av bæresystem 2

Det lyktes ikke gruppen å innhente profildata for EHP 250 som er den riktige EHP til HD265, men vi har tilgang til profildata for EHP 300 og bruker dette.

$$6.10a) 1,35 * 3,91 \frac{kN}{m^2} * \frac{5,25m}{2} + 1,05 * \left(3,6 \frac{kN}{m^2} + 0,91 \frac{kN}{m^2} \right) * \frac{5,25m}{2} = 26,3 \frac{kN}{m}$$

$$6.10b) 1,2 * 3,91 \frac{kN}{m^2} * \frac{5,25m}{2} + 1,25 * \left(3,6 \frac{kN}{m^2} + 0,7 * 0,91 \frac{kN}{m^2} \right) * \frac{5,25m}{2} = 29,0 \frac{kN}{m}$$

$$M_{Ed} = \frac{29,0 \frac{kN}{m} * (7,5m)^2}{8} = 203,91 kNm$$

$$W_{y,min} = \frac{203,91 * 10^6 Nmm}{\left(\frac{355 \frac{N}{mm^2}}{1,05} \right)} = 603 * 10^3 mm^3 \rightarrow$$

Velger EHP 300x5, 190x20, 315x20 ($W_y = 1292 * 10^3 mm^3$)

$$V_{Ed} = \frac{29,0 \frac{kN}{m} * 7,5m}{2} = 108,8 kN$$

$$A_{sw,min} = \frac{108,8 * 10^3 N}{\left(\frac{355 \frac{N}{mm^2}}{1,05 * \sqrt{3}} \right)} = 557,4 mm^2 < 13100 mm^2 \quad \text{Ok!}$$

Nedbøying: Kvasipermanent lastkombinasjon.

$$q_d = \frac{5,25m}{2} * \left(3,91 \frac{kN}{m^2} + 0,3 * \left(3,6 \frac{kN}{m^2} + 0,91 \frac{kN}{m^2} \right) \right) = 13,82 \frac{kN}{m}$$

$$u_{tot} = \frac{5 * 13,82 \frac{N}{mm} * (7500mm)^4}{384 * 2,1 * 10^5 * 24130 * 10^3} + \left(1 + 3,12 * \left(\frac{300}{7500} \right)^2 * \left(\frac{190}{7500} - \left(\frac{260}{300} \right)^2 * \left(\frac{190}{10} - 1 \right) \right) \right) =$$

$$12,2mm$$

$$u_{tot} < \frac{l}{200}$$

$$12,2mm < \frac{7500mm}{200} = 37,5mm \quad \text{Ok!}$$

Branddimensjonering:

$$6.11b) q_{fi,d} = \left(3,91 \frac{kN}{m^2} + 0,3 * \left(3,6 \frac{kN}{m^2} + 0,91 \frac{kN}{m^2} \right) \right) * \frac{5,25m}{2} = 13,82 \frac{kN}{m}$$

$$V_{fi,Ed} = \frac{13,82 \frac{kN}{m} * 7,5m}{2} = 51,83 kN$$

$$M_{Ed,fi} = \frac{13,82 \frac{kN}{m} * (7,5m)^2}{11} = 70,7 kNm$$

$$\left(\frac{A_m}{V} \right) = \frac{0,315m + 0,02 * 2}{0,315m * 0,02m + 0,3m * 0,005m * 2 + 0,19m * 0,02m} = 27,1 m^{-1}$$

R60 med 10mm gips:

$\theta_a = 318 * \left(\left(27,1 * \frac{0,2}{0,01} \right)^{0,2} - 2,54 \right) = 312,3 \rightarrow$ *Leser av tabell 3.1: $k_{y,\theta} = 1,0$ (Standard Norge 2005c)*

Tverrsnittsareal: $315\text{mm} * 20\text{mm} + 300\text{mm} * 5\text{mm} * 2 + 190\text{mm} * 20\text{mm} = 13100\text{mm}^2$

$$V_{Pl,Rd} = \frac{13100\text{mm}^2 * 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,05 * \sqrt{3}} = 2557,1 \text{ kN} > V_{Ed} = 108,8 \text{ kN}$$

$$V_{fi,\theta,Rd} = 1,0 * 2557,1\text{kN} * \frac{1,05}{1,0} = 2685,0 \text{ kN} > V_{fi,Ed} = 51,8\text{kN}$$

$$V_{Ed} < 0,5 * V_{Rd} \rightarrow \rho = 0 \rightarrow f_{v,d} = 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$M_{fi,Rd,0} = \frac{355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,05} * 1294 * 10^3 \text{mm}^3 = 437,5 \text{ kNm}$$

$$M_{fi,Rd} = 1,0 * 437,5 \text{ kNm} = 437,5 \text{ kNm} > 70,7 \text{ kNm} \quad \text{Ok!}$$

(Standard Norge 2005c)

$$\text{Restkapasitet: } \left(1 - \frac{70,7 \text{ kNm}}{437,5 \text{ kNm}} \right) = 84,8 \%$$

Vedlegg 15- Mest belastede betongsøyle i kjeller - håndbergeninger av bæresystem 2

Laster:

$$EL, \text{ bjelke} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * (0,5\text{m} - 0,25\text{m}) * 0,3\text{m} = 1,89 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$EL, \text{ vegg} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,2\text{m} * (9,5\text{m} - 0,25 * 3) = 43,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$EL, \text{ inv. dekke} = (3,70 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}) * 7,5\text{m} + 0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 7,5\text{m} = 33,08 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$EL, \text{ tak} = (3,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}) * 7,5\text{m} = 29,33 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$NL, \text{ 1.2.3. etg} = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 7,5\text{m} = 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$NL, \text{ tak, snø} = 4,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0,8 * 7,5\text{m} = 27 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$NL, \text{ tak, vind sone I} = 0,121 \text{kN/m}^2 * 7,5\text{m} = 0,91 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ekstra snølast ved oppstikkende brannvegg (0,5m):

$$\mu_w = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * \frac{0,5\text{m}}{4,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} = 0,22 < 0,8 \rightarrow \text{Ingen ekstra snølast ved oppstikkende brannvegg.}$$

$$6.10a): 1,35 * (29,33 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 33,08 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 3_{\text{etg}} + 1,89 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 43,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}) + 1,05 * (15 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 3_{\text{etg}} + 27 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 0,91 \frac{\text{kN}}{\text{m}}) = 311,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \rightarrow \text{dimensjonerende last}$$

$$6.10b): 1,2 * (46,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 33,08 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 3_{\text{etg}} + 1,89 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 43,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}) + 1,5 * (15 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 3_{\text{etg}} + 27 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 0,7 + 0,91 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 0,7) = 305,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$N_{\text{ed}} = 311,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * (\frac{6,6\text{m}}{2} + \frac{5,30\text{m}}{2}) = 1854,6 \text{ kN}$$

Grunnlag for videre dimensjonering:

$$\text{Betong kvalitet: B30} \rightarrow F_{\text{cd}} = 17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{B500C} \rightarrow f_{\text{yd}} = 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$C_{\text{nom}} = 25\text{mm}$$

$$\Phi_{ef}=2,5$$

$$L_0=2,5\text{m}$$

Prøver søyledimensjon: 300mm x300mm

$$\emptyset_B=8\text{mm} \quad \emptyset_L=32 \text{ mm} \quad C_{nom}=25\text{mm}$$

$$d=300-(25 + 1,15 * 8+ 1,1,5 * 0,5 * 32)= 247,4 \text{ mm}$$

$$n = \frac{1854,6 * 10^3 N}{17 \frac{N}{\text{mm}^2} * (300\text{mm})^2} = 1,21$$

Søylen er ikke en del av avstivningssystemet, så overliggende forbindelser må ikke armeres som en stiv ramme. Derfor trenger ikke søylen dimensjoneres for moment når overliggende forbindelse anses som leddet. $M_{oc}=0$.

$$e_E = \frac{M_{0e}}{N_{ed}} = \frac{0}{1854,6 \text{ kN}} = 0$$

$$e_i \frac{l_0}{400} = \frac{2500\text{mm}}{400} = 6,25\text{mm}$$

$$\text{Slankhet: } \lambda = \frac{2500\text{mm}}{0,289 * 300\text{mm}} = 28,84$$

$$A_{s, \min} = 0,01 * (300\text{mm})^2 = 900\text{mm}^2$$

$$A_{s, \max} = 0,08 * (300\text{mm} * 300\text{mm}) = 7200\text{mm}^2$$

$$\text{Prøver: } 2\emptyset 32 \rightarrow \sum A_s = 1608\text{mm}^2 \quad \rightarrow w = \frac{1608\text{mm}^2 * 435\text{N/mm}^2}{17\text{N/mm}^2 * (300\text{mm})^2} = 0,457$$

$$\lambda_{n, \lim} = 10,8 \text{ når } \frac{M_{01}}{M_{02}} = 1,0$$

$$\lambda_n = \lambda * \sqrt{\frac{n}{1+2*w}} = 28,84 * \sqrt{\frac{1,21}{1+2*0,457}} = 22,9 > \lambda_{n, \lim} \rightarrow 2. \text{ ordens forskyvning medtas}$$

$$e_2 = \frac{l_0^2}{10} * \frac{1}{r} = \frac{l_0^2}{10} * \frac{2-n}{1,6} * \left(1 + \left(0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} \right) * \varphi_{ef} \right) * \frac{0,004831}{d} \geq \frac{l_0^2}{10} * \frac{0,0045}{d}$$

$$e_2 = \frac{l_0^2}{10} * \frac{1}{r} = \frac{(2500\text{mm})^2}{10} * \frac{2-1,21}{1,6} * \left(1 + \left(0,35 + \frac{30}{200} - \frac{28,84}{150} \right) * 2,5 \right) * \frac{0,004831}{247,4\text{mm}} \geq \frac{(2500\text{mm})^2}{10} * \frac{0,0045}{247,4\text{mm}}$$

$$e_2 = \frac{(2500\text{mm})^2}{10} * \left(0,874 * \frac{0,004831}{247,4\text{mm}} \right) \geq \frac{(2500\text{mm})^2}{10} * \frac{0,0045}{247,4\text{mm}}$$

$$e_2 = 10,67 \leq 11,37 \text{ (Merk: Her brukes den høyeste verdien)}$$

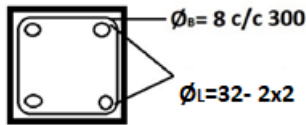
$$e_2 = 11,37\text{mm}$$

$$e_{\text{tot}} = e_i + e_e + e_2 = 6,25\text{mm} + 0 + 11,37\text{mm} = \underline{17,62\text{mm}}$$

$$\frac{h'}{h} = \frac{200\text{mm}}{300\text{mm}} = 0,67 \quad m = 1,21 * \frac{17,62\text{ mm}}{300\text{mm}} = 0,076 \quad \rightarrow W_{\text{maks}} = \underline{0,27}$$

$$A_s = 0,27 * (300\text{mm})^2 * \frac{17\text{N/mm}^2}{435\text{ N/mm}^2} = 949,7\text{mm}^2 < 1608\text{mm}^2 \text{ OK!}$$

Bruk 2x 2 – ø 32 som vist i illustrasjonen under.



Brannteknisk dimensjonering

Søylen må minst tilfredsstillere brannkravet R60.

$$N_{0ED,fi} = 1,0 * ((46,9\text{kN/m} + 33,08\text{ kN/m} * 3_{\text{etg}} + 1,89\text{ kN/m} + 43,75\text{kN/m}) + 0,3 * (15\text{ kN/m} * 3_{\text{etg}} + 27\text{ kN/m} + 0,91\text{ kN/m})) * 6,6\text{m} = 1294,1\text{ kN}$$

$$M_{0ED,fi} = 0$$

$$B_{\text{min}} = 300\text{mm}$$

$$a = (25\text{mm} + 1,15 * 8\text{mm} + 1,15 * 0,5 * 32) = 52,6$$

$$L_{0,fi} = 2,5\text{m}$$

Branndimensjonering

Kontroll om søylen er innenfor metode A sine begrensninger:

- $L_{0,fi} = 2,5\text{m} \leq 3\text{m} \rightarrow \text{OK!}$
- $e = \frac{M_{0ED,fi}}{N_{ED,fi}} = 0 \leq e_{\text{max}} = 0,25 * 300\text{mm} = 75\text{mm} \rightarrow 0 \leq 75\text{mm} \rightarrow \text{OK!}$
- Armerings mengde: $A_s < 0,04 * A_c \rightarrow 4 * \frac{\pi * (40\text{mm})^2}{4} < 0,04 * (300\text{mm})^2 \rightarrow 3217 > 3600 \rightarrow \text{OK!}$

Branndimensjonering

Søylen er firesidig eksponert og med tversnittdimensjon: $b = 300 > 250$ og armeringsdybde: $a = 52,6\text{mm} > 46\text{mm} \rightarrow$ Tilfredsstillere søylen brannmotstanden R60 i henhold til metode A og tabell D4.11 i betongelementboka bind D (Betongelementforeningen, 2017, s.40)

Vedlegg 16- Mest belastede betongbjelke i kjeller - håndbergeninger av bæresystem 2

$$b = 300\text{mm} \quad h = 600\text{mm} \quad l = 7500\text{mm}$$

Laster:

$$EL, \text{vegg} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,2\text{m} * (9,5\text{m} - 0,25 * 3) = 43,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$EL, \text{inv. dekke} = (3,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}) * 7,5\text{m} + 0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 7,5\text{m} = 33,08 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$EL, \text{tak} = (3,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}) * 7,5\text{m} = 29,33 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$NL, \text{1.2.3. etg} = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 7,5\text{m} = 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$NL, \text{tak, snø} = 4,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0,8 * 7,5\text{m} = 27 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$NL, \text{tak, vind sone I} = 0,121 \text{kN/m}^2 * 7,5\text{m} = 0,91 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ekstra snølast ved oppstikkende brannvegg (0,5m):

$$\mu_w = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * \frac{0,5\text{m}}{4,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} = 0,22 < 0,8 \rightarrow \text{Ingen ekstra snølast ved oppstikkende brannvegg.}$$

$$6.10a) q_d = 1,35 * \left(29,33 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 33,08 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 46,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) + 1,05 * \left(15 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 3\text{etg} + 27 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 0,91 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) = 224,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$6.10b) q_d = 1,2 * \left(29,33 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 33,08 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 46,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) + 1,5 * \left(15 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 3\text{etg} + 0,7 * 27 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 0,7 * 0,91 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) = 228,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Beregner først med $d = 400$

$$M_{Ed} = \frac{228,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * (6,6\text{m})^2}{11} = 902,9 \text{ kNm}$$

$$M_{cd} = 0,2952 * 17 * 200 * 400^2 = 240,9 \text{ kNm}$$

$$A_s = \frac{240,9 * 10^6 \text{ Nmm}}{435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 0,82 * 400\text{mm}} + \frac{(1058,5 - 240,9) * 10^6 \text{ Nmm}}{435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 360\text{mm}} = 1688,4 \text{ mm}^2 + 5521,0 \text{ mm}^2 = 6909,4 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{maks}} (\text{Ø}32) = \frac{300 + 2 * 32 - 2,3 * 8 - 2 * 25}{3,15 * 32} = 2,93 \rightarrow \text{Det er plass til Maksimalt 2 jern i bredden}$$

$$n_{\text{maks}}(\text{Ø40}) = \frac{300+2*40-2,3*8-2*25}{3,15*40} = 2,47 \rightarrow \text{Det er plass til Maksimalt 2 jern i bredden}$$

Prøver Ø40, 2 stykk i bredden i 3 lag for både trykk og strekkarmering.

$$d = \frac{442\text{mm} + 370\text{mm} + 299\text{mm}}{3} = 470\text{mm}$$

$$h' = 370\text{mm} - \frac{58\text{mm} + 130\text{mm} + 202\text{mm}}{3} = 340\text{mm}$$

$$M_{\text{cd}} = 0,2952*17*200*470^2 = 332,6 \text{ kNm}$$

$$A_s = \frac{332,6*10^6 \text{ Nmm}}{435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 0,82 * 470\text{mm}} + \frac{(902,9-332,6)*10^6 \text{ Nmm}}{435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 340\text{mm}} = 2520,1\text{mm}^2 + 3856,0\text{mm}^2 = 6376,1\text{mm}^2$$

Strekkarmering: Bruk 6Ø40 ($A_s=7540\text{mm}^2$)

Trykkarmering: Bruk 6Ø40 ($A_s=7540\text{mm}^2$)

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\text{min}} = 0,1*300*\frac{\sqrt{30}}{500} = 0,329\text{mm}^2/\text{mm} \quad S_{\text{max}} = 0,6*340\text{mm} = 204\text{mm}$$

$$\text{Prøv Ø10 } \frac{157}{0,329} = 447,2\text{mm}$$

$$\text{Prøv Ø8 } \frac{101}{0,329} = 306\text{mm}$$

$$\text{Ø8: } \frac{101}{200} = 0,505\text{mm}^2/\text{mm}$$

Skjærarmering: Bruk bøyle Ø8 c/c 200

Nedbøying

$$\frac{l}{d} = \frac{6600}{470} = 14,1 \leq 1,3 (11+1,5 * \sqrt{30}*(-0,267) + \frac{1}{12} * \sqrt{30} * \sqrt{13,53}) = 16,5 \text{ OK}$$

$$\frac{\rho_0}{\rho - \rho'} = \frac{\frac{1}{183}}{\left(\frac{7540}{300*470}\right) - \left(\frac{7540}{300*340}\right)} = -0,267 \rightarrow = 0,0$$

Siden trykkarmeringen er stor i forhold til skjærarmeringen gir formelen oss et negativt svar selv om mer armering i praksis vil gi bedre nedbøying motstand. Velger derfor å gå videre med 0,0 som, etter min forståelse er minste mulige sum av denne brøken.

$$\frac{\rho'}{\rho_0} = \frac{\left(\frac{7540}{300*340}\right)}{\left(\frac{1}{183}\right)} = 13,53$$

Riss:

$$h_{c,eff} = \min\{ 2,5*(600-470); 600 - 0,4*470; 600/2\} = 300\text{mm}$$

$$A_{c,eff} = 300*300 = 90\,000\text{mm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{902,9*10^6}{\left(1 - \frac{0,5}{3}\right)*7540*470} = 305,7 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = \frac{305,7}{200\,000} \left(1 - 0,4 * \frac{2,9}{305,7} \left(\frac{90\,000}{7540} + \frac{200\,000}{33\,000}\right)\right) = 0,0014 \geq 0,6 * \frac{305,7}{200\,000} \rightarrow 0,0017 \geq 0,00092$$

$$S_{r,max} = 3,4*25 + 0,17*40 * \frac{90\,000}{7540} = 166,17\text{mm}$$

$$W_k = 166,17*0,0017 = 0,282\text{mm}$$

Branndimensjonering:

Regnes som kontinuerlig bjelke, tab 5.6 gjelder.

(Sjekker strekkarmering over støtte og avstand $0,3 l_{eff}$)

Armering ved brann:

$$A_{s, req}(0) = 2631 \text{ mm}^2 \text{ (i bruddgrensetilstand ble 6- } \phi 40 \text{ valgt } \rightarrow A_s = 7540\text{mm}^2)$$

$$L_{eff} = 6,6\text{m}$$

$$0,3 \times L_{eff} = 1,98\text{m}$$

Beregning av forankringslengde:

$$L_{b, reqd} = \frac{1}{4} * \varphi_L * \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{1}{4} * 40 * \frac{435}{2,54} = 1712,6\text{mm}$$

$$F_{bd} = 2,25 * f_{cd} = 2,25 * 1,13 = 2,54 \text{ N/mm}^2$$

$\sigma_{sd} = 435 \text{ N/mm}^2$ Regner full armerings utnyttelse, forenklet metode til sikker side.

$$L_{bd} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * l_{b, reqd} = 1712,6\text{mm}$$

$\alpha_1 - \alpha_5 = 1,0$ regner uten reduksjon til sikker side

Nødvendig stanglengde er $2 \times (2\text{m} \times l_{bd}) = 6,67\text{m} > 6 \text{ m} \rightarrow$ Skjøting er nødvendig.

Kontroll/vurdering av armeringsmengde:

Det settes krav til strekkarmering $0,3 \times l_{eff} = 1980\text{mm}$ fra opplegg. Vi har strekkarmering til $\frac{6,67\text{m}}{2} = 3,335\text{m}$ fra opplegg. Sånn sett er kravet tilsynelatende oppfylt siden $3,335\text{m} > 1,89\text{m}$,

men vi kan ikke regne med full kraft til strekkarmeringens ende siden den må overføres via heft i betongen. Derfor trengs ytterligere kontroll. Fra momentnullpunktet kan vi regne med

en lineær reduksjon av kapasitet. Vi regner med full kapasitet for de 4 stengene av bjelkeoverside.

$$A_{s, \text{req}}(x) = 2619 \text{mm}^2 \times \left(1 - 2,5 \frac{1980 \text{mm}}{6600 \text{mm}}\right) = 655 \text{mm}^2 < 3217 \text{mm}^2 \rightarrow \text{OK!}$$

$$a = C_{\text{nom}} + \varphi_B + \frac{\varphi_L}{2} = 25 + 8 + \frac{40}{2} = 53 \text{mm}$$

$$b_{\text{min}} = 300 \text{mm}$$

Tabell 5.6 kontinuerlig bjelke: Kolonne 3 gir R120. Dette tilfredsstillers brannkravet for leilighetsbygget i parkeringskjellerne \rightarrow OK!

Vedlegg 17- Kontroll av de horisontale lastene i bæresystemene

For å sikre at bæresystem 2 har tilstrekkelig avstivning er det valgt tilsvarende skiveløsning som i avstivningsystemet til bæresystem 1. Se vedlegg 7 for illustrasjon av skivene i avstivningsystemet og medfølgende beregninger.

På grunn av at bæresystemene har lik fasade, ble også vindtrykket det samme på hvert av dem. Den eneste forskjellen i horisontale krefter ble egenlastens bidrag på den totale skjevlasten. Beregningsprosedyrene er identiske med for begge bæresystemene. For utfyllende beregninger se vedlegg 7.

Horisontal last som følge av skjevstillingen:

Følgende egenlastelaster inngår i beregningen av bidrag til skjevlasten i bæresystem 2:

$$\text{Hulldekke 265: } \frac{370 \text{ kg/m}^2 \times 9,81}{1000} = 3,63 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{RHS søyle: } \frac{52,5 \text{ kg/m} \times 9,81}{1000} = 0,52 \text{ kN/m}$$

$$\text{Betongvegger: } 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Betong dekke i heis/trappesjakt: } 6,25 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{EL innervegger inkl. Elektriske føringer: } 0,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} H, EL_{\text{etg.}} &= 0,00263523 \times ((3,63 \text{ kN/m}^2 + 0,5 \text{ kN/m}^2) \times 1542,16 \text{ m}^2 + 6,25 \text{ kN/m}^2 \times \\ &38,81 \text{ m}^2 + 3,63 \text{ kN/m}^2 \times 236,25 \text{ m}^2 + 0,52 \text{ kN/m} \times 9 \text{ m} \times 12 \text{ stk} + 25 \text{ kN/m}^3 \times 3 \text{ m} \times \\ &7,696 \text{ m}^2 + 25 \text{ kN/m}^3 \times ((0,2 \text{ m} \times 30 \text{ m} \times 3 \text{ m}) + (0,2 \text{ m} \times 30 \text{ m} \times 2,735 \text{ m})) = 39,46 \text{ kN} \\ 39,46 \text{ kN} &< 41,63 \text{ kN (H, EL}_{\text{etg.}} \text{ i bæresystem 1)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H, EL_{\text{tak}} &= 0,0026352 \times 3,63 \text{ kN/m}^2 \times (38,81 \text{ m}^2 + 7,7 \text{ m}^2 + 52,5 \times 30) = 15,5 \text{ kN} \\ 15,5 &< 26,71 \text{ kN (H, EL}_{\text{tak}} \text{ i bæresystem 1)} \end{aligned}$$

Den totale differansen på karakteristiske egenlast i de to bæresystemene som følge av skjevstillingen er: $(41,63 \text{ kN} + 26,71 \text{ kN}) - (39,45 \text{ kN} + 15,5 \text{ kN}) = \underline{13,38 \text{ kN}}$

Ved å gjøre lastene dimensjonerende gir dette følgende «Horisontal last i bruddgrensetilstand for dekke»:

$$H_y (\text{bæresystem 2}) = 250,34 \text{ kN} \quad < \quad H_y (\text{bæresystem 1}) = 253,47,34 \text{ kN}$$

$$H_x (\text{bæresystem 2}) = 149,26 \text{ kN} \quad < \quad H_x (\text{bæresystem 1}) = 152,38 \text{ kN}$$

Differansen på den dimensjonerende horisontale lasten som avstivningsystemet må dimensjoneres for er så liten at den ikke vil ha innvirkning på dimensjonene til

bygningssystemene i avstivningsystemet. Avstivningsystemet i begge bæresystemene er derfor satt til å være helt identiske, uten videre beregninger.

Vedlegg 18- Utskrifter fra Focus- bæresystem 2

Bæresystem 2-Tverrsnitt 1

Beregning utført: 05.05.2020 20.14.11

Focus Konstruksjon 2020

INNHOILDSFORTEGNELSE

1. KONSTRUKSJONSMODELL OG LASTER	2
1.1. MATERIALDATA	2
2. BEREGNINGER	2
2.1. RESULTATER GRAFISK	2
2.1.1. Forskyvning	2
2.1.2. Moment om y-akse - segmenter	3
2.1.3. Moment om z-akse - segmenter	3
2.1.4. Torsjonsmoment - segmenter	3
2.1.5. Aksialkraft - segmenter	4
2.1.6. Skjærkraft i z-retning - segmenter	4
2.1.7. Skjærkraft i y-retning - segmenter	4
2.1.8. Membrankraft i x-retning - skall	5
2.1.9. Membrankraft i y-retning - skall	5
2.1.10. Membranskjærkraft - skall	5
2.1.11. Moment om x-akse - skall	6
2.1.12. Moment om y-akse - skall	6
2.1.13. Vridningsmoment - skall	6
2.1.14. Skjærkraft i xz-planet - skall	7
2.1.15. Skjærkraft i zy-planet - skall	7
3. KAPASITETSKONTROLL	7
3.1. EN 1992 UTNYTTELSESGRAD, SEGMENTER	7
3.1. EN 1992 UTNYTTELSESGRAD, SKALL	10
3.2. KAPASITETSKART	15

Studentversjon

05.05.2020

Side: 3

1. KONSTRUKSJONSMODELL OG LASTER

1.1. MATERIALDATA

1 S355, Stål Material: Stål
Fasthetsklasse: S355
Varmeutv.koeff.: $1,20e-005 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
E-modul: $2,1000e+005 \text{ N/mm}^2$
Total vekt: 361,70 kN
Karakteristiske fasthetsparametre:
 $f_{y1} = 355,00 \text{ N/mm}^2$ for godstykkelse $\leq 40,0 \text{ mm}$
 $f_{y2} = 335,00 \text{ N/mm}^2$ for godstykkelse $\leq 80,0 \text{ mm}$
 $f_{y3} = 335,00 \text{ N/mm}^2$ for godstykkelse $> 80,0 \text{ mm}$
Tyngdetetthet: $77,01 \text{ kN/m}^3$
G-modul: $8,1000e+004 \text{ N/mm}^2$

2 Hulledekk Ntnu Material: Vilkårlig
Varmeutv.koeff.: $1,20e-005 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
E-Modul x: $3,5000e+004 \text{ N/mm}^2$
E-Modul y: $1,1000e+002 \text{ N/mm}^2$
Tyngdetetthet: $13,00 \text{ kN/m}^3$
G-Modul: $1,1000e+002 \text{ N/mm}^2$
Total vekt: 5317,36 kN

3 B30, Betong Material: Betong
Varmeutv.koeff.: $1,00e-005 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
Fasthetsklasse: B30
Fasthet lengdearmering: $500,00 \text{ N/mm}^2$
Fasthet skjærammering: $500,00 \text{ N/mm}^2$
Beregn alltid i stadium 2? Nei
Ignorerer svinnet? Nei
Faktor k_{max} : 1,50
Tyngdetetthet: $25,00 \text{ kN/m}^3$
Relativ fuktighet [%]: 40,00
Alder [dager]: 28
Alder ved pålastning [dager]: 28
Alder da uttørring startet [dager]: 28
Er andel mer maksimal rissvidde? Nei
Dimensjonerende brukstid: 50 år
Total vekt: 7182,10 kN

Karakteristiske fasthetsparametre:
 $f_{ck} = 30,00 \text{ N/mm}^2$
 $f_{cm} = 38,00 \text{ N/mm}^2$
 $f_{ctk,0.95} = 3,60 \text{ N/mm}^2$
 $f_{ck,cube} = 37,00 \text{ N/mm}^2$
 $f_{ctk,0.05} = 2,00 \text{ N/mm}^2$
 $f_{ctm} = 2,90 \text{ N/mm}^2$

2. BEREGNINGER

2.1. RESULTATER GRAFISK

2.1.1. Forskyvning

Studentversjon - ikke for kommersielt bruk

05.05.2020

Side: 4



Største forskyvning: 38,7 mm

2.1.2. Moment om y-akse - segmenter



Største moment om y-akse: 364,48 kN-m

2.1.3. Moment om z-akse - segmenter

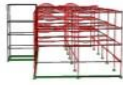


Største moment om z-akse: -142,89 kN-m

2.1.4. Torsjonsmoment - segmenter

Studentversjon - ikke for kommersielt bruk

Studentversjon



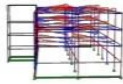
Sterste torsjonsmoment: 39,68 kN·m

2.1.5. Aksialkraft - segmenter



Sterste aksialkraft: -1938,98 kN

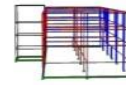
2.1.6. Skjærkraft i z-retning - segmenter



Sterste skjærkraft i z-retning: 208,15 kN

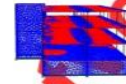
2.1.7. Skjærkraft i y-retning - segmenter

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk



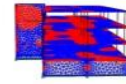
Sterste skjærkraft i y-retning: -88,80 kN

2.1.8. Membrankraft i x-retning - skall



Sterste membrankraft i x-retning: -1210,82 kN/m

2.1.9. Membrankraft i y-retning - skall



Sterste membrankraft i y-retning: -815,55 kN/m

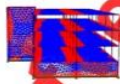
2.1.10. Membranskjærkraft - skall

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk



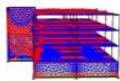
Sterste membranskjærkraft: -244,47 kN/m

2.1.11. Moment om x-akse - skall



Sterste moment om x-akse: -275,54 kNm/m

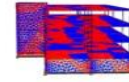
2.1.12. Moment om y-akse - skall



Sterste moment om y-akse: 251,37 kNm/m

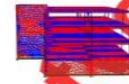
2.1.13. Vridningsmoment - skall

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk



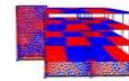
Sterste vridningsmoment: -127,98 kNm/m

2.1.14. Skjærkraft i zx-planet - skall



Sterste skjærkraft i zx-planet: -11372,24 kN/m

2.1.15. Skjærkraft i zy-planet - skall



Sterste skjærkraft i zy-planet: -2176,73 kN/m

3. KAPASITETSKONTROLL

3.1. EN 1992 UTVYTTTELSESGRAD, SEGMENTER

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

Bæresystem 2-Tverrsnitt 2

Beregning utført: 05.05.2020 20.16.59

Focus Konstruksjon 2020

05.05.2020

Side: 3

1. KONSTRUKSJONSMODELL OG LASTER

1.1. MATERIALDATA

1 Hullekke Ntnu	Material: Vilkårlig
Varmeutv.koeff.: 1,20e-005 °C ⁻¹	Tyngdeletthet: 13,00 kN/m ³
E-Modul x: 3,5000e+004 N/mm ²	G-Modul: 1,1000e+002 N/mm ²
E-Modul y: 1,1000e+002 N/mm ²	Total vekt: 5317,36 kN
2 S355, Stål	
Fasthetsklasse: S355	Material: Stål
Varmeutv.koeff.: 1,20e-005 °C ⁻¹	Tyngdeletthet: 77,01 kN/m ³
E-modul: 2,1000e+005 N/mm ²	G-modul: 8,1000e+004 N/mm ²
Total vekt: 328,70 kN	
Karakteristiske fasthetsparametre:	
f _y = 355,00 N/mm ² for godstykkelse <= 40,0 mm	
f _y = 335,00 N/mm ² for godstykkelse <= 80,0 mm	
f _y = 335,00 N/mm ² for godstykkelse > 80,0 mm	
3 B30, Betong	
Varmeutv.koeff.: 1,00e-005 °C ⁻¹	Material: Betong
	Tyngdeletthet: 25,00 kN/m ³
	Relativ fuktighet [%]: 40,00
Fasthetsklasse: B30	Alder [dager]: 28
Fasthet lengdearmering: 500,00 N/mm ²	Alder ved påleggning [dager]: 28
Fasthet skjærarmering: 500,00 N/mm ²	Alder da uttøking startet [dager]: 28
Beregn alltid i stadium 2? Nei	Er endelivert maksimal rissvidde? Nei
Ignorerer svinn? Nei	Dimensjonerende brukstid: 50 år
Faktor k_max: 1,50	Total vekt: 5745,38 kN
Karakteristiske fasthetsparametre:	
f _{ck} = 30,00 N/mm ²	f _{ck,cube} = 37,00 N/mm ²
f _{cm} = 38,00 N/mm ²	f _{tdk,0,05} = 2,00 N/mm ²
f _{tdk,0,95} = 3,60 N/mm ²	f _{ctm} = 2,90 N/mm ²

2. BEREGNINGER

2.1. RESULTATER GRAFISK

2.1.1. Forskyvning

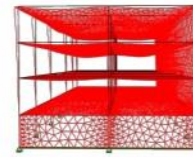
Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

INNHALDSFORTEGNELSE

1. KONSTRUKSJONSMODELL OG LASTER	2
1.1. MATERIALDATA	2
2. BEREGNINGER	2
2.1. RESULTATER GRAFISK	2
2.1.1. Forskyvning	2
2.1.2. Moment om y-akse - segmenter	3
2.1.3. Moment om z-akse - segmenter	3
2.1.4. Torsjonsmoment - segmenter	3
2.1.5. Aksialkraft - segmenter	4
2.1.6. Skjærkraft i z-retning - segmenter	4
2.1.7. Skjærkraft i y-retning - segmenter	4
2.1.8. Membrankraft i x-retning - skall	5
2.1.9. Membrankraft i y-retning - skall	5
2.1.10. Membranskjærkraft - skall	5
2.1.11. Moment om x-akse - skall	6
2.1.12. Moment om y-akse - skall	6
2.1.13. Vridningsmoment - skall	6
2.1.14. Skjærkraft i xz-planet - skall	7
2.1.15. Skjærkraft i zy-planet - skall	7
3. KAPASITETSKONTROLL	7
3.1. EN 1992 UTNYTTELSESGRAD, SEGMENTER	7
3.1. EN 1992 UTNYTTELSESGRAD, SKALL	10
3.2. KAPASITETSKART	13

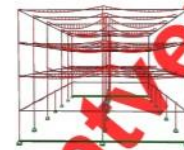
05.05.2020

Side: 4



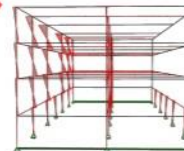
Største forskyvning: 34,3 mm

2.1.2. Moment om y-akse - segmenter



Største moment om y-akse: 359,74 kN-m

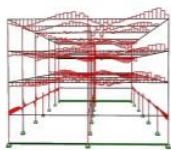
2.1.3. Moment om z-akse - segmenter



Største moment om z-akse: 142,18 kN-m

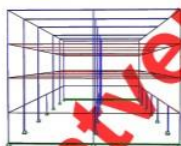
2.1.4. Torsjonsmoment - segmenter

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk



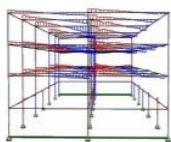
2.1.5. Aksialkraft - segmenter

Største torsjonsmoment: 28,01 kN·m



2.1.6. Skjærkraft i z-retning - segmenter

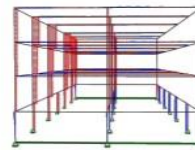
Største aksialkraft: -1799,61 kN



2.1.7. Skjærkraft i y-retning - segmenter

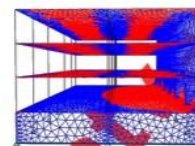
Største skjærkraft i z-retning: -239,99 kN

Studentversjon - ikke for kommersielt bruk



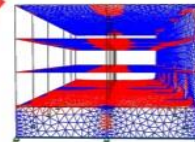
2.1.8. Membrankraft i x-retning - skall

Største skjærkraft i y-retning: 85,14 kN



2.1.9. Membrankraft i y-retning - skall

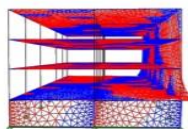
Største membrankraft i x-retning: -2806,47 kN/m



2.1.10. Membranskjærkraft - skall

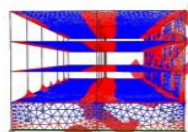
Største membrankraft i y-retning: -610,15 kN/m

Studentversjon - ikke for kommersielt bruk



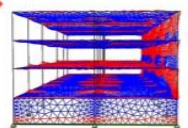
2.1.11. Moment om x-akse - skall

Største membranskjærkraft: -377,33 kN/m



2.1.12. Moment om y-akse - skall

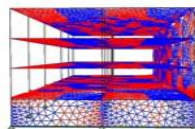
Største moment om x-akse: 97,39 kNm/m



2.1.13. Vridningsmoment - skall

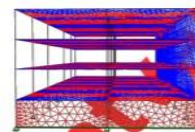
Største moment om y-akse: 201,86 kNm/m

Studentversjon - ikke for kommersielt bruk



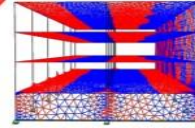
2.1.14. Skjærkraft i xz-planet - skall

Største vridningsmoment: 59,26 kNm/m



2.1.15. Skjærkraft i zy-planet - skall

Største skjærkraft i xz-planet: -1655,83 kN/m



Største skjærkraft i zy-planet: -345,00 kN/m

3. KAPASITETSKONTROLL**3.1. EN 1992 UTNYTTELSESGRAD, SEGMENTER**

Studentversjon - ikke for kommersielt bruk

Seg. nr	Snitt [mm]	Bøyi/Aks	Skjær/Tor	Info
113	2750	0,68	0,05	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om z-aksen
120	0	0,03	0,34	EN 1992-1-1 6.3.2 (4), (6.29)
85	6270	0,35	0,57	EN 1992-1-1 6.3.2 (4), (6.29)
81	1085	0,68	0,00	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
127	2750	0,46	0,05	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
94	0	0,35	0,02	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
87	5280	0,63	0,01	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
73	2750	0,46	0,05	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
90	2750	0,78	0,07	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om z-aksen
88	2750	0,77	0,06	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om z-aksen
109	0	0,33	0,43	EN 1992-1-1 6.3.2 (4), (6.29)
78	2043	0,03	0,32	EN 1992-1-1 6.3.2 (4), (6.29)
67	2750	0,12	0,05	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om z-aksen
121	2613	0,11	0,04	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
97	2750	0,62	0,10	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om z-aksen
103	0	0,36	0,59	EN 1992-1-1 6.3.2 (4), (6.29)
106	2750	0,76	0,06	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om z-aksen
93	4300	0,37	0,33	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
79	0	0,42	0,07	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
82	2750	0,67	0,05	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om z-aksen
110	0	0,48	0,57	EN 1992-1-1 6.3.2 (4), (6.29)
96	1000	0,61	0,00	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen

Studentversjon - ikke for kommersielt bruk

Seg. nr	Snitt [mm]	Bøyi/Aks	Skjær/Tor	Info
71	0	0,86	0,14	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
72	6600	0,88	0,22	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
73	0	0,77	0,13	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
52	3125	0,38	0,10	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om z-aksen
53	2813	0,69	0,03	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om z-aksen
64	0	0,41	0,18	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om z-aksen
65	0	0,40	0,05	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om z-aksen
76	3000	0,44	0,28	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om z-aksen
77	0	0,15	0,05	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om z-aksen
100	3125	0,66	0,08	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om z-aksen
101	2656	0,77	0,03	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om z-aksen
108	0	0,36	0,16	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om z-aksen
109	0	0,68	0,04	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om z-aksen
116	3000	0,44	0,27	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om z-aksen
117	0	0,45	0,05	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om z-aksen

3.1. EN 1992 UTNYTTelsesGRAD, SKAEL

Skall nr.	PosX [mm]	PosY [mm]	Bøyi/Aks	Skjær/Tor	Info
51	-1375	-3750	0,05		EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
	-1375	0	0,14		EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
	-1375	-3750	0,14		EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
	1375	-3750	0,19	0,03	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
	1375	3750	0,58	0,03	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
28	-1375	-3750	0,33		EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
	-1375	0	0,15		EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
	-1375	3750	0,16		EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
	1375	-3750	0,59	0,03	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
	1375	3750	0,56	0,03	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen

Studentversjon - ikke for kommersielt bruk

Seg. nr	Snitt [mm]	Bøyi/Aks	Skjær/Tor	Info
70	2750	0,35	0,02	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
76	0	0,13	0,00	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
84	2750	0,72	0,06	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om z-aksen
102	0	0,61	0,00	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
112	2750	0,72	0,06	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om z-aksen
99	2750	0,78	0,07	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om z-aksen
108	2750	0,78	0,07	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om z-aksen
116	3100	0,42	0,06	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
124	2750	0,34	0,03	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
105	0	0,34	0,31	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
118	2150	0,13	0,00	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
91	4085	0,31	0,56	EN 1992-1-1 6.3.2 (4), (6.29)
100	1000	0,35	0,02	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
115	3150	0,32	0,07	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
130	2750	0,89	0,03	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
131	137	0,86	0,02	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om z-aksen
132	0	0,41	0,01	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om z-aksen
133	137	0,86	0,02	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om z-aksen
134	137	0,84	0,03	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om z-aksen
68	5250	0,77	0,20	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
69	0	0,86	0,20	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
70	5300	0,85	0,10	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen

Studentversjon - ikke for kommersielt bruk

Seg. nr	Snitt [mm]	Bøyi/Aks	Skjær/Tor	Info
27	-1375	-3750	0,14	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
	-1375	0	0,14	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om x-aksen
	-1375	3750	0,05	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
	1375	-3750	0,59	0,03 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
	1375	3750	0,20	0,03 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om x-aksen
52	-1375	-3750	0,15	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
	-1375	0	0,15	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om x-aksen
	-1375	3750	0,33	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
	1375	-3750	0,56	0,03 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
	1375	3750	0,59	0,03 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
5	-17150	-2917	0,05	0,01 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om z-aksen
	-15000	-2917	0,01	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om x-aksen
	-11900	-2917	0,28	0,00 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om x-aksen
	-5300	-2917	0,26	0,00 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om x-aksen
	-1000	-2917	0,02	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om x-aksen
	-17150	4583	0,10	0,01 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om x-aksen
	-11900	4583	0,28	0,00 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om x-aksen
	-5300	4583	0,28	0,00 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om x-aksen
	0	4583	0,32	0,00 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om x-aksen
	0	-2917	0,25	0,00 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om x-aksen
	1000	-2917	0,02	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om x-aksen
	5300	-2917	0,28	0,00 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om x-aksen
	11900	-2917	0,25	0,00 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om x-aksen
	15000	-2917	0,01	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om x-aksen
	17150	-2917	0,05	0,01 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om x-aksen
	5300	4583	0,27	0,00 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om x-aksen
	11900	4583	0,28	0,00 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om x-aksen
	17150	4583	0,09	0,01 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om x-aksen
6	-17153	-2917	0,31	0,01 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
	-15003	-2917	0,02	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
	-11853	-2917	0,45	0,00 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om x-aksen
	-5303	-2917	0,17	0,00 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
	-1003	-2917	0,02	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om x-aksen
	-17153	4583	0,07	0,01 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om x-aksen
	-11903	4583	0,30	0,00 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om x-aksen
	-5303	4583	0,29	0,00 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om x-aksen
	-3	4583	0,31	0,00 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om x-aksen
	-3	-2917	0,29	0,00 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om x-aksen
	997	-2917	0,02	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om x-aksen
	5297	-2917	0,17	0,00 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
	11897	-2917	0,16	0,00 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om x-aksen
	14997	-2917	0,03	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen
	17147	-2917	0,30	0,01 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøying om y-aksen

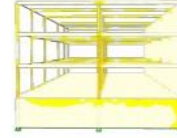
Studentversjon - ikke for kommersielt bruk

5297	4583	0,28	0,00	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om x-aksen
11897	4583	0,31	0,00	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om x-aksen
17147	4583	0,07	0,01	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om x-aksen
9	-1103	-17147	0,66	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
	-1103	-14997	0,06	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om x-aksen
	-1103	-11897	0,03	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
	-1103	-5297	0,11	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om x-aksen
	-1103	-997	0,06	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om x-aksen
	-1103	3	0,08	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
	-1103	1003	0,02	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om x-aksen
	-1103	5303	0,06	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om x-aksen
	-1103	11853	0,06	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om x-aksen
	-1103	15003	0,06	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om x-aksen
	-1103	17153	0,66	EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
	2022	-17147	0,29	0,12 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om x-aksen
	2022	-11897	0,24	0,17 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
	2022	-5297	0,32	0,22 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
	1897	5303	0,26	0,68 EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
	2022	5303	0,81	0,68 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
	2022	17153	0,04	0,07 EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
	2022	11903	0,26	0,10 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
12	-1500	-11900	0,35	0,19 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
	-1500	-5300	0,53	0,35 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
	-1500	-17150	0,30	0,32 EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
	-1500	5300	0,88	0,88 EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
	-1500	11900	0,43	0,25 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
	-1500	17150	0,13	0,20 EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
	1500	-5300	0,52	0,08 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
	1500	-11900	0,42	0,01 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
	1500	-17150	0,29	0,17 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
	1500	5300	0,45	0,17 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
	1500	11900	0,45	0,11 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
	1500	17150	0,29	0,19 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
	-1500	4969	0,32	0,88 EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
15	-1500	-17150	0,23	0,19 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
	-1500	-11900	0,26	0,21 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
	-1500	-5300	0,40	0,46 EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
	-1500	5300	0,34	0,46 EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
	-1500	11900	0,28	0,19 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
	-1500	17150	0,12	0,03 EN 1992-1-1 6.1; MN-diagram, bøyning om y-aksen
	1500	-11900	0,37	0,54 EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
	1500	-5300	0,74	0,86 EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
	1500	-17150	0,27	0,32 EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc

Studentversjon - ikke for kommersielt bruk

1500	5300	0,62	0,79	EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
1500	11900	0,40	0,53	EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
1500	17150	0,23	0,29	EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc

3.2. KAPASITETSKART



Sterste kapasitetsutnyttelse: 89,17 % (EN 1993-1-1 6.2.1 Elastisk spenningskontroll)

Studentversjon - ikke for kommersielt bruk