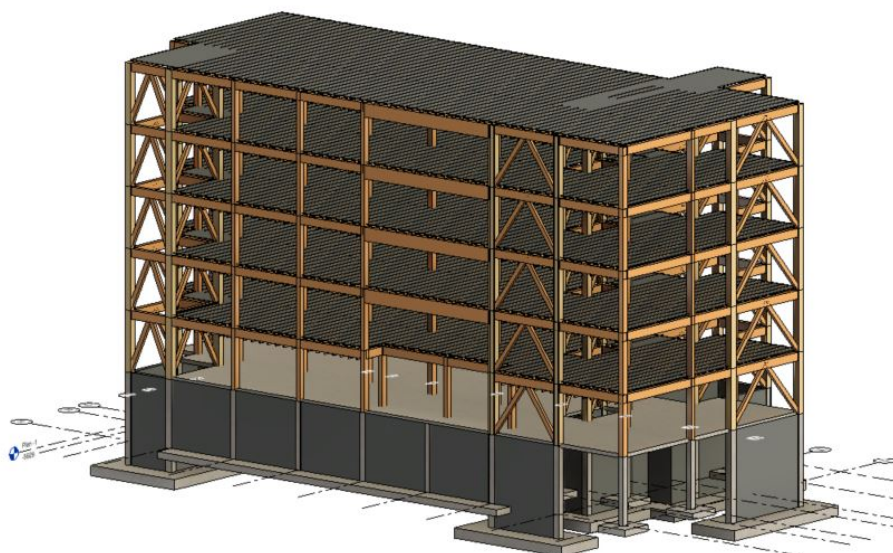


Helberg, Andreas Kolås
Owren, Erling Nyborg

Dimensjonering og sammenligning av bæresystem for et universitetsbygg

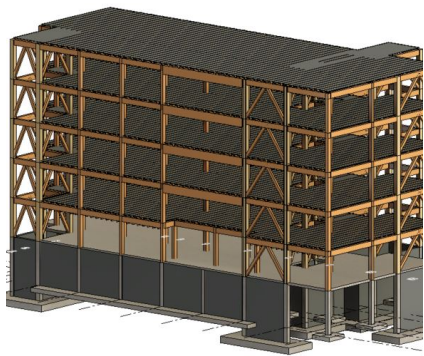
Bacheloroppgave i Bygg - Konstruksjon
Veileder: Fallsen, Harald Berg

Mai 2021



Helberg, Andreas Kolås
Owren, Erling Nyborg

Dimensjonering og sammenligning av bæresystem for et universitetsbygg



Bacheloroppgave i Bygg - Konstruksjon
Veileder: Fallsen, Harald Berg
Mai 2021

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for vareproduksjon og byggteknikk



Kunnskap for en bedre verden

Dimensjonering og sammenligning av bæresystem for et universitetsbygg

Helberg, Andreas Kolås
Owren, Erling Nyborg

Bachelor i ingeniørfag - bygg
Innlevert: mai 2021
Veileder: Fallsen, Harald Berg

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for vareproduksjon og byggingteknikk

Oppgavens tittel:	Dato: [20.05.21]		
Dimensjonering og sammenligning av bæresystem for et universitetsbygg	Antall sider rapport: [89]		
	Antall sider vedlegg: [135]		
	Masteroppgave:	Bacheloroppgave	x
Navn: Helberg, Andreas Kolås Owren, Erling Nyborg			
Veileder: Fallsen, Harald Berg			
Eventuelle eksterne faglige kontakter/ veiledere: Lande, Karl Even, Syljuåsen AS			

Sammendrag

Hensikten med bacheloroppgaven er å sammenligne CO₂-utslippet og etasjeskiller-høyden til et bæresystem i tre opp mot et gitt bæresystem i stål og betong. Samt finne en løsning på hvordan de tekniske løsningene i etasjeskilleren kan plasseres og optimaliseres i et dekke bestående av trematerialer. Oppdragsgiver er Syljuåsen AS på Gjøvik.

Formålet er å se om det lar seg gjøre å erstatte et allerede ferdigdimensjonert stål og betongbygg til et trebygg med samme forutsetninger og krav. De to ulike bæresystemene sammenlignes opp mot hverandre. Trekonstruksjonen er dimensjonert og utarbeidet av bachelorgruppen. Trekonstruksjonen er dimensjoner ved hjelp håndberegninger og digitale dimensjoneringsprogrammer. Sammenligningsgrunnlaget baserer seg på data innhentet fra dimensjoneringsarbeidet.

Resultatet viser at trekonstruksjonen binder CO₂, mens stål og betongkonstruksjonen har et vesentlig CO₂-utslipp. Trekonstruksjonen har en minimal mindre effektiv netto etasjehøyde, med en noe høyere etasjeskiller. Tekniske løsninger i bjelkelaget er utført på en tilfredsstillende måte opp mot oppdragsgivers løsning.

Stikkord:

Bæresystem
Gitterbjelke
Avstivningssystem
CO ₂ - Utslipp
Etasjeskillerhøyde
Tekniske løsninger
Tre
Betong

Abstract

The purpose of the bachelor thesis is to compare the CO₂ emissions and the floor separator height of a support system in wood against a given support system in steel and concrete. As well as finding a solution on how the technical solutions can be placed and optimized in a cover consisting of wooden materials, in the floor separator. The client is Syljuåsen As in Gjøvik.

The purpose is to see if it is possible to replace an already finished-dimensioned steel and concrete building with a wooden building with the same prerequisites and requirements. The two different support systems are compared against each other. The wooden construction is dimensioned and prepared by the bachelor group.

The wooden construction are dimensions using hand calculations and digital dimensioning programs. The basis for comparison is based on data obtained from the dimensioning work.

The result shows that the wooden structure binds CO₂, while the steel and concrete structure have a significant CO₂ emission. The wooden construction has a minimally less effective net floor height, with a slightly higher floor divider. Technical solutions in the joist have been carried out in a satisfactory manner against the client's solution.

Forord

Denne bacheloroppgaven er det avsluttende arbeidet ved byggingeniørlinjen ved NTNU Gjøvik. Arbeidet baserer seg på fordypningsretningen konstruksjon. Oppgaven tilsvarer 20 studiepoeng og gjennomføres vårsemesteret 2021.

Hensikten med en slik oppgave er å anvende det materialet man har tilegnet seg gjennom studiet, samtidig oppsøke ny kunnskap og fordype seg i materiale som man ikke har forkunnskap i.

Arbeidet med tilrettelegging av oppgaven begynte tidlig, men selve skriving av bacheloroppgaven begynte ikke for fullt før 25.januar. Allerede 26.10.20 var kontakt med Syljuåsen AS og diskusjon rundt problemstilling igangsatt. Store deler av oppgaven og prosessen rundt omhandler dimensjoneringsarbeid av et bæresystem og sammenligning av ulike elementer. Hele prosessen har bydd på flere utfordringer, usikkerheter og harde prioriteringer, men bachelorgruppen føler de har seilt i land skuta på en god måte, oppdaget nye landområder, samtidig som de har unngått å ta til seg for mye vann på det åpne hav.

Først vil vi takke vår oppdragsgiver Syljuåsen på Gjøvik for samarbeid rundt problemstillingen og sparring, hvor vi til slutt fant et spennende tema og en svært interessant problemstilling. Vi vil rekke en spesiell takk til Karl Even Lande, driftssjef hos Syljuåsen, som har vært vår eksterne kontaktperson.

Vi ønsker også å rekke en spesiell takk til Harald Berg Fallsen ved NTNU Gjøvik, som har vært vår interne veileder. Tusen takk for deling av din uendelige kunnskapsbank, faglig diskusjon, tilgjengelighet og oppfølging fra dag en. Din kunnskap og gode kommunikasjonsevne har gitt oss svært gode vyer i arbeidet med bacheloroppgaven.

Oppgaven er skrevet på et nivå slik at den skal være forståelig for andre med byggfaglig bakgrunn på ingeniør-nivå, mens teorien-delen skal være forholdsvis lettlest og kan forstås med noe naturvitenskapelig innsikt.

Gjøvik 18. mai 2020



Erling Nyborg Owren



Andreas Kolås Helberg

Innholdsfortegnelse

Abstract	Feil! Bokmerke er ikke definert.
Forord.....	1
Figurliste	5
Tabelliste.....	7
Begrepsliste og forkortelser.....	8
1. Innledning.....	13
1.1 Bakgrunn og hensikt med bacheloroppgaven	13
1.2 Problemstilling.....	14
1.2.1 Parametere for forutsetninger og krav.....	14
1.3 Beskrivelse av prosjektet	14
1.3.1 Generelt.....	14
1.3.2 Beskrivelse av oppdragsgivers løsning	16
1.3.3 Sammenligning og erstatning av materialer.....	21
1.4 Avgrensninger og forutsetninger.....	22
1.4.1 Oppgavens avgrensning.....	22
1.4.2 Oppgavens forutsetninger	23
1.4.3 Avgrensninger og forutsetninger ved dimensjonering.....	24
1.5 Samfunn -bærekraft -og miljømessige perspektiver.....	24
1.6 Metodevalg	25
1.7 Disposisjon	27
2. Teori	28
2.1 Bærekonstruksjon	28
2.2 Forprosjektering.....	28
2.3 Lover, forskrifter, veiledning og standarder	29
2.3.1 Lov om planlegging og byggesaksbehandling; Plan og bygningsloven (PBL).....	29
2.3.2 Forskrifter om byggverk, byggesak og dokumentasjon av produkter til byggverk; TEK, SAK og DOK.....	30
2.3.3 Standard: Norsk Standarder (NS).....	30
2.3.4 Byggforskserien	31
2.3.5 Statens Vegvesens håndbokserie	31
2.4 Belastninger og naturlaster	32
2.4.1 Egenlaster.....	32
2.4.2 Nyttelast.....	32
2.4.3 Vindlast.....	32

2.4.4 snølast	34
2.4.6 Geometriske avvik.....	35
2.6 Bæresystem.....	36
2.6.1 Fundament.....	36
2.6.2 Søyle/stav.....	37
2.6.3 Etasjeskiller.....	37
2.6.4 Bjelke.....	37
2.6.5 Forbindelse.....	39
2.6.6 Avstivningssystem.....	41
2.7 Materialer	46
2.7.1 Tre.....	47
2.7.2 Betong.....	49
2.7 Byggverkets brannteknisk klassifisering	53
2.7.1 Brannmotstand	53
2.7.2 Risikoklasse	53
2.7.3 Brannklasse	54
2.8 Dataprogrammer	55
2.8.1 Focus.....	55
2.8.2 Microsoft Office Excel	55
2.8.3 Autodesk Revit.....	56
2.8 Miljø.....	56
2.8.1 Betong.....	56
2.8.2 Tre	58
2.8.3 EPD	60
2.8.4 FNs bærekraftsmål	61
3. Metode	62
3.1 Måling av CO2-utslipp	63
3.2 Måling av etasjeskiller-høyde/etasjehøyde.....	63
3.2.1 bestemmelser etasjehøyder	64
3.3 Plassering for tekniske løsninger i etasjeskilleren.....	65
3.4 Fremgangsmetode for dimensjonering	65
3.4.1 Focus konstruksjon, OS-prog og Excel	68
3.4.1 Laster	69
3.4.2 Byggets brannteknisk Klassifisering.....	70
3.4.3 Lastkombinasjoner/grensetilstand	70

4. Resultater.....	75
4.1 Jordskjelvdimensjonering: Utelatelsestilfelle II	77
4.2 Avstivningssystemene	77
4.2.1 Vertikale avstivningssystemet.....	78
4.3 Dekke/etasjeskiller/lokale avstivningssystemet	79
4.4 Søyler og bjelker	81
4.4.1 Tre	81
4.4.2 Betong.....	82
4.5 Fundamentering.....	83
4.6 Betongdekke	84
4.7 Forbindelser	84
4.8 Armering.....	87
4.9 CO ₂ – Beregning	88
4.10 Etasjehøyde/etasjeskillerhøyde	89
4.11 Teknisk løsning	90
5 Sammenligning med oppdragsgiver.....	92
5.1 CO ₂ – utslipp.....	92
5.2 Etasjeskillerhøyde/etasjehøyde	93
6. Diskusjon.....	94
6.1 Valg tatt under arbeidet med bacheloroppgaven.....	94
6.1.2 Omfang, forutsetning og avgrensninger	94
6.1.3 Utforming og utfordring med bæresystemet	95
6.1.4 Metode for beregninger	96
6.2 Diskusjon av resultatet	96
6.2.1 Beregninger.....	97
6.2.2 Diskutere gitte parametere og resultat av disse.....	97
6.3 Feilkilder	98
7. Konklusjon	100
8. Videre arbeid	101
9. Litteraturliste	102
10. Vedleggsliste.....	105

Figurliste

Figur 1 Plankart av byggeområdet for det aktuelle bygget, plassert på tomt OP/K1 (mørkegrønn). Selvredigert i Paint 3D med utdrag fra (Nikolaisen, 2018).....	14
Figur 2 3D RIB-modell av bachelorgruppens treløsning vendt mot nord/øst	15
Figur 3 3D RIB-modell av bachelorgruppens treløsning vendt mot sør/vest.....	15
Figur 4 Aksesystem og innsnitt i plan 0/kjeller.....	16
Figur 5 situasjonsbilde av bygningsmassen plassert på tomt OP/K1. Uthevet i blått er Byggetrinn 2 av Studievegen 16.(KONTUR, 2020, 26. Juni)	16
Figur 6 Fasade; gavlevegg Nord-vest. Arkitektmodell av hele bygningsmassen på tomt OP/K1. EAB Engineering disponerer bygget i midten, samt den sammenføyede testhallen. (KONTUR, 2020, 26. Juni)	17
Figur 7 Fasade langvegg Nord-øst. Arkitektmodell av tvillingbyggene, byggetrinn 2 nærmest. (KONTUR, 2020, 26. Juni)	17
Figur 8 Plan 0, byggeets eneste etasje under bakkenivå. Etsjen er forbeholdt tenkiske rom, garderober, datarom, lager og baderom. (KONTUR, 2020, 26. Juni)	18
Figur 9 plan 1, etasje på bakkenivå. Etsjen er forbeholdt avfallsrom, klasserom, undervisningsrom, grupperom, inngangsparti og baderom. Plan 2s rominndeling er tilnærmet identisk, med unntak av en kaffebar og et allrom der inngangspartiet er i plan 1.(KONTUR,.....	18
Figur 10 plan 3. Etsjen er forbeholdt kontorer, møterom og kaffebar. Plan 4 og 5 sin rominndeling er tilnærmet identiske, med unntak av et landskapsområde. (KONTUR, 2020, 26. Juni).....	18
Figur 11 Detaljesnitt over etasje og tak. Søyler og bjelker i stål, dekke i betong. Trekasse på fasade er forbeholdt vindusannordning og vil ikke spesifiseres videre.	21
Figur 12 Tre passende bærekraftsmål for dette byggeprosjektet. Bilder hentet fra (United Nations Global Compact, 2021, februar 21)	25
Figur 13 Lovnadens trakt for overensstemmelser for loven innen bygg -og anleggsnæringen (selvlaget i Paint 3d)	29
Figur 14 Soneinndeling gavlevegg A, B og C og påvirkning av byggets vindlast W ved under -og overtrykk i konstruksjonen. (Selvredigert Paint 3d, med utdrag fra (Fallsen, 2011, August, p. 39).....	34
Figur 15 eksempel på skjevlastenes forplantning i et «ikke fullstendig» rett konstruksjon. (Betongelemetforeningen, ukjent, p. 70)	36
Figur 16 Eksempel på gitterbjelker i etasjeskiller, med innlagt limtrebjelke og tverravstiver. (SINTEF, 2017, Februar, kap 31 og 33).....	39
Figur 17 Eksempel på innslissede stålplater med gjennomgående stavdybler. (Bell, 2017. Januar, p. 592)	40
Figur 18 eksempel på spikerplate (SINTEF, 2008, Mai, kap 7.71).....	41
Figur 19 Eksempel på global avstivning på lang- og gavlevegg, her illustrert med en vindkraft som resulterer mot de to veggflatene. (Bell, 2017. Januar, p. 460, kap 16.1)	42
Figur 20 Eksempel på plassering av SS og plassering for en skive i. Selvredigert i Paint 3D med utdrag fra (Betongelemetforeningen, 2016, p. 105, kap 12.3.1.1).....	43
Figur 21 Opprinnelig og rotert stilling (stiplet) pga. påført kraft H. selvredigert i Paint 3D med utdrag fra (Betongelemetforeningen, 2016, p. 103, kap 12.3.1.1).....	44
Figur 22 Byggets translatoriske bevegelse pga. den resulterende kraften Hy. Selvredigert i Paint 3D med utdrag fra (Betongelemetforeningen, 2016, p. 105, kap 12.3.1.1).....	45
Figur 23 Eksempel på merking av C24 – konstruksjonsvirke. Selvredigert i Paint 3D og app.diagrams.net med utdrag fra (Edwardsen & Ramstad, 2017, August, p. 96, kap 3.3).....	46

Figur 24 Fordeler og ulemper med tre som konstruksjonsmateriale. Selvredigert i app.diagrams.net med utdrag fra (Bell, 2017. Januar, p. 28, kap 3.1).....	47
Figur 25 skjematisk fremstilling fra vugge til grav av et limtreemne. (Crocetti, 2015, Juni, p. 6, kap 1.3.1)	48
Figur 26 Tabell over de forskjellige fasthetsklassene tabell NA.2.	50
Figur 27 Eksempel på plassering av jern i en konstruksjonsdel med overdekning. Selvredigert i Paint 3D med utdrag fra (Maage, 2015, Mai, p. 351, kap 6.2.3).	51
Figur 28 Bestandighetsklasser etter NS-EN 206 + NA	52
Figur 29 Eksempler på bygningsdelers inndeling i kategorier. (DIBK, 2017b)	53
Figur 30 Krysstabell for inndeling av risikoklasser. (DIBK, 2017e, kap 11-2)	54
Figur 31 krysstabell for inndeling av brannklasse av byggverk. (DIBK, 2017a, kap 11-3)	54
Figur 32 Karbonavtrykk for typisk konstruksjonsbetong i %, hvor sementen utgjør 90% av det totale karbonavtrykket til betongen (inkluderer transport av materialer til blandeverket og selve blandeprosessen). Selvredigert i Excel med utdrag fra (Maage, 2015, Mai)	57
Figur 33 skjematisk forenklet illustrasjon av karbonkretsløpet i skogen. Selvredigert i Paint 3D med utdrag fra (Edvardsen & Ramstad, 2017, August, p. 86, kap 3.2).....	59
Figur 34 De forskjellige utslippsfasene fra råvare (typisk byggevare) til transport til byggeplass. Selvredigert i Paint 3D med utdrag fra (EPD-Norge, 2018, 02. Juli)	60
Figur 35 Veien fra problemstilling til ferdig produkt	62
Figur 36 Hvordan stavene i skivesystemet betrakter kraftfordelingen ved horisontal lastpåkjenning inn på hvert dekke, her med vind og skjevlaster inn fra venstre. (ESDEP, u.å, kap 3).....	67
Figur 37 illustrasjon av later som påvirker byggets konstruksjon	70
Figur 38 Seismisk sonkart hentet fra NS-EN 1998-1 NA.3.2.1	74
Figur 39 Bachelorgruppens treløsning inn mot langvegg	75
Figur 40 Illustrasjon over plassering av de vertikale avstivningsskivene.	78
Figur 41 Illustrasjon over hvordan hele skivesystemet er løst. Modellert i Revit. Vedlagt i Zip – fil: Revitfiler – Skivekonstruksjon med armering	79
Figur 42 Forbindelser mellom staver/bjelker/søylar. Selvredigert i Paint 3D og modellert i Revit.....	79
Figur 43 Illustrasjon av et spenn på 9,6 m i bærekonstruksjonen, ansett som et element.	80
Figur 44 Kerto – Q-platene festes til hovedbjelkene og gitterbjelkene med skruer – samme prinsipp som TRE8 dekkene i Mjøstårnet i Brumunddalen Foto: lånt av Jan Steinar Egenes/NTNU Gjøvik	81
Figur 45 illustrasjon av typisk løsning mellom søylar og bjelker. Selvredigert i Paint 3D.	82
Figur 46 Illustrasjon av typisk løsning for midterste søylerekke i konstruksjonen plan 0. Vedlagt i Zip – fil: Revitfiler – Punktfundament søyle bjelke med armering.	83
Figur 47 Fundamentplassering og størrelser.....	84
Figur 48 L-jernet fungerer prinsipielt som denne forbindelse i Mjøstårnet (bilde til venstre), denne er plassert langs med bjelkestavene i skivesystemet i bachelorgruppens løsning (høyre). Foto: lånt av Jan Steinar Egenes/NTNU Gjøvik	86
Figur 49 Snitt Fra kjelleren med innlagt armering. Bildet til venstre er en av sjaktene, mens bildet til høyre er veggkonstruksjon med støttefunksjon	88
Figur 50 Illustrasjon av etasjeskillerhøyde og netto etasjehøyde per etasje.	90
Figur 51 Illustrasjon av etasjeskillerhøyde og netto etasjehøyde per etasje.	91
Figur 52 Tekniske løsninger plassert i bjelkelaget sett ovenfra mellom akse 3 – 4.....	91
Figur 53 Linjediagram over totalt CO2-utslipp i kg per bygg.....	92

Tabelliste

Tabell 1 - En tabell for fasene til en EPD. (EPD-Norge, 2018, 02. Juli)	60
Tabell 2 - Byggets brutto totale høyde.....	64
Tabell 3 – Laster som påvirker bygget.....	69
Tabell 4 - Risiko og brannklasse for bygget.....	70
Tabell 5 - Oversikt over bygningskomponenter benyttet i bæresystemet	76
Tabell 6 - Utelatelseskriterie II.....	77
Tabell 7 - Oversikt over forbindere mellom de ulike konstruksjonsdeler.....	85
Tabell 8 – Benyttet armering for konstruksjonskomponenter i betong.....	87
Tabell 9 - Totalt CO2 – utslipp for hvert enkelt bygg i fase A1-A4.....	88
Tabell 10 - Bachelorgruppens totale etasjeskiller-høyde	89
Tabell 11 - Oppdragsgivers totale etasjeskiller-høyde.....	89
Tabell 12 - Høydedifferanse netto etasjeskiller-høyde i alle plan	93
Tabell 13 – Høydedifferanse netto total etasjehøyde.....	93
Tabell 14 – Høydedifferanse netto etasjehøyde.....	93

Begrepsliste og forkortelser

Bla – Blant annet

BR – Begge retninger

BS – Begge sider

El – Elektrisk

EN – Europeisk standard

EPD – Environmental product declaration

Etc – etcetra

ETG – Etasje

FN – Forente nasjoner

Ift – I forhold til

iht – I henhold til

ISO – International Organization for Standardization

Kap – Kapitel

kN – Kilo Newton

m² – Kvadratmeter

m³ – Kubikmeter

Moh – Meter over havet

Mpa – Mega pascal

N – Newton

NS – Norsk standard

O.K - Overkant

Pdd – Per dags dato

Stk – Antall

U.K – Underkant

VA – vann og avløp

VVS – Vann, varme og sanitær

A – Areal
a - Bruddform
 A_{eff} – Effektivt areal
 A_s – Strekkarmering
B – Bredde
b – Bredde på fasade det blåser på
b - Bruddform
 B_{eff} – Effektiv bredde
 b_{eff} – Effektiv bredde
c - Bruddform
c – Overdekning
c/c – Senteravstand
C30 – Konstruksjonsvirker
 c_{nom} – Nominell overdekning
 c_{pe} – Belastet areal
d - Bruddform
d – Dybel diameter
d – Effektiv høyde
d – Skrue diameter
 d_0 – Dybdekonstant
 $d_{\text{char.n}}$ – Nominell forkullingsdybde
 d_{ef} – Effektiv forkullingsdybde
e - Bruddform
e – Eksentrisitet
E – Elastisitetsmodul
 $E_{0,05}$ – Elastisitetsmodul
F - Kraft
 f_{cd} – Dimensjonerende trykkfasthet
 f_{ck} – Karakteristisk trykkfasthet
 f_{hk} - Hullkantfasthet
 f_{md} – Dimensjonerende bøyefasthet
 f_{mk} – Karakteristisk bøyefasthet

f_{td} – Dimensjonerende strekkfasthet
 f_{tk} – Karakteristisk strekkfasthet
 f_u – Strekkfasthet
 f_{ub} - Flytespenning
 f_{vd} – Dimensjonerende skjærfasthet
 f_{vk} – Karakteristisk skjærfasthet
 f_y – Flytespenning
GL30C - Limtre
 G_{mean} – Mean skjærmodul
H – Høyde
H – Høyde over havet på byggested
 H_0 – Lavest høyde over havet for bruk av nivåkorreksjon
 H_{Ed} – Horisontal dimensjonerende last
 H_i – Horisontal skjevstillingslast
 I_i – Treghetsmoment
 i_i – Treghetsradius
K - Jordtrykkskoeffisient
 $k_{c,i}$ – Knekkfaktor
 k_{cr} – Sprekkfaktor
 k_{crit} - Vippefare faktor
 k_{def} – Deformasjonsfaktor
 k_h – Høydefaktor
 k_i - Korreksjonsfaktor
 k_{mod} – Klima faktor
 k_{sys} – Systemfaktor
 k_w – Vindlastfaktor
L – Lengde
 L_{ef} – Effektiv lengde
 L_k – Knekk lengde
m – antall vertikale konstruksjonsdeler som bidrar til den samlede virkningen
m – Brukt i m-n diagram (Betong)
m – Brukt i momentdimensjoering (Betong)

M_{ed} – Dimensjonerende moment
 M_{Rd} – Momentkapasitet
 M_{Stab} – Stabiliserende moment
 M_{Velt} – Veltemoment
 n – Antall
 n – Brukt i m-n diagram (Betong)
 N_{ed} – Dimensjonerende aksialkraft
 n_{eff} – Effektivt antall dybler
 N_{Rd} – Aksialkapasitet
 P - Punktlast
 q_d – Dimensjonerende last
 r – Radius
 s – Snølast på tak
 $S_{cl,t,max}$ – Bøyle senteravstand
 S_k – Snølast på mark
 t - Tid
 t – Tykkelse
 t_1 – Yttersnitt tykkelse (Forbindelser)
 t_2 – innersnitt tykkelse (Forbindelser)
 V – Volum
 v_0 – gitt terskelverdi
 $v_{b,0}$ – Referansevindhastighet i kommune
 V_{ed} – Dimensjonerende skjærkraft
 V_{Rd} - Skjærkapasitet
 w – Resultat av m-n diagram
 W_i – Motstandsmoment
 x – Avstand
 z – Høyde
 \emptyset – Armerings diameter

 α_A – Arealreduksjonsfaktor
 α_h – Reduksjonsfaktor for høyde

α_m – Reduksjonsfaktor for antall konstruksjonsdeler

α_n – Etasjereduksjonsfaktor

β_a – Knekkfaktor

β_c – limtre- eller konstruksjonsvirkefaktor

β_h – Forkullningsfaktor

β_w – Korrelasjonsfaktor

γ_c – Armering faktor

γ_c – Betong faktor

γ_m – Materialfaktor

γ_m – Materialfaktor

δ_m - Nedbøyning

ε – Tøyning

θ_0 – Basisverdi skjevstilling

θ_i – Geometrisk avvik

λ – Slankhet

λ_i – Slankhet

$\lambda_{rel,i}$ – Relativt slankhetstall

$\lambda_{rel,m}$ – Relativ bøyeslankhet

ξ – Kammefaktor

π – Pi (3,14)

ρ_k – Densitet

ρ_{mean} – Densitet

σ – Grunntrykk

$\sigma_{c,0,d}$ – Opptredende spenning

$\sigma_{m,crit}$ – Kritisk bøyespenning

$\sigma_{m,i,d}$ – Dimensjonerende bøyespenning

$\sigma_{t,0,d}$ – Strekk i fiberretning

τ_{vd} – Opptredende skjærspenning

φ – Armerings diameter

φ_{eff} - Kryptall

ψ_i – Nyttelastfaktor

1. Innledning

1.1 Bakgrunn og hensikt med bacheloroppgaven

Studievegen 16 - byggetrinn 2 blir en del av bygningsmassen NTNU i Gjøvik skal disponere. Bygget som skal settes opp er tvillingbygget til EAB Engineering, som ble ferdigstilt i 2014. Industribygg Gjøvik AS, som er Gjøvik Kommunes utbyggingsselskap, er byggherre for tvillingbygget ved siden av EAB-bygget, i retning mot Smaragdbygget på campus Gjøvik. Totalentreprenør for byggeprosjektet er Syljuåsen AS. Tvillingbygget skal inneholde undervisningsrom med opptil 100 plasser, grupperom, kontorplasser, møterom, sosial sone og spesiallaboratorium. Det er estimert ett års byggetid med innflytting ved juletider 2021.

I den forbindelsen tok bachelorgruppen kontakt med Karl Even Lande ved Syljuåsen for å se om de kunne hjelpe oss med en oppgave tilpasset dette bygget. Karl E var åpen for at vi kunne komme med egne forslag til studien, men en sammenligning-studie for Studieveien 16 – byggetrinn 2 var en forutsetning. Etter en rekke møter med Harald Berg Fallsen og et forslag fra Karl E landet bachelorgruppen på en sammeligningstudie hvor gruppen skal ta for seg stål- og betongbygget i Studievegen 16 og se om stål -og betongkonstruksjonen kan erstattes til treverk.

På bakgrunn av Syljuåsen sin løsning i stål og betong viste det seg at det å erstatte disse materialene med treverk er svært interessant å se nærmere på, ikke bare for de miljømessige fordelene det gir, men også om det faktisk lar seg gjøre. Ut ifra materialvalget i bæresystemet skal bachelorgruppen se på hvilke betydning det vil ha for etasjeskiller-høyden, de tekniske løsningene i etasjeskilleren og om det gir et lavere CO₂ regnskap. For å danne et godt grunnlag for denne sammenligningsstudien er den bærende konstruksjonen til bygget utarbeidet i detalj. Ved utførelse av bæresystemet har bachelorgruppen stått fritt til å velge løsning selv, men er pålagt en rekke forutsetninger som skal legges i grunn, beskrevet i kap. 1.4.2.

Bygget har fem etasjer, pluss kjeller. I vårt arbeid inkluderer alle dimensjoneringsarbeider fra grunn til tak, det vil si dimensjonering av den bærende konstruksjonen av det fullskala bygget. Det inkluderer dimensjonering av fundamentering, kjeller (i betong), søyler, bjelker, etasjeskiller og avstivningssystemet til bygget. Løsningen som bachelorgruppen kommer frem til skal på ingen måte brukes til noe konkret byggeprosjekt, men skal belyse om det kunne vært aktuelt å benytte treverk i et tilsvarende byggeprosjekt.

1.2 Problemstilling

Kan den bærende konstruksjonen av et allerede ferdig dimensjonert betong- og stålbygg bli erstattet med trematerialer, da med de samme forutsetninger og krav?

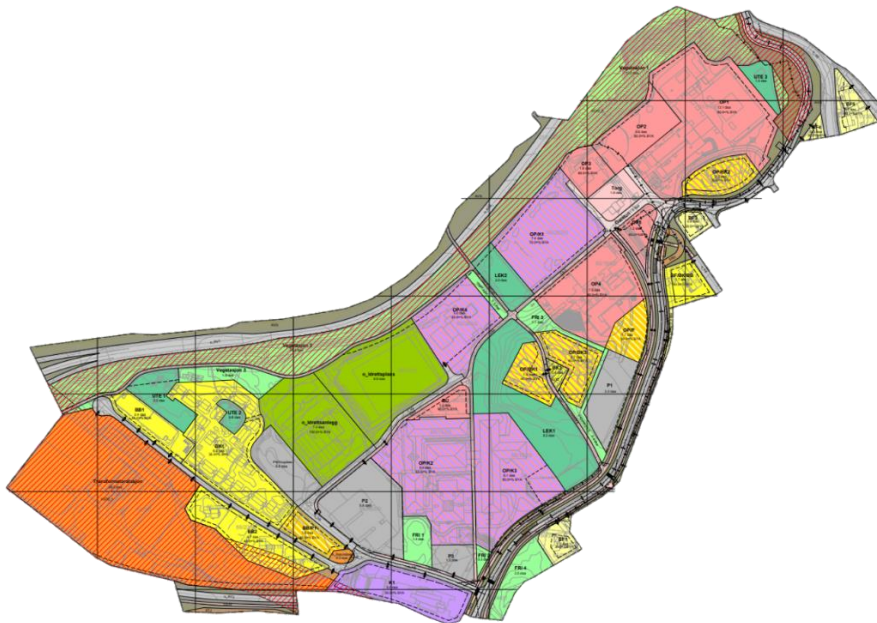
- *og hvilke konsekvenser får det for etasjeskiller-høyden, tekniske løsninger i bjelkelaget og hvor mye CO₂ kan bespares ved å benytte en trebasert løsning som bæresystem fremfor betong og stål?*

1.2.1 Parametere for forutsetninger og krav

- Etasje- og etasjeskillerhøyde
- CO₂-utslipp
- Plassering av tekniske løsninger (VVS, VA og El) i etasjeskiller.

1.3 Beskrivelse av prosjektet

1.3.1 Generelt

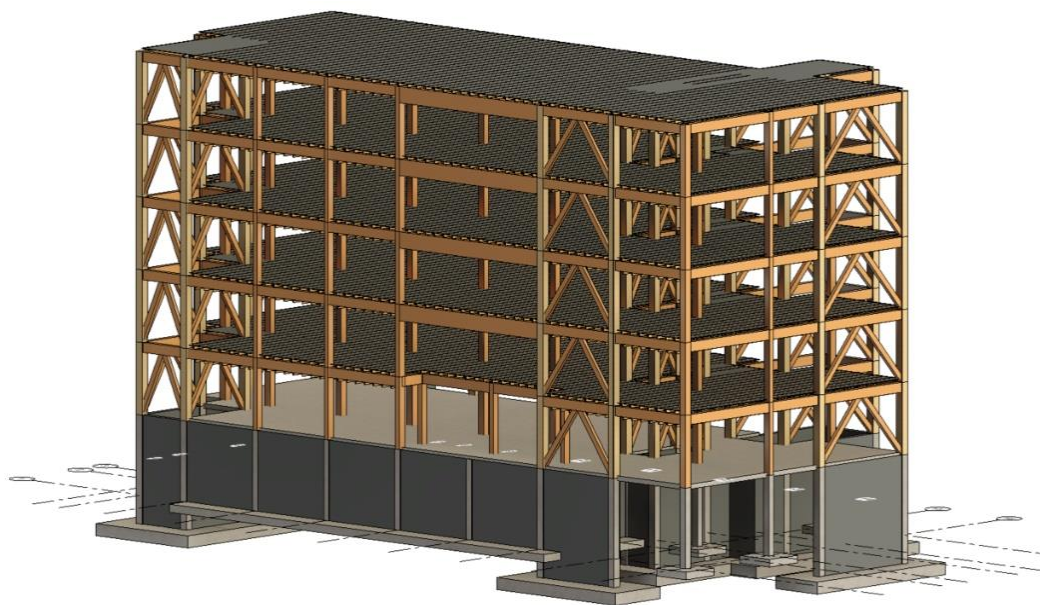


*Figur 1 - Plankart av byggeområdet for det aktuelle bygget, plassert på tomt OP/K1 (mørkegrønn).
Selvredigert i Paint 3D med utdrag fra (Nikolaisen, 2018)*

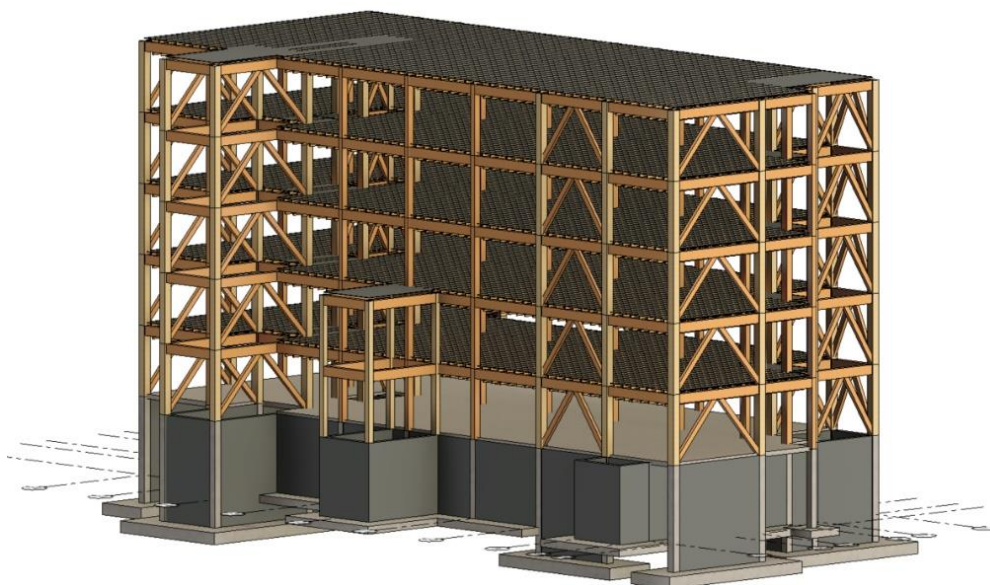
Dette studiet skal ta for seg et forslag til bæresystemet for ett universitetsbygg som skal bygges på tomt OP/K1 på Kallerud, Gjøvik. Bygget kategoriseres til næringsgruppe; faglig, vitenskapelig og teknisk tjenesteyting i Gjøvik Kommunes database over nett (Nikolaisen, 2018). Denne tomten ligger rett sør for Gjøvik sentrum og er en del av Campus Gjøvik.

Bygget ligger 183,2 moh. ved plan 1, på bakkenivå. Byggets totale BRA er ca. 3454 m², adressen er Studievegen 16, 2815 Gjøvik.

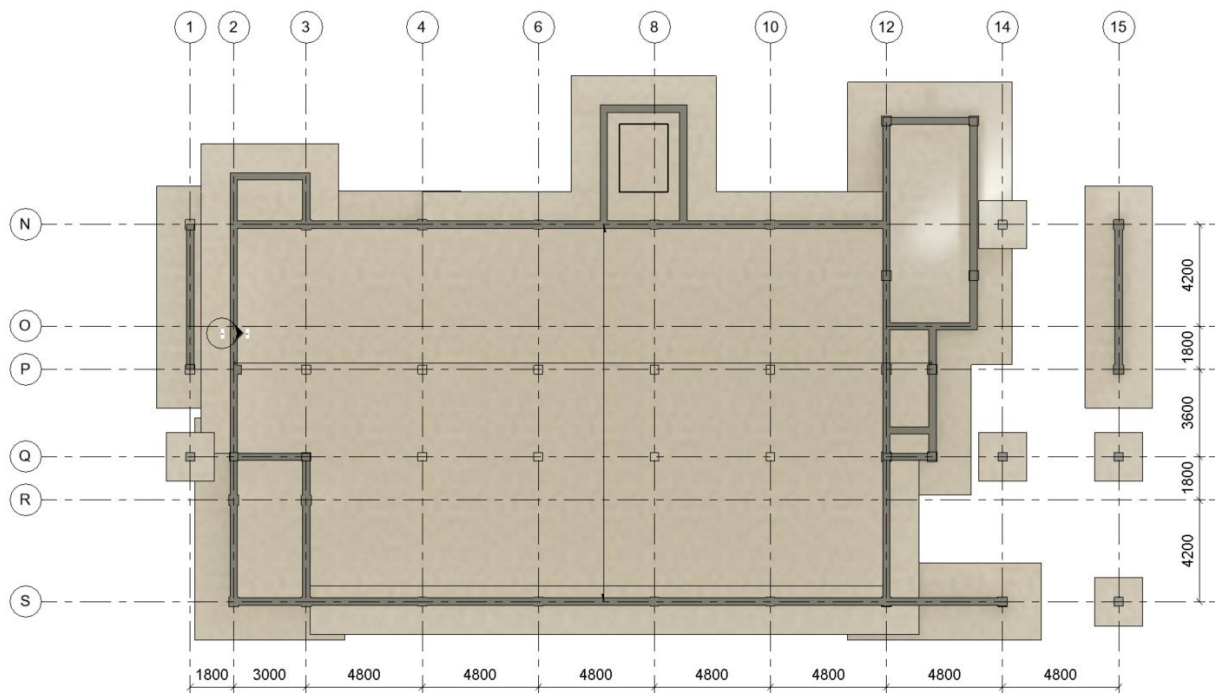
Bachelorgruppen har lagd en RIB-modell som har samme fotavtrykk som det eksisterende bygget. Denne er utarbeidet for å vise bachelorgruppens endelige løsning i en helhetlig, sammensatt konstruksjon. 3D-modellen er konstruert i dataprogrammet Autodesk Revit og Focus Konstruksjon.



Figur 2 - 3D RIB-modell av bachelorgruppens treløsning vendt mot nord/øst



Figur 3 - 3D RIB-modell av bachelorgruppens treløsning vendt mot sør/vest



Figur 4 - Aksesystem og innsnitt i plan 0/kjeller.

Hvordan bygget skal utformes beskrives i 1.3.2; Beskrivelse av eksisterende løsning.

Løsningen bachelorgruppen skal komme med skal ha samme oppdeling av rom og samme plassering av konstruksjonskomponenter som det eksisterende bygget, dette må tas hensyn til i dimensjoneringsarbeidet.

1.3.2 Beskrivelse av oppdragsgivers løsning

1.3.2.1 3D-modell



Figur 5 - Situasjonsbilde av bygningsmassen plassert på tomt OP/K1. Uthevet i blått er Byggetrinn 2 av Studievegen 16. (KONTUR, 2020, 26. Juni)

1.3.3.2 ARK-modell

Bachelorgruppen har ikke utarbeidet en egen arkitekt (ARK)-modell, da dette ikke er hensiktsmessig for oppgaven. ARK-modellen tas med for å få et helhetlig innblikk av det eksisterende bygget og er konstruert i Autodesk Revit. av KONTUR arkitekter As. Kontur er tverrfaglig arkitektkontor plassert på Gjøvik. (KONTUR, u.å) Bygget, som illustrert over inneholder flerbrukskjeller i betong, to etasjer med store undervisningsrom og tre etasjer med kontor/grupperom. Alle rom over bakken er konstruert i betong og stål. Bygget har store glassflater i alle yttervegger

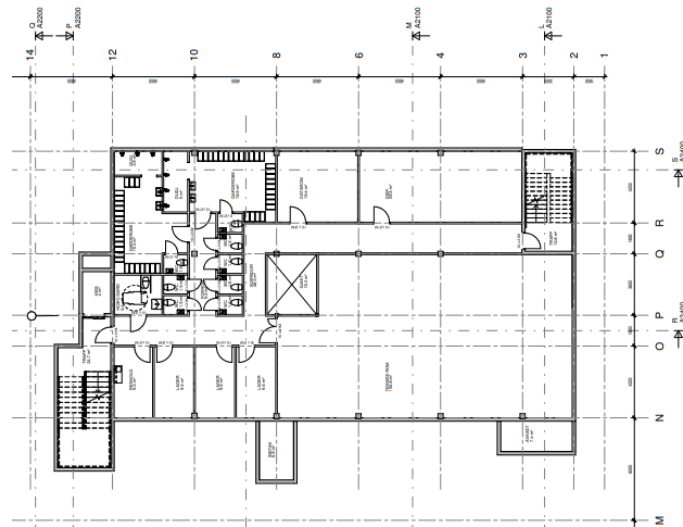


Figur 6 - Fasade; gavelvegg Nord-vest. Arkitektmodell av hele bygningsmassen på tomt OP/K1. EAB Enginerer disponerer bygget i mitten, samt den sammenføyede testhallen. (KONTUR, 2020, 26. Juni)

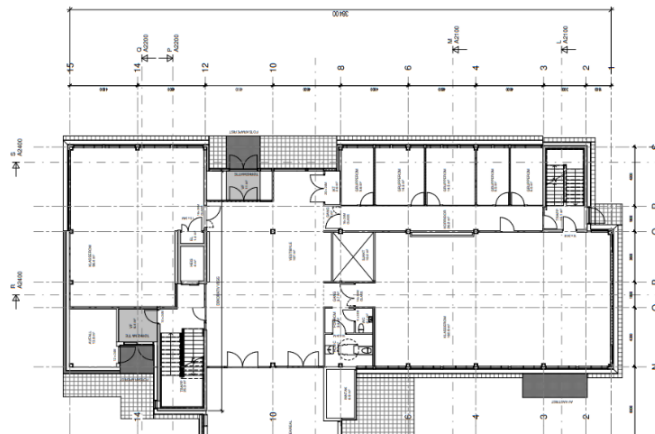


Figur 7 - Fasade langvegg Nord-øst. Arkitektmodell av tvillingbyggene, byggetrinn 2 nærmest. (KONTUR, 2020, 26. Juni)

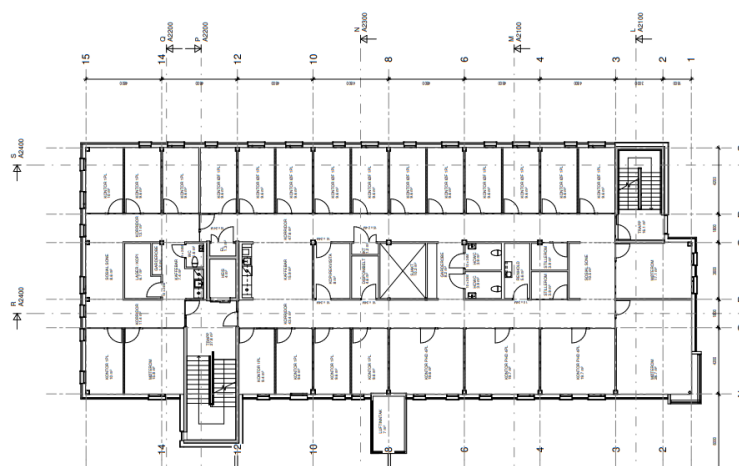
1.3.3.3 Planskisse



Figur 8 - Plan 0, byggeets eneste etasje under bakkenivå. Etasjen er forbeholdt tenkiske rom, garderober, datarom, lager og baderom. (KONTUR, 2020, 26. Juni)



Figur 9 - plan 1, etasje på bakkenivå. Etasjen er forbeholdt avfallsrom, klasserom, undervisningsrom, grupperom, inngangsparti og baderom. Plan 2s rominndeling er tilnærmet identisk, med unntak av en kaffebar og et allrom der inngangspartiet er i plan 1. (KONTUR,



Figur 10 - plan 3. Etasjen er forbeholdt kontorer, møterom og kaffebar. Plan 4 og 5 sin rominndeling er tilnærmet identiske, med unntak av et landskapsområde. (KONTUR, 2020, 26. Juni)

1.3.3.4 Eksisterende/oppdragsgivers bæresystem

Her kommer en oversiktlig beskrivelse av oppdragsgivers vitale verdier/forutsetninger. For å få et godt sammenligningsgrunnlag i dimensjoneringsarbeidet skal bachelorgruppens løsning ha samme laster, brannklasser, betongkvalitet og fasthetsklasser på armering som oppdragsgiver bygg etc., dermed benyttes:

Laster ihht. (NS-EN 1991):

- Snølast på mark: $4,5 \frac{kn}{m^2}$
- Nyttelast kontorer: $3,0 \frac{kn}{m^2}$

Vindlast

- Sone D + E: $1,4 \frac{kn}{m^2}$

Brannklasser:

- Søyler i kontordel: R90
- Etasjeskiller kontordel: R60

Betongkonstruksjoner

Fasthets-, bestandighet, eksponerings- og kloridklasser

- Fundament: B30, M60, XC2 og CI0,1
- Gulv mot grunn: B30, M60, XC1 og CI0,4
- Innvendige vegger/søyler: B30, M60, XC1 og CI0,1
- Innvendig dekker/bjelker: B30, M60, XC1 og CI0,1
- Bunnplate/vegger i sjakt: B30, M60, XC1 og CI0,4
-

Armering

- Fasthetsklasse: kamstål: B500NC
- Fasthetsklasse armeringsnett: B500NA
- Konstruksjon/toleranseklasse: 1
- Kontrollklasse: Normal
- Nominell overdekning: XC1 = 25mm, XC2 = 35mm og mot grunn = 50 mm

Ved skjøt av kamstål skal det være overlapp på min 50xØ dersom ikke annet er oppgitt.

Overlapp armeringsnett ved skjøter er 2 ruter. Armeringsnett skal ligge i tverrsnittets øvre

tredjedel (dersom kun ett lag). Ved åpning i vegger skal det på alle sider legges min 2. ekstra Ø12 med forskrevet forankringslengde.

Stålkonstruksjoner

Bestemmelser:

- Funksjonstoleranseklasse: 1
- Utførelseklasse: EXC2
- Fasthetsklasse generelt: S355 J2
- Generelt rotmal a sveiser: 5 mm
- Kontrollklasse: Normal
- Fasthetsklasse bolter: 8.8

For alle bjelker ved et hvert søylepunkt skal det, sentrisk ved søylen, på begge sider av bjelken, sveises vertikale 10 mm stivere. Innstøpingsgods skal generelt være ubehandlet på flater som støpes inn i betongen, og primet på flater som blir liggende. Innendørs og innebygd i tørr atmosfære, men usynlig. Alle øvrige flater skal primes og males med egent korrosjonshindrende overflatebehandling. Alle søyler er i bunn sveiset til stålplater. Platene støpes fast, slik at OK plate = OKFG eller OK fundament. Innstøpte plater er påsveiset Ø20 forankringsklør.

Brannisolering stålprofiler:

- Bærende bjelker Conlit 150 eller tilsvarende $t = 40$ mm
- Bærende søyler: Thermaboard eller tilsvarende $t = 25$ mm
- Synlige søyler brannisoleres

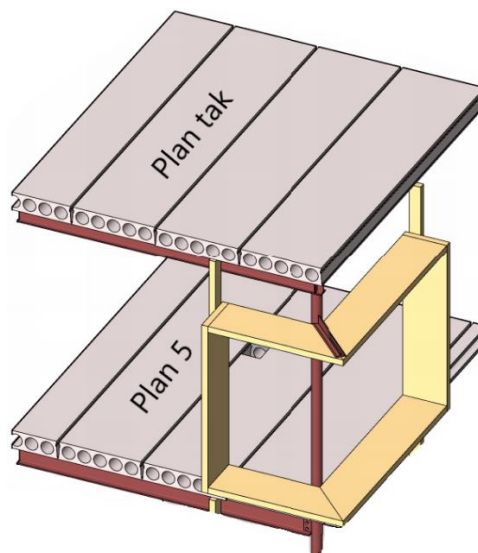
Bestemmelser

Henvisninger:

- NS 3420 - BESKRIVELSESTEKSTER BYGG, ANLEGG OG INSTALLASJONER
- NS-EN 13670 - UTFØRELSE AV BETONGKONSTRUKSJONER
- NS-EN 1992 - PROSJEKTERING AV BETONGKONSTRUKSJONER
- NS-EN 1090 - UTFØRELSE AV STÅLKONSTRUKSJONER
- NS-EN 1993 - PROSJEKTERING AV STÅLKONSTRUKSJONER
- NS-EN 1995 - PROSJEKTERING AV TREKONSTRUKSJONER

Benyttede konstruksjonskomponenter

- Søylar: KFHUP
- Bjelker: IPE (ytterrekke) og HSQ (midtre bjelkerekke)
- Dekker: Hulldekker
- Fundamenter: Stripefundament langs vegger og punktfundament for søylerekke i senter av bygget
- Avstivningssystem: Betongskiver



Figur 11 - Detaljesnitt over etasje og tak. Søylar og bjelker i stål, dekke i betong. Trekasse på fasade er forbeholdt vindusannordning og vil ikke spesifiseres vidare.

1.3.3 Sammenligning og erstatning av materialer

Denne studien tar for seg flere parametere som skal undersøkes. *Hoveddelen av oppgaven består av å erstatte materialene i et allerede ferdig-prosjektert bygg, og se om det faktisk er mulig med treverk som hovedmateriale i en slik bærende konstruksjon.* For å ha et sammenligningsgrunnlag må det konkretiseres hva som er bedre/dårligere med en slik konstruksjon som bachelorgruppen undersøker. Dermed spesifiseres oppgaven over flere aspekter;

- *Etasjehøyde:* vil ta for seg hvilke av de to løsningene (bachelorgruppens eller oppdragsgiver) som opptar minst/mest høyde per etasje. Denne parameteren tar for seg den bærende etasjeskiller-overgangen. Sammenligningsgrunnlaget skapes ved å sammenligne høyden mellom ytterste og innerste del i etasjeskilleren, dette inkluderer den høyden de tekniske føringene skaper, samt himlingshøyde og tilfredsstillende gulv over bjelkelaget. Det vil ikke ut over det begrunnes noe mer ift. de tekniske løsningene, men tas høyde for under dimensjoneringsarbeidet. Det vil ikke bli lagt

vekt på sjiktoppbygning på gulv og himling over/under bjelkelag i dimensjoneringsarbeidet, men det vil bli lagt til grunn en preakseptert løsning som tilfredsstillende kravene for et slikt bygg.

- *CO₂-utslipp*: Hvordan vil dimensjoneringen av en trekonstruksjon påvirke CO₂ og materialforbruket i denne bærekonstruksjonen. Denne parameteren vil også omhandle klima og bærekraft innenfor det valgte temaet. Vil et bygg i tre og dets klimaavtrykk redusere klimaavtrykket nevneverdig mot et bygg i stål og betong?
- *Effektiv løsning mot tekniske løsninger i etasjeskillere*: Hvordan kan etasjeskilleren, ved nødvendig høyde løses uten at høyden blir uforsvarlig høy? Denne parameteren tar for seg hvordan tekniske løsninger, som EL, VVS og VA kan plasseres i etasjeskilleren uten at det har en radikal påvirkning av høyden mellom etasjene.

1.4 Avgrensninger og forutsetninger

1.4.1 Oppgavens avgrensning

For å avgrense oppgavens omfang legges det i grunn en rekke elementer som utelukkes eller forenkles i arbeidet. Følgende avgrensninger vil bli trukket frem i denne bacheloroppgaven, men av praktiske årsaker vil noen av punktene bli nevnt og presiser i korte trekk gjennom oppgaven;

- Montering; men av praktiske hensyn dimensjoneres det ikke for konstruksjonskomponenter som er «ugjennomførbart» å montere. Oppgaven baserer seg på dimensjonering som tar hensyn på forsvarlige måter å sette opp bygget. Logistikken rundt montering vil ikke bli kommentert noe utover det.
- Frakt; men alle konstruksjonskomponenter i bæresystemet er dimensjonert slik at det fysisk lar seg frakte over normal infrastruktur (veg), eksempelvis gjennomgående limtresøyler som er 18 meter i et spenn. Dette blir ikke spesifisert videre, men vil bli kommentert i enkelte tilfeller gjennom oppgaven. Frakt vil kun foreligge som en inputverdi i CO₂-beregningene, som er gitt.
- Fysiske tester av materialer; tidspress og oppgavens omfang gjør det ikke mulig å gjennomføre noen fysiske tester, selv om dette i et tilfelle burde blitt gjort, om bygget bachelorgruppen har kommet frem til skulle blitt satt opp i den virkelige verden.
- Økonomi trekkes helt ut, men vil bli kommentert som en kuriositet i kap. 6 - diskusjon og 8 - videre arbeid

- Bygningsfysikk knyttet til de fysiske prosessene varme, - luft og fukttransport og trekkes helt ut. Brann tolkes i denne oppgaven som en konstruksjonsrelatert problemstilling og er inkludert i den branntekniske dimensjoneringen.
- Geotekniske analyser; gitte verdier, fra oppdragsgiver brukes under dimensjoneringsarbeidet av konstruksjonsdeler mot jordmasser og jordskjelvdimensjonering.
- Oppdaterte Standarder; ved noen anledninger har det blitt brukt eldre versjoner av Norsk Standard. Årsaken til det, er den manglende tilgangen til oppdaterte versjoner og – eller at dataprogrammer og støttelitteratur bruker utgåtte versjoner av standarden. For hovedmaterialene tre, stål og betong er Euro-standardene som kom etter 2010 benyttet.
- Miljødelen; hvor CO₂-avtrykket legges frem, blir det benyttet en såkalt forenklet EPD-modell. Denne tar utgangspunkt i transport til fabrikk, fremstilling av råvaren/materialet og transport til kunde. Altså ikke en LCA-modell.
- Det er ikke gjort individuelle beregninger for hver enkelt konstruksjonsdel, dermed brukes dimensjoner omgående i alle lignende konstruksjonsdeler. Eks: Alle forbindelsene mellom søyle/dekke i hele bæresystemet er basert på mest belastet forbindelse i hele konstruksjonen.
- Analytisk løsning for etasjeskillerene er løst, men uten fysiske tester, som skal foreligge i en egenvurdert løsning utover prefabrikkerte ytelses. En kombinasjon av prefabrikkert løsning og egenvurderinger er gjort.

1.4.2 Oppgavens forutsetninger

Oppgavens forutsetninger legges til grunn for å få noen forutsatte parametere som skal følges/ikke følges. Forutsetningene binder oppgavens helhet sammen og skal følges gjennomgående i hele bacheloroppgaven.

- Alle akser i det ny-dimensjonerte bygget skal være likt med det eksisterende aksesystem
- Fundamentplasserings skal være det samme som eksisterende bygg
- Det skal brukes samme type fundament som i det eksisterende bygget, kun dimensjonene skal endres i det ny-dimensjonerte bygget.
- I noen tilfeller benyttes preaksepterte løsninger funnet fra sikker kilde eller produktblader fra produsent.
- Samme naturlaster skal benyttes.

- Det skal benyttes sammen goetekniske data som i oppdragsgivers løsning.

1.4.3 Avgrensninger og forutsetninger ved dimensjonering

Det forutsettes at krav rundt det gjeldende reglement tilfredsstillende teknisk forskrift versjon 2017 og skal alltid ligge bak enhver avgjørelse, ettersom dette er lovfestet.

Dette er krav myndighetene stiller for et hvert bygningsprosjekt. Prosessen med fastlegging av reglement foregår oftest i planleggingsfasen av byggeprosjektet og ikke under selve dimensjoneringsprosessen. Denne delen av bygningsprosessen har også RIB-eren i prosjektet mindre innsikt i. Ettersom denne oppgaven hovedsakelig omhandler dimensjoneringsarbeide legges det ikke vesentlig tyngde på denne delen, men bachelorgruppen nevner, for å få en oversikt og belyse hvilke vedtekter som er en basis for all videre arbeid:

- §10-1. Personlig og materiell sikkerhet: *«Byggverket skal plasseres, prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet for personer og husdyr, og slik at det ikke oppstår sammenbrudd eller ulykke som fører til uakseptabelt store materielle eller samfunnsmessige skader.» (DIBK, 2017c, kap 10)*
- §10-2. Konstruksjonsikkerhet: *«(1) Materialer og produkter i byggverket skal ha slike egenskaper at grunnleggende krav til byggverkets mekaniske motstandsevne og stabilitet blir tilfredsstillende. (2) Byggverket skal prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet mot brudd og tilstrekkelig stivhet og stabilitet for laster som kan oppstå under forutsatt bruk. Kravet gjelder byggverk under utførelse og i endelig tilstand. (3) Grunnleggende krav til byggverkets mekaniske motstandsevne og stabilitet, herunder grunnforhold og sikringstiltak under utførelse og i endelig tilstand, kan oppfylles ved prosjektering av konstruksjoner etter Norsk Standard NS-EN 1990 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner og underliggende standarder i serien NS-EN 1991 til NS-EN 1999, med tilhørende nasjonale tillegg.» (DIBK, 2017c, kap 10)*

1.5 Samfunn -bærekraft -og miljømessige perspektiver

I kjølvannet av et godt bæresystem, uavhengig av materialvalg ligger det bakenforliggende faktorer som er viktig for mennesker, dyr og annet liv. Skal vi bekjempe de menneskeskaptene problemene rundt miljø må også bygg og anleggsbransjen endres, derfor belyses dette tidlig i oppgaven. Bachelorgruppen fant tidlig ut at de ville på en eller annen måte skrive om noe som omhandlet miljøet. Man kan tilnærmet se på denne studien som en miljø- og optimaliseringsstudie, noe som selvfølgelig angår øyet som ser (leser). Som leser ønsker

bachelorgruppen at du ikke ser på denne studien som noe form for miljøfanatisme eller at det er «tre for alle penga», for slik er det ikke. Skal man knytte økonomi opp mot denne studien vil nok «ståa være en annen» som vi sier på Gjøvik (Toten).

Det å bygge i tre er kjent som en grønn måte å bygge på. Og skal vi nå de nasjonale og internasjonale miljømålene må det bygges mer i tre (Glasø, 2011, januar). Tre er en fornybar ressurs, reduserer CO₂-utslippene til atmosfæren, kommer fra et bærekraftig skogsbruk, gir godt innemiljø, gjenbrukbar og kan gjenvinnes (FOKUS på tre, 2004, desember, p. 5). Treets egenskaper er særdeles bærekraftig, og kan trygt omtales som et materiale for fremtiden.

Satt i perspektiv av det vi driver med, ligger fundamentale verdier alle i bygg -og anleggsbransjen burde/må følge. FN (De forente nasjoner) som er en internasjonal organisasjon for å stoppe krig og danne dialog, har utarbeidet 17 forskjellige felles arbeidsmål som alle medlemslandene skal følge. I grove trekk baserer målene seg på en felles arbeidsplan for å utrydde fattigdom, bekjempe ulikheter og stoppe klimaendringene innen 2030. Av de 17 bærekraftsmålene ser bachelorgruppen på disse tre som de mest relevante for næringen og bransjen vi opererer i. (United Nations Global Compact, 2021, februar 21)



Figur 12 - Tre passende bærekraftsmål for dette byggeprosjektet. Bilder hentet fra (United Nations Global Compact, 2021, februar 21)

1.6 Metodevalg

Metode-delen tar for seg hvordan bachelorgruppen har jobbet med oppgaven og hvordan de har kommet frem til et resultat og beskrives i detalj senere i oppgaven. Metoden brukes som et verktøy for innhenting, bearbeiding og produksjon for tekstgrunnlaget som blir produsert i en prosjektoppgave som dette.

En kvalitativ metode er en forskningsmetode som brukes i form av tekst, skriftlige undersøkelser, rapporter etc. mens kvantitative forskningsmetoder omhandler og uttrykkes i form av tall og mengder. Kvalitative studier omfatter ofte en case-studie, og hensikten er

oppnå en dybdekunnskaper og helhetlig forståelse av spesifikke kontekster. (Grønmo, 2020, 3 november)

I en studie som denne, hvor man innhenter mye og grundig utvalgt litteratur til teoridelen, og innehar en rekke konkrete beregningseksempler, for så å sammenligne et resultat man har jobbet seg frem til vil føye seg under en kvantitativ forskningsmetode. Hensikten med den kvantitative framgangsmåten er å, så godt det lar seg gjøre, neglisjere konklusjoner som kan basere seg på egne erfaringer, hva man tror og synsing. Beregningsgrunnlaget gir tallfestede knagger å henge teorien på og gjør sluttrapporten mer pålitelig. Selv med grundige beregningsmetoder og tallfestelser er det viktig å segmentere resultatene, det for å unngå overflødig og unyttig informasjon som kan kverne bort den faktiske problemstillingen og hoved-essensen med oppgaven.

Oppgaven skal overordnet besvares ved å dimensjonere et bæresystem i tre, inkludert kjeller i betong. For å få et grunnlag for sammenligning må noe legges til grunn for hva som skal undersøkes. Hensikten med å fordypes seg i en sammenlikningstudie med hensikt på etasjeskiller-høyde, CO₂-utslipp og løsning for tekniske løsninger i etasjeskilleren er fort å se om det faktisk lar seg gjøre å erstatte alle de bærende komponentene (unntatt betong-kjeller) til et nytt materiale, med samme rominndelingen. Grunnen til valg av disse sammenligningsparameterne er interessen oppdragsgiver og studenter hadde til temaet. Er det mulig? Eller vil det gå på bekostning av undervisningsbyggets tiltenkte bruk; åpne store rom, samtidig små tekniske grupperom.

Rapporten legges frem med en egen komponert IMRaD-modell. Det blir beskrevet i litteraturen at; «*IMRaD-modellen er en mal for hvordan man bygger opp en vitenskapelig artikkel.*» (Søk og skriv, 2020, 24 november). Dermed har bachelorgruppen brukt dette formatet med en liten modifisering, som implementerer en teoridel bedre. Rapportens oppbygning baserer seg på en ITMRaD-modell; Introduksjon-Teori-Metode-Resultat-Og-Diskusjon. Det vil si at «T»-en kommer i tillegg til den tradisjonelle IMRoD-modellen. Etersom dette er en forholdsvis stor og omfattende studie, ser vi behovet for å utvide modellen med en Teori-del. En oversiktlig oppgave-modell gjør også dokumentet oversiktlig, som igjen segmenterer delkapitlene inn mer oversiktlig.

Foruten å konkludere med en enkelt beregning har bachelorgruppen valgt å ha flere ben å stå på. Med det mener vi å ikke konkludere resultatet kun med en beregning per konstruksjonsdel. For å prøve å neglisjere feildata har bachelorgruppen forskjellige manuelle

beregningstekniker samtidig benyttet digitale beregningsprogrammer. Det kan høres voldsomt ut, men det er for å være så konservative- og på sikker side som mulig. Det å beregne og kontrollere med flere kilder gjør også oppgaven mer pålitelig og skviser ut eventuelle feil med inputverdier, slurv i beregningene, overseelser eller mistolkninger. Selv om dataene i rapporten anses å være korrekte fra bachelorgruppens side, må det ligge et forbehold om at enkelte feil som ikke har blitt faset ut i syretesten, kan forekomme.

Bachelorgruppen har gjennom hele oppgaven vært bevisst på at datagrunnlaget i studien skal kunne være etterprøvbart. Derfor er det utarbeidet redigerbare-regneark og 3D-modeller i beregningsdelen av oppgaven, hvor man oversiktlig kan se all input og beregninger. Alle håndberegninger er generert i regneark etter Norsk Standard. Ved simulering av lastpåkjenninger er det benyttet OS-prog og Focus konstruksjon til styrkeberegninger.

1.7 Disposisjon

- Kapittel 1: Innledning; introduser problemstillingen og grunnlaget for hva som skal fremstilles i sluttrapporten
- Kapittel 2; Teori; legge frem et relevant faglig grunnlag for oppgaven og teori som belyser problemstillingen og temaet.
- Kapittel 3: Metode; gjør rede for målemetode, beregningsmetode og fremgangsmåte
- Kapittel 4: Resultat: Resultatet av det dimensjonerte bygget legges frem, for så å settes sammenlignings-parameterne opp mot hverandre.
- Kapittel 5: Diskusjon; forklare og gjøre rede for valg som har blitt gjort underveis i prosessen av fremstilling av denne oppgaven.
- Kapittel 6: Konklusjon; tar for seg vedlagt løsning og redegjør om det faktisk lar seg gjøre å bruke løsningen og arbeidet bachelorgruppen har kommet frem til
- Kapittel 7: videre arbeid: legge frem forslag på hva som kunne blitt utdypet og -eller sett nærmere på ved en annen problemstilling

2. Teori

Dette kapitlet legger frem et relevant faglig grunnlag for oppgaven og teori som belyser problemstillingen og temaet. Alle beregninger, dokumentasjoner, fremstillinger og planlegging baserer seg på teorigrunnlaget som legges frem i dette kapitlet.

Av all teori i verden, avansert eller ikke, begynner dette kapitlet med noe så banalt, men svært relevant, som: Hva er en;

2.1 Bærekonstruksjon

Et byggs bærekonstruksjon skal sørge for at laster og krefter som bygget utsettes for, kan opptas og overføres ned til grunnen med tilstrekkelig sikkerhet mot sammenbrudd. Byggteknikker som vi er kjent med i dag, baserer seg på årevis med prøving og feiling. «Prøve -og feilemetoden» har lagt grunnlaget for det vi i dag utprøver med systematiske materialprøvinger og avanserte beregninger av krefter og deformasjoner. (Thue, 2014, 26. mars) Bæresystemet i en bærende konstruksjon består av:

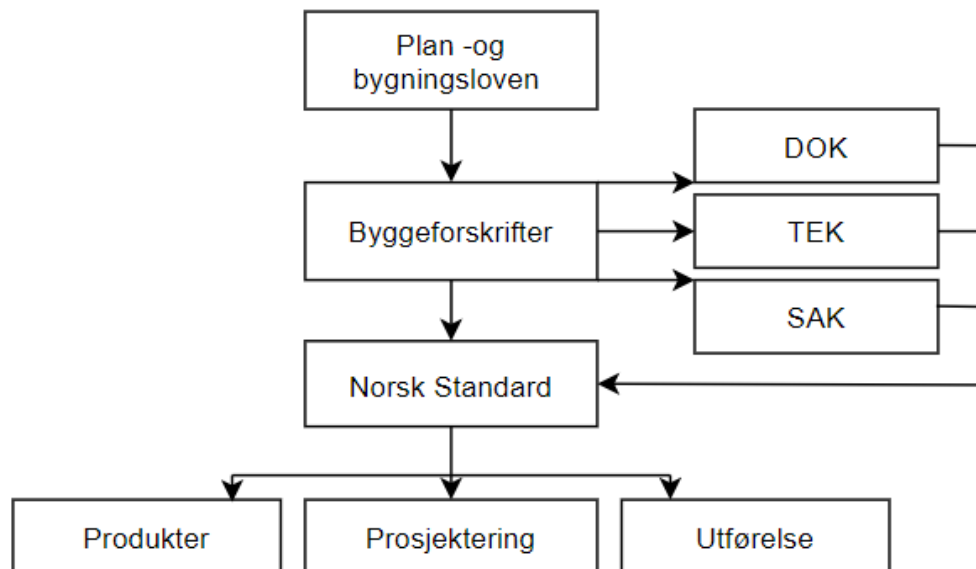
- *«Horisontalt bærende deler i takkonstruksjonen, etasjeskillere og i overdekning over vinduer og dører, som ved bjelke-, plate-, bue eller hvelvirkning overfører kreftene til sine understøttelser*
- *Vertikalt bærende deler i form av stolper, søyler eller bærevegger, som overfører kreftene som trykkrefter ned til grunnen via fundamentene.*
- *De avstivende elementene som skal gi konstruksjonen sideveis stabilitet, slik at horisontale krefter ikke fører til sideveis forskyvning eller velting. Avstivningen kan oppnås med skråstilte elementer (f.eks. skråbånd i bindingsverk), med avstivende fagverkskonstruksjoner eller ved stive skivekonstruksjoner.» (Thue, 2014, 26. mars)*

2.2 Forprosjektering

Forprosjektering er første fase i et byggeprosjekt. Her skal behovene identifiseres og undersøkes. Kravene som stilles skal defineres, mulige løsninger for problemet skal defineres og godkjennes og et passende konstruksjonskonsept skal utvikles videre til en dimensjoneringsprosess for det valgte bygget. Når et veldefinert konsept er valgt og godkjent er man over i fase to; dimensjoneringsprosessen hvor konseptet skal verifiseres opp mot gjeldende forskrifter og standarder. Dette blir forklart nærmere i avsnittet under (Edwardsen & Ramstad, 2017, August, p. 29, kap 3.1);

2.3 Lover, forskrifter, veiledning og standarder

All byggevirkksomhet av noen størrelse er underlagt offentlig kontroll i en eller annen form, kontrollregimet er svært omfattende og komplekst. Dermed omtales dette kun overfladisk, med fokus på konstruksjonsrelaterte Eurokoder og grunnleggende prinsipper som standardene bygger på. For å sette dette «uendelige» hierarkiet i perspektiv må det nevnes at byggeforskriftene i 1949 kun var på 48 sider, og det ser sannelig ut som om at noen av disse byggene også står den dag i dag ... (Bell, 2017. Januar, p. 11, kap 2.1)



Figur 13 - Lovnadens trakt for overensstemmelser for loven innen bygg -og anleggsvirksomheten (selvlaget i Paint 3d)

2.3.1 Lov om planlegging og byggesaksbehandling; Plan og bygningsloven (PBL)

Plan og bygningsloven er sentral for all arealforvaltning og byggevirkksomhet. PBL er den viktigste loven for bygge -og anleggsvirkksomhet og har deler med bestemmelser som omfatter planlegging, gjennomføring, byggesak og håndheving av regler (Edvardsen & Ramstad, 2017, August, p. 29, kap 2.1). Loven gjelder for hele landet og blir administrert av kommunal -og moderniseringsdepartementet. Siktemålet med planbestemmelser er å samordne statlig, fylkeskommunal og kommunal planlegging, samt gi grunnlag for vedtak om bruk og vern av ressurser ved utbygging. Loven skal fremme bærekraftig utvikling slik at arealbruk og bebyggelse blir til størst mulig gagn for den enkelte, for samfunnet og i det enkelte byggetiltak. (Byggforserien, 2016, November, kap. 3.31).

2.3.2 Forskrifter om byggverk, byggesak og dokumentasjon av produkter til byggverk; TEK, SAK og DOK.

Teknisk forskrift (TEK) stiller krav til den fysiske utformingen av bygget eller bygningen. TEK sørger for å sikre at bygninger planlegges, prosjekteres og utføres ut fra hensyn til god visuell kvalitet, tilgjengelighet og universell utforming, samt at bygningsmassen oppfyller tekniske krav til sikkerhet, miljø, helse og energi. (Edwardsen & Ramstad, 2017, August, p. 29)

Forskrift om byggesak (SAK) supplerer bestemmelser i PBL om hvilke tiltak som er søknadspliktige og hvilke som er unntatt fra reglene om saksbehandling. Forskriften angir kraft til søknad og dokumentasjon og regler for kommunens saksbehandling. Dette innebærer retningslinjer for forhåndskonferanse og tidsfrister for saksbehandlingen. SAK tar også for seg, i et eget kapittel retningslinjer om godkjenning av foretak og ansvar. (Edwardsen & Ramstad, 2017, August, p. 30)

Forskrift om omsetning og dokumentasjon av produkter til byggverk (DOK). Forskriften gir bestemmelser om omsetning og dokumentasjon av produkter til byggverk som markedsføres i Norge. Det inkluderer elementer, moduler og lignende som blir satt sammen på en fabrikk før det monteres/installeres på tilhørende bygningsmassen. (Edwardsen & Ramstad, 2017, August, p. 30)

Det finnes også en rekke andre lover og forskrifter som burde nevnes, men som blir overflødig for denne rapporten og vil kun fungere som uinformell informasjon for oppgavens helhet. Dermed forholder vi oss til de overordnede lover og forskrifter i denne rapporten.

2.3.3 Standard: Norsk Standarder (NS)

Norsk standard, som er utarbeidet av standard Norge, defineres som en «oppskrift» på hvordan noe skal lages eller gjennomføres. (Hofstad, 2018, 15. August) Standarden er ikke lovbestemt og må ikke følges, men noen og de fleste er henvist fra lover og forskrifter. Altså den er frivillig å bruke, men man kan verifisere oppfyllelse av ytelse i TEK, eller preaksepterte ytelse gitt i veiledningen til TEK, med metoder i samsvar med Norsk Standard. En løsning eller ytelse angitt i en norsk standard oppfyller heller ikke alltid kravene i TEK. En standard gjelder dermed om det er tatt med i kontrakten mellom partene i en byggeprosess. (Edwardsen & Ramstad, 2017, August, p. 31).

Norsk standard (NS) er med i et samarbeidsorgan med europeiske (EN, standarder som er utviklet i Europa) og internasjonale aktører (ISO, standarder som er utviklet internasjonalt).

Norge er medlem av standardiseringsorganisasjonen CEN, noe som forplikter til å implementere alle europeiske standarder (eks NS-EN og NS-EN ISO) og fastsette dem som Norsk Standard. Ca. 95% av alle standarder i Norge i dag er av europeisk opphav, noen med såkalte nasjonale tillegg (NA), tilpasset til landet standarden blir brukt. (Standard Norge, 2019, 25. August) I denne rapporten kan vi trekke frem;

- Eurokode 0 (EN1990): Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner (Standard Norge, 2005a)
- Eurokode 1 (EN1991): Laster på konstruksjoner (Standard Norge, 2005b)
- Eurokode 2 (EN1992): Prosjektering av betongkonstruksjoner (Standard Norge, 2004a)
- Eurokode 5 (EN1995): Prosjektering av trekonstruksjoner (Standard Norge, 2004b)
- Eurokode 7 (EN1997): Geoteknisk Prosjektering (lite brukt i denne rapporten) (Standard Norge, 2004c)
- Eurokode 8 (EN1998): Prosjektering av konstruksjoner i jordskjelvområder (lite brukt i denne rapporten) (Standard Norge, 2004d)

2.3.4 Byggforskserien

Byggforskserien er et nasjonalt oppslags -og referanseverk som gir praktisk anvisninger om utforming av arealer og utførelse av konstruksjoner og byggtekniske detaljeringer.

Løsningene som er fremstilt i byggforskserien tilfredstiller alle funksjonskrav og krav til ytelse TEK stiller. Byggforskserien fungerer også som referanse til hva som kan benevnes som godt håndverksmessig utførelse. Anvisningene i serien leveres via internett som en interaktiv del av SINTEF Byggforsk kunnskapssystemer (BKS). (Edwardsen & Ramstad, 2017, August, p. 32)

2.3.5 Statens Vegvesens håndbokserie

Statens Vegvesen har utarbeidet en håndbok; V220 som er rettet mot planlegging, dimensjonering og bygging av veger. En del av håndboken omhandler geoteknisk prosjektering, og er brukt noe i form av dimensjonering av betongelementer og geotekniske betraktninger. Håndbok V220 samsvarer med EK 7 NS-EN 1997-1:2004+NA:2008; geoteknisk prosjektering og NS-EN 1997-2:2007+NA2008; grunnundersøkelser. (Vegdirektoratet, 2014, 1. Juni, p. 3, kap 0) I denne oppgaven brukes håndboken som støttelitteratur til dimensjonering av støttemurer.

2.4 Belastninger og naturlaster

Konstruksjoner kommer i mange former, fasonger og størrelser, felles for dem alle er at de skal bære laster, og som regel laster av forskjellig type. Dette kan være egenlaster, nyttelaster og naturlaster, disse opptrer ofte samtidig og blir angitt sammen som lastkombinasjoner.

(Bell, 2017. Januar, p. 129) Belastning på bygningskonstruksjoner bestemmes i henhold til NS-EN 1991 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Eurokode 1 har delene (Edwardsen & Ramstad, 2017, August, p. 431);

- NS-EN 1991-1-1 Egenlaster og nyttelaster (Standard Norge, 2005b)
- NS-EN 1991-1-2 Laster på konstruksjoner ved brann (Standard Norge, 2005b)
- NS-EN 1991-1-3 Snølaster (Standard Norge, 2005b)
- NS-EN 1991-1-4 Vindlaster (Standard Norge, 2005b)

2.4.1 Egenlaster

Konstruksjonens egenlast er vekten av materialene som inngår i konstruksjonen, samt eventuelt konstruksjonsdeler som permanent hviler på denne, enten disse er bærende eller ikke (Fallsen, 2011, August, p. 15). Vekten bestemmes utifra materialenes tyngdetetthet i $\frac{kN}{m^3}$, og $\frac{kN}{m^2}$ brukes oftest ved oppsamling av byggningskomponentene og praktisk bruk i dimensjoneringsarbeidet. (Edwardsen & Ramstad, 2017, August) Egenlasten omtales også ofte som egenvekt. Egenlastene er referert i Eurocode 1, NS-EN 1991-1-1.

2.4.2 Nyttelast

Nyttelaster er laster som ikke er påvirket av byggets egenvekt og anses som en variabel last. Typiske nyttelaster oppstår fra tyngden av personer, flyttbare inventar, flyttbare installasjoner, masse gods, kjøretøyer, dyr, lette skillevegger, møbler etc. Nyttelaster regnes vanligvis som en jevnt fordelte laster over et visst tilgjengelig areal, men det må også tas høyde for at det kan opptre punktlaster. Det skal dimensjoneres for at konsentrerte laster skal kunne plasseres rundt i rommet uten at gulvet skal ta skade av det. I NS-EN 1991-1-1 karakteriseres nyttelasten og oppgis i tabell NA 6.1 og NA 6.2. (Fallsen, 2011, August, p. 17)

2.4.3 Vindlast

Når vinden blåser mot et flateareal på en bygningskonstruksjon, med en vindhastighet V_0 ($\frac{m}{s}$) oppstår det et vindtrykk q ($\frac{N}{m^2}$) mot denne flaten (Fallsen, 2011, August, p. 32). Vindlast bestemmes iht.. NS-EN 1991-1-4. Som grunnlag for beregninger av vindlast på bygninger

brukes et karakteristisk vindhastighetstrykk $q_p(Z)$. Vindhastighetstrykket avhenger av referansevindhastigheten V_{b0} på byggestedet, høyden på bygningen fra terrengoverflaten, terrengkategori og eventuelle spesielle terrengformer på byggestedet og er delt inn i fem forskjellige terrengruhetsklasser ut ifra hvor bygget er plassert. (Edvardsen & Ramstad, 2017, August, p. 433) Hver kommune i Norge og Svalbard (obs! med gamle kommuneinndelinger, slik de var før 2020) har fått sin egen referanse for vind V_{b0} , referansevinden finner man i tabell NA.4(901.1), dette er en såkalt 50-års-vind. Det vil si at det er sannsynlig at den kan overskrides en gang per 50-ende år. (Fallsen, 2011, August, p. 32) Alle disse målingene er basert på det norske metrologiske institutt. Referansevinden er en midlere vindhastighet uavhengig av vindretning, målt på en periode på 10 minutter og i en høyde på 10 meter over terrengoverflaten, det er den maksimale hastigheten (1-3s) i vindkastene som er dimensjonerende for bygg. (Fallsen, 2011, August, p. 32) Når terrengruhetsklassen er definert, velges en C_{pi} -verdi, som er definert i tabell 7.1. C_{pi0} velges for belastede konstruksjonsdeler $A \geq 10 \text{ m}^2$ (eks. vegg), mens C_{pi1} brukes for belastede konstruksjonsdeler $A \leq 1 \text{ m}^2$ (eks stender). Dermed defineres dimensjonerende resulterende vindkraft på byggets overflate som (Byggforserien, 2003, Vår, kap 5.51):

$$F_w = C_d \cdot C_f \cdot A_{REF} \cdot q_{kast}(Z_e) \quad \text{evnt.} \quad W_e = c_p \cdot q_p(Z)$$

Hvor; C_f og Z_e er kraftfaktoren ($C_{pe} + C_{pi}$) og tilhørende referansepunkt.

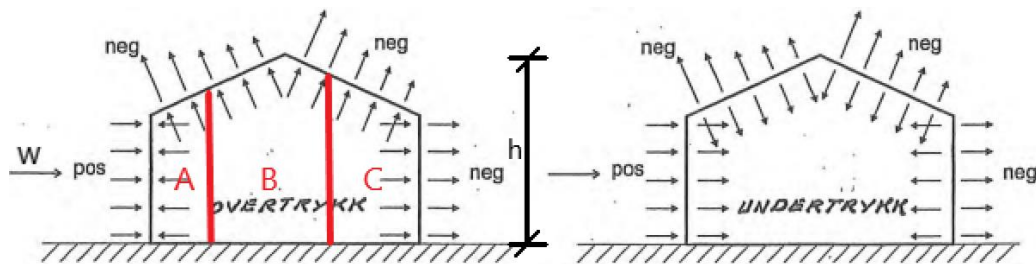
A_{REF} er referansearealet, vanligvis arealet av konstruksjonen projisert på et plan vinkelrett på vinden (m^2).

C_d er konstruksjonsfaktoren, settes som oftest lik 1 for norske bygninger.

$q_{kast}(Z_e)$ er vindhastighetstrykket ($\frac{N}{\text{m}^2}$)

Videre deles vindkreftene på konstruksjonen inn i soner på vegene, disse kalles utvendige formfaktorer for vegger. Dette er veggsonene A, B, (C) som tilhører gavlveggene (kortvegg) og veggsonene D og E som tilhører langveggene, definert i figur 7.5 og tabell 7.1 i NS-EN 1991-1-4. Det vil resultere i at veggene får en l_e (+) og en l_o (-) side og gavlveggene får strekkrefter (l_o) ut fra byggets senter. Det kan også oppstå over- og undertrykk i bygningskonstruksjonen, noe som avhenger av bla. Åpninger i bygget. Taket deles også inn i vindsoner, ut ifra takts form og fasong. Denne faktoren blir beregnet som en nyttelast til vindtrykket. Det avhenger av takets vinkel om det blir l_o eller l_e på takets vindsoner. I tillegg

til utvendig trykk/sug-krefter kan det også virke friksjonskrefter langs gavler og tak, noe som vindstandarden begrunner. (Fallsen, 2011, August, p. 39)



Figur 14 - Soneinndeling gavlvegg A, B og C og påvirkning av byggets vindlast W ved under -og overtrykk i konstruksjonen. (Selvredigert Paint 3d, med utdrag fra (Fallsen, 2011, August, p. 39)

2.4.4 snølast

Det er kjent at Norge er en vinternasjon med til tider store snømengder i enkelte deler av landet. Snømengden og intensiteten av snøfallet avhenger oftest i hvilken del du er i landet og det er mange faktorer som virker inn på den mengden av snø som samler seg på et tak. Felles for alle bygg er at dette må tas hensyn til i dimensjoneringsarbeidet. I dimensjoneringsarbeidet legges det til grunn to betydelige forhold til den karakteristiske snølasten på tak; karakteristisk snølast på mark og takets geometri. (Fallsen, 2011, August, p. 27) NS-EN 1991-1-3 (EC1) tar for seg snølastene. For å komme frem til snølasten på det valgte området må man vite den karakteristiske snølasten på marknivå, som er angitt for hver enkelt kommune. Den representerer lasten som bare statisk opptre hver femtiende år i gjennomsnitt. I praksis legger denne grunnlaget for at det ikke trenger fjerne snø fra taket. Snølasten på marken er beregnet for kommunesenteret, og betegnes $S_{k,0}$. Dersom byggestedet ligger vesentlig over kommunesenteret må snølasten på mark økes med $1 \frac{kn}{m^2}$ for hver 100m høydeforskjell. (Edvardsen & Ramstad, 2017, August, p. 432) Snølasten på taket berignes med følgende uttrykk, men i de aller fleste tilfeller kan forenklet formel benyttes;

$$S = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k \text{ evnt. } S = \mu \cdot S_k$$

Hvor; C_e er eksponeringsfaktor, settes som regel lik 1. Tabell NA 5.1

C_t termisk reduksjonsfaktor, brukes for tak med høy varmegjenvinning med stor smelteeffekt, oftest konstruksjonsdeler med store glasstak.

μ er formfaktor på tak, settes som regel lik 0,8, men for tak som er brattere enn 30° kan formfaktoren reduseres med lineær interpolering mellom 30° og 60° , men det anbefales å sette

denne lik 0,8 for snølast på tak hvor snølasten reduseres på grunn av mye vind. det erfaringsmessig reduseres på NS-EN 1993 pkt. Pkt. 5.3 tabell 5.2

S_k er karakteristisk snølast på mark på byggestedet

2.4.6 Geometriske avvik

I den ideelle verden kan man ofte si at alt er helt loddrett eller helt vannrett. I praksis kan man med sikkerhet si at den ikke er det. Med geometriske avvik tas det hensyn til ugunstige virkninger av mulige avvik i konstruksjonens geometri eller den samlede konstruksjonen. Det kan da forekomme tilfeller som ikke er heldig for byggets stabilitet. Med geometrisk avvik oppstår en skjevstilling (helningsavvik), som anses som en liten vinkel som «bikker» bygget med den horisontale lasten som påvirker bygget. Denne skjevstillingen gjør at de overliggende fordelte lastene og de vertikale lastene skaper en horisontal skjevlast. Disse lastene påvirker det globale avstivningssystemet, som tar opp de horisontale kreftene. Eurocode 2-1-1 pkt 5.2(7) sier; det skal tas hensyn til geometrisk avvik i bruddgrensetilstand for permanente dimensjonerende situasjoner og for dimensjonerende ulykkestilstand. Det er ikke nødvendig å ta hensyn til geometriske avvik i bruksgrensetilstand.

(Betongelementforeningen, ukjent, p. 70, kap B9) Hellningsavviket er gitt ved:

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

dermed blir virkningen av den horisontale lasten fra skjevlasten på de vertikale skivene:

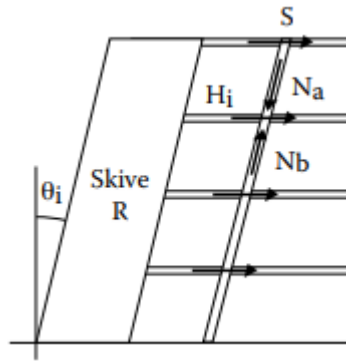
$$H_i = \theta_i \cdot N_b - N_a$$

Hvor θ_0 er basisverdi, settes lik 0.005 (empirisk)

α_h er reduksjonsfaktoren for lengde eller høyde: $\frac{2}{\sqrt{l}}; \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$ hvor l = er lengden/høyden

α_m er reduksjonsfaktor for antall konstruksjonsdeler; $\sqrt{(0.5 \cdot (1 + \frac{1}{m}))}$ hvor m er antall vertikale konstruksjonsdeler som bidrar til den samlede virkningen

$N_b - N_a$ er den dekkelasten som tilhører etasje; i



Figur 15 - Eksempel på skjevlastenes forplantning i et «ikke fullstendig» rett konstruksjon. (Betongelemetforeningen, ukjent, p. 70)

2.6 Bæresystem

2.6.1 Fundament

Fundamentering utgjør en svært viktig del for bygningskonstruksjonen. Primæroppgaven til fundamentet er å overføre kreftene fra konstruksjonen ned til byggegrunnen. De viktigste byggetekniske problemer med fundamentering er bæreevne, jordtrykk mot vegger, setninger og telehiv. Fundamenteringsmåten bestemmes av grunnforholdene og av konstruksjonens bæresystem. Noe man må være særs varsom på, spesielt i Norge er bløt leire, noe det finnes mye av i enkelte deler av landet. For å dimensjonere fundamenter må det gjøres en grunnundersøkelse på byggestedet. Dette gjennomføres av geoteknikere. De geotekniske analysene kan være omfattende og gir et grunnlag for forutsetningen til fundamentet. Når det skal fundamenteres er det viktig å ta hensyn til jordmaterialets mekaniske egenskaper, men i tillegg kan både fjell og løsmasser ha fysiske/kjemiske egenskaper som gjør fundamenteringen mer komplisert. (Larsen, 2008, Juli, p. 161, kap 7.1) Ved fundamentering på fjell må det tas hensyn til grunnens overflatetopologi, og dybde til fjell, graden av oppsprukket fjell, motstand mot forvitring og aggressivitet ovenfor betongen. Fundamentering på løsmasser krever vurdering av jordartstype, lagdeling og dybde til fjell, samt grunnvannstand og poretrykk. I tillegg kommer fysikalske/mekaniske egenskaper som styrke- og deformasjonsegenskaper, permeabilitet, vanninnhold og romvekt. (Larsen, 2008, Juli, p. 162, kap 7.2)

I de foretatte geotekniske rapportene fremlegges et maks dimensjonerende grunntrykk $\sigma_{g,Rd}$ (dimensjoneres i henhold til NS-EN 1997-1), det vil si at fundamentets trykk mot grunnen ikke kan overstige dette. Dimensjonerende grunntrykk relaterer ofte til søyle- eller stripefundament. Hvis det er «dårlig grunn», altså et lavt grunntrykk kan/burde det støpes en

heldekkende såle, eventuelt brukes eller kombineres med pæler som går ned i jorden. (Fallsen, 2018, August, p. 1, kap 9) I dimensjoneringsarbeidet må det også tas hensyn til telesikring. I dette arbeidet er frostdybden avgjørende, og varierer fra sted til sted. Dimensjonerende frostdybde H_0 kan beregnes ut ifra NS-EN ISO 13793 eller finnes i tabeller utarbeidet av Sintef Byggforsk, som baserer seg på erfaringsverdier. (Byggforserien, 2018, November, kap 1.15)

2.6.2 Søyle/stav

En søyle er et frittstående, vertikalt bygningsledd med lang(lengde) og forholdsvis smal form(tverrsnitt), hovedoppgaven til en søyle er å utøve en bærende funksjon i den totale bygningskonstruksjonen. En søyle/stav er en konstruksjonskomponent hvor dimensjonen i en retning er vesentlig større enn i de øvrige to retningene. (Larsen, 2008, Juli, p. 73, kap 4.2). Søylen/stavens hovedoppgave i en bygningskonstruksjon er å overføre aksialkrefter, men kan ta opp skjær- og momentkraft så fremt søylen er fast innspent i et eller flere steder.

2.6.3 Etasjeskiller

Etasjeskiller er en konstruksjonsdel som skiller mellom to etasjer, i en større bygningskonstruksjon kalles disse ofte dekker eller bjelkelag i trekonstruksjoner. Disse «platene» fungerer også som et todimensjonalt konstruksjonselement med liten tykkelse i forhold til de øvrige dimensjonene.(Larsen, 2008, Juli, p. 90, kap 4.7) Hovedfunksjonen til etasjeskilleren er å ta opp vertikale krefter og videreføre disse videre ned i vegger eller søyler, etasjeskilleren viderefører også horisontale krefter som virker inn på dekket. Dette omtales som det lokale avstivningssystemet som tar opp de vertikale kreftene, og overfører disse til det globale avstivningssystemet. Etasjeskillerene deles inn i: Enveisplater; hvor platene ligger mot en retning, og hviler på en langsgående bjelkerekke (enten kun x-retning eller y-retning i planet), toveisplate; platene hviler på kryssende bjelkerekker (både x- og y-retning i planet) og platedekker; som kun hviler på søylene uten noe form for bjelkelag under.

2.6.4 Bjelke

En bjelke er en langstrakt horisontalt, rett, som regel bærende konstruksjonsdel, som oftest er plassert under gulv, i/under bjelkelag, tak eller dekke. Bjelken tar opp vertikale krefter og primært bærer ytre tverrlaster ved bøyning. Bjelken tar opp skjær- og momentkrefter. Bjelken er den mest vanlige konstruksjonsdelen både i tre, -stål -og betongkonstruksjoner. Tverrsnittsstørrelsen og formen vil være materialavhengig. Rektangel-tverrsnitt er dominerende for trebjelker og limtrebjelker. Limtrebjelker bygges opp ved at et antall lameller limes sammen. (Larsen, 2008, Juli, p. 78, kap 4.3)

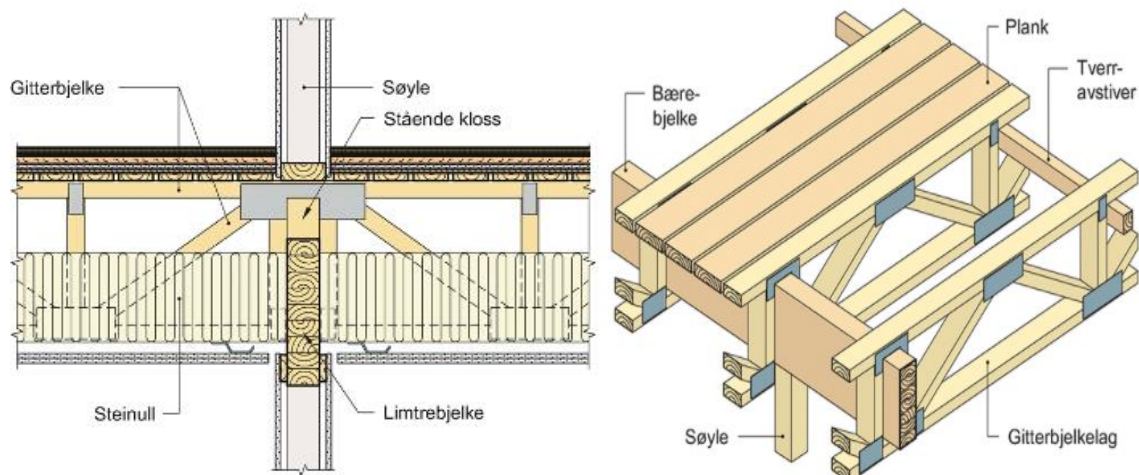
2.6.3.1 Gitterbjelke

Gitterbjelken er en fagverksbjelke, som er en sammensatt bjelkekonstruksjon hvor man benytter spikerplater til sammenføyning mellom staver og gurter. (Eide, ukjent, p. 2) Fagverk kommer i mange varianter, utforminger og størrelser, men felles for de fleste er at de er satt sammen av en serie med trekanter. Trekantene representerer en stiv konstruksjonskomponent, og med slike trekanter satt sammen vil man oppnå et stabilt system. (Bell, 2017. Januar, p. 587, kap 20.6) Gitterbjelken benyttes ofte over lengre spenn i en trekonstruksjon der massive bjelker er et lite aktuelt alternativ, om det i det hele tatt er et mulig alternativ.

Gitterbjelken består av en over- og undergurt, samt en serie med staver, kaldt diagonaler og vertikaler. Gurtene er rette og kan være kontinuerlig over et eller flere felt. I en beregningssituasjon modellerer man over- og undergurtene som bjelker og diagonalene som staver (som kun tar aksialkrefter). Rommet som skapes i bjelken kan brukes til å plassere VVS, el eller andre tekniske løsninger, noe som gjør at den totale høyden til etasjeskilleren kan holdes minimal og det visuelle inntrykket kan holdes arkitektonisk forsvarlig.

Gitterbjelkene omtales som «moderne bjelkelag» og ofte kalt for «hulldekke i tre». Som alle andre etasjeskillere/dekkekonstruksjoner stilles det strenge krav til konstruksjonstekniske-brann- og lydtekniske krav, noe som kan vise seg å være krevende å tilfredsstille over lengre spenn. Gitterbjelkene kompletteres med golv og himling til ferdige etasjeskillere som tilpasses brannmotstand og lydisolasjon (Homb & Kolstad, 2013, Juni, p. 7, kap 1.1)

Gitterbjelkene produseres og CE-merkes i henhold til NS-EN 14250 og skal dimensjoneres i henhold til NS-EN 1995-1-1 og NS-EN 1991-1-1 inkludert nasjonale tillegg (NA). Avhengig av oppbygningen kan etasjeskilleren brukes i alle risikoklasser i brannklasse 1 og 2, hvor brannmotstanden må kunne opprettholdes i 30 og 60 minutter for branncellebegrensede konstruksjoner. For bruk i brannklasse 3 må det utføres en brannteknisk analyse i hvert enkelt byggeprosjekt. (SINTEF, 2015, 02. Februar, p. 3, kap 7) ved tilfeller hvor det trengs økt stivet kan tverravstivere benyttes. Tverravstiverne i form av rekker eller planker skrues fast på tvers og på underside av gitterbjelkens overgurter. Også lyd- og komfortegenskapene forbedres ved bruk av tverravstivere. Tverravstiverne dimensjoneres for hvert enkelt tilfelle. (SINTEF, 2015, 02. Februar, p. 3, kap 7.6)



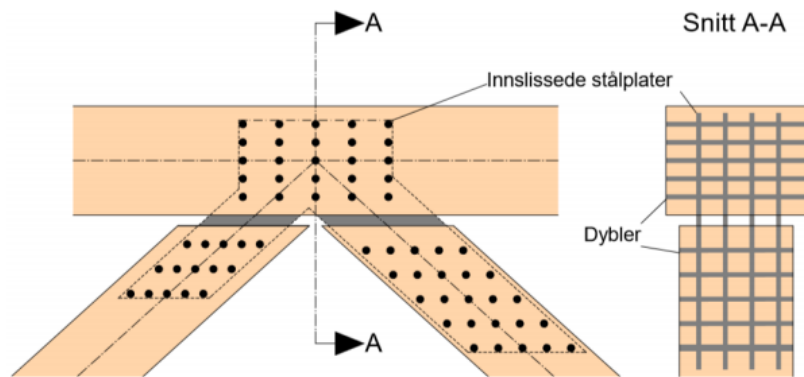
Figur 16 - Eksempel på gitterbjelker i etasjeskiller, med innlagt limtrebjelke og tverravstiver. (SINTEF, 2017, Februar, kap 31 og 33)

2.6.5 Forbindelse

En forbindelse er et element i en bygningskonstruksjon som knytter to eller flere konstruksjonsdeler sammen til et sammensatt element. I den endelige konstruksjonen må de bærende komponentene forbindes ved hjelp av mekaniske forbindelsesmidler. (Larsen, 2008, Juli, p. 137, kap 6.3.3) Primæroppgaven til forbindelser er å videreføre eller oppta krefter som oppstår i konstruksjonen. Bruken av tre som konstruksjonsmateriale er helt avhengig av effektive forbindelser og forbindelsene er ofte trekonstruksjonens svake punkt. Det finnes en rekke forskjellige type forbindelser som brukes i dag, dette avhenger av opptredende krefter og bygningstype, disse dimensjoneres vanligvis på grunnlag av lineære, statiske beregninger utført med plane (2D) ramme- eller fagverkstype modeller. (Larsen, 2008, Juli, p. 148, kap 6.4.4) Forbindelser dimensjoneres i all hovedsak i bruddgrensetilstand.

2.6.5.1 Slisseplater

Slisseplater er innslissede stålplater festet med gjennomgående stavdybler. Slisseplaten kan benyttes i alle klimaklasser og anses som en skjult forbindelse, dette gir gunstige egenskaper til brannmotstand. Slisseplater i stål øker knutepunktets kapasitet betraktelig og sikrer god fordeling av kreftene som opptrer mot knutepunktet. Prinsippet for bruk av slisseplater er å unngå eksentrisitet, på grunn av sprø brudd som er forårsaket tverrestrekkspenninger som har oppstått på grunn av bøyemomenter og at forbindelsen har så liten utstrekning som mulig. (Bell, 2017. Januar)



Figur 17 - Eksempel på innslissede stålplater med gjennomgående stavdybler. (Bell, 2017. Januar, p. 592)

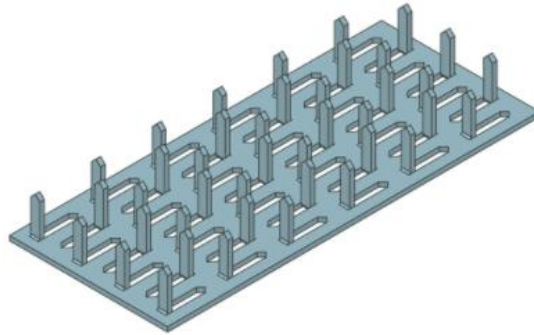
2.6.5.2 Søyfefot

Søyfefoten er en forbindelse som knytter overgangen mellom betong og andre materialtyper, eks. tre til hverandre. Søylen som går inn i søyfefoten er enten leddlagret eller momentstivt forbundet med underlaget. Valget av løsning for en søyfefot vil ikke bare ha betydning for søylen, men også for fundamentet under søyleenden. Søyfefot forankret i betong og forutsettes oppfyllelse av krav i henhold til Eurocode 2 – betongkonstruksjoner. Søyfefoten kan spikres, skrus eller boltes til søyfefoten. Ved søyleende der treverket til søylen hviler direkte mot betongen burde det brukes en fuktspærre, slik at søylen er mest mulig beskyttet. Om det er estetiske eller spesielle brannkrav kan man bruke innlimt bolt eller slisseplate. (Crocetti, 2015, Juni, p. 255, kap 14,3)

2.6.5.3. spikerplate

Spikerplaten er en rektangulær høyfast stålplate, med tykkelse fra 1 mm til 2 mm hvor det er stanset ut tenner i et visst mønster. Her er med andre ord en form for integrert spiker sammenføyet i stålplaten. En typisk spikerplateforbindelse består av to helt like plater, plassert symmetrisk på hver side av forbindelsen, som presses inn i treverket samtidig med hydraulisk eller trykkluftsdrevet spesialverktøy. Primært brukes spikerplatene i fagverkskonstruksjoner og overfører både aksialkrefter, bøyemoment og skjærkrefter. Konstruksjoner hvor det er benyttet spikerplater vil aldri bli fullstendig bøyningstivt. (Bell, 2017. Januar, p. 379, kap 13.1) Spikerplaten skal som regel brukes i klimaklasse 1 og 2, ved spesielle filfeller kan spikerplater i rustfritt stål benyttes, disse tilfredsstillende kravene for klimaklasse 3. (SINTEF, 2008, Mai, kap 7.71) Selv om NS-EN 1995-2:2004+NA2010 sier; trekonstruksjoner med spikerplater tillates bare i klimaklasse 1 og 2. Grunnen er at spikerplaten som blir utsatt for krymping og svelling over tid kan bli presset ut av trevirke og kan dermed miste forankringskapasitet. (Myklebust, 1999, 20. Februar, p. 79, kap 6.4.1.5)

Bærende bygningskomponenter (eks. takstoler og gitterbjelker) hvor det er brukt spikerplater som forbindelse mellom staver, gurter og andre tredeler skal CE-merkes i henhold til NS-EN 14250 (Edwardsen & Ramstad, 2017, August, p. 99, kap 3.3), selve spikerplaten etter NS-EN 14545.



Figur 18 - Eksempel på spikerplate (SINTEF, 2008, Mai, kap 7.71)

2.6.6 Avstivningssystem

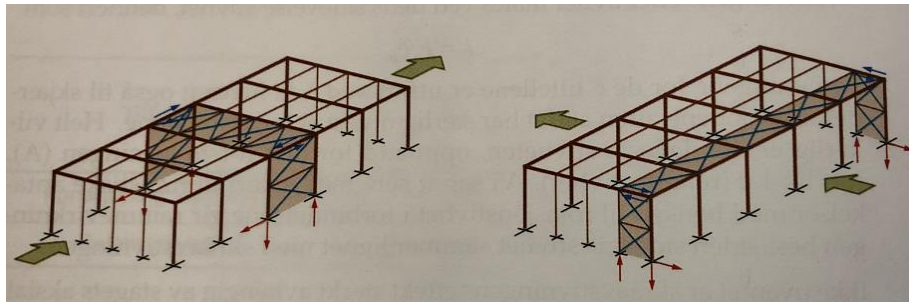
En svært viktig oppgave for en bærende konstruksjon er at den ved alle omstendigheter opprettholder sin totale stabilitet (rotasjon og translasjon). Først og fremst er det de horisontale kreftene som må ivaretas på en sikker og hensiktsmessig måte når det kommer til avstivning. De horisontale kreftene kan virke i alle retninger, og genereres hovedsakelig av vind, men også skjevlaster, støtkrefter fra verktøy med horisontal start/stopp-funksjon og jordskjelv (som det pr nå har vært lite fokus på i Norden, unntatt Island) må legges i betraktning når bygget skal dimensjonere et forsvarlig avstivningssystem. (Crocetti, 2015, Juni, p. 207, kap 13.1) De få gangene det går «galt» med bygninger skyldes det ofte mangelfull avstivning. Avstivning har både et globalt og et lokalt aspekt. (Bell, 2017. Januar, p. 457, kap 16.1)

2.6.6.1 Global avstivning

Global avstivning av et bygg handler i stor grad om å ta ned horisontale krefter, via stive veggpartier, til underliggende konstruksjon, uten at det oppstår svikt eller uakseptable forskyvninger. De dominerende horisontale kreftene som påvirker de globale avstivningssystemet er vind, skjevlaster og evt. jordskjelv. Det viktigste kriteriet for avstivningssystemet må tilfredsstillende er at det yter tilstrekkelig motstand mot alle mulige forskyvninger, inkludert rotasjon. (Bell, 2017. Januar, p. 461, kap 16.2) De vanligste avstivningssystemene er fagvek: staver satt sammen i diagonaler og vertikaler i system, og hele skivesystemer som er satt sammen av store flater med høy stivhet. Det globale

avstivningssystem er byggets vertikale avstivningssystem som opptar de horisontale kreftene som påvirker bygget.

Stålstenger blir ofte omtalt som diagonalavstivere og man ser de ofte i komposittbygg (bygg med flere typer materialer som bærende system), men det er fullt mulig og svært vanlig å benytte tre i diagonalene. Treet i Bergen og Mjøstårnet i Brumunddølen er eksempler på dette. (Bell, 2017. Januar, p. 463, kap 16.2)



Figur 19 - Eksempel på global avstivning på lang- og gavlevegg, her illustrert med en vindkraft som resulterer mot de to veggflatene. (Bell, 2017. Januar, p. 460, kap 16.1)

2.6.6.2 Lokal avstivning

Lokal avstivning handler om å hindre slanke trykkkomponenter for å knekke ut, samt hindre slanke bjelker påkjent av moment om den sterke akse å vippe. Det lokale avstivningssystemet i en bygningskonstruksjon omtales som de horisontale skivene, dette er dekket og taket, og skal overføre kreftene ned i det vertikale avstivningssystemet (det globale avstivningssystemet) Prinsippet med lokal avstivning handler om å øke knekklast/kritisk moment ved å redusere knekkledd/effekt (vippe-) lengde gjennom sideavstivning. (Bell, 2017. Januar, p. 465, kap 16.3).

2.6.6.3 Plassering av avstivende skiver

Både plassering av de vertikale skivene, antall og skivenes stivhet er avgjørende for hvordan kraftens fordeling mot de ulike vertikale skivene opptrer, dette påvirker også påkjenning på de horisontale dekk-skivene. (Betongelemetforeningen, 2016, p. 101, kap 12.3.1) I moderne byggeteknikk utnyttes ofte heissjaktens kontinuitet gjennom hele bygget som avstivende element. De horisontale kreftene som påvirker en bygningskonstruksjon kalles H_y og H_x , og er opptredende last inn mot lang- og gavleveggene. Det er aldri nok med kun en vertikalt avstivende skive i hver retning, det minste antallet er tre skiver, men plasseringen må være slik at det kan oppta lastene H_x og H_y . Det skilles mellom statisk ubestemt(ustabilt) og statisk bestemt(stabilt) avstivningssystemer. Hvis det er for mange ukjente reaksjoner (krefter) i

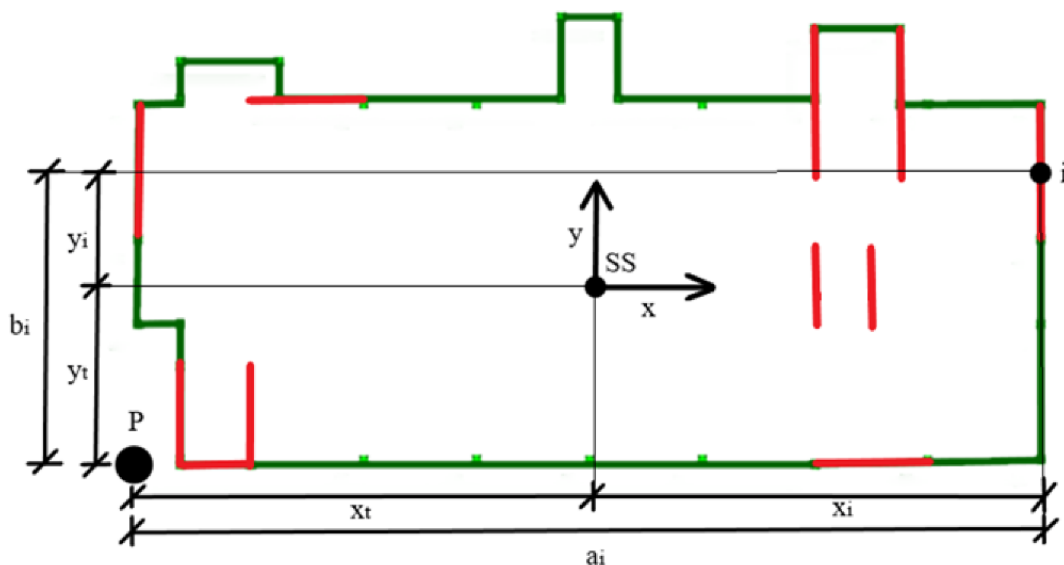
konstruksjonen opp mot de tre likevektsligningene vil konstruksjonen være statisk ubestemt, noe som vil resultere i en ustabil konstruksjon. (Betongelemetforeningen, 2016, p. 101, kap 12.3.1.1)

2.6.6.3.1 Stivhetssenter

Alle de vertikalt avstivende skivene i en bygningskonstruksjon vil skape et felles tyngdepunkt, dette tyngdepunktet kalles stivhetssenter, forkortet SS. (Betongelemetforeningen, 2016, p. 103, kap 12.3.1.1) Best og mest ønsket scenario er å ha/plassere SS i senter av bygningen for å minske lengden til momentarmen som oppstår ved at SS ikke er i senter. Hvis resulterende kraft H ikke treffer SS vil det oppstå et rotasjonsmoment om punktet noe som kan føre til rotasjon av bygget. Om det er rotasjon om SS velges et nytt akse-system med origo i SS for å så gi hver enkelt skive nye koordinater og kraftfordelingen kan beregnes. Stivhetssenteret for hele konstruksjonen regnes ut ved, hvor x_t og y_t er avstanden fra punktet P til stivhetssenteret (Betongelemetforeningen, 2016, p. 105, kap 12.3.1.1):

$$x_t = \frac{\Sigma(a_i * K_{yi})}{K_y} \text{ og } y_t = \frac{\Sigma(b_i * K_{xi})}{K_x}$$

Hvor a_i og b_i er avstanden fra punktet P (hjørnet til venstre) til skivens tyngdepunkt K_y og K_x er stivheten til hver enkelt skive



Figur 20 - Eksempel på plassering av SS og plassering for en skive i. Selvredigert i Paint 3D med utdrag fra (Betongelemetforeningen, 2016, p. 105, kap 12.3.1.1)

2.6.6.3.2 Rotasjon om stivhetssenteret

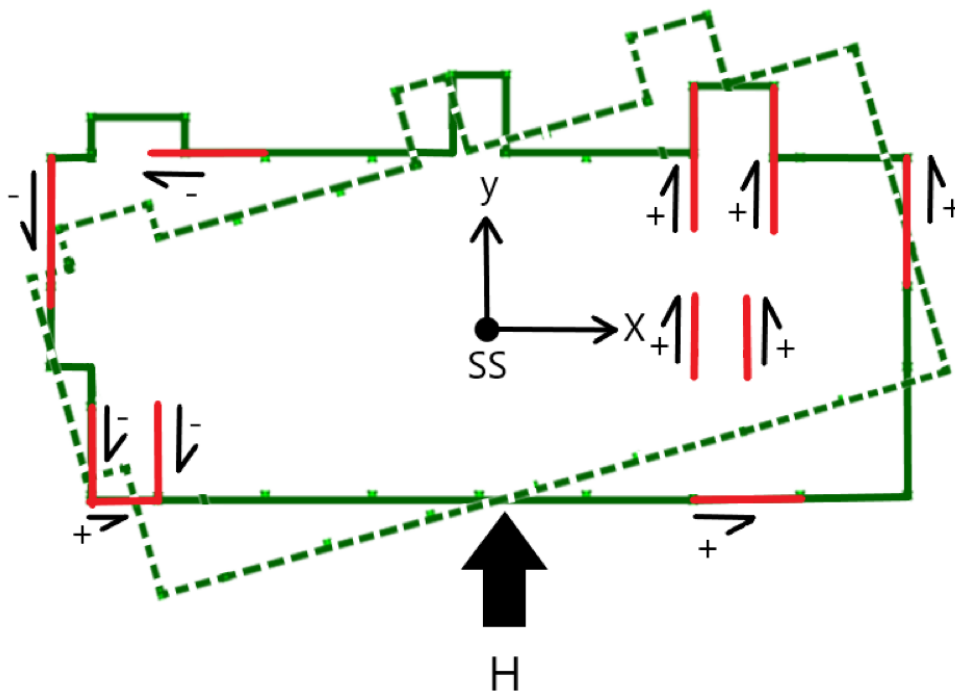
«Rotasjon om SS oppstår ved at den horisontale resulterende kraften H ikke angriper i senter av SS. Det vil da oppstå en rotasjon om senteret av bygget, jo lenger SS er fra senter av bygget jo lenger blir «momentarmen» til H . Momentarmen som oppstår har et stort rotasjonsbidrag og man ønsker denne så kort som mulig, om det lar seg gjøre, helst ingen. Dermed blir rotasjonsbidraget H_{xi} og H_{yi} fordelingen av krefter på hver enkelt vertikale skive» (Betongelemetforeningen, 2016, p. 107, kap 12.3.1.1):

$$H_{xi} = y_i \cdot k_{xi} \cdot \frac{M_z}{I} \quad \text{og} \quad H_{yi} = x_i \cdot k_{yi} \cdot \frac{M_z}{I}$$

hvor k_{xi} og k_{yi} er stivhet på hver enkelt skive

I er rotasjonsstivhet for en enkelt skive

M_z er $K_i \cdot \delta_i \cdot x_i$ og er momentbidraget, henvises til (Betongelemetforeningen, 2016, p. 106, kap 12.3.1.1)



Figur 21 - Opprinnelig og rotert stilling (stiplet) pga. påført kraft H . selvredigert i Paint 3D med utdrag fra (Betongelemetforeningen, 2016, p. 103, kap 12.3.1.1)

2.6.6.3.3 Enkel forskyvning (translasjon)

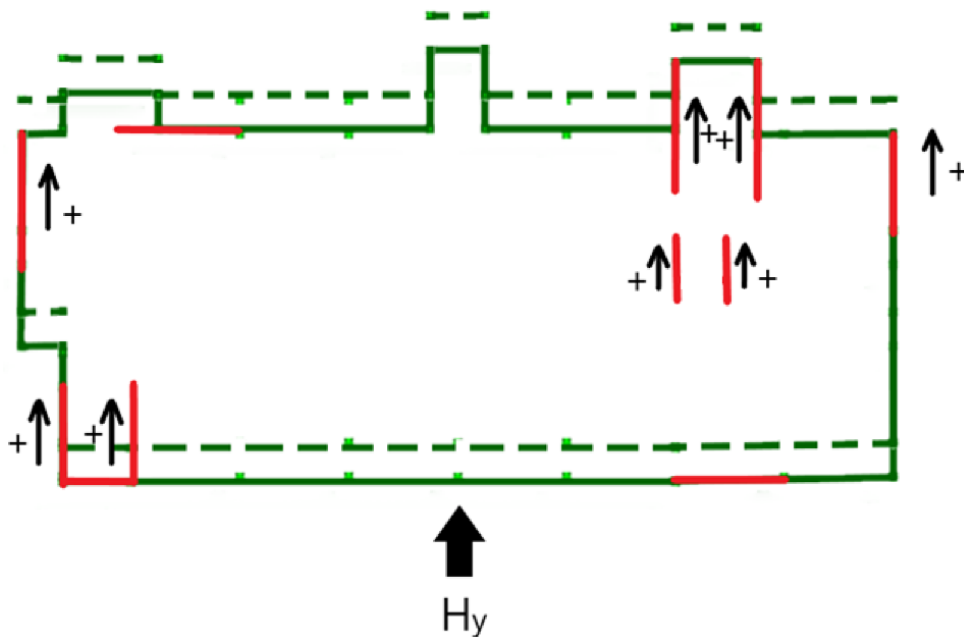
Enkel forskyvning, også kalt translasjoner er en bevegelse som beskriver et legemes forflyttelse bortover i planet, uten rotasjonsbevegelse. Altså en slags «skyvende» effekt. Kraften H_y prøver å skyve de vertikalt avstivende skivene og skaper en skjærkraft mot såleplaten som skivene er støpt til. Translasjonskraften skaper en veltende effekt for skiven og fundamentet må dermed dimensjoneres med tilstrekkelig vekt for å unngå et slik uheldig tilfelle. Dermed blir bidraget fra translasjonen: (Betongelemetforeningen, 2016, p. 105, kap 12.3.1.1)

$$H_{xi} = k_{xi} \cdot \frac{H_{x,tOt}}{k} \text{ og } H_{yi} = k_{yi} \cdot \frac{H_{y,tOt}}{k}$$

Hvor k_x og k_y er stivheten til hver skive

H_{tot} er ytre las som påvirker skiven

k er samlet stivhet til alle skivene i «i» - retning.



Figur 22 - Byggets translatoriske bevegelse pga. den resulterende kraften H_y . Selvredigert i Paint 3D med utdrag fra (Betongelemetforeningen, 2016, p. 105, kap 12.3.1.1)

2.6.6.3.4 Byggets totale stivhet

Fenomenet translasjon og rotasjon påvirker byggets stivhet med samlet kraft, samvirke mellom translasjon- og rotasjonskreftene opptrer dermed samtidig og de vertikale skivene må kunne oppta disse kreftene for å opprettholde sin stabilitet. Dermed blir samlet kraft på hver veggskive (Betongeløseforeningen, 2016, p. 106, kap 12.3.1.1):

$$H_{xi} = y_i \cdot k_{xi} \cdot \frac{M_z}{I} \pm k_{xi} \cdot \frac{H_{x,tOt}}{k} \quad \text{og} \quad H_{yi} = x_i \cdot k_{yi} \cdot \frac{M_z}{I} \pm k_{yi} \cdot \frac{H_{y,tOt}}{k}$$

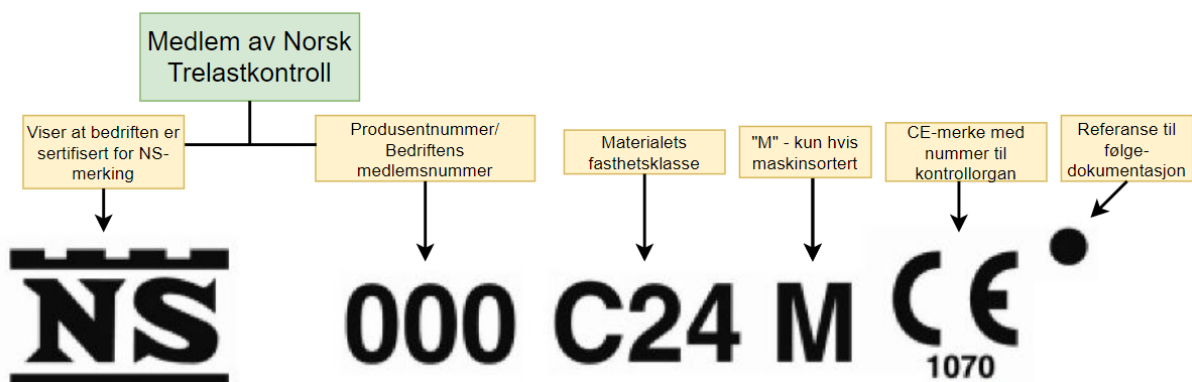
Hvor alle faktorene er forklart tidligere

H_{xi} og H_{yi} er det totale translasjons- og rotasjonsbidraget som hver enkelt skive må kunne motstå.

\pm må kombineres fordi rotasjonskraften kan få både negativt og positivt bidrag om SS

2.7 Materialer

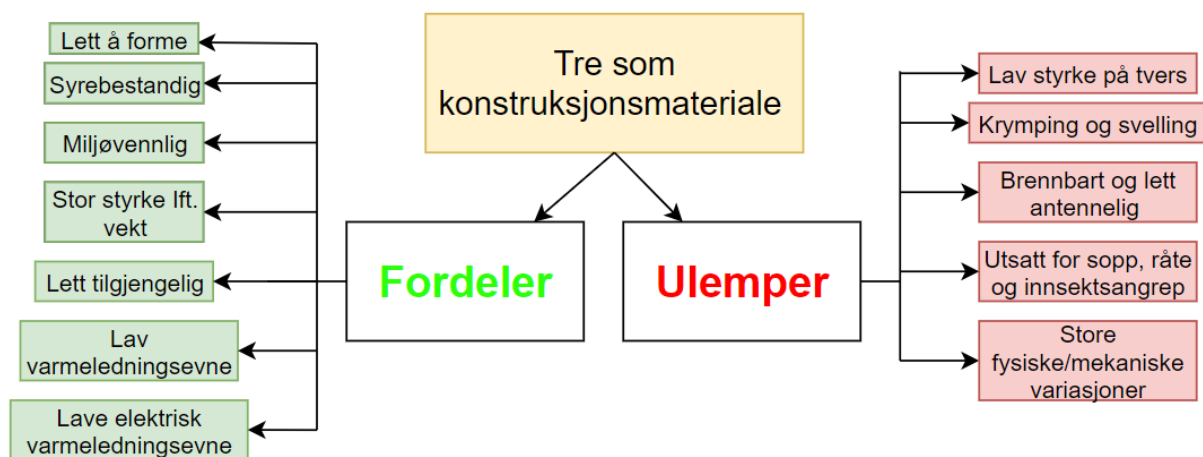
Det finnes en rekke forskjellige byggematerialer i dagens marked, noen mer brukte enn andre. Tre, stål og betong er de materialtypene i dag som er mest dominerende i en bygningskonstruksjon. Det stilles strenge krav for alle produkter som skal bygges inn permanent i et byggverk. Derfor finnes det en forskrift (DOK) som gjelder produkter som fremstilles, omsettes, markedsføres og distribueres for byggverk. Dette myndighetskravet er utarbeidet gjennom Den Europeiske Byggevarerforordningen (CPR). Forordningen har som mål å fjerne tekniske handelshindringer for markedsføring og omsetning av byggevarer mellom medlemslandene i EØS. For å oppnå dette er det nå obligatorisk å CE-merke alle byggevarer som dekkes av en harmonisert produktstandard. (Edvardsen & Ramstad, 2017, August, p. 83, kap 3.1)



Figur 23 Eksempel på merking av C24 – konstruksjonsvirke. Selvredigert i Paint 3D og app.diagrams.net med utdrag fra (Edvardsen & Ramstad, 2017, August, p. 96, kap 3.3)

2.7.1 Tre

Tre som konstruksjonsmateriale har Norge i dag lange tradisjoner, dette skyldes i store trekk den store tilgangen av trevirke og de gode konstruksjonsmessige forutsetningene tre har. I Norge er det først og fremst gran og furu som benyttes til husbygging, men også løvtrevirke har hatt sitt innhogg i senere tid – for det meste i innvendig og utvendig kledning, golvbord og parkett. (Edwardsen & Ramstad, 2017, August, p. 87, kap 3.2) Som materiale er trevirket verken homogent eller isotropt, og som bygningsmateriale er det avhengig av lastpåvirkning og fuktighet. De store variasjonene til treets egenskaper kompliserer også arbeidet med det, derfor er man svært interessert i fastheten og stivheten til treet under dimensjoneringsarbeidet. (Bell, 2017. Januar, p. 49, kap 4.1) Som lastbærende konstruksjonsmateriale er det fordel og ulemper med å bygge i tre:



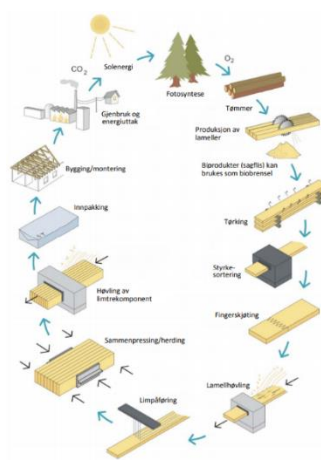
Figur 24 - Fordeler og ulemper med tre som konstruksjonsmateriale. Selvredigert i app.diagrams.net med utdrag fra (Bell, 2017. Januar, p. 28, kap 3.1)

2.7.1.1 Konstruksjonsvirke

Konstruksjonsvirke eller heltre (bord og plank) er styrkesortert trelast for bruk i bærende bygningskonstruksjoner som stendere, bjelker, taksperrer, takstoler, gitterbjelker og er et basis for limtre- og massivtreelementer. I praksis brukes også konstruksjonsvirke til ikke-bærende skillevegger, spikerslag, sviller, påforinger etc. Konstruksjonsvirke leveres som justert skurlast med standarddimensjoner. Primært brukes gran i konstruksjonsvirket, men også furu benyttes i Norden. Virket skal CE-merkes i henhold til NS-EN 14081 og styrkesorteres etter NS-EN 338 (fasthetsklaser) Konstruksjonsvirke er trelast som er styrkesortert i forskjellige fasthetsklasser. CXX (eks C30) betyr at det er konstruksjonsvirke og karakteristisk bøyefasthet i $\frac{N}{m^2}$ ($30 \frac{N}{m^2}$), avhengig av blant annet virkefeil. (Edwardsen & Ramstad, 2017, August, p. 93, kap 3.2)

2.7.1.2 limtre

Limtre er et treprodukt som kategoriseres som et bearbejdet treprodukt. Ved å benytte fingerskjøtte (skal tilfredsstille krav iht NS-EN 15497) lameller/plank som limes (MUF-lim) sammen av styrkesotert (iht NS-EN 14081) trevirke kan bjelker og søyler av varierende størrelse og form fremstilles. (Edwardsen & Ramstad, 2017, August, p. 96, kap 3.3) Limtre er en konstruksjonskomponent som består av to eller flere lameller, bord eller plank med tykkelse 6-45 mm, hovedsakelig i bartre. Ved produksjon legges og limes (parallelt med bredden) bordene sammen i samme fiberretning. (Crocetti, 2015, Juni, p. 5, kap 1.3) Moderne limingsteknikk i kombinasjon med trematerialets gode fasthetsklasser gjør limtre til et høyt kvalifisert konstruksjonsmateriale, med unike egenskaper, som bla; høy styrke ift. egenvekt, høy brannmotstand, gode varmeisolerende egenskaper, lav egenvekt og fleksible ift. produksjon og design mm. EN 14080 spesifiserer en rekke formaliteter for bruken av limtre, og presiserer at enhver del av en limtrebjelke skal ha bredde b som er minst 38 mm og en høyde h som ikke er større enn $8b$ (Crocetti, 2015, Juni, p. 2 og 14, kap. 1.1) MUF-limet som benyttes mellom lamellene er fremstilt av melamin, resorcinol og formaldehyde og gir sterke og bestandige limfuger og kan benyttes i alle klimaklasser. Limtre skal CE-merkes i henhold til NS-EN 14080 og understandardene EN 301 og EN302, som angir krav til materialbruk, oppbygning og produksjonskontroll. (Crocetti, 2015, Juni, p. 15, kap 1.3.7) i Norge anvendes primært en fasthetsklasse kalt CE L40C som standard limtrekvalitet. Limtreprofiler (rektangulære) leveres i ulike standarddimensjoner med tykkelse på 90, 115, 140 og høyder fra 90 til 600mm. I større bygningskonstruksjoner er det normalt å gå utenfor disse standarddimensjonene, noe vi kommer til å se mer av fremover i tid. (Edwardsen & Ramstad, 2017, August, p. 97, kap 3.3)



Figur 25 - skjematisk fremstilling fra vugge til grav av et limtreemne. (Crocetti, 2015, Juni, p. 6, kap 1.3.1)

2.7.1.3 Sponplater

Det finnes en rekke forskjellige type sponplater, de aller fleste variantene er enten produsert med biprodukter fra sagbrukene (spon og sagflis) eller fra trevirke som ikke kan brukes til skurtømmer. Felles for alle er at de er formstabile og har forutsigbare materialegenskaper, de er enkle å bearbeide, har lav vekt i forhold til fasthets- og stivhetsegenskapene og egner seg godt til prefabrikasjon. (Bell, 2017. Januar, p. 117, kap 5.3) Ved produksjon av sponplater limes, varmes og trykkes oppdelt trevirke av spon og sagflis og danner ei sammentrykt plate. Råstoffet til sponplatene består av ca. 80-85% spon, av forskjellige størrelse, fra både bar- og løvtrær. Overflatesjiktene består ofte av små, fine spon/flis som gjør at platen får en glatt overflate, mens kjernen bak overflaten består av lengre, tynne spon som gir platen gode fasthets- og stivhetsegenskaper. Sponet/flisen limes sammen av MUF-lim (samme som i limtre) og utgjøre ca. 10-12% av platens totale volum. Det produseres plater med tykkelse 6-40 mm, med densitet $450-800 \frac{kg}{m^3}$ og kan brukes til (og mer) taktro, veggkledning, himlingsplater og skivekonstruksjoner for avstivning i tak og vegger. (Bell, 2017. Januar, p. 119, kap 5.3) NS-EN 12369-1 angir konstruksjonsdata for beregninger av bæreevne til standard OSB-, spon og trefiberplater og produseres i henhold til NS-EN 312. (Edwardsen & Ramstad, 2017, August, p. 99 og 100, kap 3.2)

2.7.2 Betong

Betong er i dag (og i vår tid) det mest benyttede bygningsmateriale, per volumprosent. Betong fremstilles ved å blande sement, vann, tilslagsmaterialer (sand og stein i ulik størrelse) og eventuelle tilsetningsstoffer- og eventuelt materialer i et bestemt forhold. Delmaterialene i betongen har vær for seg og sammen viktige roller for det ferdige betongproduktet. Når sementen reagerer kjemisk med vannet stivner massen og vil oppnå svært høy styrke (trykkapasitet). (Sandaker et al., 2003, Mars, p. 35 og 39, kap 3.3) NS-EN 1992-1-1 + NA gjelder for prosjektering av bygg- og anleggskonstruksjoner med uarmert, armert og spennarmert betong, med grunnlagsstandardene NS-EN 1990+NA (grunnlag for prosjektering av konstruksjoner) og NS-EN 1991+NA (Laster på konstruksjoner).

2.7.2.1 Fasthetsklasser

Ved prosjektering av betongkonstruksjoner er det et stort fokus på fasthetsegenskapene til betongen, det er dette som først og fremst bestemmer konstruksjonens bæreevne. Med fasthet menes den maksimale belastningen eller spenningen et prøvelegme kan påføres ved en standardisert prøvemodell før sammenbrudd. Denne prøven strekker seg normalt over 28 prøvedager og lagring i vann ved 20 °C. på grunn av dokumentert karakteristisk trykkfasthet

for et bestemt antall prøvelegmer fra hver betongresept inndeles betongen inn i fasthetsklasser. Den mest brukte betongkvaliteten i dag er B30, denne brukes til bla dekker, vegger og gulv. (Sandaker et al., 2003, Mars, p. 37, kap 3.3) B30 betyr at denne betongkvaliteten har en karakteristisk trykkfasthet på 30 Mpa. NS-EN 206+NA gjelder for plasstøpt konstruksjoner, prefabrikkerte konstruksjoner og lastbærende konstruksjoner som knytter seg til fasthetsklasser og bruken av disse.

Fasthetsklasse NS	B10	B20	B25	B30	B35	B45	B55	B65	B75	B85	B95
CEN-betegnelse		C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C45/55	C55/67				
Karakteristisk sylindrefasthet f_{cyl}	10	20	25	30	35	45	55	65	75	85	95
Karakteristisk terningfasthet f_{ck} ¹⁾	12	25	30	37	45	55	67	80	90	100	110
¹⁾ For fasthetsklasse B55 og høyere kan andre verdier benyttes hvis forholdet mellom disse og referansefastheten for sylindere er etablert med tilstrekkelig nøyaktighet og dokumentert for den aktuelle betongsammensetningen											

Figur 26 - Tabell over de forskjellige fasthetsklassene tabell NA.2.

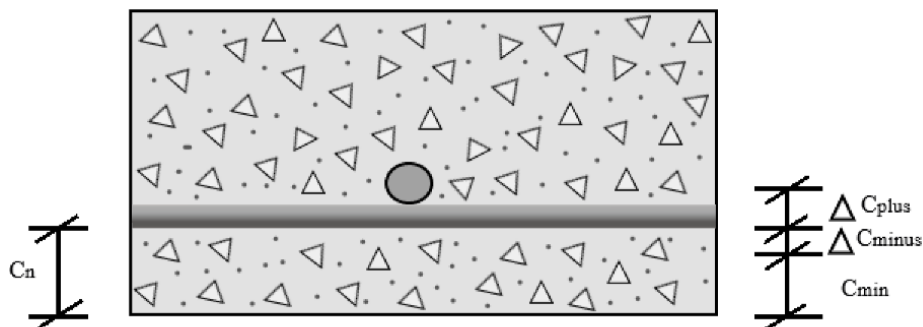
2.7.2.2 Armert betong

For å få et «mer komplett» materiale, som også kan oppta strekkrefter, armeres betongen. Betongen regnes som et materiale som ikke opptar strekkrefter i dimensjoneringsarbeidet. For å holde betongen sammen og oppta strekkbelastningen støpes det derfor inn stålstenger eller stålnett. De innstøpte stålstenger (med kam) kalles armeringsjern. (Sandaker et al., 2003, Mars, p. 39, kap 3.3) Armeringsstålet, sammen med betongen gjøre at armert betong har god strekkstyrke, formbarhet, høy trykkfasthet og høy duktilitet i forhold til andre bygningsmaterialer. (Sandaker et al., 2003, Mars, p. 37, kap 4.4) I et betongemnet er armeringsstålet helt omsluttet av betong og godt forankret både ved en direkte heft mellom betong og stål, og ved at armeringsstålet har små kammer som gir en viss mekanisk forankring. Heften mellom stål og betong er en viktig forutsetning for at tøyningene, og dermed kreftene, skal kunne overføres fra betong til stål. B500C er det mest brukte armeringsstålet, hvor C er duktilitetsklasse og 500 er karakteristisk flytegrense ($500 \frac{N}{mm^2}$ /Mpa) (Maage, 2015, Mai, p. 38, kap 4.4) NS-EN 13670+NA dekker armeringsrelaterte aktiviteter på byggeplassen.

2.7.2.2 Overdekning

Overdekning i betong er avstanden fra armeringen i ytterste lag til overflaten av benyttet konstruksjonskomponenten. Betongoverdekningen er helt avgjørende for armert betong sin levetid, og beskytter armeringen for ytre påkjenninger. Krav til minste overdekning er i NS-EN 1992-1-1 /5/gitt for ulike situasjoner (Maage, 2015, Mai, p. 351, kap 6.2.3):

- Minste overdekning med hensyn på heft
- Minste overdekning med hensyn på bestandigheter
- Minste overdekning med hensyn på brann



Figur 27 - Eksempel på plassering av jern i en konstruksjonsdel med overdekning. Selvredigert i Paint 3D med utdrag fra (Maage, 2015, Mai, p. 351, kap 6.2.3).

Hvor kravet for overdekning C er:

$$C_n + \Delta C_{\text{plus}} > C > C_n - \Delta C_{\text{minus}} \text{ eller } C_n = C_{\text{min}} + \Delta C_{\text{minus}}$$

Hvor C_n er minste påkrevd overdekning

C_{nom} er nominell overdekning = $C_{\text{min}} + \Delta C_{\text{minus}}$

C er faktisk overdekning

ΔC er tillatt avvik fr C_{nom}

ΔC_{plus} velges ut ifra toleranseklasse 1 eller 2 (5-25 mm)

ΔC_{minus} tillatte avvik ut mot forskalingen (NS-EN 13670)

C_{min} er forholdet mellom minimumsarmeringen (NS-EN 1992-1-1)

2.7.2.3 Bestandighet og Eksponeringsklasser

Gjennom den dimensjonerende brukstiden til betong skal en betongkonstruksjon tilfredsstillende en rekke krav til styrke, stabilitet og brukbarhet gjennom konstruksjonens ønskede dimensjonerende brukstid, ved enten 50 eller 100 år. Jo tettere betongen er, desto bedre egenskaper har den mot nedbrytning, dette har direkte sammenheng med betongens bestandighetsegenskaper og tetthetsegenskaper. I det nasjonale tillegget for EC2 NS-EN 206/19/ er bestandighetsklassene definert. (Maage, 2015, Mai, p. 236, kap 10.3.2) Dermed brukes forskjellige eksponeringsklasser for å oppnå ønskede egenskaper for betongkonstruksjonen, til det miljøet konstruksjonen er plassert. Ut ifra hvilke miljø konstruksjonen er plassert velges eksponeringsklasse. (Maage, 2015, Mai, p. 41, kap 4.7) Det er total 20 eksponeringsklasser (X0, XC1-XC4, XD1-XD3, XS1-XS3, XF1-XF4, XA1-XA3, XA4 og XSA) for miljøpåvirkning og avhenger av nedbrytning, korrosjon, fuktighet, saltpåkjønning etc. (se NS-EN 206+NA). For sterkt miljøeksponert betongkonstruksjoner vil kravene for eksponeringsklasse vær langt viktigere enn til fastheten med tanke på konstruksjonens levetid. Eksponeringsklassene er definert i NS-EN 1992-1-1 /18/ og NS-EN 206 /19/ (Maage, 2015, Mai, p. 236, kap 10.3.3)

Eksponeringsklasse	Bestandighetsklasse					
	M90	M60	M45	MF45	M40	MF40
X0	X	X	X	X	X	X
XC1, XC2, XC3, XC4, XF1		X	X	X	X	X
XD1, XS1, XA1, XA2 ^{a)} , XA4 ^{b)}			X	X	X	X
XF2, XF3, XF4				X		X
XD2, XD3, XS2, XS3, XA3 ^{a)}					X	X
XSA ^{a)}	Betongsammensetning og beskyttelsestiltak fastsettes særskilt. Betongsammensetningen skal minst tilfredsstillende kravene til M40.					
^{a)} Om det i eksponeringsklasse XA2, XA3 eller XSA er mulighet for kontakt med sulfater i konsentrasjoner høyere enn grenseverdien for XA2, skal det i produksjonsunderlaget være presisert at det skal anvendes sulfatbestandig sement						
^{b)} For konstruksjoner utsatt for husdyrgjødsel skal det i produksjonsunderlaget være angitt at det skal anvendes minst 4 % silikastøv						

Figur 28 - Bestandighetsklasser etter NS-EN 206 + NA

2.7.2.4 Riss

Et resultat av volumendringer i betongen, oftest mens den er ung, kan føre til at det dannes indre spenninger i betongemnet, noe som kan resultere i noe som kalles riss. Riss i betongen er små/store «sprekk»-dannelser som oppstår i betongen. Dette fremkommer under betongens herdetid eller under for store strekk- eller trykkpåkjenninger mot betongen. NS-EN 13670/2/ tar for seg beskyttelse av betongen i tidlig alder, da med hensyn på plastisk rissvidder. (Maage, 2015, Mai, p. 357, kap 6.3.2). Riss er ikke bare estetisk uegnet, men kan få direkte konsekvenser for armeringens holdbarhet mot korrosjon og vil ha konsekvenser for hele

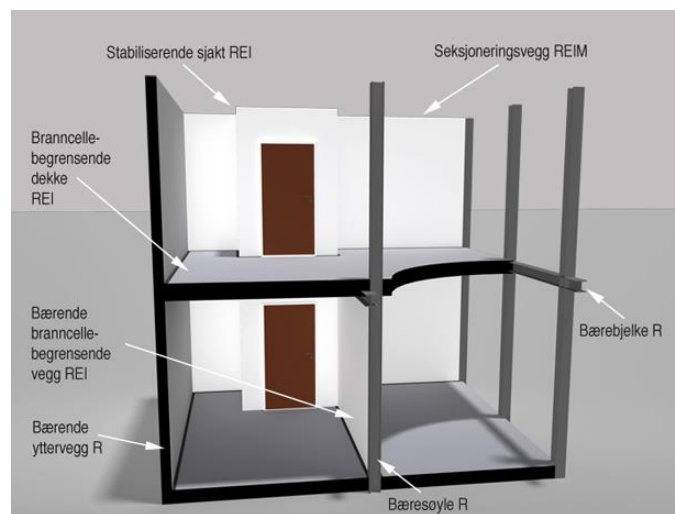
betongkomponentens bestandighet over tid. Tillatte beregningsmessige rissvidder er definert i NS-EN 1992-1-1 NA med tanke på bestandighet avhengig av eksponeringsklasser. (Maage, 2015, Mai, p. 407, kap 9.4.7)

2.7 Byggverkets brannteknisk klassifisering

Konsekvenser for brann er avhengig av den forutsatte bruken av bygget, risikoklasse, antall personer bygget er tiltenkt, byggets størrelse, planløsning, brannenergi etc. Når det prosjekteres legges det fokus på to egenskaper; bygningsdelers brannmotstand og materialers og produkters egenskaper ved brannpåkjenning. (DIBK, 2017b)

2.7.1 Brannmotstand

Brannmotstanden til en bygningsdel gir uttrykk over hvor lenge en bygningsdel kan motstå og opprettholde sine vesentlige ytelser. Disse deles inn i fire kategorier REIM; bæreevne, integritet, isolasjonsevne og mekanisk motstand, med en etterfulgt tallverdi; 15, 30, 60, 90, 120 og så videre, som er motstandstiden. Eks; vil søyler og bjelker med lastbærende funksjon må kunne motstå 90 min i enkelte byggverk og må dermed tilfredsstillere kravet for R90. (DIBK, 2017b)



Figur 29 - Eksempler på bygningsdelers inndeling i kategorier. (DIBK, 2017b)

2.7.2 Risikoklasse

§11-2. Risikoklasser i TEK17 sier: «Ut fra den trusselen en brann kan innebære for skade på liv og helse, skal byggverk eller ulike bruksområder i et byggverk plasseres i risikoklasser etter tabellen nedenfor. Risikoklassene skal legges til grunn for prosjekteringen og utførelsen for å sikre rømning og redning ved brann.» (DIBK, 2017e, kap 11)

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

Figur 30 - Krysstabell for inndeling av risikoklasser. (DIBK, 2017e, kap 11-2)

2.7.3 Brannklasse

§11-3. Brannklasser i TEK17 sier: «Ut fra den konsekvensen en brann kan innebære for skade på liv, helse, samfunnsmessige interesser og miljøet, skal byggverk eller ulike deler av et byggverk plasseres i brannklasser etter tabellen nedenfor. Brannklassene skal legges til grunn for prosjekteringen og utførelsen for å sikre byggverkets bæreevne mv. ved brann.» (DIBK, 2017a, kap 11). Ut ifra tabell i §11-2: Risikoklasser og §11-3: Brannklassen kategoriseres bygningen og må dimensjoneres og prosjekteres deretter.

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

Figur 31 - krysstabell for inndeling av brannklasse av byggverk. (DIBK, 2017a, kap 11-3)

2.8 Dataprogrammer

Dataprogrammer i bygg- og anleggsbransjen har for lengst fått sitt fotfeste i bransjen og er et dominerende verktøy i det daglige arbeidet for en moderne ingeniør. «Selv om dataprogrammer i dag er ledende i enhver ingeniøroppgave, må den moderne ingeniøren stille seg kritisk til et hvert program og kunne reflektere hvorfor et program vil ha det på den ene eller andre måten. Stiller man seg likegyldig og har lite forståelse for hva som ligger bak en beregning gjennomført av en maskin, vil det en dag få fatale konsekvenser.» (Konkluderende kommentar i diskusjon rundt dataprogrammer for ingeniøren. Med bachelorgruppe og veileder Harald Berg Fallsen)

2.8.1 Focus

Focus Software er en serie med dimensjonerings- og analyseprogrammer. Focus Software er utvikler og forhandler av BIM programvare og innehar tjenester innen alt fra arkitektur og byggeteknikk til reguleringsplaner, landskapsarkitektur, veg og VA. (Focus Software, ukjent)

2.8.1.1 OS-prog

Ove Sletten-programmene er en serie dimensjoneringsprogram for betongkonstruksjoner og lastberegninger. Serien består av BT-snitt, E-bjelke, k-bjelke, v-skive, flatedekke og lastberegninger.(Focus Software, ukjent-b)

2.8.1.2 Konstruksjon

«Focus Konstruksjon 3D og 2D er et FEM analyseprogram for Microsoft Windows som benytter elementmetoden for å beregne alt fra enkle til komplekse konstruksjoner i 2D og 3D. Programmet har en enkel og intuitiv oppbygning som gjør det enkelt å ta i bruk. Her kan du modellere alt fra en enkelt bjelke til mer komplekse modeller i enten 2D eller 3D. Du kan modellere med materialene stål, tre og betong og kjøre en full global analyse av konstruksjonen i henhold til eurokoden med nasjonale tillegg for enten Norge eller Sverige.» (Focus Software, ukjent-a) Focus konstruksjon gir deg spillerom til å velge forskjellige materialer og kvaliteter, dette ligger inne i et forhåndsdefinert bibliotek. Om ikke biblioteket har det du ønsker ved dimensjoneringsarbeidet kan man legge det til ved å definere materialets kvaliteter og egenskaper.

2.8.2 Microsoft Office Excel

Excel er en del av Microsoft Office pakken, Excel er et program basert på et regneark som kan utføre beregninger, ofte i form av matematiske problemer, analysere informasjon, behandle lister og talldata i regneark eller nettsider. Programmet har avanserte matematiske

funksjoner og kan produsere grafikk, diagrammer og statistikk. (Wikipedia, 2020, 3. November)

2.8.3 Autodesk Revit

Revit er en programvare for modellering av BIM som brukes av arkitekter, ingeniører, designere osv. programmet brukes til å designe bygninger, bærende konstruksjoner, VA, VVS og dens komponenter etc. i 3D. Revit gir deg fritt spillerom til å designe egne bærende systemer, materialtypene er lagt inn i forhåndsdefinerte biblioteker eller kan lastes ned over andreparts kanaler, eks RevitCity. (Autodesk, ukjent)

2.8 Miljø

Bygg og anleggsbransjen er i dag en av Norges viktigste næringer. Det sysselsettes over 250 000 personer i denne næringen og omsetter for 600 mrd Nok i året. Bransjens enorme omfang har også baksider; 40% av all utslipp og energiforbruk i Norge er knyttet til drift av bygninger (derav noe av energien kan komme fra urene energikilder, som eks kull). (Regjeringen, 2020, 10. Mars)

Temaet miljø er enormt og stadig mer relevant med tanke på hvilke katastrofale konsekvenser det kan få for menneskeheten om det ikke tas på alvor, med det dukker miljøkonsekvenser og miljøregnskap stadig oftere opp. De miljømessige baksidene av bygg- og anleggsbransjen er for lengst i endring og man ser en renere og mer grønn viljestyrke. Å utarbeide realistiske miljøregnskap for materialer og produkter er ingen enkel oppgave, og alle produsenter vil naturlig vis legge stor vekt på akkurat de fordelene som deres produkt måtte ha, og kanskje ta litt lettere på ulempene. (Bell, 2017. Januar, p. 29, kap 3.1)

2.8.1 Betong

Betong som materiale er kjemisk stabilt, og avgir ikke skadelige væsker eller gasser, dermed påvirker ikke betongkonstruksjoner nærmiljøet på noen spesiell måte. Bindemiddelet derimot, som er sementen i betongen har en betydelig skadelig effekt på miljøet, dette dernest før den er fullstendig herdet i en betongkonstruksjon. Sement fremstilles ved brenning av kalkstein, og gir store utslipp av CO₂. *«Portlandsement produseres ved at kalkstein og mindre mengder kvarts, jernoksid og aluminiumoksid knuses til pulver og brennes i en sementovn ved ca. 1400 °C. Kalkstein består hovedsakelig av kalsiumkarbonat, CaCO₃. ved brenning spaltes CO₂ av. Denne kalsineringen (utgjør ca. 480 kg CO₂ per tonn sement levert fra fabrikk) gir kalk, CaO, som sintrer (smelter) sammen med de andre mineralene til såkalt sementklinker, som er råproduktet til sementovnen.*

Sementen fyres med organisk brensel. Dette bidrar også betydelig til CO₂-utslippet fra sementfabrikkene. Etter nedkjøling males sementklinkeren sammen med gips til ferdig sement, nedmalingen skjer i store møller og er en energikrevende prosess. Dette gir også et bidrag til karbonregnskapet.» (Maage, 2015, Mai, p. 44, kap 5.1) Verdens totale sementproduksjon utgjør vesentlig andel av de menneskeskapte utslippene av klimagass, hele 5% av de samlede menneskeskapte CO₂-utslippene. (Maage, 2015, Mai, p. 44, kap 5.1)



Figur 32 - Karbonavtrykk for typisk konstruksjonsbetong i %, hvor sementen utgjør 90% av det totale karbonavtrykket til betongen (inkluderer transport av materialer til blandeverket og selve blandeprosessen). Selvredigert i Excel med utdrag fra (Maage, 2015, Mai)

For å redusere utslippet til produksjonen kan man benytte erstatningsmaterialer, da det ikke er mulig å redusere mengden sementklinker i den ferdige sementen. Disse erstatningsmidlene har gode bindemiddelegenskaper og har samtidig mindre karbonavtrykk enn sementklinkeren. Slike materialer kan være såkalte pozzolaner eller hydrauliske bindemidler (Maage, 2015, Mai, p. 45, kap 5.2):

- *Flygeaske (pozzolaner): som er et restprodukt fra kullindustrien/kullfyrte kraftverk*
- *Silikastøv (pozzolaner): Som er kondensert røykgass fra produksjon av ferrosilisium- eller silisiummetall*
- *Slagg (hydraulisk bindemiddel): Jernovnsslagg fra råjernproduksjon.*

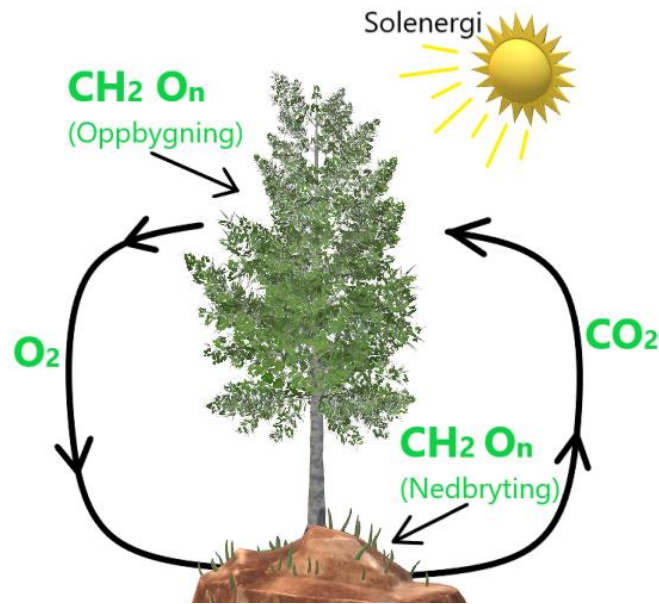
Alle erstatningsmaterialene er restprodukter fra annen industri som i seg selv kan være store bidragsytere til CO₂-utslipp. Restproduktene regnes som energi- og karbonnøytrale grunnet den tidligere bruken som hovedprodukt. Dermed gir dette et positivt bidrag til sementens karbonregnskap. (Maage, 2015, Mai, p. 46, kap 5.2)

I Norge blir klimaengasjementet tatt på alvor og det finnes i dag ulike sertifiseringsssystemer for å kunne velge, rangere og prioritere aktuelle miljøtiltak i byggeprosjektene. BREEAM NOR er det mest brukte systemet i Norge, hvor 200 norske aktører samarbeider. BREEAM NOR er et poengbasert system som fokuserer på bruken av energi i byggets bruksfase, der det er mulig å hente 100 poeng. Ved måloppnåelse totalt over 85% sertifiseres bygget som «BREEAM Outstanding». Det kreves da at prosjektet kan dokumentere at bygget tilfredsstiller nødvendige og en rekke minimumskrav innenfor de 10 forskjellige miljøtiltakene som er definert i NB 37 /3/ og klimaregnskap.no. (Maage, 2015, Mai, p. 48, kap 5.6)

2.8.2 Tre

Tre som konstruksjons- og byggemateriale er i seg selv et materiale med mange teknisk gode egenskaper, og i motsetning til en rekke andre materialtyper skiller tre som råvare seg spesielt ut på en ting; det er et fornybart materiale og det binder (lagrer) klimagassen CO₂. Med den enorme befolkningsveksten i verden, som ifølge FN vil flate seg ut ved 11 mrd er det åpenbart at et fornybart materiale som tre en betydelig rolle for fremtidens byggerier. Tradisjonelt brukes tre i småhus, men det blir mer og mer vanlig å se tre i høyhus og andre større konstruksjoner. (Bell, 2017. Januar, p. 29, kap 3.1) Eksempel på dette er Mjøstårnet på 85,4 meter, som er verdens høyeste trehus. Bygget rommer hoteller, leiligheter, restauranter, fellesområder og svømmehall.

«Fotosyntesen er en grunnleggende kjemisk prosess som foregår i alle grønne planter og trær. Med stoffet klorofyll, som finnes i alle grønne plantedeler, kan planter, ved hjelp av energi fra sollyset, omdanne karbondioksid (CO₂) og vann (H₂O) til sukker (C₆H₁₂O₆) og oksygen (O₂). Sukker er byggematerialet for cellulose og lignin, de viktigste bestanddelene i veden (trevirket). Fotosyntesen gjør det altså mulig for trærne å binde og lagre karbon fra karbondioksid som finnes i luften, gjennom hele livsløpet til treet.»(Bell, 2017. Januar, p. 31, kap 3.1)



Figur 33 - skjematisk forenklet illustrasjon av karbonkretsløpet i skogen. Selvredigert i Paint 3D med utdrag fra (Edvardsen & Ramstad, 2017, August, p. 86, kap 3.2)

Selv om tre er et fornybart naturmateriale med liten innvirkning på miljøet, må det forutsettes at tømmeret kommer fra en bærekraftig forvaltet skog hvor hogging og transport av tømmeret kan ha svært negative innvirkninger i det lokale økosystemet og CO₂-utslipp. I Norge tas det ut rundt 10 mill m³ tømmer i året og siden 1920 har tilveksten kontra uttaket økt. Norsk treindustri utnytter råstoffet tre tilnærmet fullstendig, restmaterialene til virkeproduksjon kan brukes til bla. Flis, spon, kapp og vrak benyttes som råvarer til papir, bygningsplater og til energiproduksjon. (Edvardsen & Ramstad, 2017, August, p. 86 og 87, kap 3.2). 1 kg tre kan gjennomsnittlig (vil variere fra treslag til treslag) lagre 1.8 kg CO₂. (Bell, 2017. Januar, p. 31, kap 3.1) At treverket kan brukes til så mangt gjør det til et innovativt og fremtidsrettet med tanke på materialvalg i fremtiden.

PEFC er et sertifiseringsorgan med sertifisering for bærekraftig skogbruk, tømmer og skogsprodukter, og fungerer som dokumentasjon fra bærekraftig skogbruk. Om lag 90% av skogsarealet i Norge er sertifisert til PEFC. (Edvardsen & Ramstad, 2017, August, p. 87, kap 3.2)

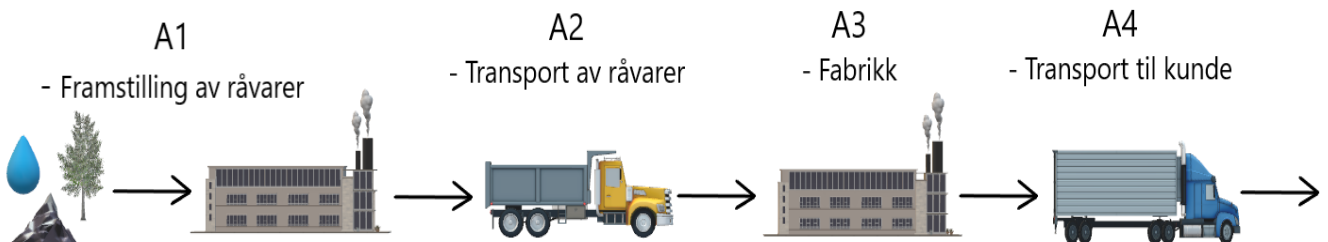
2.8.3 EPD

En EPD (Environmental Product Declaration) er et kortfattet dokument som oppsummerer miljøprofilen til en komponent, et ferdig produkt eller en tjeneste på en standardisert og objektiv måte. Kravene til hvordan en EPD lages spesifiseres i ISO 14025: Environmental Labels and Declarations Type 3. En EPD tar for seg CO₂-utslippet til produksjon (A1-A4), vedlikehold av produkt (B1-B7) og deportering og resirkulering (C1-C4). (EPD-Norge, u.å) EPD beregnes per kg CO₂- ekvivalenter.

Tabell 1 - En tabell for fasene til en EPD. (EPD-Norge, 2018, 02. Juli)

Systemgrenser (X = inkludert, MID = modul ikke deklart, MIR = modul ikke relevant)																
Produktfase			Konstruksjon installasjon fase		Bruksfase							Slutfase			Etter endt levetid	
Råmaterialer	Transport	Tilvirkning	Transport	Konstruksjon installasjon fase	Bruk	Vedlikehold	Reparasjon	Utskiftinger	Renovering	Operasjonell energibruk	Operasjonell varmbruk	Demontering	Transport	Avfallsbehandling	Avfall til sluttbehandling	Gjenbruk-gjenvinning-resirkulering-potensiale
A1	A2	A3	A4	A5	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	C1	C2	C3	C4	D
X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X

For denne oppgaven blir kun fase A1-A4 (råmaterialer, transport, tilvirkning og transport til byggeplass) betraktet, noe utover det blir for omfattende i denne studien. (EPD-Norge, 2018, 02. Juli) EPD-dokumentasjon finnes på www.epd-norge.no.



Figur 34 - De forskjellige utslippsfasene fra råvare (typisk byggevare) til transport til byggeplass. Selvredigert i Paint 3D med utdrag fra (EPD-Norge, 2018, 02. Juli)

2.8.4 FNs bærekraftsmål

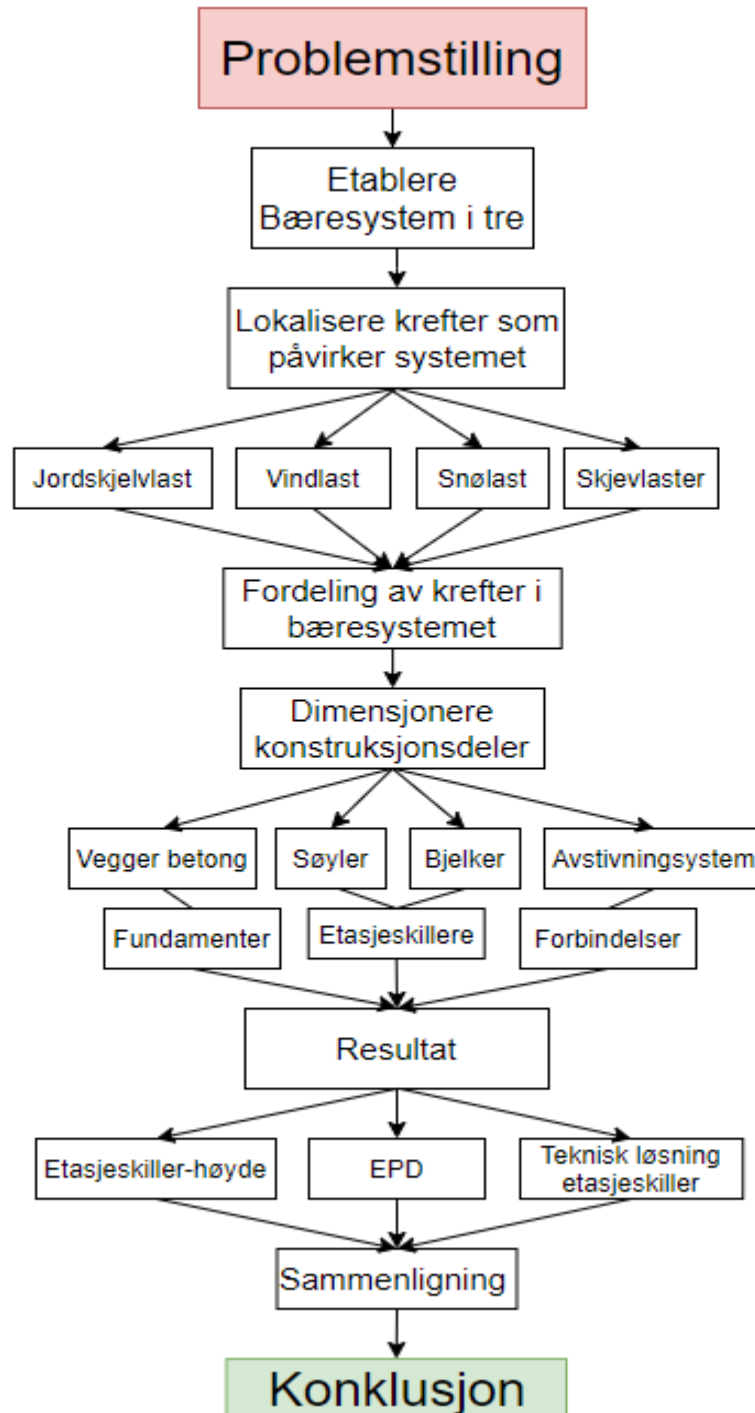
FNs bærekraftsmål er nevnt tidligere, men her kommer litt teori om delkapittelet.

Bærekraftsmålene er verdens felles arbeidsplan for å utrydde fattigdom, bekjempe ulikheter og stoppe klimaendringene innen 2030. Målene deles inn i 17 hovedmål og 169 delmål og skal fungere som en felles global retning for land, næringsliv og sivilsamfunn. Av de 17 hovedmålene mener bachelor gruppen disse tre er mest relevante for det valgte temaet:

- Hovedmål 9: *«Bygge solid infrastruktur og fremme inkluderende og bærekraftig industrialisering og innovasjon - Investeringer i infrastruktur som transport, vanningsystemer, energi og informasjonsteknologi er avgjørende for å skape en bærekraftig utvikling. Infrastruktur er den underliggende strukturen som må være på plass for at et samfunn skal fungere.» (FN sambandet, 2021, 08. Januar)*
- Hovedmål 11: *«Bærekraftige byer og lokalsamfunn - Verden urbaniseres i en fart vi aldri har sett maken til. Mer enn halvparten av verdens befolkning bor i dag i byer, og andelen kommer nok til å øke til 60 prosent i 2030. Byene fungerer som smeltedigler fulle av ideer, handel, kultur, vitenskap og sosial samhandling. Samtidig står byene for 75 prosent av alle klimagassutslipp og store slumområder hindrer gode levekår.» (FN sambandet, 2021, 08. Januar)*
- Hovedmål 12: *«Overforbruk - Bærekraftig forbruk og produksjon handler om å gjøre mer med mindre ressurser. I dag forbruker vi mye mer enn hva som er bærekraftig for kloden. For eksempel går en tredjedel av maten som blir produsert bort, uten å bli spist.» (FN sambandet, 2021, 08. Januar)*

3. Metode

I denne delen av rapporten gjøres det rede for valgt målemetode for CO₂- utslipp, etasjeskiller-høyde og tekniske løsninger for etasjeskilleren.



Figur 35 - Veien fra problemstilling til ferdig produkt, selvdredigert i Paint 3D

3.1 Måling av CO₂-utslipp

Ved måling av CO₂-utslipp brukes ulike EPD-er, EPD er forklart tidligere. Hver konstruksjonskomponent har hvert sin EPD-dokumentasjon, disse summeres per volum/vekt av benyttet materiale i bæresystemet. Ved summering av alle EPD-ene-pr CO₂-ekvivalenter finner vi det totale CO₂-utslippet for konstruksjonen i fase A1-A4. Disse fasene omtales som «vugge-til-port»; fra råvare til levering til kunde. CO₂-beregningen tar for seg alle bærende elementer, uten forbindelser. Gulv -, himling -og takkonstruksjonen, som er detaljert omtalt i «måling av etasjeskiller-høyde/etasjehøyde» og «plassering for tekniske løsninger i etasjeskilleren» inkluderes ikke i CO₂-beregningene. Beregningene utføres:

$$T_{CO_2} = \sum_i^n \textit{Armering} + \sum_i^n \textit{Betong} + \sum_i^n \textit{Tre}_{s\oyle} + \sum_i^n \textit{Tre}_{bjelke} + \sum_i^n \textit{Tre}_{bjelkelag}$$

eller

$$\sum_i^n (\textit{Armering} + \textit{Betong} + \textit{Tre}_{s\oyle} + \textit{Tre}_{bjelke} + \textit{Tre}_{bjelkelag})$$

Hvor T_{CO_2} er total CO₂-utslipp i kg av hele bærekonstruksjonen (A1-A4)

\sum_i^n Per konstruksjonsdel er CO₂-utslipp i kg per summerte konstruksjonskategori.

3.2 Måling av etasjeskiller-høyde/etasjehøyde

Måling av total effektiv etasjehøyde skjer ved å summere høyden til alle etasjeskillerne over plan 1 til og med det bærende elementet i takkonstruksjonen. Parameteret inkluderer ikke dekket over plan 0/K (kjeller), altså totalt 5 dekker. Målene baserer seg på «brutto»-høyde i de fire etasjekillerene, men uten takkonstruksjonens oppbygning (det som er over bærende element i hele taket). Det vil si for både oppdragsgivers og bachelorgruppens løsning; fra overkant gulv i plan 1 til underkant himling i plan 5. Effektiv etasjehøyde blir regnet ved:

$$E_{e,h} = T_{b,h} - \sum_{i=1}^5 E_{b,h}$$

Hvor $E_{e,h}$ er effektiv etasje/praktisk/bruks-høyde.

$T_{b,h}$ er total brutto høyde

$E_{b,h}$ er etasjeskillerenes samlede brutto høyde høyde (inkl himling og gulv)

Tabell 2 - Byggets brutto totale høyde

Brutto etasjehøyde	Bachelorgruppe	Oppdragsgiver
Plan 1-5 pr etasje	3600	3600
plan 0	4000	4000
Total høyde	22000	22000
Total høyde over bakkenivå	18000	18000

3.2.1 bestemmelser etasjehøyder

TEK17 skriver: «§12-7. *Krav til utforming av rom og annet oppholdsareal ledd (1) Rom og annet oppholdsareal skal ha utforming, romhøyde og størrelse tilpasset sin funksjon:*

Utdrag fra veiledning første ledd: Hensikten med bestemmelsen er å sikre at rom får tilfredsstillende størrelse og høyde, og sikre at det er tilstrekkelig plass til utstyr og innredning som er tilpasset den forventede bruken av rommet.

I byggverk for publikum og i arbeidsbygg vil det være nødvendig å tilpasse størrelsen og høyden på rommet til virksomheten. Det er ingen minimumskrav til størrelse på rom eller romhøyde i byggverk for publikum og arbeidsbygg. Kravene må vurderes og dokumenteres ut fra rommets funksjon, utformingen av rommet, luftmengder og muligheter for møblering.» (DIBK, 2017d)

Arbeidstilsynet skriver: § 2-8. Romhøyde: Romhøyden i arbeidsrom og i personalrom skal avpasses i forhold til rommets gulvareal og den virksomheten som drives der. Det skal særlig tas hensyn til ventilasjonsanlegg, belysning og innredningens dimensjoner:

Netto romhøyde i arbeidsrom bør ikke være under 2,7 m. I arbeidsrom som har skråtak, bør den midlere romhøyden ikke være under 2,7 m. Romhøyden skal ikke være under 2,2 m der det er påregnelig at mennesker skal stå oppreist. Arbeidslokaler med areal mindre enn 40 m² kan ha midlere romhøyde ned til 2,4 m. Midlere romhøyde i spiserom inntil 60 m² bør ikke være under 2,4 m og i spiserom over 60 m² ikke under 2,7 m. Garderober, vaskerom, dusjrom og toaletter kan ha netto romhøyde ned til 2,2 m.

Dermed stilles den ingen krav til etasjehøyde, men for å ha en behagelig høyde anbefaler Arbeidstilsynet minimum 2,7 m for arbeidsrom. Skolebygget anses som sin helhet som et bygg hvor det utøves arbeid under brukstid.

3.3 Plassering for tekniske løsninger i etasjeskilleren.

Denne parameteren er tiltenkt en konkret løsning på hvordan tekniske føringer kan plasseres på en mest mulig effektiv måte for å unngå vesentlig og ugunstig etasjeskiller-høyde. For å optimalisere etasjeskillerene er det benyttet gitterbjelker. Gitterbjelker er spesifisert tidligere. Gitterbjelkene skal tilfredstille kravene i NS-EN 1420, krav dette innebærer kommer i avsnittet med beregning av gitterbjelken under, hvor (i punkter under) er kravspesifikasjonene til gitterbjelkene:

- Bæreevne og stivhet
- Lydisolasjon
- Brannmotstand
- Installasjoner og gjennomføringer
- Utførelse av gulv

3.4 Fremgangsmetode for dimensjonering

Dette avsnitt har som hensikt å beskrive grunnlaget for beregningene foretatt av bachelorgruppen, dimensjoneringen av bæresystemet og beskrive fremgangsmetoden for hvordan et grunnlag kan resultere i et resultat.

For å kunne foreligge et svar på problemstillingen ble det etablert en bærende trekonstruksjon som kunne brukes som sammenligningsgrunnlag opp mot oppdragsgivers løsning.

Forutsetningene for bæresystemet bachelorgruppen utarbeidet var at det skulle ha samme laster, fotavtrykk, rominndelinger (for plassering av bærende konstruksjonsdeler) og geoteknisk grunnlag. Det er brukt manuelle beregninger gjennom hele beregningsprosessen. Focus konstruksjon og OS-prog er benyttet som kontrollverktøy. Alle håndberegningene ble generert inn i ulike regneark, hver konstruksjonsdel for seg. Dette gir frihet til å «feile» og prøve utenom å måtte endre alle beregningene, om det er gjort for hånd på papir. Ved å endre en «input» endret hele regnearket seg. Dette viste seg å være hendig og tidseffektivt.

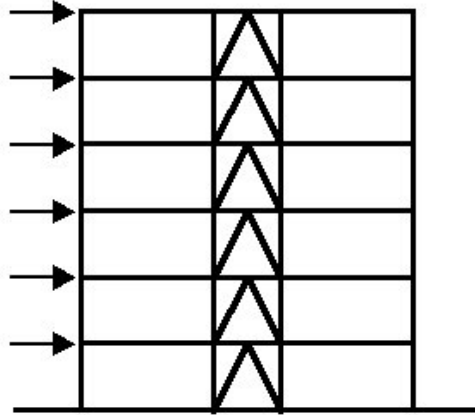
Det viste seg i starten av dimensjoneringsarbeidet at et spenn kunne by på utfordringer.

Spennet mellom den midtre søylerekken og ut til den ene langveggen er 9,6m, noe som er forholdsvis langt for et trebygg. I kontakt med Moelven As og Norsk massivtre viste det seg at TRE8/massivtre-dekker var en mulighet, men var mest benyttet opp til 8 meters spenn.

Etter korrespondanse med Moelven over bla telefon skjønnte bachelorgruppen fort at ikke de

var/ville være behjelpelig med å se om det var mulig med en slik løsning på opp mot 10 meter. Det kunne også se ut som at TRE8-løsningen ikke var mest optimalt for dette spennet, da bjelkene ville bygge for mye i høyden. Etter litt research ble det klart at en gitterbjelke var en god løsning. Med god hjelp fra Bjørn Norum i PBM As og Per Dahle i JATAK kom vi frem til en fagverksbjelke som kunne tilfredsstille de egenskapene vi så etter. Etter et førsteutkast kom vi med forslaget til vår interne veileder Harald Berg Fallsen og Siv.ing/Universitetslektor Jan Steinar Egenes. Begge var svært positive til løsningen. Dermed fortsatte vi arbeidet med gitterbjelken.

Det var ikke kun gitterbjelken som ga bachelorgruppen hodebry. Også det globale avstivningssystemet i tre var en nøtt å knekke. Ettersom det skulle settes opp i tre var det flere muligheter som var aktuelle, bla massivtreelementer. Det ble bevisst ikke brukt massivtre som avstivende skiver da det kunne gi hindringer for byggets arkitektur og åpninger for vindu/dører. Med litt rådføring med Jan Steinar landet gruppen på en løsning med et skivesystem med diagonalstaver i fiskebeinsmønster i hver etasje. Løsningen ble et skivesystem som hadde rekker med skråstilte staver, mot hverandre oppover i bygget. Sammensatt ble da søylene i enden av disse stavene, og sammensetningene av disse stavene selv betraktet som skiver. Etter fordeling av krefter på bygget ble hardest belastede skive dimensjonerende. Dimensjonene for denne ble brukt videre i alle skivene. Manglende litteratur gjorde ikke arbeidet noe enklere. Med Jan Steinars betraktning; «uansett hvor avansert dere gjør fagverket, ender det nesten hver gang opp med det samme svaret som når dere bruker en enkel betraktning av beregningene»: Altså lage skiven som et fagverk, finne stavkreftene og dimensjonere for strekk, trykkrefter og blokkutrivning i fagverket. Med det møtende stav-systemet brukes det ene settet med diagonaler når vindretningen står inn mot den ene siden av veggen og det andre settet når vinden står mot den andre siden. Dette illustrerer systemet under, her med vind inn mot en side. Da betraktes systemet som lastbærende og motsatt ved vind mot andre siden.



Figur 36 - Hvordan stavene i skivesystemet betrakter kraftfordelingen ved horisontal lastpåkjenning inn på hvert dekke, her med vind og skjevlaster inn fra venstre. (ESDEP, u.å, kap 3)

Ellers var dimensjoneringsarbeidet kjent. All videre beregning baserer seg på teori og metoder vi har hatt i ulike emner i løpet av studiet. Alt i tre er beregnet etter ulike Norske Standarder der foilene til Marthin Landgraff (universitetslektor) har vært god «sparringspartner». Alt i betong baserer seg på NS-EN og betong-kompendiet (Fallsen, 2018, August) til Harald B. Fallsen. Platestøpen under skivene er basert på NS-EN og fremgangsmåten innhentet i emnet fleretasjes trehus ved NTNU Gjøvik. I alle tilfeller er det brukt «hardest belastet»-tilfelle for hver av konstruksjonskategoriene.

Metoden brukt for å komme frem til en pålitelig løsning for hele bæresystemet er noe utradisjonell, hvor vi kan trekke frem avstivningssystemet som fagverk og etasjeskillerne med gitterbjelker, begge i tre. Ved informasjonsinnhenting, i starten av bacheloroppgave-prosessen kunne vi ikke finne noe lignende løsning, dermed ser vi på oppgaven som nyskapende og med innovative (og kanskje i overkant ambisiøs) løsninger.

Når alt dimensjoneringsarbeid var gjennomført ble bygget modellert i Revit. For oppgavens utfall har modelleringen lite å si, men gir en god og oversiktlig modell av bygget og setter alt inn i en «helhet». Noen snittvisninger av bla. Armeringstegninger er utarbeidet. Dette igjen for å gi en visuell ryddig oppgave. Alt blir lettere å forstå når både tekst og bilde kan knyttes til hverandre.

Videre har oppgaven omhandlet sammenligningsfasen. I denne delen er bachelorgruppens løsning knyttet opp mot oppdragsgivers modell. Denne delen setter de forskjellige bærende konstruksjonene opp mot hverandre og differensierer den ene eller andre vegen.

Sammenligningsgrunnlagene baserer seg på mengdedata og tallmessig sammenligning i form

av økning/reduksjon med de to modellene som grunnlag. Når disse dataene er kartlagt diskuteres og redegjøres disse. Etter dette følger en konklusjon og forslag til videre arbeid.

3.4.1 Focus konstruksjon, OS-prog og Excel

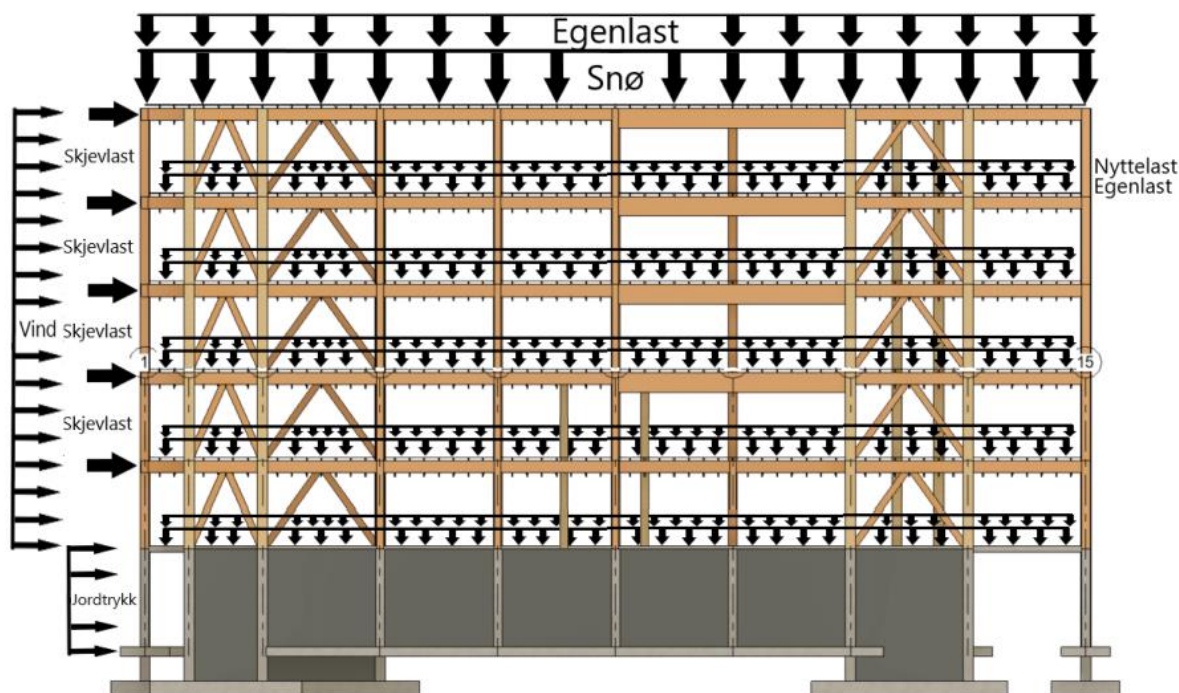
Dimensjoneringsarbeidet for hånd, som har krevd mesteparten av disponibel tid for denne rapporten er kontrollregnet internt i bachelorgruppen. Dette har skjedd ved at regnearkene i Excel ble utviklet og benyttet til utregning. Etter bruk av disse og innføring manuelt, for å bevise beregningsmetoden ble alle beregningene kontrollert med kalkulator mens innskriving for hånd foregikk. Etter at alle de manuelle beregningene var kontrollert, ble bæresystemet testet under en «syretest». Denne gikk ut på å modellere de fleste konstruksjonsdelene i Focus konstruksjon, både enkeltvis for hver enkelt del i 2D, men også noen deler i en fullskala 3D-test. Focus baserer beregningene sine på elementmetoden og gir «sammensatte» senarioer. Dette fungerer spesielt bra ved kraftfordeling i konstruksjonen og fordeling av disse i de ulike konstruksjonsdelene. Focus lar deg også enkelt kontrollere for forskjellige lasttilfeller i brudd-, bruks-, ulykke- og jordskredtilstand, eller en kombinasjon av disse. Hver materialtype har sine egenskaper og disse kan spesifiser manuelt eller legges inn via forhåndslegde bibliotek. Vind, snø, og enkelte betongkomponenter er kontrollert i OS-prog og baserer seg på samme teknikker som Focus. Med både manuelle og digitale kontroller anser bachelorgruppen rapporten å ha høy validitet (gyldighet).

3.4.1 Laster

Alle laster som påvirker byggets bærende funksjon foreligger under:

Tabell 3 – Laster som påvirker bygget.

Type last	Hva	Retning	sone	Last	Benyttet standard/henvisning	Tilhørende vedlegg
Egenlast	Tresøyle	Vertikal last	plan 1-5	430 kg/m ³	NS-EN 14080_2013 - Tabell 4	5 (5.1 og 5.2)
	Betongsøyle	Vertikal last	plan 0	25 kN/m ³	Byggforsk blad 471.031 tabell2.21	9 (9.1 og 9.2)
	Trebjelke	Vertikal last	plan 1-5	430 kg/m ³	NS-EN 14080_2013 - Tabell 4	3 (3.1 og 3.2) 4 (4.1 og 4.2)
	Betongbjelke	Vertikal last	plan 0	25 kN/m ³	Byggforsk blad 471.031 tabell2.21	10 (10.1 og 10.2)
	Etasjeskiller inkl gulv og himling	Vertikal last	plan 1-5	0,93 kN/m ²	EN338: 2009 tabell 1	2 (2.1 og 2.2)
	Etasjeskiller betong	Vertikal last	plan 0	25 kN/m ³	Byggforsk blad 471.031 tabell2.21	11 (11.1 og 11.2)
	tak	Vertikal last	plan 5	0,54 kN/m ²	EN338: 2009 tabell 1	
Naturlaster	snø	Vertikal last	tak	3,6 kN/m ²	NS-EN 1991-1-3: 2003	1 (1.1 og 1.2)
	Vind	Horisontal last	D langvegg	1,32 kN/m ² (Sug)	NS-EN 1991-1-4: 2005	
	Vind	Horisontal last	E langvegg	0,88 kN/m ² (Sug)	NS-EN 1991-1-4: 2005	
	Vind	Horisontal last	D gavlvegg	0,91 kN/m ²	NS-EN 1991-1-4: 2005	
	Vind	Horisontal last	E gavlvegg	0,61 kN/m ² (Sug)	NS-EN 1991-1-4: 2005	
	skjevlast	Horisontal last mot langvegg	om y-aksen	0,24 kN	EC2-1-1, pkt 5.2\7\	14 (14.1 og 14.2)
Nyttelast	kontor	Vertikal last	plan 4-5	3 kN/m ³	Tabell NA.6.2 -Kategori B	1 (1.1 og 1.2)
	undervisning	Vertikal last	plan 1-3	3 kN/m ³	Tabell NA.6.2 -Kategori C2	
laster mot skiver	Skive 1	Hor. last mot langvegg	Om y - aksen	49,1 kN	Betongelementboka Bind B kap 12.3.1	14 (14.1 og 14.2)
	Skive 2	Hor. last mot langvegg	Om y - aksen	17,3 kN		
	Skive 3	Hor. last mot langvegg	Om y - aksen	18,1 kN		
	Skive 4	Hor. last mot langvegg	Om y - aksen	5,7 kN		
	Skive 5	Hor. last mot langvegg	Om y - aksen	70,1 kN		
	Skive 6	Hor. last mot langvegg	Om y - aksen	15,4 kN		
	Skive 7	Hor. last mot langvegg	Om y - aksen	72,7 kN		
	Skive 8	Hor. last mot langvegg	Om y - aksen	75,6 kN		
	Skive 9	Hor. Last mot gavlvegg	Om x - aksen	11,7 kN		
	Skive 10	Hor. Last mot gavlvegg	Om x - aksen	47,5 kN		
	Skive 11	Hor. Last mot gavlvegg	Om x - aksen	48,1 kN		
Last mot dekke	dekke 1-4	Hor. last mot langvegg	Om y - aksen	323,92 kN	Betongelementboka Bind B kap 12.3.1	14 (14.1 og 14.2)
		Hor. Last mot gavlvegg	Om x - aksen	110,25 kN		
Last mot tak	Dekke 5	Hor. last mot langvegg	Om y - aksen	219,59 kN		
		Hor. Last mot gavlvegg	Om x - aksen	77,15 kN		



Figur 37 - illustrasjon av later som påvirker byggets konstruksjon

3.4.2 Byggets brannteknisk Klassifisering

Nærmere beskrevet i teoridelen; Byggverkets branntekniske krav 2.7. under foreligger byggets risiko- og brannklasse:

Tabell 4 - Risiko og brannklasse for bygget

Kategori	risikoklasse	Brannklasse
Undervisningsrom	3	3
Kontorrom	2	3
Henvisning	TEK17 §11-2	TEK17 §11-3

3.4.3 Lastkombinasjoner/grensetilstand

Konstruksjoner kommer i mange former og fasonger, og skal yte forskjellige funksjoner ut ifra hva bygget skal brukes til. En ting til felles for alle bygg er at de må håndtere lastene som påvirker det. Disse lastene, som nevnt over er egenlast, nyttelaster og naturlaster. Alle disse kan opptre samtidig, med ulike kraft og retning. Det er ikke slik at vi alltid vet akkurat hva som kan forekomme og hvordan disse lastene kan opptre. Dermed ved beregning av lastvirkningen på en konstruksjon må lastene settes sammen i angitte lastkombinasjoner. Det sikkerhetsteoretiske grunnlaget for bestemmelser av laster på bygningskonstruksjoner er gitt i Eurokode 0, lastens størrelse og romlige fordeling er gitt i Eurokode 1 og for jordskjelv

Eurokode 8.(Bell, 2017. Januar, p. 129, kap 6.1) Lastene klassifiseres videre inn, det avhenger av variasjon i tid og rom, med noen eksempler på hva det kan være:

- G (permanente laster); egenlast
- Q (variabel påvirkning); nyttelaster, vindlast og snølast
- A (ulykkespåvirkning); brann, skred, jordskjelv, eksplosjoner og kollisjoner.

3.4.4.1 Bruddgrensetilstand

Denne tilstanden relateres til en grensetilstand som svarer til kapasiteten til den tilhørende konstruksjonen eller konstruksjonsdelen. Denne kapasiteten bestemmes av faren for brudd eller uelastiske forskyvninger som kan føre til brudd i konstruksjonen eller konstruksjonsdelen.

Bruddgrensetilstander deles inn i EQU (tap av statisk likevekt), STR (brudd eller for store deformasjoner i konstruksjonen), GEO (brudd eller for store deformasjoner i grunnen) og EAT (utmattingsbrudd i konstruksjonen). (Bell, 2017. Januar, p. 135, kap 6,3) NS-EN 1990 med NA. A1.2(A) og NA.A1.2(B) tar for seg bruddgrensetilstandene. Vi forholder oss til STR i konstruksjonen og for denne bruddgrensetilstanden gjelder følgende dimensjonerende lastpåvirkning(Fallsen, 2011, August, p. 1):

$$(6.10a) \quad 1,35 \cdot G_{k,j} + 1,5 \cdot \Psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \leq 1} 1,5 \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Eller; (avhenger av hvilken ligning som gir høyest verdi)

$$(6.10b) \quad 1,20 \cdot G_{k,j} + 1,5 \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \leq 1} 1,5 \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Hvor Ψ er reduksjonsfaktoren, denne avhenger om nyttelasten er dominerende eller ikke.

G og Q er forklart i forrige delkapittel; 2.5 lastkombinasjoner

3.4.4.2 Bruksgrensetilstand

Bruksgrensetilstand brukes for en grensetilstand for en konstruksjon eller en konstruksjonskomponent som ikke skal overskride dens kapasitet ved normal og jevn bruk. Eksempler på dette kan være tøyninger, rissvidder, forskyvninger, nedbøyninger og setninger. Bruksgrensetilstanden tar kun høyde for lastenes karakteristiske kombinasjonsverdi og partialkoeffisienten knyttet til lastene settes lik 1. Denne gir som regel en høyere verdi for den dominerende variable lasten. Bruksgrensetilstanden deles inn i tre lastkombinasjoner: (6.14b) karakteristisk kombinasjon; konstruksjoner der nedbøyning kan føre til skade, (6.15b) ofte forekommende kombinasjoner; konstruksjoner der det på grunn av bruk eller utstyr stilles

krav og (6.16b) kvasi-permanent kombinasjon; konstruksjoner med alminnelige brukskrav eller estetiske krav. NS-EN 1990 tar for seg bruken av bruksgrensetilstandene, og i tabell NA.A1.1 visers lastkategorienes Ψ – faktorer. (Fallsen, 2011, August) For dimensjonerende brukstilstand gjelder dermed ligningene, : (Bell, 2017. Januar, p. 137, kap 6.4)

$$(6.14b) \quad G_k + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

$$(6.15b) \quad G_{k,j} + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

$$(6.16b) \quad G_{k,j} + \Psi_{2,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Hvor alle faktorene over er forklart tidligere

3.4.4.3 Ulykkestilstand

Ulykkestilstanden tar for seg kontrollen av konstruksjonen i en ulykkessituasjon. Med ulykke menes bla. Brann, skred, kollisjoner, eksplosjoner og jordskjelv. Grunnen til kontroll av ulykkestilstand er for å forsikre seg at konstruksjonen kan opprettholde sin bærende tilstand gjennom et ulykkesforløp. For bygninger i Norge anses brann som den primære ulykkessituasjonen. NS-EN 1991-1-2 beskriver denne bruksgrensetilstanden, og påpeker i pkt NA.4.3.1 at ved brann brukes Ψ_2 av de to Ψ_i -faktorene. For dimensjonerende ulykkestilstand brukes ligning;

$$(6.11.b) \quad G_k + A_d + \Psi_i \cdot Q_k$$

Hvor A_d er en dimensjonerende verdi for ulykkespåvirkning

3.4.4.4 Arealreduksjonsfaktor

I en byggkonstruksjon kan det i noen tilfeller benyttes en arealreduksjonsfaktor α_a . Denne faktoren brukes når det er mindre sannsynlighet for at den høyeste verdien av den jevnt fordelte nyttelasten q_k opptrer på hele arealet av gulvarealet til enhver tid. Dersom $A < 30 \text{ m}^2$ for valgt flate kan man se bort fra arealreduksjonsfaktoren eller bruke $\alpha_a = 1$.

Reduksjonsfaktoren er nærmere beskrevet i NS-EN 1991-1-1 NA.6.3.1.2(10)

Arealreduksjonsfaktoren α_a , for brukskategori A-D:

$$\alpha_a = \frac{5}{7} \Psi_0 + \frac{A_0}{A} \leq 1.0$$

Når $\alpha_a \geq \Psi_0$ og $\alpha_a \geq 0,6$ er oppfylt

Hvor; Ψ_0 er en faktor angitt i tabell NA. A 1.1, $A_0 = 15 \text{ m}^2$ og A er arealet som belaster den aktuelle konstruksjonsdelen avgrenset av tilsvarende lastflater for øvrige konstruksjonsdeler. (Fallsen, 2011, August, p. 19)

3.4.4.5 Etasjereduksjonsfaktor

I bygg med tre eller flere etasjer kan man redusere aksialkraften som resulterer ned i søylene ved å benytte etasjereduksjonsfaktoren. Denne reduserer etasjens nyttelast i overliggende etasjer. Etasjereduksjonsfaktoren brukes fordi det er lite sannsynlig at maksimal nyttelast for alle etasjene i et bygg opptrer samtidig. Dersom arealreduksjonsfaktoren α_a brukes ved beregning av laster også i vertikale konstruksjonsdeler slik NA.6.3.1.2(10) skal ikke reeduksjonsfaktoren brukes eller sette $\alpha_a = 1$. Etasjereduksjonsfaktoren beskrives nærmere i NS-EN 1991-1-1 NA.6.3.1.2(11):

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 1) \cdot \Psi_0}{n}$$

Når $n > 2$

Hvor Ψ_0 er en faktor angitt i tabell NA.A1. (Fallsen, 2011, August, p. 19)

3.4.4.6 Seismisk last (jordskjelv-last)

«Med jordskjelv menes i utgangspunktet et plutselig naturlig brudd i jordskorpen som er av en slik karakter at det sendes ut elastiske bølger som merkes som rystelser av bakken og/eller måles med seismometer. Størrelsen på rystelsene varierer fra umerkelige til svært kraftige, og de avtar i intensitet med avstand fra jordskjelvets sentrum» (NORSAR, ukjent-a). Rystelser i jordskorpen forekommer over hele verden, også i Norge. Norge er ikke veldig utsatt for jordskjelv, men er likevel det området i Nord-Europa som opplever flest jordskjelv i løpet av en dag. (NORSAR, ukjent-b). Bestemmelsen for å ta hensyn til jordskjelv ved prosjektering av byggverk og deres konstruksjonssikkerhet ble innført i Norge i 2004. Dimensjonering av seismiske laster følger Eurocode 8, med nasjonalt tillegg NS-EN 1998-1:2004+NA:2008 for prosjektering i Norge. Denne standarden angir krav til påvisning av motstand mot dimensjonerende seismiske situasjoner. I pkt NA.2.1(1)P angir standarden krav ved påvisning av motstand mot sammenbrudd settes referansesannsynligheten for overskridelse, P_{ncr} og referanseperioden for den seismiske referanselasten, T_{ncr} lik 10% og 475 år. (Multikonsult, 2020, 02. Mars, p. 5, kap 3)

Eurocode 8 krever at alle bygninger dimensjoneres for seismiske laster, på samme måte som andre nyttelaster, men her har man mulighet til å skifte dimensjoneringen for seismisk last så lenge et av utelatelseskriteriene oppfylles. Eurokode 8 gir anledning til å utelate påvisning av tilstrekkelig sikkerhet for seismisk påkjenning fordi Norge er et lavseismisk område.

(Multikonsult, 2020, 02. Mars, p. 6, kap 6) I de tilfellene med svært lav seismisitet er det ikke nødvendig å påvise tilstrekkelig sikkerhet for seismisk last. Kriteriet som er definert i Eurokode 8 pkt NA.3.2.1(5)P; svært lav seismisitet er definert som: (Multikonsult, 2020, 02. Mars, p. 7, kap 6.2)

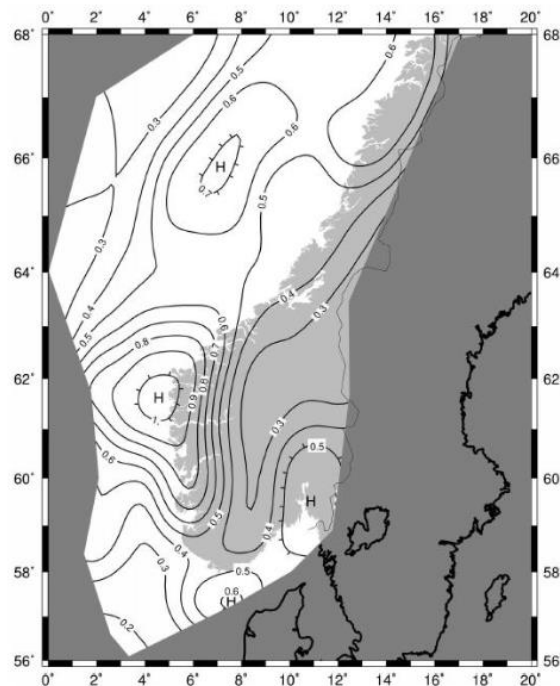
$$a_g \cdot S = \gamma_I \cdot (0,8 \cdot a_{g40\text{Hz}}) \cdot S < 0,49 \frac{m}{s^2}$$

hvor γ_I er faktoren for seismisk last

$a_{g40\text{Hz}}$ er spissverdi for berggrunnens akselerasjon

S er forsterkning-faktor for grunnforholdene

Berggrunnens akselerasjon $a_{g40\text{Hz}}$ er delt inn i ulike soner. I Norge er dette illustrert i et seismisk sonekart (NS-EN 1998-1 NA.3.2.1), se under. For valgt byggested kan verdiene fra dette sonekartet velges.

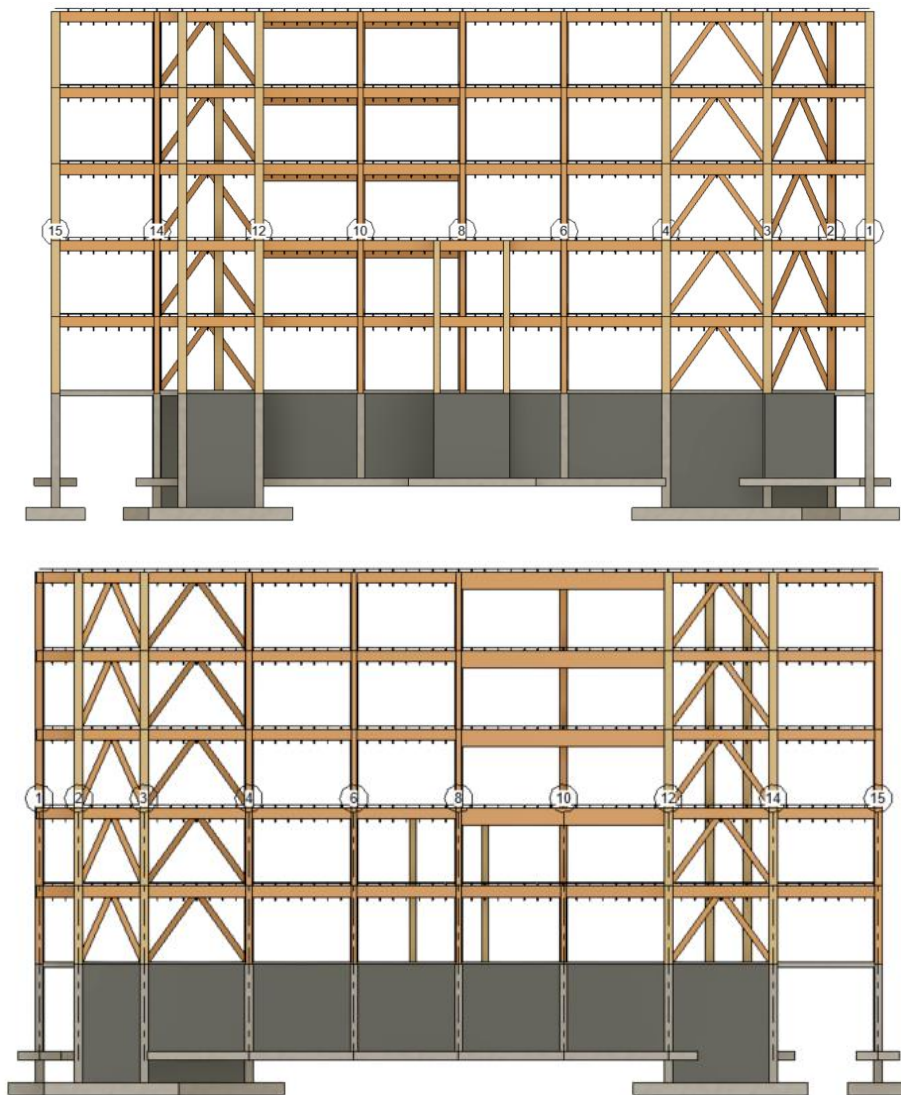


Figur 38 - Seismisk sonekart hentet fra NS-EN 1998-1 NA.3.2.1

4. Resultater

Dette kapitlet tar for seg resultatet for det dimensjonerte bæresystemet og legges frem per konstruksjonsdel. Hver beregning knyttes til vedlegg med håndberegning med tilhørende regneark og kontrollberegning i Focus/OS-prog. Alle beregninger henvises til vedleggslisten. Utdrag fra de mest vitale tabellene ligger vedlagt i resultat-delen. I disse tabellene foreligger resultatene bachelorgruppen har kommet frem til. Alle resultatene vil bli satt opp mot hverandre i en sammenligningsdel lenger ned under fremvisningen av resultatet.

Tabell 5 under viser hvilke dimensjoner bachelorgruppen har kommet frem til i sin løsning. Resultatene er delt inn i konstruksjonskomponent hver for seg, med henvisning til beregningsgrunnlaget.



Figur 39 - Bachelorgruppens treløsning inn mot langvegg

Tabell 5 - Oversikt over bygningskomponenter benyttet i bæresystemet

Bygningskomponent dimensjoner	Lengde komponent	Dimensjon: Håndberegninger	Materiale	Tilhørende vedlegg	Henvisning vedlegg Focus
Mest belastet gitterbjelke	9,6 m	Undegurt: 48x148 mm Overgurt: 48x148 mm Stav: 48x98 mm	Tre: C30	2 (2.1 og 2.2)	20.3
Mest belastet hovedbjelke	4,8 m	290x495 mm	Limtre: GL30c	3 (3.1 og 3.2)	20.1
Mest belastet hovedbjelke over inngangsparti	9,6 m	360x810 mm	Limtre: GL30c	4 (4.1)	20.8
Mest belastet tresøyle	18 m (3,6 m knekk lengde)	yttervegg: 270x360 mm Senter: 360x360 mm	Limtre: GL30c	4 (4.1 og 4.2)	20.2
Fundament: mest belastet punktfundament	2 m	Bredde: 2 m Høyde: 375 mm	Betong: B30 Armering B500c	6 (6.1 og 6.2)	
Fundament: Mest belastet skiveplate	9,2 m	Bredde: 6,8 m Høyde: 0,6 m	Betong: B30 Armering B500c	7 (7.1 og 7.2)	
Mest belastet betongsøyle	4 m	Bredde: 250 mm Høyde: 250 mm Bruker 360x360 mm pga tresøyler	Betong: B30 Armering B500c	8 (8.1 og 8.2)	20.6
Mest belastet betongbjelke: T-bjelke	Spenn 1: 6 m Spenn 2: 3,6m spenn 3: 6 m	Bredde: 350 mm Høyde: 600 mm	Betong: B30 Armering B500c	9 (9.1 og 9.2)	20.7
Betongdekke	Spenn 1: 6 m Spenn 2: 3,6m spenn 3: 6 m	Tykkelse: 240 mm	Betong: B30 Armering B500c	10 (10.1 og 10.2)	
Betongdekke mot grunn	38,4 m	Bredde: 15,6 m Tykkelse: 150 mm	Betong: B30 Armering B500c	11 (11.1 og 11.2)	
Hardest belastet betongvegg	4,8 m	Høyde: 4 m Tykkelse: 300 mm	Betong: B30 Armering B500c	12 (12.1 og 12.2)	
Hardest belastet såle under vegg	4,8 m	Bredde: 2 m Tykkelse: 400 mm	Betong: B30 Armering B500c		
Hardest belastet pilaster inn mot betongvegg	4 m	Bredde: 200 mm Høyde: 200 mm	Betong: B30 Armering B500c	7 (7.1 og 7.2)	20.6
Mest belastet vertikale skive	Søyler: 18 m knekk lengde søyle: 3,6 m stav: 4,67 m Horisontal bjelke: 6 m	Søyler: 405x405 Staver: 190x270 mm	Limtre: GL30c	14 (14.1 og 14.2)	20.5
Mest belastet gulvskive	Lengde: 38,4 m Bredde: 15,6 m	Tykkelse: 21 mm	Kerto-Q	2 (2.1 og 2.2)	20.3
L-jern	Lengde: 2660 mm	Tykkelse: 5 mm	S355	15 (15.1 og 15.2)	
Pilaster	4 m	Bredde: 360 m Tykkelse: 360 mm	Betong: B30 Armering	13 (13.1 og 13.2)	

4.1 Jordskjelvdimensjonering: Utelatelsestilfelle II

«EC8 gir anledning til å utelate påvisning av kapasitet for jordskjelv ettersom Norge er et lavseismisk område. Dersom ett av kriteriene (1) til (5) i det følgende er tilfredsstillt, kan dimensjonering for seismiske påvirkninger utelates.» (Betongelementforeningen, u. å, p. 19, kap 23) Dermed er dimensjoneres ikke bygget for jordskjelvpåkjenning. Utelatelse av jordskjelvdimensjonering samsvarer med tidligere beregninger gjort på EAB-bygget, har bachelorgruppen blitt opplyst av oppdragsgiver.

Tabell 6 - Utelatelseskriterie II

Seismisk klasse:	III	
Grunntype	B	
Seismisk faktor, γ_1	1,4	
a_{g40Hz}	0,4	m/s^2
Utelatelseskriterium 1:	$0,448 < 0,49$	OK

4.2 Avstivningssystemene

Avstivningssystemet deles opp i to kategorier; vertikalt og horisontalt avstivningssystem (utledes i kap 4.3 Dekkekonstruksjon). Det vertikale avstivningssystemet skal forhindre bygget i å deformeres globalt. Det vertikale avstivningssystemet, som er valgt å settes opp i fagverks-skiver opptar de horisontale kreftene (vind og skjevlast), mens det lokale; søyler, bjelker og dekker tar opp de vertikale krefter.

For å fordele de horisontale kreftene jevnt på konstruksjonen er stivhetssenteret plassert nærmest mulig senter av bygget som mulig. Dette gir mindre utslag i rotasjonsbidraget til bygget, se vedlegg 13 hvor stivhetssenteret er beregnet:

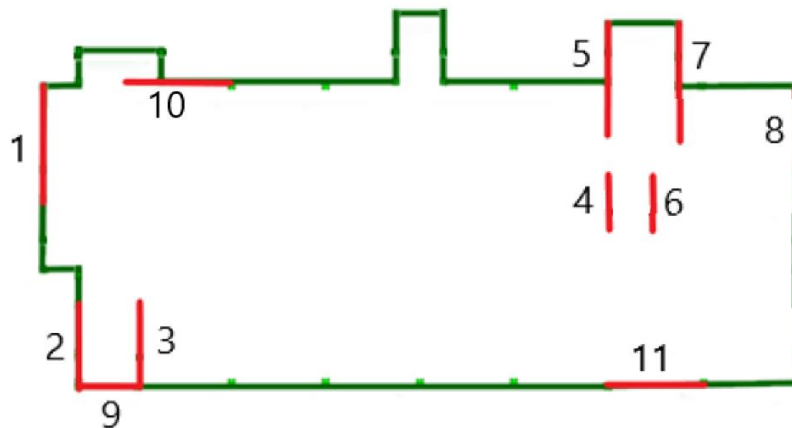
$$X_t = 22,02 \text{ m}$$

$$Y_t = 6,95 \text{ m}$$

Også i vedlegg 15 ligger beregninger, resultat i tabell 3 i kap. 3.4.1 for fordeling av de horisontale kreftene mot skivene.

4.2.1 Vertikale avstivningssystemet

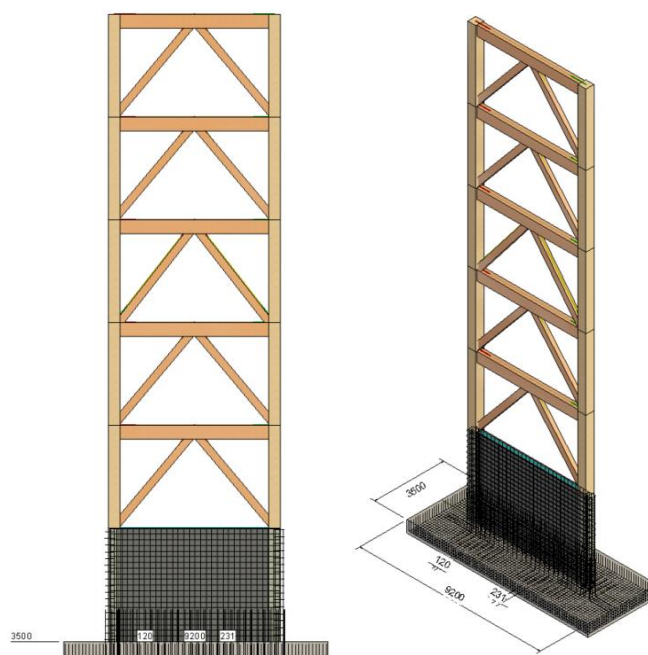
I henhold til beregningene i vedlegg 2 gir de 3 skivene om Y-retning og de 8 skivene om X-retning tilstrekkelig kapasitet mot byggets globale rotasjon-, translasjon-, og vippeeffekter. Søylen og diagonalene i skivekonstruksjonen anses som en sammensatt skive og opptar samlet de horisontale kreftene som påvirker bygget. Det er totalt 11 skiver i bygget. Skivene om Y-aksen anses kun å ta krefter inn mot gavlvegg og skivene om X-aksen kun mot langvegg.



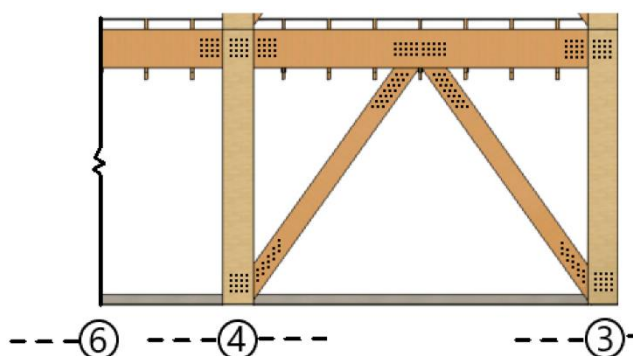
Figur 40 - Illustrasjon over plassering av de vertikale avstivningsskivene.

De vertikale skivene er løst ved å benytte et fiskebeinsmønster av staver, disse stavene er koblet mot dekkets hovedbjelker og søylene. Disse skivene i system skal fungere som avstivende elementer i horisontalplanet. Skivenes søyler er koblet til betongpilaster og videre ned i en sålekonstruksjon som opptar alle de horisontale kreftene, som fører kreftene som påvirker hver enkelt skive og fører disse kreftene ned i grunnen. Prinsippet til skivene er å transformere de horisontale kreftene til vertikale og føre disse ned i fundamentene. Den mest belastet skiven er dimensjonert i vedlegg, armering av systemet ligger i kapittel 4.7 Armering;

- Vedlegg 8 – Fundamentering hardest belastet skiveplate (skiveplate)
- Vedlegg 13 - Dimensjonering av hardest belastet betongvegg (pilaster)
- Vedlegg 15 – Dimensjonering av globalt avstivningssystem (skive)



Figur 41 - Illustrasjon over hvordan hele skivesystemet er løst. Modellert i Revit. Vedlagt i Zip – fil: Revitfiler – Skivekonstruksjon med armering



Figur 42 - Forbindelser mellom staver/bjelker/søyler. Selvredigert i Paint 3D og modellert i Revit

4.3 Dekke/etasjeskiller/lokale avstivningssystemet

I alle dekkene over plan 1 er det benyttet en gitterbjelke-løsning med en egen vri. Dette er en preakseptert løsning, utført av Sintef Byggforsk, men modifisert av bacheloroppgaven. For å tilfredsstillere brann, lyd og komfortkrav er det benyttet preakseptert løsning i sjiktoppbygningen over og under dekket, se vedlegg 19.1 – tekniske godkjenninger (gitterbjelker). Den bærende funksjonen til dekke er tilpasset bygget med fagverksbjelker. Prinsippet for disse dekkene er at de fungerer som en fullstendig stiv horisontal skive når de skrues sammen med plater i overkant og underkant, dette er det lokale avstivningssystemet som opptar vertikale krefter. For å få alle gitterbjelkene, som ligger C/C 600 mm til å oppføre

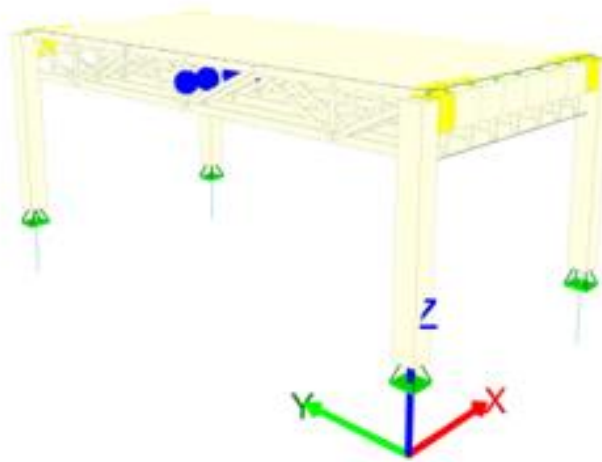
seg som et skivesystem ble det plassert Kerto – Q- plater over og under bjelkene.

Sammensetningen av gitterbjelker og Kerto – Q-plater baserer seg på den preaksepterte ytelsen TRE8 – dekke til Moelven, se Vedlegg 19.2 – Tekniske godkjenninger (TRE8).

Plasseringen av Kerto – Q platene gjør at sjiktoppbygningen til den preaksepterte løsningen «Gulv 2 og Himling 2», se vedlegg 19.1 - Tekniske godkjenninger (gitterbjelker) ikke blir den samme. For å få fullstendig effekt av Kerto - Q- platenes styrkeegenskaper må disse ligge inntil gitterbjelkene, se vedlegg 20.3 – Hardest belastet gitterbjelke; 2D og sammensatt dekke.

Resultat av plassering av tekniske løsninger i etasjeskilleren for fullstendig oppbygning av dekkekonstruksjonen, hvor Kerto - Q -platen er implementert innerst mot gitterbjelkene i sjiktoppbygningen, både i overkant og underkant. Det plasseres tverravstivere på hver vertikalstav gjennom gitterbjelkene for økt total stivhet og er plassert på undersiden av overgurten. Tverravstivernes plassering og dimensjon er hentet fra PBM sin tilsendte løsning.

Det vil si at gitterbjelke-dekket som helhet ikke er en preaksepter løsning, men er bygd opp med de beste egenskapene fra forskjellige ytelser, med motivasjon fra TRE8-dekket til Moelven. Gitterbjelke-dekket tilfredsstillter brannkrav REI60, luftlydisolasjon $R'_{w} + C_{50-5000} \geq 60$ dB og trinnlydisolasjon $L'_{n,w} + C_{1,50-2500} \leq 51$ dB ifølge Sintef. Dette tilfredsstillter normalt klasse B; «Med tilsvarende forutsetninger vil etasjeskillere med golvtipe 2 normalt tilfredsstillte anbefalte grenseverdier og krav til lydisolasjon mellom boliger som også inkluderer C-korreksjon for lavfrekvensbedømmelse». Dette tilfredsstillter anbefalte grenseverdier i henhold til NS 8175: Skoler klasse B; luftlydisolasjon 52 dB og trinnlydnivå 58 dB. (Jatak, u.å, p. 4, kap Lyd)



Figur 43 - Illustrasjon av et spenn på 9,6 m i bærekonstruksjonen, ansett som et element.

Dekket er styrkeberegnet som staver i konstruksjonsvirke C30 med spikerplater som forbindelse mellom staver og over- og undergurter. Gitterbjelkene er kontrollert av PBM på Ridabu (Hamar), som har spesiell kompetanse innen takstoler og fagverkskonstruksjoner. Gitterbjelkene legges på hovedbjelkene, med opplegg på overgurten. Bachelorgruppen betrakter spennene mellom søylene som et element. Det er tenkt at disse elementene er prefabrikkert og kan løftes direkte på hovedbjelkene. Samme prinsippet som TRE8-dekkene til Moelven as, også benyttet i Mjøstårnet på Brumunddølen. Styrkeberegninger for dekkekonstruksjonen følger i:

- Vedlegg 2 – Mest belastet gitterbjelke (Gitterbjelke)
- Vedlegg 2 – Mest belastet gitterbjelke (Dimensjonering golvskiye)



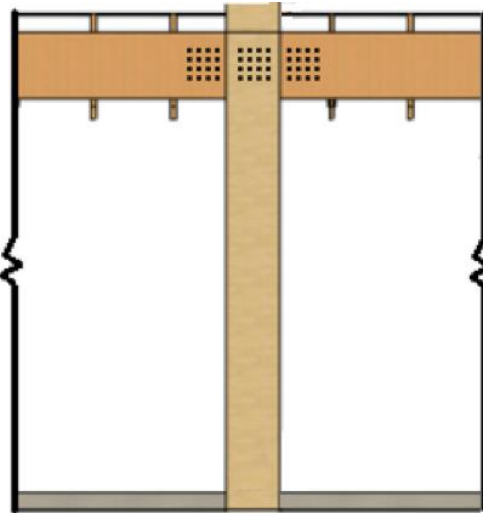
Figur 44 - Kerto – Q-platene festes til hovedbjelkene og gitterbjelkene med skruer – samme prinsipp som TRE8 dekkene i Mjøstårnet i Brumunddalen Foto: lånt av Jan Steinar Egenes/NTNU Gjøvik

4.4 Søyler og bjelker

4.4.1 Tre

I søyler og bjelker er det benyttet limtre GL30C sammenføyet med slisseplater og dybler, i ulike dimensjoner se tabell 5. - Bygningskomponent dimensjoner og tabell 7 - Forbindelse. Alle søyler og bjelker tilfredsstillir brannkrav R90 med direkte brannbelastning (søyler; brannbelastning mot alle sider og bjelker; brannbelastning mot tre sider. Slisseplatene mellom søyle og bjelker er dimensjonert for å oppta både vertikale krefter og horisontale vippekrefter som oppstår ved et strekkstag tilfelle; dette tilfelle skjer ved at feltet mellom ytterste og midterste skivesystem om x-aksen (langsmed langveggen) får en horisontal forskyvnings-

situasjon, noe som skaper eksentriske krefter internt i slisseplastene pga. horisontale krefter (iht. EC5 9.2.5.1 - avstivning), her er vindkraften (se tabell 3 – type last) dominerende.



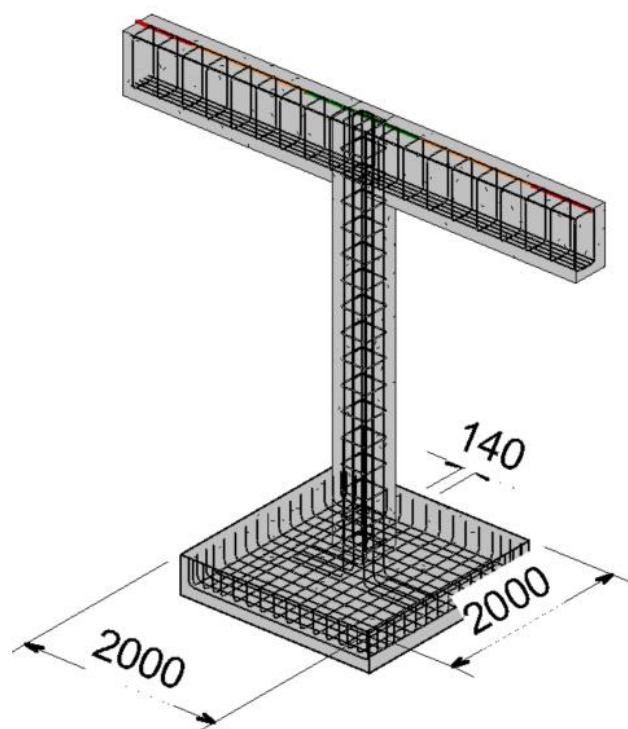
Figur 45 - illustrasjon av typisk løsning mellom søyler og bjelker. Selvredigert i Paint 3D.

Søyler og bjelker i tre er dimensjonert i:

- Vedlegg 3 – Mest belastet hovedbjelke
- Vedlegg 4 – Mest belastet hovedbjelke over inngangsparti
- Vedlegg 5 – Mest belastet søyler

4.4.2 Betong

I søyler og bjelker er det benyttet betong B30, med armering B500c, i ulike dimensjoner, se tabell 7. – Bygningskomponent dimensjoner og tabell 8 - Konstruksjonsdeler armering. Disse støpes på byggeplass. Søyler og bjelker i betong tilfredsstiller brannkrav R90 (vedlegg 9 – Dimensjonering av hardest belastet betongsøyle (brann) og vedlegg 10 – Dimensjonering av hardest belastet betongsøyler(brann)). Betongsøylene er fast innspent i topp og bunn pga. fundament og bjelkens tilkobling i dekket. Betongbjelken støpes inn i dekket, og omtales som en T-bjelke. Søylene i midtrekken (akse Q og P) er koblet til punktfundamenter, mens pilastrene i ytterrekkene er koblet til stripefundamentet rundt bygget, med forsterkning under søylen.



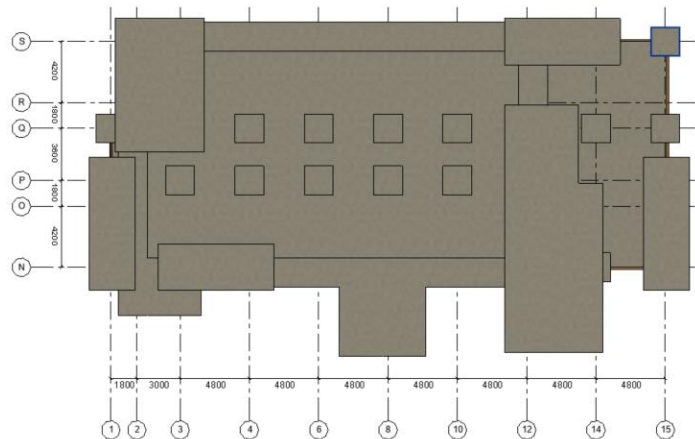
Figur 46 - Illustrasjon av typisk løsning for midterste søylerekke i konstruksjonen plan 0. Vedlagt i Zip – fil: Revitfiler – Punktfundament søyle bjelke med armering.

Søylar og bjelker i betong er dimensjonert i:

- Vedlegg 9 – Dimensjonering av hardest belastet betongsøyle.
- Vedlegg 10 – Dimensjonering av hardest belastet betongbjelke

4.5 Fundamentering

Det er benyttet ulike fundamenteringsprinsipper i bygget; punkt-, stripe-, plate- og dekkfundamenter. I ytterkant (akse S, N, 1 og 12) er det brukt stripefundament med punktfundamentforsterkning under pilastrene, punktfundamenter i de midterste søylerekkene (akse Q og P) og til søylene (akse 1, 14 og 15), platefundament under alle skiver og tynn dekkestøp mot grunn der det ikke er betydelig med last. Alle fundamentene er dimensjonert for å motstå et på grunntrykket 200 N/mm^2 , selv om grunntrykket er noe høyere i andre deler av bygget brukes 200 N/mm^2 for å være på sikker side.



Figur 47 - Fundamentplassering og størrelser.

Fundamentene er dimensjonert i:

- Vedlegg 7 – Hardest belastet punktfundament
- Vedlegg 8 – Hardest belastet skiveplate
- Vedlegg 12 – Dimensjonering av dekke mot grunn
- Vedlegg 13 – Dimensjonering av hardest belastet betongvegg (kjeller – såle)

4.6 Betongdekke

Det er brukt plaststøpt betongdekke i plan 0/kjeller. Dekket i plan 0 har i motsetning til resten av bygget 3 spenn og hviler på betongvegger i ytterkant og betongbjelker i midtre opplegg. Dekket er 240 mm tykt, inkludert deler av betongbjelkene, som er plassert inne i dekket som en T-bjelke. Dekket er dimensjonert for å tåle brannkrav R90. Se tabell 5 for dimensjoner og tabell 8 for armering. Dekket er dimensjonert i:

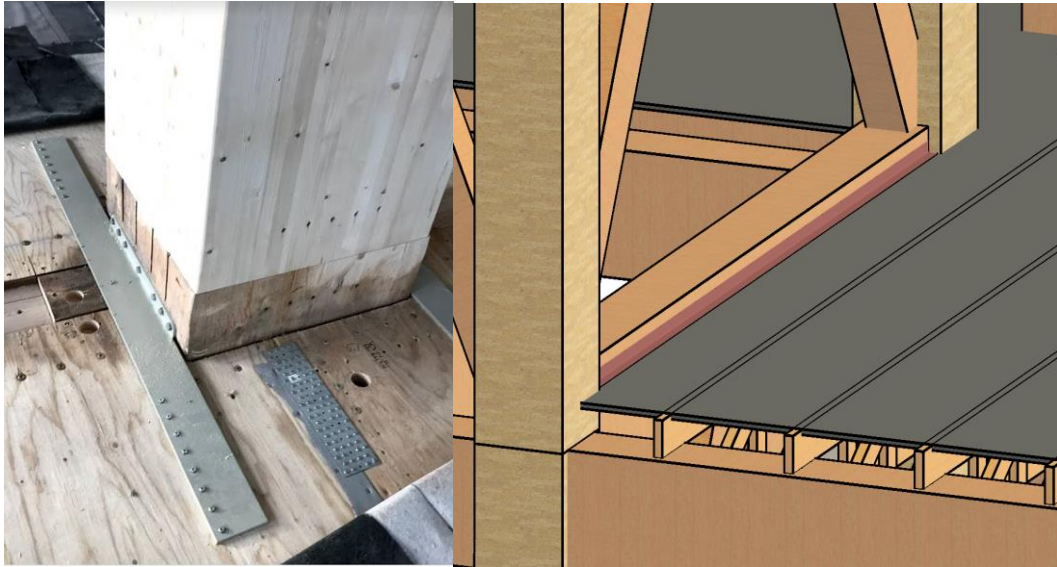
- Vedlegg 11 – Dimensjonering av betongdekke.

4.7 Forbindelser

Ulike forbindelser er benyttet gjennom hele konstruksjonen. Slisseplate med dybler mellom tresøyler og trebjelker, staver og bjelker/søyler i avstivningssystemet. Mellom avstivningssystemet og dekket er det brukt L-jern, mellom bjelkene og gulvplata. Det er benyttet en søylefot tilpasset hver limtresøyle over betong-søylene/pilastrene, disse er ikke dimensjonert, men prinsippskisse er utarbeidet i vedlegg 17 – Illustrasjon av valgt søylefot.

Tabell 7 - Oversikt over forbindere mellom de ulike konstruksjonsdeler.

Forbindelse	Komponent: Koblinger	Tverrsnitt	Tykkelse	Antall/Senteravstand	Type forbindelse og diameter	Materiale	Tilhørende vedlegg
Søyle tre - bjelke tre; slisseplate med dybler	bjelke - søyle	bjelke l: 260 b: 440 Søyle l: 200 b: 350 mm	Slisseplate: 8 mm	Søyledel: 4x4 Bjelkedel: 4x4	Dybel: 12 mm	Stålpplate: S355 Dybler: M8.8	6 (6.1 og 6.2)
Skive: Søyle tre - staver tre; slisseplate med dybler	Stav 1 til 2 - 3 - 4	Slisseplate: min l: 620 b: 260 mm	Slisseplate: 8 mm	Stav 1 (bjelke): 3x5			15 (15.1 og 15.2)
	Stav 4 til 2 - 3 - 4	Slisseplate: min l: 620 b: 260 mm	Slisseplate: 8 mm	Stav 4 (bjelke): 3x5			
	Stav 2 til 1 - 3 - 4	Slisseplate: min l: 610 b: 260 mm	Slisseplate: 8 mm	Stav 2 (diagonal): 3x7			
	stag 3 til 1 - 2 - 4	Slisseplate: min l: 610 b: 260 mm	Slisseplate: 8 mm	Stav 3 (diagonal): 3x7			
L - jern	Stav 1 og 4 til L-jern	50x50 mm	L-jern: 5 mm	26 stk, c/c 100 mm	Selvborende skruer: 8.2 mm	Skruer M8.8	16 (16.1 og 16.2)
	L-jern til kerto Q - plate	50x50 mm	L-jern: 5 mm	26 stk, c/c 100 mm	Selvborende skruer: 8.2 mm		
Søylefot	Tresøyle - betongsøyl e/dekke	Lengde/bredde: 360x360 mm	Slisseplate: 8 mm	4 stk påsveisede Q20 forankringsjern	Stålpålate med 4 stk påsveisede Q20 forankringsjern	Stålpplate: S355 Armering: B500c	17 (kun illustrativt)
Gulvskive: Gitterbjelke - gulvplate	Gitterbjelke - Kerto - Q - plate		T-plate: 21 mm	C/C 120	skruer Ø6	Skruer M8.8	2 (2.1 og 2.2)



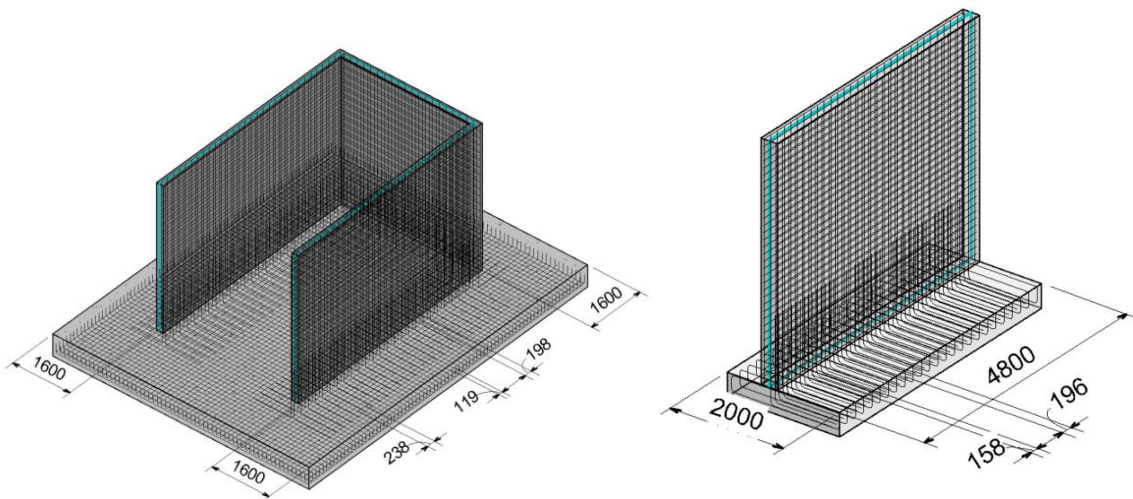
Figur 48 - L-jernet fungerer prinsipielt som denne forbindelse i Mjøstårnet (bilde til venstre), denne er plassert langs med bjelkestavene i skivesystemet i bachelorgruppens løsning (høyre). Foto: lånt av Jan Steinar Egenes/NTNU Gjøvik

4.8 Armering

I tabell 8 Konstruksjonsdeler armering finnes valgt armering for de ulike konstruksjonsdelene i betong. Det er brukt B500c-kamstålsrmeing i alle betongkomponentene i bygget, alle disse er beregnet for at de skal plasstøpes på byggeplass.

Tabell 8 – Benyttet armering for konstruksjonskomponenter i betong

Konstruksjonsdeler armering	Hovedarmering	Skjøtearmering	Bøyler	Svinn- og fordelingsarmering	Tverrarmering	Materiale	Tilhørende vedlegg	Tilhørende vedlegg focus
Platestøp under skive	Ø20 C/C 160 mm i utkrager U.k. Begge retninger	Ø12 C/C 240 mm				B500c	8 (8.1 og 8.2)	
Betongsøyle	4 stk Ø25 Bruker 8 stk Ø16 pga utvidet dimensjoner tresøyle		Ø8 C/C 250 mm				9 (9.1 og 9.2)	20.6
T - Bjelke	Strekkzone: 5 stk Ø16 U.K		Ø8 C/C 260 mm				10 (10.1 og 10.2)	20.7
	Trykkzone: 2 stk Ø16 O.K							
Dekke over plan 0	Ø10 C/C 160 mm U.K i Felt AB og CD Ø10 C/C 160 mm O.K opplegg B og C			Ø10 C/C 260 mm			11 (11.1 og 11.2)	
	Ø10 C/C 270 mm U.K felt BC							
Betongsåle mot grunn	Ø10 C/C 200 mm - armeringsnett i O.K og U.K			Tilleggsarmering rundt utsparing og søyler			12 (12.1 og 12.2)	
Såle under vegg (såle) - stripefundament	Lengdearmering U.K og O.K: 29 stk Ø12 C/C 90	47 stk Ø20 C/C 100 mm			O.K: 48 stk Ø12 C/C 220 mm U.K: 27 stk Ø12 C/C 200 mm		13 (13.1 og 13.2)	
Vegg	Lengdearmering vegg: 40 stk Ø12 C/C 120 B.S Vertikal armering: 30 stk C/C 160 mm B.S							
Pilaster	4 stk Ø12 Bruker 8 stk Ø12 pga utvidet dimensjoner tresøyle		Ø8 C/C 200 mm				20.6	
Punktfundament	Midtre del: 8 stk Ø16 C/C 160 mm Ytre del: 6 stk Ø16 C/C 110 mm					7 (7.1 og 7.2)		



Figur 49 - Snitt Fra kjelleren med innlagt armering. Bildet til venstre er en av sjaktene, mens bildet til høyre er veggkonstruksjon med støttefunksjon

4.9 CO₂ – Beregning

I tabell 9 oppsummeres bachelorgruppens og oppdragsgivers totale CO₂-utslipp i Kg hvert bygg for seg. Tabellens resultat baserer seg på beregningen gjort i vedlegg 21 – Resultat CO₂ – utslipp. Grunnlaget for CO₂ – utslippet beregnes med EPD-er (fase A1-A4) fra «vugge til port». Sammenligningen av oppdragsgivers løsning og bachelorgruppens løsning beskrives nærmere i kapittel 5.1 CO₂ – utslipp. Bachelorgruppens løsning tilsier at trebyggets bærende konstruksjon **binder 129,7 tonn CO₂**, men oppdragsgivers bærende betong- og stålkonstruksjon har et utslipp på **404,9 tonn CO₂**, se tabell 9.

Tabell 9 - Totalt CO₂ – utslipp for hvert enkelt bygg i fase A1-A4.

Konstruksjonsdel	A1-A3	A4	Brukt i: Bachelorgruppe/oppdragsgiver		Enhet	Fra EPD (Zipmappe)
Armeringsstål B500c	0,393	0,0102	21359,97	5657,55	CO ₂ /kg	4.
Limtre GL30C	-616	7,07	-158327,04			7.
Konstruksjonsvirke C30	-607	11,4	-64906,91			5.
Kerto Q - plate	-653		-82146,36			6.
Stål IPE og UPE	1,19	0,0488		60899,04	CO ₂ /tonn	9.
Stål KFHUP	2,49	0,0268		40700,99		3.
Stål HSQ	1,24	0,00828		32723,55		12.
Betong B30 M60	201	16,7	154279,54	40808,84		1.
Hulldekke	106	3,24		126445,30		2.
Veggelementer B35 M60	127	2,88		97669,76	11.	
			Totalt CO₂-utslipp			
Sum			-129740,80	404905,03	Kg	

4.10 Etasjehøyde/etasjeskillerhøyde

Etasjehøyden beregnes fra øvre del av parketten/gulvbelegg til underdelen av himlingen i hele etasjeskiller-konstruksjonen. Ved å summere alle sjiktene, inkludert bærende element i hele etasjeskiller-konstruksjonen ender bachelorgruppens løsning på effektive **990 mm**, se tabell 10. Mens oppdragsgivers etasjeskiller-konstruksjon ender på effektive **951 mm**. Detaljene i sjiktoppbygningen til oppdragsgiver er noe mangelfull, men effektiv høyde stemmer som illustrert i tabell 11 under.

Tabell 10 - Bachelorgruppens totale etasjeskiller-høyde

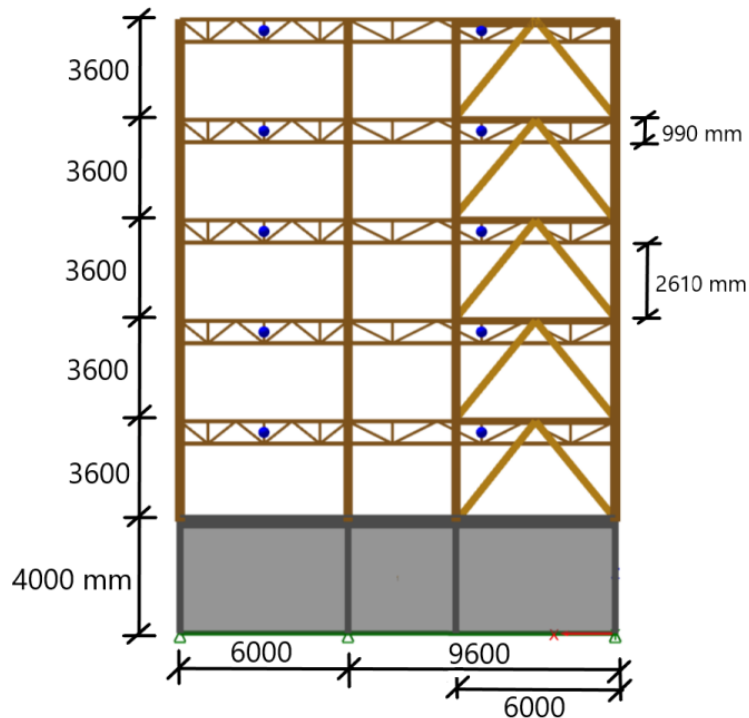
Sjiktoppbygning etasjeskiller bachelorgruppe		
Parkett	15	
Parketunderlag	4	
Gipsplate	13	
Porøs trefiberplate	36	
Kerto - Q - plate	21	
Gitterbjelke	800	bidrar
Steinull	150	ikke til
Kerto - Q - plate	21	høyde i
Luftspalte med alu-bøyler	50	bjelkelag
Gipsplate	15	
Gipsplate	15	
Sum	990	mm

Tabell 11 - Oppdragsgivers totale etasjeskiller-høyde

Sjiktoppbygning etasjeskiller		
Gulvbelegg	3	
Flytsparkel	20	
Trinnlydplate	50	
Hulldekke	265	
Luftspalte tiltenkt teknisk	600	
Nedfelt gipshimling	13	
Sum	951	mm

Dermed blir netto etasjehøyde per etasje i bachelorgruppens løsning **2626 mm** i plan 1 og **2610 mm** i plan 2-5, så lenge man betrakter lik høyde i alle rom i alle etasjene, se figur.. For illustrativ visning over hvordan oppbygningen av etasjeskilleren har blitt løst, se figur 50. Legger man sammen alle etasjene blir total netto etasjehøyde, fra overkant gulvbelegg i plan 1 til himlingsplatene i plan 5, forutsatt samme sjiktoppbygning mot betongdekke i plan 1 som oppdragsgivers bygg (gulvbelegg, flytsparkel og trinnlydplate): **13066 mm**

Oppdragsgivers netto etasjehøyde per etasje blir da **2649 mm** så lenge man betrakter lik høyde i alle rom i alle etasjene. Legger man sammen alle etasjene fra overside gulvbelegg i plan 1 til underside himlingsplate i plan 5 blir total netto etasjehøyde: **13245 mm**



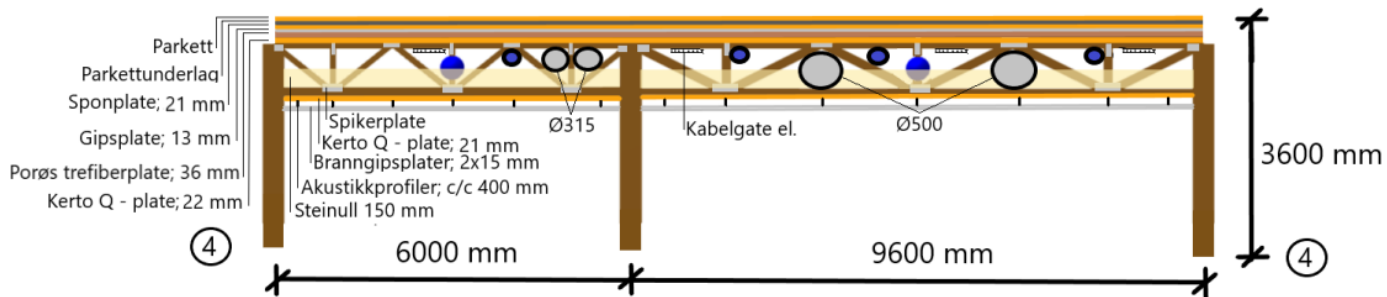
Figur 50 - Illustrasjon av etasjeskillerhøyde og netto etasjehøyde per etasje.

4.11 Teknisk løsning

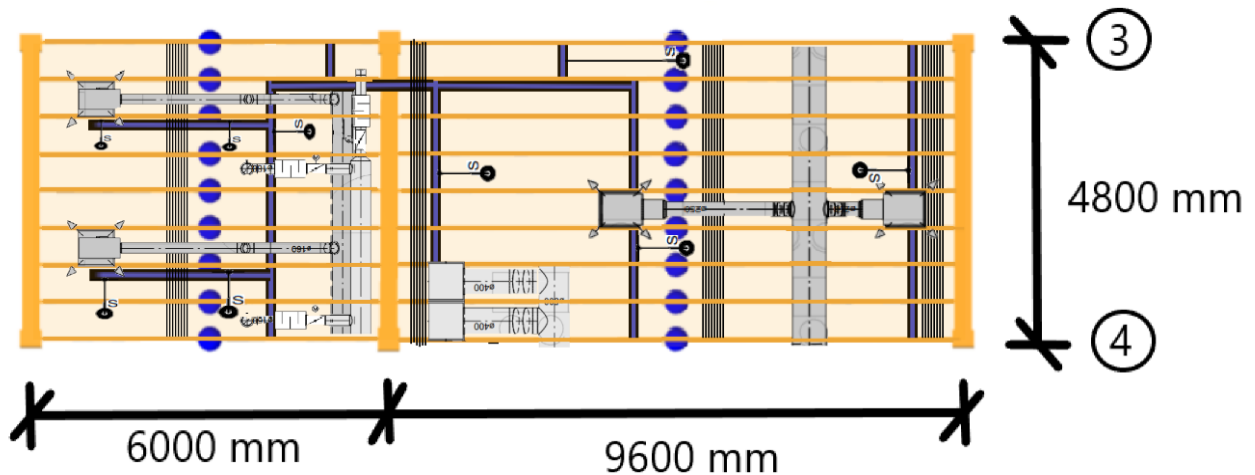
De tekniske løsningene i etasjekillerne er løst ved å plassere VA, VVs og El. I de åpne rommene mellom stavene i gitterbjelkene. Det er ikke blitt utført en løsning av avløpsrør, da det ikke lot seg å få tak i korrekte tegninger på tidspunktet bacheloroppgaven ble skrevet. Alle rørføringer og ledninger er plassert så langt det gjør seg gjøre mot øvre del av bjelkelaget. Alle festemidler til det tekniske i bjelkelaget er såkalte frie forbindere, disse lar rørene bevege seg fritt i forhold til fjærende overgulv. Gitterbjelkene er 800 mm høye, noe som gir stort spillerom til å plassere ulike installasjoner og gjennomføringer i ulike størrelser og formater. Bachelorgruppens løsning er illustrert i figur 50 og 51. Løsningens brann- og lydegenskaper er kommentert i kapittel 4.3 og de tekniske løsningene er plassert med samme plassering som oppdragsgivers etasjeskiller, se vedlegg 23 – Resultat av plassering tekniske løsninger i etasjeskiller, for oppdragsgivers plassering av installasjoner og gjennomføringer. Denne løsningen tilfredsstillter Sintef sin tekniske godkjenning av gitterbjelker, se vedlegg 19.1 – Tekniske godkjenninger gitterbjelker, men «i lyd- og brannskillende etasjeskillere må det velges preaksepterte løsninger eller det må dokumenteres med at kravene til lydisolasjon og brannmotstand blir tilfredsstilt». Dette fører til at det kreves oversprinkling i hulrommet som blir igjen etter at steinull (150 mm) er plassert i nedre del av bjelkene; fordi el og andre

risikoinstallasjoner ift. brann er plassert i en etasjeskiller med brennbart materiale. I forhold til hovedkanalenes størrelse på Ø500 er maksimalt hulrom mellom diagonalene utnyttet, dette fører til redusert steinull-høyde i bjelkelaget, bachelorgruppen har latt denne vær slik ettersom dette ble etterspurt av oppdragsgiver. Mest optimal løsning ville vært å heller separere Ø500-kanalene til flere mindre, eventuelt fire stk. Ø250 mm og plassert disse noe annerledes enn eksisterende kanaler, da høyest mulig i bjelkelaget.

Iht. gitterbjelkens tekniske godkjenning burde det bli utført en analytisk teknisk analyse hvis Ø500-kanalene skal benyttes, splitters disse som kommentert over kan preakseptert løsning benyttes, da steinullen kan ha sin fulle høyde på 150 mm. Oversprinking må uansett benyttes, uavhengig av kanalstørrelse.



Figur 51 - Illustrasjon av etasjeskillerhøyde og netto etasjehøyde per etasje.



Figur 52 - Tekniske løsninger plassert i bjelkelaget sett ovenfra mellom akse 3 - 4

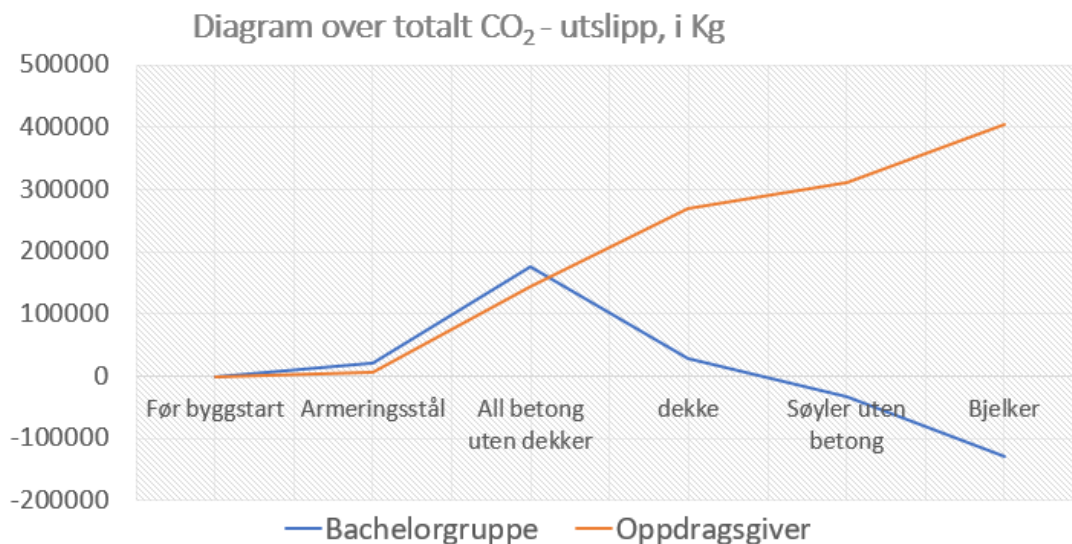
5 Sammenligning med oppdragsgiver

I dette kapitlet sammenlignes de gitte parameterne bachelorgruppen har fått fra oppdragsgiver. Denne sammenligningen setter bachelorgruppens treløsning opp mot oppdragsgivers stål- og betongkonstruksjon, og bygger videre på resultatet.

5.1 CO₂ – utslipp

I kapitel 4.8 legges resultater av CO₂-regnskapet for de to bygningene frem, basert på beregningen i vedlegg 21 – Resultat CO₂-utslipp. Det viser seg at CO₂-utslippet til oppdragsgiver er ... ganger så mye som bachelorgruppens løsning med et annet materialvalg. CO₂- utslippet for alt av betong utenom dekker kommer oppdragsgiver bedre ut, dette skyldes mindre betongbruk i kjelleren/plan 0 og mer bruk av prefabrikkerte løsninger; vegger, pilastre og skivesystem, se vedlegg 21 – Resultat CO₂-utslipp, oppsummert i figur Videre i regnskapet skilles de to konstruksjonenes CO₂-utslipp drastisk. Dette skyldes at tre er en fornybar resurs som binder CO₂, mens stål og betong er en ikke-fornybar ressurs som kun bidrar med utslipp i regnskapet.

Det vil si at Bachelorgruppens tre- og betongløsning binder 129,7 tonn CO₂ i fase A1-A4, vugge til port, mens oppdragsgivers løsning har et utslipp på 404,9 tonn



Figur 53 - Linjediagram over totalt CO₂-utslipp i kg per bygg.

5.2 Etasjeskillerhøyde/etasjehøyde

I kapittel 4.6 legges resultatdataen av etasjeskiller- og etasjehøyde frem. I dette kapittelet sammenlignes disse, se tabell 12, 13 og 14. I tabell 12 kan vi se at oppdragsgivers totale etasjeskillerhøyde er **39 mm** mindre enn bachelorgruppens i plan 2-5 og **23 mm** i plan 1. Dermed blir netto total etasjehøyde **179 mm** mindre (tabell 13) i bachelorgruppens løsning samlet over alle 5 plan og **23 mm** mindre i plan 1 og **39 mm** mindre per etasje fra plan 2-5 (tabell 14).

Det vil si at bachelorgruppen må forlenge sin bærende trekonstruksjon med 179 mm hvis de ønsker samme netto etasjehøyde per etasje som oppdragsgivers stål- og betongkonstruksjon.

Tabell 12 - Høydedifferanse netto etasjeskiller-høyde i alle plan

Netto etasjeskillerhøyde	Bachelorgruppe	Oppdragsgiver	Differanse	
Plan 1	974	951	23	mm
Plan 2-5	990	951	39	

Tabell 13 – Høydedifferanse netto total etasjehøyde

Netto total etasjehøyde	Bachelorgruppe	Oppdragsgiver	Differanse	
Plan 1-5	13066	13245	179	mm

Tabell 14 – Høydedifferanse netto etasjehøyde

Netto etasjehøyde	Bachelorgruppe	Oppdragsgiver	Differanse	
Plan 1	2626	2649	23	mm
Plan 2-5	2610	2649	39	

6. Diskusjon

I denne delen diskuteres ulike valg gjort under hele prosessen med å produsere bacheloroppgaven, arbeidsprosessen og andre valg for at oppgaven har blitt som den har blitt. Resultatet i kap. 4 og sammenligningen i kap. 5 diskuteres, samt drøftes rundt hvordan problemstillingen har blitt svart på og hvilke betydning resultatet har for sammenligningsobjektet og oppgavens konklusjon.

6.1 Valg tatt under arbeidet med bacheloroppgaven

6.1.2 Omfang, forutsetning og avgrensninger

I denne studien ble utgangspunktet å ta for seg et universitetsbygg som studiegruppen selv hadde tatt initiativ til hos oppdragsgiver, dermed var bachelorgruppen forholdsvis fristilt til hvordan de skulle gå frem med å finne en løsning, men noen forutsetninger var satt, og fulgt. I forprosjektet diskuterte bachelorgruppen og oppdragsgiver vidt i forhold til hvilke tema som kunne vært spennende å se på. Etter som at begge personene på bachelorgruppen har spesialisert seg innenfor konstruksjon, ble det konkludert med et tema innenfor dette var naturlig å velge. Selv om det ble nevnt at det hadde vært spennende og for eksempel sett på lydegenskaper eller energiforbruk til deler eller hele bygget. Den faglige kompetansen til både oppdragsgiver og bachelorgruppen ble ansett til å ikke være tilstrekkelig til å kunne utføre en god oppgave om noe annet tema hadde blitt valgt. Dette ville også vært på motivasjon og innsatsvilje for begge parter.

For å kunne gjøre oppgaven målbar ble det besluttet at en «hybrid»-oppgave med undersøkelse av flere parametere var spennende å se nærmere på, dette inkluderte at bachelorgruppen skulle gjennomføre et omfattende dimensjoneringsarbeid. Etter at dimensjoneringsarbeidet var gjennomført skulle det sammenlignes opp mot et annet bygg, med et helt annet materiale. Bygget som ble valgt var spennende fordi det hadde forholdsvis langt spenn mellom langveggene. Det skulle vise seg at det bar på utfordringer å dimensjonere et trebjelkelag med et spenn på 9,6 m. Utfordringen ble til et problem og slik ble to deler av problemstillingen til: Hvordan skal man klare å unngå ekstremt stor etasjehøyde inkludert tekniske løsninger når man bruker tre i bjelkelaget på et bygg så langt spenn og hvor mye har det å si for den effektive netto etasjehøyden per etasje? Det at vi kunne løse bygget i tre åpnet også dørene for å sammenligne CO₂-avtrykket til begge byggene og sammenligne disse. Miljø er noe oppdragsgiver har høyt oppe på dagsorden. Det å bytte ut materialet til et fornybart materiale kunne gi en god pekepinn på hvor stort klimaavtrykket stål og betong har

ift. Tre, og hvor mye det faktisk har å si for hvilke materialvalg man velger i en bygningskropp.

Omfanget av bacheloroppgaven ble stor, noe bachelorgruppen var klar over tidlig i skriveprosessen. Etersom oppgaven utspilte seg slik den gjorde, og med den hjelpen vi har fått eksterne var det uaktuelt å kutte ned på mengden. Dette håper vi også oppdragsgiver setter pris på.

Allerede ved første møte med oppdragsgiver ble det gjort klart at det skulle gjøres minst mulige avgrensninger. Dette for å unngå resultater som ikke kan eller vil fungere i den virkelige verden, noe oppdragsgiver hadde opplevd ved tidligere bacheloropdrag. Det å ta for mange innersvinger under arbeidet og barbere bort vitale «sannheter» ganger ingen hvis resultatet og konklusjonen skal kunne være nevenyttig. Dette har ført til at bachelorgruppen har brukt mye tid på både informasjonsinnhenting og møter med folk med spesialkunnskap innenfor de forskjellige delene av oppgaven, her spesielt i dimesjoneringsarbeidet.

6.1.3 Utforming og utfordring med bæresystemet

Det viste seg å være en rekke utfordringer med å erstatte et stål og betongbygg til et trebygg, spesielt når bachelorgruppen ble pålagt om å bruke samme fotavtrykk som eksisterende bygg. Fordi stål- og betongbygget var optimalisert for akkurat disse materialene gjorde at det nødvendigvis ikke var like gunstig å erstatte det med tre. Dette fordi stål og betong har bedre styrkeegenskaper over lengre spenn med vesentlig mindre dimensjoner enn tre. Hvis man skulle optimalisert bæresystemet med hensyn på tre ville det helt klart vært mer gunstig å legge til en søylerekke til, over den andre søylerekken i plan 0, dette ville også kanskje gitt et lavere materialforbruk. Det ville latt seg gjøre, men ville støtt på utfordringer i de store åpne undervisningsrommene spesielt med tanke på brukervennlighet for undervisning.

Det å benytte gitterbjelker i etasejskillere er i dag er ikke spesielt anerkjent i større trebygg, men benyttes ofte i mindre trehus. Bachelorgruppen var ikke klar over bjelkene før de fant ut at et spenn på 9,6 m bød på utfordringer for en standard limtrebjelke. Gitterbjelkene er svært materialeffektiv, noe som er en stor fordel med tanke på at tre er i dag et knapphetsgode.

Prisene på tre har også skutt i været, derfor er et materialeffektivt bjelkelag noe vi kommer til å se mer av i fremtiden (mener bachelorgruppen). Det at man kan plassere tekniske løsninger inne i gitterbjelkene er også noe (mener bachelorgruppen) som anses som en stor fordel, spesielt for den totale etasjehøyden og skjuling av disse. Et stort problem med denne løsningen, spesielt om noe skal skje med det tekniske må platene som er festet til

gitterbjelkene demonteres. Det er en stor fordel at man kun kan løfte av plater når man benytter nedfelt himling, slik oppdragsgiver bruker i sitt bygg. Her er det utviklingspotensialet stort for et gitterbjelke-dekke.

6.1.4 Metode for beregninger

I denne oppgaven bestemte vi oss kjapt for å gjennomføre alle beregninger i Excel, for å så føre inn beregninger manuelt i Word ved hjelp av Mathtype når vi var fornøyde med nødvendige beregninger. Denne måten å jobbe på er vi svært fornøyde med, da vi er sikre på at dette sparte enorme mengder tid og forhåpentligvis reduserte antall feil i det ferdige produktet.

Ved å ha alle beregningene våre i Excel kunne vi enkelt endre på inputverdier for så å kontrollere og endre på konstruksjonskomponentene, noe som kom veldig godt til nytte gjennom hele arbeidsprosessen, da vi stadig vekk støtte på problemer som ført til endringer i beregningene. Det er verdt å merke seg at selv om Excel er et dataprogram, er det fullt mulig, og høyst sannsynlig at det er blitt utført menneskelige feil ved innføring av formler.

Vi så det som en nødvendighet å kontrollere beregningen vår opp mot noe. Da valgte vi å gjøre dette ved hjelp av Fokus konstruksjon, da dette var et beregningsprogram vi hadde noe kjennskap til i fra før av. Dette ble gjort ved å ta dimensjonene vi hadde fått ved beregningene for hånd/Excel, å sette de inn i Fokus. Dette ga oss ene ide på hvordan håndberegningene klarte seg i praksis.

Fokus dimensjoneringen/kontrollen gikk alle igjennom utenom gitterbjelken, hvor vi støtte på et problem i forbindelse med spenningskombinasjoner. Der en del av kontrollene fikk veldig stor utnyttelsesgrad, da vi ikke klarte å modellere inn tverravstiver, derfor valgte vi å overse denne kontrollen. Dette på bakgrunn av at vi har vært i kontakt med folk som lever dette og har fått bekreftet at den skal holde og at tverravstivere er kritiske for gitterbjelkesystemer, spesielt når det kommer til spenningkombinasjoner.

6.2 Diskusjon av resultatet

Slik bachelorgruppen og andre som har hatt innblikk i oppgaven, virker det som at vi har kommet frem til et resultat og et sammenligningsgrunnlag vi kan stå inne for.

Bachelorgruppen er god fornøyd med resultatet de ha jobbet seg frem til. Selvfølgelig kunne enkelte ting vært kontrollert og optimalisert bedre. Resultatet bærer preg av å være så konservativt som mulig, kanskje litt for mye. Dette vil absolutt gå ut over materialforbruket og det totale CO₂-utslippet. Tid og kunnskap har gjort at man kanskje har sett bort fra vitale

forutsetninger som burde vært lagt til grunn for at bygget skal kunne opprettholde sine stabiliserende egenskaper og bruksegenskaper over tid. Det kan nevnes bla:

- At det ikke har blitt tatt høyde for oppdrift i konstruksjonen om kjelleren står under vann.
- Konflikt mellom vinduer i fasaden på grunn av vindavstivere, selv om dette er tenkt på i plassering av skivene vil det på en eller annen måte gjøre at det arkitektoniske uttrykket ikke vil bli det samme i treløsningen.
- Gitterbjelkene vil trolig bryte brannskiller inn i trappesjakter og heiser.
- På grunn av store bevegelser ved temperaturendringer i treet vil heiser i bygget kunne slå ut på grunn av svært liten toleranse for bevegelser i konstruksjonen rundt heisen

6.2.1 Beregninger

Vi er godt fornøyde med beregningene vi gjennomførte, men vi er fullt klar over at løsningene våre mest sannsynlig ikke er de mest optimale. Da vi satte søkelys på å se om det lot seg gjennomføre på en realistisk måte i stedet for å «tappe» hver konstruksjonsdel for restkapasitet.

Dette har vi lagt merke til flere steder, men spesielt når det kommer til armering, hvor vi vet og skjønner at å gjøre det så enkelt som mulig er den beste løsningen når det kommer til de som skal gjennomføre dette på byggeplassen. Det vil si at å utnytte armeringsnett og andre prefabrikkert armeringsprodukter for det, det er verdt, slik at alt effektiviserer.

6.2.2 Diskutere gitte parametere og resultat av disse

Vi er fornøyde med resultatet som vi har fått ut ifra de parameterne som var satt i starten av oppgaven, men vi støtte på et lite problem som kunne endret arbeidsmengden betraktelig. Dette på grunn av at kravet på bæreevnen, R under brann er forskjellige for betong-, stål-, og tre- bygg. Forutsetningene tilser at vi skal dimensjonere etasjeskillerene for R60, men TEK sier at vi i høye trehus over fire etasjer må dimensjonere etasjeskillerene/gitterbjelkelaget for R90. Vi så oss derfor nødt til å vike fra TEK og heller nøye oss med R60, da brannanalyse av gitterbjelker kunne vært en bacheloroppgave i seg selv.

Skulle vi ønske å oppnå anbefalingene i forbindelse med etasjehøyde på 2700mm satt i TEK17 og hos arbeidstilsynet hadde vi måtte skjåte på hver etasje i underkant av 100mm, noe

som enkelt hadde latt seg gjøre. Ville vi ha oppnådd samme etasjehøyde som oppdragsgiver har ville vi måtte ha en økning på byggets høyde med 179mm.

For tekniske løsninger støtte vi på veldig få, om ikke noen problem, dette da gitterbjelker er veldig godt egnet til føring av teknisk utstyr. Dette sier oss at hadde vi kunnet senke høyde på gitterbjelke noe, hadde vi fortsatt skulle klart å plassere tekniske løsningene på en fornuftig og akseptert måte.

6.3 Feilkilder

Forskning er en komplisert prosess som er utsatt for feil av forskjellige årsaker. Den type feil som er mest ubeleilig for forskningen er bias (systematiske skjevheter). Denne kan inntreffe i ulike deler av forskningsprosessen. Sammen med tilfeldige feil kan det påvirke forskningen slik at resultatet blir misvisende. (Svartdal, 2019, 13. Desember) Bachelorgruppen har bevisst gjennom hele oppgaven foretatt kontrollberegninger og eksterne dataprogrammer med dimensjoneringsfunksjoner. Selv med ulike kontroller gjennomført er sannsynligheten høy for at feilkilder kan ha oppstått:

- Enkelte deler av håndberegningene er beregnet av en person. Ved kontroll i Focus Konstruksjon og OS-prog kan også samme personen ha lagt inn data for den konstruksjonskomponenten som er blitt beregnet.
- Det kan foreligge feil i Focus Konstruksjon, Excel og OS-prog som kan ha gått ut over resultatet. Dette kan være menneskelige feil hvor programmet ikke har «tolket» det samme som operatør av dataprogrammet.
- Masseberegning ved skjevlaste og utelatsetilfelle for jordskjelv er beregnet med overslag, av den grunn at tilgjengelig informasjon om enkelte egenvekter av bla fasade har vært mangelfull.
- Ved beregning av CO₂-utslipp kan det av enkelte grunner blitt brukt lignende EPD-er, av den grunn at det ikke er utarbeidet EPD-er for enkelte av bachelorgruppens konstruksjonskomponenter. Eks på dette er gitterbjelkene; hvor det er benyttet en lignende takstol-variant med samme egenskaper som gitterbjelkene bachelorgruppen har utviklet.
- Manglende tilgang til fagstoff rundt gitterbjelker og vertikale avstivningssystemer i tre ses på som en feilkilde. Selv om bachelorgruppen har fått god og grundig

veiledning av ulike fagpersoner på huset på NTNU Gjøvik var det ikke det samme som å relatere det opp mot en skriftlig kilde eller pensum.

- Bygget er tolket som et bygg for seg selv, uten tunnel-overgangen mellom byggetrinn 1 (EAB-bygget). Denne strekkes over plan 1 og 2. Denne overgangen vil fungere som et stivhetsbidrag i det globale avstivningsystemet. Selv om dette anses som en feilkilde som kan påvirke kraftfordelingen i bygget er bachelorgruppen på konservativ side med å ikke at den med.
- Ettersom «mest belastet» konstruksjonsdel er benyttet gjennom hele oppgaven kan komponentene materialeffektiviseres ytterligere. Spesielt punktfundamentene kan trekkes frem her, disse kunne vært redusert noe opp mot tilhørende søyle.

7. Konklusjon

Hensikten med oppgaven var å se om det var mulig å dimensjonere samme bygg som oppdragsgiver, bare med et annet materiale, for å så undersøke tre forskjellige parametere. Parameterne baserte seg på miljø- og konstruksjonsoptimalisering, opp mot et sammenlegnings-objekt. Sammenligningen foregikk ved målbare sekvenser noe som er gjennomført og gjort rede for.

Det lar seg gjøre å erstatte materiale i den bærende konstruksjonen, til tre!

Bæresystemet i tre oppnår en lavere effektiv total netto etasjehøyde og har vesentlig mindre CO₂-utslipp, faktisk binder CO₂, opp mot det samme bygget i tre og stål, med de samme forutsetninger og krav!

De tekniske løsningene i trekonstruksjonen kan plasseres på lik linje med stål- og betongbygget, selv uten radikale økninger i etasjeskillerens høyde!

8. Videre arbeid

Studiets begrensning på tid gjør at oppgaven har en rekke begrensninger. Mange av disse begrensningene kunne vært interessant å fordype seg videre i. under listes opp forslag til hva som hadde gjort oppgaven mer komplett ved å velge en annen problemstilling:

- **Økonomi;** sammenlignet kostnad av bachelorgruppens bæresystem i tre med oppdragsgivers betong- og stålsystem.
- **Miljø;** utarbeidet en LCA-modell for begge bæresystemene og sammenlignet
- **Massivtre:** dimensjonert et bæresystem i massivtre og sammenlignet dette opp mot/eller økonomi, utnyttelse, CO2-utslipp etc
- **Logistikk:** optimalisering av frakt og organisering i byggefasen og/eller forprosjektet.
- **Plassutnyttelse:** Hvordan kunne plassering av bærende konstruksjonsdeler vært plassert for å få maksimal utnyttelse av plass.
- **Materialutnyttelse:** Gjøre en grundigere undersøkelse av hver enkel konstruksjonsdel for å utnytte materialet på en bedre måte.

9. Litteraturliste

- Autodesk. (ukjent). *Connect the office, the trailer, and the field*. Autodesk as.
<https://www.autodesk.com/solutions/architecture-engineering-construction/construction>
- Bell, K. (2017, Januar). *Dimensjonering av trekonstruksjoner* (Vol. 671). Fagbokforlaget.
- Betongelementforeningen. (2016). *Betongelementboka på nett*.
https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookB.asp?isSearch=0&liID=1231&DocumentId=BindB/Del_2/B12/12_3_1.pdf&BookId=B
- Betongelementforeningen. (u. å). *BIND H - DIMENSJONERING FOR JORDSKJELV*.
Betongelementforeningen.
https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookH.asp?isSearch=0&liID=232&DocumentId=BindH/H2/2_3_2.pdf&BookId=H
- Betongelementforeningen. (ukjent). *VERTIKALE AVSTIVNINGSSYSTEMER GEOMETRISKE AVVIK, KNEKKING, SLANKHET*. Betongelementforeningen.
https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BindB/Del_2/B9/9_1_1.pdf
- Byggforserien. (2003, Vår). *Vindlaster på bygninger*. SINTEF.
https://www.byggforsk.no/dokument/3118/vindlaster_paa_bygninger
- Byggforserien. (2016, November). *Lover og regler for bygge- og anleggsnæringen*. SINTEF
https://www.byggforsk.no/dokument/31/lover_og_regler_for_bygge_og_anleggnaeringen
- Byggforserien. (2018, November). *Klimadata for termisk dimensjonering og frostsikring*. SINTEF.
https://www.byggforsk.no/dokument/204/klimadata_for_termisk_dimensjonering_og_frost_sikring
- Crocetti, R. (2015, Juni). *Limtreboka* (Vol. 312). Norske Limtreprodusenters Forening.
- DIBK. (2017a). *Generelle krav til sikkerhet ved brann*. Direktoratet for byggkvalitet
<https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/11/i/11-3/>
- DIBK. (2017b). *Innledning til kapittel 11 Sikkerhet ved brann*. Direktoratet for byggkvalitet
<https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/11/i/innledning/>
- DIBK. (2017c). *Kapittel 10 Konstruksjonssikkerhet*. Direktoratet for byggkvalitet
<https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/10/10-1/>
- DIBK. (2017d). *Krav til utforming av rom og annet oppholdsareal*. Direktoratet for byggkvalitet.
<https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/12/ii/12-7/>
- DIBK. (2017e). *Risikoklasser*. Direktoratet for byggkvalitet <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/11/i/11-2/>
- Edvardsen, K. I., & Ramstad, T. Ø. (2017, August). *Trehus* (Vol. 464). SINTEF
- Eide, S. (ukjent). *Etasjeskiller med gitterbjelker*. FOKUS på tre.
https://res.cloudinary.com/absoluttweb/image/upload/sotratakstol/fokus_nr_57.pdf
- EPD-Norge. (2018, 02. Juli). *ENVIRONMENTAL PRODUCT DECLARATION: Standard limtrebjelke*. EPD-Norge og Moelven. https://www.epd-norge.no/getfile.php/139068-1530528866/EPDer/Byggevarer/Heltreprodukter/NEPD-1576-605_Standard-limtrebjelke.pdf
- EPD-Norge. (u.å). *Hva er en EPD?* EPD-Norge. <https://www.epd-norge.no/hva-er-en-epd/>
- ESDEP. (u.å). *Lecture 7.12: Trusses and Lattice Girders*. European Steel Design Education Program.
<http://fgg-web.fgg.uni-lj.si/~p/moze/esdep/master/wg07/l1200.htm>
- Fallsen, H. (2011, August). *Lastberegninger* (Vol. 71). NTNU.
https://ntnu.blackboard.com/ultra/courses/_10425_1/cl/outline
- Fallsen, H. B. (2018, August). *kompedium i Dimesjonering av betongkonstruksjoner* (Vol. 110). NTNU Gjøvik
- FN sambandet. (2021, 08. Januar). *FNs bærekraftsmål*. FN sambandet. <https://www.fn.no/om-fn/fns-baerekraftsmaal>

- Focus Software. (ukjent-a). *Focus Konstruksjon 3D*. Focus. <https://www.focus.no/produkter/focus-konstruksjon-3d/>
- Focus Software. (ukjent-b). *Ove Sletten*. Focus. <https://www.focus.no/produkter/ove-sletten/>
- Focus Software. (ukjent). *Digitale løsninger for byggenæringen*. Focus. <https://www.focus.no/>
- FOKUS på tre. (2004, desember). *Tre og miljø nr 8*. <http://www.trefokus.no/resources/filer/fokus-pa-tre/8-Tre-og-miljo.pdf>
- Glasø, G. (2011, januar). *Fleretasjes trehus*. FOKUS på tre. <http://www.treteknisk.no/resources/filer/publikasjoner/fokus-pa-tre/Fokus-nr-32.pdf>
- Grønmo, S. (2020, 3 november). *kvalitativ metode*. Store Norske Leksikon. https://snl.no/kvalitativ_metode
- Hofstad, K. (2018, 15. August). Store Norske Leksikon. https://snl.no/Norsk_Standard
- Homb, A., & Kolstad, S. T. (2013, Juni). *Gitterbjelkelag, løsninger og detaljer*. SINTEF. <https://docplayer.me/48573971-Gitterbjelkelag-losninger-og-detaljer.html>
- Jatak. (u.å). *jatak hulldekke i tre*. JATAK as. https://www.jatak.no/d/dokumenter/jatak_hulldekke_16.pdf
- KONTUR. (2020, 26. Juni). *STUDIEVEGEN 16*. KONTUR.
- KONTUR. (u.å). *KONTUR ARKITEKTER AS*. KONTUR arkitekter <http://www.kontur.as/firma>
- Larsen, P. K. (2008, Juli). *Konstruksjonsteknikk* (Vol. 173). Fagbokforlaget.
- Multiconsult. (2020, 02. Mars). *NORSAR Oppdaterte seismiske sonekart*. Multiconsult. <https://www.norsar.no/getfile.php/139593-1585573121/norsar.no/Services/soneringskart/Multiconsult-10216470-RIB-RAP-001.pdf>
- Myklebust, S. (1999, 20. Februar). *Trekonstruksjoner med spikerplater* (Vol. 174). Norges Byggscole.
- Maage, M. (2015, Mai). *Betong; regelverk, teknologi og utførelse* (Vol. 422). Norsk Betongforening og Byggenæringens Forlag
- Nikolaisen, H. (2018). *Områderegeringsplan Campus Gjøvik - endring*. Gjøvik Kommune. <file:///C:/Users/erowr/Downloads/05020392%20Gj%C3%B8vik%20campus%20endring%20av%20plan.pdf>
- NORSAR. (ukjent-a). *Hva er et jordskjelv*. NORSAR. <https://www.jordskjelv.no/om-jordskjelv/hva-er-et-jordskjelv/>
- NORSAR. (ukjent-b). *Jordskjelv i Norge*. NORSAR. <https://www.jordskjelv.no/om-jordskjelv/jordskjelv-i-norge/>
- Regjeringen. (2020, 10. Mars). *Hva kan byggebransjen gjøre for å redusere klimautslippene?* Regjeringen <https://www.regjeringen.no/no/aktuelt/hva-kan-byggebransjen-gjore-for-a-reducere-klimautslippene/id2692924/>
- Sandaker, B. N., Sandvik, M., & Vik, B. (2003, Mars). *Materialkunnskap* (Vol. 131).
- SINTEF. (2008, Mai). *Mekaniske treforbindelsesmidler*. SINTEF Byggforsk. https://www.byggforsk.no/dokument/601/mekaniske_treforbindelsesmidler
- SINTEF. (2015, 02. Februar). *Teknisk Godkjenning: Etasjeskiller med gitterbjelker av tre*. SINTEF Byggforsk. <https://docplayer.me/6550025-Sintef-byggforsk-bekrefter-at-etaseskiller-med-gitterbjelker-av-tre.html>
- SINTEF. (2017, Februar). *Lydisolerende etasjeskillere med trebjelkelag i boliger*. Sintef Byggforsk. https://www.byggforsk.no/dokument/338/lydisolerende_etaseskillere_med_trebjelkelag_i_boliger
- Standard Norge. (2019, 25. August). *Norsk Standard*. Standard Norge. <https://www.standard.no/standardisering/norsk-standard/>
- Svartdal, F. (2019, 13. Desember). *feilkilder i forskning*. Store Norske Leksikon. https://snl.no/feilkilder_i_forskning

Thue, J. V. (2014, 26. mars). *hus*. Store Norske Leksikon. Thue, J. V. (2014, 26. mars). *hus*. Store Norske Leksikon. <https://snl.no/hus>

Thue, J. V. (2019, 27. juli). *Elementbygging* Store Norske Leksikon. <https://snl.no/elementbygging>

United Nations Global Compact. (2021, februar 21). *Bærekraftsmålene*.

<https://globalcompact.no/barekraftsmalene/>

Vegdirektoratet. (2014, 1. Juni). *Geoteknikk i vegbygging*. Statens Vegvesen.

https://filesserver.motocross.io/trafikksiden/HB_V220_Geoteknikk_vegbygging_2018.pdf

Wikipedia. (2020, 3. November). *Microsoft Office Excel*. Wikipedia.no.

https://no.wikipedia.org/wiki/Microsoft_Office_Excel

Standard Norge (2005a) NS-EN 1990:2002 Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. Tilgjengelig fra:

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=814847>

Standard Norge (2005b) NS-EN 1991-1-4:2005 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster. Tilgjengelig fra:

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=392208>

Standard Norge (2004a) NS-EN 1992-1-1:2004 Eurokode 2: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. Tilgjengelig fra:

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=997269>

Standard Norge (2004b) NS-EN 1992-1-1:2004 Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. Tilgjengelig fra:

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=436137>

Standard Norge (2004c) NS-EN 1997-1:2004 Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering – Del 1: Allmenne regler. Tilgjengelig fra:

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1307706>

Standard Norge (2004d) NS-EN 1998-1:2004 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismiske påvirkning – Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger. Tilgjengelig fra:

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=696101>

Innholdsfortegnelse

Vedlegg 1 – Laster og grensetilstander	3
1.2 – Manuelle beregninger	3
1.2 - Input og beregninger med regneark	5
Vedlegg 2 – Mest belastet gitterbjelke	7
2.1 - Manuelle beregninger	7
2.2 - Input og beregninger med regneark	9
Vedlegg 3 – mest belaste hovedbjelke	12
3.1 - Manuelle beregninger	12
3.2 - Input og beregninger med regneark	17
Vedlegg 4 – Mest Belastet hovedbjelke over inngangsparti	20
4.1 – Input og manuelle beregninger med regneark	20
Vedlegg 5 - Mest belastede søyler.....	23
5.1 - Manuelle beregninger	23
5.2 - Input og beregninger med regneark	30
Vedlegg 6 – forbindelser; søyle tre til bjelke tre	33
6.1 – Manuelle beregninger	33
6.2 - Input og beregninger med regneark	40
Vedlegg 7 - Fundamentering hardest belastet punktfundament.....	42
7.1 – Manuelle beregninger	42
7.2 - Input og beregninger med regneark	49
Vedlegg 8 – Fundamentering hardest belastet skiveplate.....	51
8.1 – Manuelle beregninger	51
8.2 - Input og beregninger med regneark	56
Vedlegg 9 – Dimensjonering av hardest belastet betongsøyle	58
9.1 – Manuelle beregninger	58
9.2 - Input og beregninger med regneark	61
Vedlegg 10 – Dimensjonering av hardest belastet betongbjelke.....	62
10.1 – Manuelle beregninger	62
10.2 - Input og beregninger med regneark	65
Vedlegg 11 – Dimensjonering av betongdekke	69
11.1 – Manuelle beregninger	69
11.2 - Input og beregninger med regneark	72
Vedlegg 12 – Dimensjonering av betongdekke mot grunn.....	74
12.1 – Manuelle beregninger	74

12.2 - Input og beregninger med regneark	75
Vedlegg 13 – Dimensjonering av hardest belastet betongvegg	76
13.1 – Manuelle beregninger	76
13.2 - Input og beregninger med regneark	81
Vedlegg 14 – Fordeling av horisontale krefter mot skiver	85
14.1 – Manuelle beregninger	85
14.2 - Input og beregninger med regneark	94
Vedlegg 15 – Dimensjonering av globalt avstivningssystem	98
15.1 – Manuelle beregninger	98
15.2 - Input og beregninger med regneark	101
Vedlegg 16 – L-jern(vinkelstål); forbindelse dekke-vertikale skiver	108
16.1 Manuelle beregninger	108
16.2 - Input og beregninger med regneark	110
Vedlegg 17 – illustrasjon av valgt søylefot	112
Vedlegg 18 – Utelatelsestilfelle II	113
18.1 - Input og beregninger med regneark	113
Vedlegg 19 – Tekniske godkjenninger	114
19.1 Gitterbjelke	114
19.2 TRE8	119
Vedlegg 20 – Digitale beregninger	120
20.1 Hardest belastet trebjelke	120
20.2 Hardest belastet senter- og yttersøyle	120
20.3 Hardest belastet gitterbjelke; 2D og sammensatt som dekke	121
20.4 Snitt langvegg	121
20.5 Hardest belastet vertikale skive	122
20.6 Hardest senter betongsøyle og ytterpilaster	122
20.7 Hardest belastet betongbjelke	123
20.8 Hardest belastet hovedbjelke over inngangparti	124
20.9 Vindlaster	124
Vedlegg 21 – Resultat CO2 – utslipp	125
21.1 Input Bachelorgruppen	125
21.2 Input oppdragsgiver	127
21.3 Beregning med EPD	128
Vedlegg 22 – Resultat av etasjeskiller-høyde/etasjehøyde	131
Vedlegg 23 – Resultat av plassering tekniske løsninger i etasjeskiller	132

Vedlegg 1 – Laster og grensetilstander

1.2 – Manuelle beregninger

Forutsetninger:

Bruddgrensetilstand: (6.10a): $1,35 \times G_{k,j} + 1,05 \times Q_{k,1}$ Iht. NS-EN 1990 av 2008 tabell NA.A1.2(B)

Bruddgrensetilstand: (6.10b): $1,2 \times G_{k,j} + 1,5 \times Q_{k,1}$ NS-EN 1990 av 2008

Ulykkgrensetilstand: (6.11b): $G_{k,j} + Q_{k,1} \times \psi_{1,1}$ NS-EN 1990 av 2008

Lastareal, mest belastet areal: $A_1 = 7,8m \times 4,8m = 37,44m^2$

Lastareal for yttersøyler: $A_2 = 4,8m \times 4,8m = 23,04m^2$

Snølast:

Snølast på mark: $S_{k,0} = 4,5 \frac{kN}{m^2}$ Iht. Tabell.4.1(901)

Formfaktor flattak $\mu = 0,8$ pkt. 5.3

Snølast på tak: $S = S_{k,0} \times \mu = 4,5 \frac{kN}{m^2} \times 0,8 = 3,6 \frac{kN}{m^2}$ 5.2(3)p

Vind:

Basisvindhastighet: $v_{b0} = 26 \frac{m}{s}$ 4.2(2)P

Vindlastfaktor iht Z(m) og terrengruhetklasser $k_w = 1,63$ NA.4.5

Karakteristisk vindhastighetstrykk; $q_p = \frac{v_{b0}^2 \times k_w}{1000} = \frac{\left(26 \frac{m}{s}\right)^2 \times 1,63}{1000} = 1,10 \frac{kN}{m^2}$ 4.5(1)

Vindsoner:

Vind mot langvegg – d=b=15,6m

Vindsoner: $\frac{h}{d} = \frac{3,6m \times 5 + 0,6m}{15,6m} = 1,19$ 7.2.1

$Sone_A = -1,2$ Tabell 7.1

$Sone_B = 0,8$ Tabell 7.1

$Sone_D = \frac{\left(\frac{h}{d}-1\right) \times 0,1}{0,75} + 0,8 = \frac{(1,19-1) \times 0,1}{0,75} + 0,8 = 0,83$ Tabell 7.1

$Sone_E = \frac{\left(\frac{h}{d}-1\right) \times (-0,5-0,3)}{0,75} - 0,5 = \frac{(1,19-1) \times (-0,5-0,3)}{0,75} - 0,5 = -0,55$ Tabell 7.1

Vind mot kortvegg – d=b=36,4m

Vindsoner: $\frac{h}{d} = \frac{3,6m \times 5 + 0,6m}{36,4m} = 0,49$

$Sone_A = -1,20$ Tabell 7.1

$Sone_B = -0,80$ Tabell 7.1

$Sone_D = \frac{\left(\frac{h}{d}-1\right) \times 0,1}{0,75} + 0,8 = \frac{(0,49-1) \times 0,1}{0,75} + 0,8 = 0,73$ Tabell 7.1

$Sone_E = \frac{\left(\frac{h}{d}-1\right) \times (-0,5-0,3)}{0,75} - 0,5 = \frac{(0,49-1) \times (-0,5-0,3)}{0,75} - 0,5 = -0,37$ Tabell 7.1

1.2 - Input og beregninger med regneark

Info:

Info:	
Celler som kan endres:	X
Celler som kan endres, men er knyttet opp mot grå celle:	X
Utrekninger (Ikke rør):	X
Resultater:	X

Snølast:

Nyttelast, Katagori B	3,00	kN/m ²
Snølast, Sk ₀ Gjøvik	4,50	kN/m ²
Formfaktor, flattak	0,80	
Snølast, S	3,60	kN/m ²

Vind:

Vind			Input	
Gjøvik, vb0	26,00	m/s	Etasje høyde	3,6
kw, Terrengruhet II	1,63		Tak høyde	0,6
Vindlast	1,10		Antall etasjer	5
Snø			Lengde	36,4
Gjøvik, Sk0	4,50		Bredde	15,6
formfaktor	0,80		m	3
Snølast	3,60			

Vindsoner:

Vind mot langvegg – d=b=15,6m

Vind mot kortvegg – d=b=38,4m

Vind mot langvegg - Hy - d=B=		15,6	Vind mot kortvegg - Hx - d=L=		38,4
h/d	1,19		h/d	0,47	
e	37,20		e	15,60	
Formfaktor vind:			Formfaktor vind:		
Sone A	-1,20		Sone A	-1,20	
Sone B	-0,80		Sone B	-0,80	
Sone D	0,83		Sone D	0,73	
Sone E	-0,55		Sone E	-0,36	
N _{edr, Tak}	6,04	kN/m ²	N _{edr, Tak}	6,04	kN/m ²
N _{edr, Dekke}	5,71	kN/m ²	N _{edr, Dekke}	5,71	kN/m ²
H _{v, Tak}	0,26	kN/m ²	H _{v, Tak}	0,63	kN/m
H _{v, Dekke}	0,24	kN/m ²	H _{v, Dekke}	0,60	kN/m
Vind - Tak, W	5,46	kN/m ²	Vind - Tak, W	4,31	
Vind - Dekke, W	8,19	kN/m ²	Vind - Dekke, W	6,47	
H _{Edr, Tak}	5,72	kN/m	H _{Edr, Tak}	4,95	kN/m
H _{Edr, Dekke}	8,44	kN/m	H _{Edr, Dekke}	7,07	kN/m
H _{v, Tak}	219,59	kN	H _{v, Tak}	77,15	kN
H _{v, Dekke}	323,92	kN	H _{v, Dekke}	110,25	kN

Laster soner:	
-1,32	kN/m ²
-0,88	kN/m ²
0,91	kN/m ² - Interpolering
-0,61	kN/m ² - Interpolering

Laster soner:	
-1,322	kN/m ²
-0,882	kN/m ²
0,803	kN/m ²
-0,395	kN/m ²

Vedlegg 2 – Mest belastet gitterbjelke

2.1 - Manuelle beregninger

Dimensjonering av dekke/gitterbjelke

Lengde gitterbjelke: $l_{\text{Gitterbjelke}} = 9,6m$

Knekk lengde gitterbjelke: $l_{\text{Knekk lengde}} = 3,20m$

Egenlast kun gulvkonstruksjon: Byggforsk blad 471.031

$$EL_{\text{Gulv}} = (0,08 \frac{kN}{m^2} + 4,00 \frac{kN}{m^3} \times 0,036m + 0,30 \frac{kN}{m^3} \times 0,15m + 7,50 \frac{kN}{m^3} \times 0,022m + 9,00 \frac{kN}{m^3} \times 0,039m) = 0,785 \frac{kN}{m^2}$$

Egenlast gitterbjelke: $EL_{\text{Gitterbjelke}} = \frac{0,19m^3 \times 4,51 \frac{kN}{m^3}}{0,6m \times 9,6m} = 0,146 \frac{kN}{m^2}$ NS-EN 1991-1-1

Nyttelast Kontor, brukskategori C: $NL_{\text{Kontor}} = 3,00 \frac{kN}{m^2}$ 6.3.1.1 tabell 6.1 og 6.2

Dimensjonerende last per areal for gitterbjelke:

6.10a) : $1,35 \times (0,785 \frac{kN}{m^2} + 0,29 \frac{kN}{m^2}) + 1,05 \times 3,00 \frac{kN}{m^2} = 4,60 \frac{kN}{m^2}$ NS-EN 1990 av 2008

6.10b) : $1,2 \times (0,785 \frac{kN}{m^2} + 0,088 \frac{kN}{m^2}) + 1,5 \times 3,00 \frac{kN}{m^2} = 5,6 \frac{kN}{m^2}$ NS-EN 1990 av 2008

6.10b) : $5,62 \frac{kN}{m^2} \times 0,6m = 3,37 \frac{kN}{m}$ NS-EN 1990 av 2008

Opplagerkrefter gitterbjelke: $A_z = B_z = \frac{q_d \times l}{2} = \frac{3,37 \frac{kN}{m} \times 9,60m}{2} = 16,18kN$

Dimensjonering for strekk:

Stavkraft undergurt (strekk): $S_{UG} = \frac{(16,18kN \times 3,20m - 3,37 \frac{kN}{m} \times \frac{(3,20m)^2}{2})}{0,80m} = 43,14kN$

Dimensjonerende strekkfasthet: $f_{t0,d} = 18 \frac{N}{mm^2} \times \frac{0,8}{1,25} = 11,52 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende strekkspenning: $\sigma_{t,0,d} = \frac{N_{ed}}{A_{eff}} = \frac{43,14kN}{48mm \times 148mm} = 6,07 \frac{N}{mm^2}$ EC5 6.1.2

Restkapasitet: $Rk = \left(1 - \frac{6,07}{11,52}\right) \times 100 = 47,29\%$

Bruker: C30 – 48mm x 148mm over- og undergurt

Dimensjonering av golvplate:

Vind på dekke: $q_d = 8,19 \frac{kN}{m}$

Lengde: $l = 36,4m$

Bredde: $b = 15,6m$

Maks moment: $M_{d,max} = \frac{8,19 \frac{kN}{m} \times (36,4m)^2}{8} = 1356,91kNm$

Maks skjær: $V_{d,max} = \frac{8,19 \frac{kN}{m} \times 36,4m}{2} = 149,11kN$

Kraft i randbjelke: $N_{cd} = \frac{M_{d,max}}{b} = \frac{1356,91kNm}{15,6m} = 86,98kN$

Skjærstrøm: $V_d = \frac{V_{d,max}}{b} = \frac{149,11kN}{15,6m} = 9,56 \frac{kN}{m}$

Miljøfaktor: $k_{mod} = 0,9$

Karakteristisk skjærfasthet, Kerto Q: $f_{vk} = 6,0 \frac{N}{mm^2}$

Materialfaktor: $\gamma_m = 1,3$

Dimensjonerende skjærfasthet: $f_{vd} = \frac{f_{vk} \times k_{mod}}{\gamma_m} = \frac{6,0 \frac{N}{mm^2} \times 0,9}{1,3} = 4,15 \frac{N}{mm^2}$

Minimumstykkelser, Kerto Q plate: $t_{min} = \frac{V_d}{f_{vd}} = \frac{9,56 \frac{kN}{m}}{4,15 \frac{N}{mm^2}} = 2,3mm$

Velger, pga. leveranse: $t = 21mm$

Nødvendig dimensjonerende kapasitet: $F_{v,rd} = a \times V_d = 120mm \times 9,56 \frac{kN}{m} = 1147,01N$

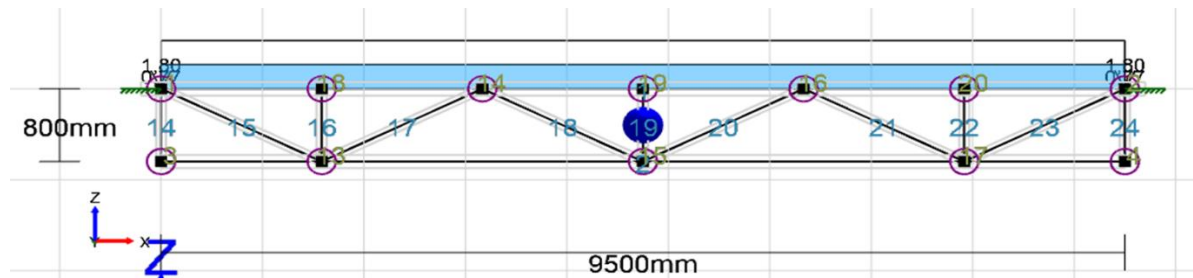
Nødvendig dimensjonerende kapasitet: $F_{v,rk} = \frac{\gamma_m \times F_{v,rd}}{k_{mod}} = \frac{1,3 \times 1147,01N}{0,9} = 1656,79N$

Kapasitet tabell 62b, Skruer Ø6: $F_{v,rk} = 1830N$

Bruker: Kerto Q, t=21mm, Ø6 – c/c120mm O.K og U.K dekke

2.2 - Input og beregninger med regneark

Info:



Dekke/Gitterbjelker:

Dimensjonerende last per areal for gitterbjelke:

Gitterbjelke/Fagverk:			
Høyde, prøver:	0,80	m	
Stav, Vinkel:	0,46	rad	
Stav, Vinkel:	26,57	°	
Lengde bjelke:	9,60	m	
Antall staver:	6,00		
Senteravstand:	0,60	m	
Avstand 1:	3,20	m	
Avstand 2:	1,60	m	
Laster:			
Nyttelast:	3,00	kN/m ²	
Egenlast, gulv:	0,7850	kN/m ²	
Egenlast, gitterbjelke:	0,088	kN/m ²	
6.10b	3,37	kN/m	
Opplagerkraft, A og B:	16,18	kN	
Mest belastet segmenter:			
Maks aksialkraft i stav, F_{di+e}	30,15	kN (Strekk)	Snitt mellom KP ₁ og KP ₁₈ , $\Sigma M(KP_{18})$
Maks aksialkraft i undergurt,	43,14	kN (Strekk)	Snitt mellom KP ₁₄ og KP ₁₉ , $\Sigma M(KP_{14})$
Maks aksialkraft i stav, F_{di+e}	-18,09	kN (Trykk)	Snitt mellom KP ₁ og KP ₁₈ , $\Sigma M(KP_{13})$
Maks aksialkraft i overgurt, F_{di+e}	-14,83	kN (Trykk)	Snitt mellom KP ₁₄ og KP ₁₉ , $\Sigma M(KP_{15})$

Faktor:	
Last	1,35
Last	1,5
Last	1,05
Last	1,2
Ulykke, ψ_1	0,5
K_{mod}	0,8
K_{eff}	1
K_A	1
Limtre, γ_m	1,15
Limtre, K_{cr}	0,8
Limtre, θ_c	0,1
Konstruksjonsvirke,	1,25
Konstruksjonsvirke,	0,67
Konstruksjonsvirke,	0,2
f_{c0k}	23
f_{t0k}	18
$E_{0,05}$	8000

Dimensjonering for strekk:

Stav (Strekk), Brudd			Undergurt (Strekk), Brudd		
F_{diag} (Strekk)	30,15	kN	F_{ug} (Strekk)	43,14	kN
f_{tod}	11,52	N/mm ²	f_{tod}	11,52	N/mm ²
b	48,00	mm	b	48,00	mm
h	98,00	mm	h	148,00	mm
A_{eff}	4704,00		A_{eff}	7104,00	
$\sigma_{t,0,d}$	6,41		$\sigma_{t,0,d}$	6,07	
Restkapasitet	44,37	%	Restkapasitet	47,29	%
Bruker:	48x98		Bruker:	48x148	

Dimensjonering for trykk:

Overgurt (Trykk), Brudd			Stav (Trykk), Brudd		
Fog (Trykk)	14,83	kN	Fdiag (Trykk)	18,09	kN
$f_{c0,d}$	14,72	N/mm ²	$f_{c0,d}$	14,72	N/mm ²
Lengde, L	1,60	m	Lengde, L	1,77	m
θ_a	1,00		θ_a	1,00	
L_k	1,60	m	L_k	1,77	m
b	48,00	mm	b	48,00	mm
h	148,00	mm	h	98,00	mm
i_y	42,77	mm	i_y	28,32	mm
λ_y	37,41		λ_y	62,64	
$\lambda_{rel,y}$	0,51		$\lambda_{rel,y}$	0,86	
k_y	0,62		k_y	0,85	
k_{cy}	1,04		k_{cy}	0,49	
Reduksjon	-4,30	%	Reduksjon	51,39	%
A_{min}	965,93	mm ²	A_{min}	2527,59	mm ²
A, Valgt	7104,00		A, Valgt	4704,00	
Restkapa:	86,40	%	Restkapasitet	46,27	%
Bruker:	48x148		Bruker:	48x98	

Dimensjonering av golvslike over og under gitterbjelke-lag:

Dimensjonering golvslike		
Kerto Q, t	21,00	mm
q_d	8,19	kN/m
Lengde	36,40	m
Bredde	15,60	m
$M_{d,max}$	1356,91	kNm
$V_{d,max}$	149,11	kN
N_{cd} , randbjelke	86,98	kN
V_{dr} skjærstrøm	9,56	kN/m
K_{mod}	0,90	
Dimensjonerende skjærfasthet skive		
Karakteristisk skjærfasthet	6,00	
Materialfaktor, γ_m	1,30	
$f_{v,d}$ (P4)	4,15	N/mm ²
t, Kerto q	2,30	mm
t_{min}	10,00	mm
Bruker: 21 mm Kerto Q		
Senteravstand skruer, a	120,00	mm
Nødvendig dim kap, $F_{v,rd}$	1147,01	N
Nødvendig kar kap, $F_{v,rk}$	1656,79	N
Tabell 62 b, t = 21, $F_{v,rk}$	1830,00	N
Bruker: Ø 6 C/C 120		

Vedlegg 3 – mest belaste hovedbjelke

3.1 - Manuelle beregninger

Momentkontroll på bjelke

Lengde bjelke: $l_{Bjelke} = 4,80m$

Lastbredde på bjelke: $l_{Lastbredde} = 7,80m$

Lastareal på bjelke: $A_{Lastareal} = 4,80m \times 7,80m = 37,44m^2$

Egenlast gulvkonstruksjon og gitterbjelke: $EL_{Gulv\&GB} = (0,785 \frac{kN}{m^2} + 0,146 \frac{kN}{m^2}) \times 7,80m = 7,26 \frac{kN}{m}$

Egenlast bjelke $EL_{Bjelke,290 \times 495} = 0,29m \times 0,495m \times 4,22 \frac{kN}{m^3} = 0,606 \frac{kN}{m}$

Nyttelast kontor: $NL_{Kontor} = 3,00 \frac{kN}{m^2} \times 7,80m = 23,4 \frac{kN}{m}$

6.10a) : $1,35 \times (0,606 \frac{kN}{m} + 7,26 \frac{kN}{m}) + 1,05 \times 23,4 \frac{kN}{m} = 35,19 \frac{kN}{m}$ NS-EN 1990 av 2008

6.10a) : $1,2 \times (0,606 \frac{kN}{m} + 7,26 \frac{kN}{m}) + 1,5 \times 23,4 \frac{kN}{m} = 44,54 \frac{kN}{m}$ NS-EN 1990 av 2008

Dimensjonerende bøyefasthet: $f_{m,d} = f_{m,g,k} \times \frac{K_{mod}}{\gamma_m} = 30 \frac{N}{mm^2} \times \frac{0,8}{1,15} = 20,87 \frac{N}{mm^2}$ EK5-1-1

pkt.2.4.1(1)

Dimensjonerende Momentkraft: $M_{Ed} = \frac{q_d \times l^2}{8} = \frac{44,54 \frac{kN}{m} \times (4,80m)^2}{8} = 128,28kNm$

Minste Motstandsmomet: $W_{y,min} = \frac{M_{Ed}}{f_{m,d}} = \frac{128,28kNm \times 10^6}{20,87 \frac{N}{mm^2}} = 6146740,3mm^3$

Motstandsmoment: $W_y = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{240mm \times (450mm)^2}{6} = 8100000mm^3$

$$Rk = (1 - \frac{6146740,3mm^3}{8100000mm^3}) \times 100\% = 24,11\%$$

Fortsetter med: GL30C – 240mm x 450mm

Skjærkontroll på bjelke

Effektiv bredde: $b_{ef} = b \times K_{cr} = 240\text{mm} \times 0,8 = 192\text{mm}$ EK5-1-1 6.1.7

Maks skjærkraft: $V_{Ed} = \frac{q_d \times l}{2} = \frac{44,54 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 4,8\text{m}}{2} = 106,9\text{kN}$ 6.1.7

Dimensjonerende skjærfasthet: $f_{v,d} = \frac{f_{y,g,k} \times K_{mod}}{K_{cr}} = \frac{3,2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \times 0,8}{1,15} = 2,23 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ 6.1.7

Opptredende skjærspenning: $\tau_{vd} = \frac{1,5 \times V_{Ed}}{b_{ef} \times h} = \frac{1,5 \times 106,9\text{kN}}{192\text{mm} \times 450\text{mm}} = 1,86 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ 6.1.7

Restkapasitet: $Rk = \left(1 - \frac{1,86 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{2,23 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}\right) \times 100\% = 16,63\%$

Fortsetter med: GL30C – 240mm x 450mm

Brannkontroll på bjelke

BKL3 – R90

$$t = 90\text{min}$$

$$\beta_n = 0,7 \frac{\text{mm}}{\text{min}}$$

$$d_0 = 7\text{mm}$$

$$d_{char,n} = 90\text{min} \times 0,7 \frac{\text{mm}}{\text{min}} = 63\text{mm}$$

$$d_{def} = 63\text{mm} + 7\text{mm} = 70\text{mm}$$

$$b_{ny} = 290\text{mm}$$

$$h_{ny} = 495\text{mm}$$

Brann fra 2 sider i bredden og 1 side i høyde gir:

$$b_{rest} = 290\text{mm} - 2 \times 70\text{mm} = 150\text{mm}$$

$$h_{rest} = 495\text{mm} - 70\text{mm} = 425\text{mm}$$

$$6.11b) : \left(0,606 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 7,26 \frac{\text{kN}}{\text{m}}\right) + 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 0,5 \times 7,8\text{m} = 19,57 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

NS-EN 1990 av 2008

$$l_{\text{Bjelke}} = 4,80\text{m}$$

$$l_{\text{Lastbredde}} = 7,80\text{m}$$

$$A_{\text{Lastareal}} = 4,80\text{m} \times 7,80\text{m} = 37,44\text{m}^2$$

Momentkontroll på bjelke med brann

$$\text{Dimensjonerende bøyefasthet } f_{m,d} = f_{m,g,k} \times \frac{K_{\text{mod}}}{\gamma_m} = 30 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \times \frac{0,8}{1,15} = 20,87 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Dimensjonerende momentkraft: } M_{Ed} = \frac{q_d \times l^2}{8} = \frac{19,57 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times (4,80\text{m})^2}{8} = 56,36\text{kNm}$$

$$W_{y,\text{min}} = \frac{M_{Ed}}{f_{m,d}} = \frac{56,36\text{kNm}}{20,87 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 2700383,6\text{mm}^3$$

$$\text{Resterende motstandsmoment etter brann: } W_{y,\text{rest}} = \frac{b \times h^2}{6}$$

$$W_{y,\text{rest}} = \frac{(290\text{mm} - 70\text{mm} \times 2) \times (495\text{mm} - 70\text{mm})^2}{6} = 4515625\text{mm}^3$$

$$\text{Restkapasitet: } Rk = \left(1 - \frac{2700383,6\text{mm}^3}{4515625\text{mm}^3}\right) \times 100\% = 40,20\%$$

Fortsetter med: GL30C – 290mm x 495mm

Skjærkontroll på bjelke med brann

Effektiv bredde: $b_{ef} = b \times K_{cr} = (290\text{mm} - 70\text{mm} \times 2) \times 0,8 = 120\text{mm}$ 6.1.7

Dimensjonerende skjærkraft: $V_{Ed} = \frac{q_d \times l}{2} = \frac{19,57 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 4,8\text{m}}{2} = 46,96\text{kN}$

Dimensjonerende skjærfasthet: $f_{v,d} = \frac{f_{y,g,k} \times K_{mod}}{K_{cr}} = \frac{3,2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \times 0,8}{1,15} = 2,23 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Dimensjonerende skjærspenning: $\tau_{vd} = \frac{1,5 \times V_{Ed}}{b_{ef} \times h} = \frac{1,5 \times 46,96\text{kN}}{120\text{mm} \times 495\text{mm}} = 1,38 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ 6.1.7

Restkapasitet: $Rk = \left(1 - \frac{1,38 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{2,23 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \right) \times 100\% = 37,95\%$

Fortsetter med: GL30C – 290mm x 495mm

Vippingskontroll på valgt bjelke

Frittoplagt $\Rightarrow 0,9$

Lastplassering $\Rightarrow -0,248\text{m}$

Effektiv lengde: $l_{ef} = 4,8\text{m} \times 0,9 + (-0,248\text{m}) = 4,07\text{m}$

Kritisk bøyespenning: $\sigma_{m,crit} = \frac{0,78 \times b^2 \times E_{0,i,05}}{h \times l_{ef}} = \frac{0,78 \times (290\text{mm})^2 \times 10800 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{495\text{mm} \times 4070\text{mm}} = 351,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Relativ bøyeslankhet: $\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,i,k}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{30 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{351,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}} = 0,29$

Velger k_{crit} : $\lambda_{rel,m} < 0,75 \Rightarrow k_{crit} = 1$

Momentkapasitet: $M_{Rd,y} = k_{crit} \times f_{m,y,d} \times W_y$

$$M_{Rd,y} = 1 \times 20,87 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \times \frac{290\text{mm} \times (495\text{mm})^2}{6} = 247,16\text{kNm}$$

Kontroll: $M_{Rd,y} > M_{Ed} = 247,16\text{kNm} > 132,22\text{kNm}$

Fortsetter med: GL30C – 290mm x 495mm

Nedbøyningskontroll på valgt bjelke

Treghetsmoment:
$$I_y = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{290\text{mm} \times (495\text{mm})^3}{12} = 2931111563\text{mm}^3$$

Egenlast:
$$q_{EV} = \frac{290\text{mm} \times 495\text{mm}}{1000 \times 1000} \times 4,21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} + (0,606 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 7,26 \frac{\text{kN}}{\text{m}}) = 8,47 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Nyttelast:
$$q_{Kar.NL} = 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 7,8\text{m} = 23,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Tilnærmet permanent:
$$q_{TP,def} = q_{EV} \times (1 + K_{def}) + q_{Kar.NL} \times \psi_2 \times (1 + K_{def}) \quad 6.5.3(2)$$

$$q_{TP,def} = 8,47 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times (1 + 0,6) + 23,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 0,6 \times (1 + 0,6) = 36,02 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Nedbøyning:
$$\delta_m = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I} (1 + 0,96 \times \left(\frac{h}{l}\right)^2) \times \frac{E}{G}$$

$$\delta_m = \frac{5 \times 36,06 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times (4800\text{mm})^4}{384 \times 2931111563\text{mm}^4 \times 13000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \times (1 + 0,96 \times \left(\frac{495\text{mm}}{4800\text{mm}}\right)^2) \times \frac{650 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{13000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 7,87\text{mm}$$

Kontroll:
$$\delta_m < \frac{L}{500} \Rightarrow 7,87\text{mm} < 9,6\text{mm}$$

Bruker: GL30C – 290mm x 495mm

3.2 - Input og beregninger med regneark

Input

Dimensjonerende laster			Geometri:		
6.10a	35,19	kN/m	Lastlengde	7,8	m
6.10b	44,54	kN/m	Bjelke lengde	4,8	m
6.11b	19,57	kN/m	Lastareal	37,44	m ²

Brann - BKL3 - R90		
tid, t	90	min
β_n	0,7	mm/min
β_0	0,65	mm/min
d_0	7	mm
$d_{char,0}$	58,5	mm
$d_{char,n}$	63	mm
d_{def}	70	mm

Faktor/Input:		
Last	1,35	
Last	1,50	
Last	1,05	
Last	1,20	
Ulykke, ψ_1	0,50	
Kategori B, ψ_0	0,70	
K_{mod}	0,80	
K_{sys}	1,00	
K_h	1,00	
Limtre, γ_m	1,15	
Limtre, K_{cr}	0,80	
K_{def}	0,60	
$E_{0,mean}$	13000,00	
$G_{0,mean}$	650,00	
Nedbøyning, ψ_2	0,60	
Egenvekt	430,00	kg/m ³

Kontroll bruddgrensetilstand; moment og skjær

Brudd			Skjær dimensjonering		
Moment dimensjonering					
Trevirke: GL30C					
Bøyning, $f_{m,g,k}$	30,00	N/mm ²	Skjær, $f_{v,g,k}$	3,20	N/mm ²
$f_{m,d}$	20,87	N/mm ²	$f_{v,d}$	2,23	N/mm ²
q_d	44,54	kN/m	b_{ef}	120,00	mm
M_{ed}	128,28	kNm	V_{ed}	46,96	kN
$W_{y,min}$	6146740,27	mm ³	τ_{vd}	1,38	N/mm ²
Valgt bredde	240,00	mm	Restkapasitet:	37,95	%
Nødvendig høyde	392,01	mm	Kontroll: $f_{v,d} > \tau_{vd}$	Godkjent	
Valgt høyde	450,00	mm			
W_y , valgt	8100000,00	mm ³			
Restkapasitet:	24,11	%			
Kontroll: $W_{y,min} < W_y$, valgt	Godkjent				
Fortsetter med: 240x450			Fortsetter med: 290x495		

Kontroll ulykkestilstand; moment og skjær

Ulykke					
Moment dimensjonering			Skjær dimensjonering		
Bredde, B	290,00	mm			
Høyde, H	495,00	mm			
Etter brann, B	150,00	mm			
Etter brann, H	425,00	mm			
Bøyning, $f_{m,k}$	30,00	N/mm ²			
$f_{m,d}$	20,87	N/mm ²	Skjær, $f_{v,g,k}$	3,20	N/mm ²
q_d	19,57	kN/m	$f_{v,d}$	2,23	N/mm ²
M_{ed}	56,36	kNm	b_{ef}	120,00	mm
$W_{y,min}$	2700383,56	mm ³	V_{ed}	46,96	kN
$W_{y,rest}$	4515625,00	mm ⁴	τ_{vd}	1,38	N/mm ²
Restkapasitet:	40,20	%	Restkapasitet:	37,95	%
Kontroll: $W_{y,min} < W_{y,valgt}$	Godkjent		Kontroll: $f_{v,d} > \tau_{vd}$	Godkjent	
Fortsetter med: 290x495			Fortsetter med: 290x495		

Kontroll bruksgrensetilstand; nedbøyning

Bruks		
Tregghetsmoment, I	2931111562,50	mm ⁴
q_{EV}	8,47	kN/m
$q_{Kar,NL}$	23,40	kN/m
$q_{TP,def}$	36,02	kN/m
Nedbøyning, δ_m :	7,87	mm
Kontroll: $\delta_m < L/500$	Godkjent	
Bruker: 290x495		

Vipping

Vipping:		
Lengde	4,80	
Frittoplagt, faktor	0,90	
Lastplasseringsfaktor	-0,25	
l_{ef}	4,07	
$\sigma_{m,crit}$	351,44	
$\lambda_{rel,m}$	0,29	
k_{crit}	1,00	
$M_{Rd,y}$	247,16	kNm
Kontroll, $MR_{d,y} - Med,y: 128,28 < 247,16$		

Vedlegg 4 – Mest Belastet hovedbjelke over inngangsparti

4.1 – Input og manuelle beregninger med regneark

Input

Dimensjonerende laster			Geometri:		
6.10a	46,39	kN/m	Lastlengde	4,8	m
6.10b	57,56	kN/m	Bjelke lengde	9,6	m
6.11b	26,37	kN/m	Lastareal	46,08	m ²

Brann - BKL3 - R90			Faktor/Input:		
tid, t	90	min	Last	1,35	
β_n	0,7	mm/min	Last	1,50	
β_0	0,65	mm/min	Last	1,05	
d_0	7	mm	Last	1,20	
$d_{char,0}$	58,5	mm	Ulykke, ψ_1	0,50	
$d_{char,n}$	63	mm	Kategori B, ψ_0	0,70	
d_{def}	70	mm	K_{mod}	0,80	
			K_{sys}	1,00	
			K_n	1,00	
			Limtre, γ_m	1,15	
			Limtre, K_{cr}	0,80	
			K_{def}	0,60	
			$E_{0,mean}$	13000,00	
			$G_{0,mean}$	650,00	
			Nedbøyning, ψ_2	0,60	
			Egenvekt	430,00	kg/m ³

Kontroll bruddgrensetilstand; moment og skjær

Brudd			Skjær dimensjonering		
Moment dimensjonering					
Trevirke: GL30C					
Bøyning, $f_{m,ek}$	30,00	N/mm ²	Skjær, $f_{y,ek}$	3,20	N/mm ²
$f_{m,d}$	20,87	N/mm ²	$f_{v,d}$	2,23	N/mm ²
q_d	57,56	kN/m			
M_{ed}	663,09	kNm	b_{ef}	288,00	mm
$W_{y,min}$	31772839,33	mm ³			
Valgt bredde	360,00	mm	V_{ed}	276,29	kN
Nødvendig høyde	727,70	mm			
Valgt høyde	810,00	mm	τ_{Vd}	1,78	N/mm ²
W_y valgt	39366000,00	mm ³	Restkapasitet:	20,20	%
Restkapasitet:	19,29	%	Kontroll: $f_{v,d} > \tau_{Vd}$	Godkjent	
Kontroll: $W_{y,min} < W_{y,valgt}$	Godkjent				
Fortsetter med: 360x810			Fortsetter med: 360x810		

Kontroll ulykkestilstand; moment og skjær

Ulykke			Skjær dimensjonering		
Moment dimensjonering					
Bredde, B	360,00	mm			
Høyde, H	810,00	mm			
Etter brann, B	220,00	mm	Skjær, $f_{y,ek}$	3,20	N/mm ²
Etter brann, H	740,00	mm	$f_{v,d}$	2,23	N/mm ²
Bøyning, $f_{m,ik}$	30,00	N/mm ²	b_{ef}	176,00	mm
$f_{m,d}$	20,87	N/mm ²	V_{ed}	126,56	kN
q_d	26,37	kN/m			
M_{ed}	303,74	kNm	τ_{Vd}	1,46	N/mm ²
$W_{y,min}$	14554166,11	mm ³	Restkapasitet:	34,52	%
$W_{y,rest}$	20078666,67	mm ⁴	Kontroll: $f_{v,d} > \tau_{Vd}$	Godkjent	
Restkapasitet:	27,51	%			
Kontroll: $W_{y,min} < W_{y,valgt}$	Godkjent				
Fortsetter med: 360x810			Fortsetter med: 360x810		

Kontroll bruksgrensetilstand; nedbøyning

Bruks		
Treghetsmoment, I	15943230000,00	mm ⁴
q _{EV}	10,95	kN/m
q _{Kar.NL}	14,40	kN/m
q _{TP,def}	31,35	kN/m
Nedbøyning, δ _m :	19,01	mm
Kontroll: δ _m < L/500	Godkjent	
Bruker: 360x810		

Vipping

Vipping:		
Lengde	9,60	
Frittopplagt, faktor	0,90	
Lastplasseringsfaktor	-0,41	
I _{ef}	8,24	
σ _{m,crit}	163,67	
λ _{rel,m}	0,43	
k _{crit}	1,00	
M _{Rd,y}	821,55	kNm
Kontroll, MRd,y - Med,y: 663,09 < 821,55		

Vedlegg 5 - Mest belastede søyler

5.1 - Manuelle beregninger

Laster i hardest belastet søyle

Egenlast i mest belastet søyle: $N_{Kar,EL} = (q_{d,Dekke} \times A + EL_{Bjelke} + EL_{Søyle}) \times 4 + EL_{Tak}$

$$N_{Kar,EL} = (0,931 \frac{kN}{m^2} \times 37,44m^2 + (0,29m \times 0,495m \times 4,8m + (0,36m)^2 \times 3,6m) \times 4,21 \frac{kN}{m^3}) \times 4 + 20kN = 178,89kN$$

Snølast i mest belastet søyle: $N_{Kar,Snø} = S_k \times A = 3,6 \frac{kN}{m^2} \times 4,8m \times 7,8m = 134,78kN$

Nyttelast i mest belastet søyle: $N_{Kar,Kontor} = q_{k,B} \times A \times n_{Ettasjer} = 3 \frac{kN}{m^2} \times 7,8m \times 4,8m \times 4 = 449,28kN$

Bruddgrensetilstand: $N_{ed} = 1,2 \times EL + 1,5 \times \psi_0 \times \alpha_n \times NL + 1,5 \times \alpha_n \times S$ iht. NS-EN 1990 av 2008

tabell NA.A1.2(B)

$$N_{ed} = 1,2 \times 178,89kN + 1,5 \times 0,7 \times 0,82 \times 449,28kN + 1,5 \times 0,82 \times 134,78kN = 767,34kN$$

Dimensjonerer for:

767,34kN i Bruddgrensetilstand

Ulykkestilstand: $N_{ed,brann} = EL + \psi_1 \times NL + \psi_2 \times S$ NS-EN 1990 av 2008

$$N_{ed,Brann} = 178,89kN + 134,78kN \times 0,2 + 449,28kN \times 0,5 = 430,53kN$$

Dimensjonerer for:

430,53kN i ulykkestilstand

Dimensjonering av hardest belastet søyle

Lengde søyler:	$l = 3,6m$	
Knekk lengde faktor:	$\beta_a = 1$	
Treghetsradius:	$i_z = 0,289 \times h = 0,289 \times 250mm = 72,25mm$	
Slankhet:	$\lambda_z = \frac{l_k}{i_z} = \frac{3600mm}{72,25mm} = 49,83$	EC5.6.3.2
Relativ slankhet:	$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \times \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{49,83}{\pi} \times \sqrt{\frac{24,5 \frac{N}{mm^2}}{10800 \frac{N}{mm^2}}} = 0,76$	EC5.6.3.2
Koreksjonsfaktor:	$k_z = 0,5 \times (0,97 + 0,1 \times \lambda_{rel,z} + \lambda_{rel,z}^2)$	EC5.6.3.2
	$k = 0,5 \times (0,97 + 0,1 \times 0,76 + 0,76^2) = 0,81$	
Knekkfaktor:	$k_{cz} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{0,81 + \sqrt{0,81^2 - 0,76^2}} = 0,91$	EC5.6.3.2
Minste areal søyle:	$A_{min} = \frac{N_{ed}}{k_{cz} \times f_{c,0,d}} = \frac{767,34kN}{0,91 \times 17,04 \frac{N}{mm^2}} = 49304mm^2$	EC5.6.3.2
Areal søyle:	$A = 250mm \times 250mm = 62500mm^2$	
Restkapasitet tverrsnitt:	$Rk = (1 - \frac{49304}{62500}) \times 100\% = 21,11\%$	

Fortsetter med: GL30C – 250mm x 250mm

Branndimensjonering av hardest belastet søyle

Bredde og Høyde søyle: $b = h = 360\text{mm}$

Bredde og Høyde søyle etter brann: $b_{rest} = h_{rest} = 360\text{mm} - 70\text{mm} \times 2 = 220\text{mm}$

Lengde søyle: $l = 3,6\text{m}$

Knekkfaktor søyle: $\beta_a = 1$

Treghetsradius: $i_z = 0,289 \times h = 0,289 \times 220\text{mm} = 63,58\text{mm}$

Slankhet: $\lambda_z = \frac{l_k}{i_z} = \frac{3600\text{mm}}{63,58\text{mm}} = 56,62$ EC5.6.3.2

Relativslankhet: $\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \times \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{56,62}{\pi} \times \sqrt{\frac{24,5 \frac{N}{\text{mm}^2}}{10800 \frac{N}{\text{mm}^2}}} = 0,86$ EC5 6.3.2

Korreksjonsfaktor: $k_z = 0,5 \times (0,97 + 0,1 \times \lambda_{rel,z} + \lambda_{rel,z}^2)$ EC5 6.3.2

$$k_z = 0,5 \times (0,97 + 0,1 \times 0,86 + 0,86^2) = 0,90$$

Knekkfaktor: $k_{cz} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{0,90 + \sqrt{0,90^2 - 0,86^2}} = 0,87$ EC5 6.3.2

Minste areal søyle: $A_{min} = \frac{N_{ed}}{k_{cz} \times f_{c,0,d}} = \frac{430,53\text{kN}}{0,90 \times 17,04 \frac{N}{\text{mm}^2}} = 29161,37\text{mm}^2$ EC5 6.3.2

Restareal etter brann: $A_{Rest} = 220\text{mm} \times 220\text{mm} = 48400\text{mm}^2$

Restkapasitet søyletversnitt: $Rk = (1 - \frac{29161,37}{48400}) \times 100\% = 39,75\%$

Bruker: GL30C – 360mm x 360mm

Laster i hardest belastet yttersøyle

Egenlast i mest belastet yttersøyle: $N_{Kar,EL} = (q_{d,Dekke} \times A + EL_{Bjelke} + EL_{Søyle}) \times 4 + EL_{Tak}$

$$N_{Kar,EL} = (0,931 \frac{kN}{m^2} \times 23,04m^2 + (0,29m \times 0,495m \times 4,8m + (0,36m)^2 \times 3,6m) \times 4,21 \frac{kN}{m^3}) \times 4 + 20kN = 125,26kN$$

$$\text{Snølast: } N_{Kar,Snø} = S_k \times A = 3,6 \frac{kN}{m^2} \times 4,8m \times 4,8m = 82,94kN$$

Nyttelast, Kategori B:

$$N_{Kar,Kontor} = q_{k,B} \times A \times n_{Eiasjer}$$

Tabell N.A 6.2

$$= 3 \frac{kN}{m^2} \times 4,8m \times 4,8m \times 4 = 276,48kN$$

Egenlast fasade:

$$N_{EL,Fasade} = 3,5 \frac{kN}{m} \times 4,8m = 16,8kN$$

$$N_{ed} = 1,2 \times 125,26kN + 1,2 \times 16,8kN + 1,5 \times 0,7 \times 0,82 \times 276,48kN + 1,5 \times 0,82 \times 82,94kN = 512,3kN$$

Dimensjonerer for:

512,3kN i Bruddgrensetilstand

Ulykkestilstand:

$$N_{ed,brann} = EL + \psi_1 \times NL + \psi_2 \times S$$

NS-EN 1990 av 2008

$$N_{ed,Brann} = 125,26kN + 16,8kN + 82,94kN \times 0,2 + 276,48kN \times 0,5 = 276,9kN$$

Dimensjonerer for:

276,9kN i ulykkestilstand

Lengde søyle: $l = 3,6m$

Last bredde: $b_{lb} = 4,8m$

Knekkfaktor søyle: $\beta_a = 1$

Valgt bredde: $b_{Valgt} = 165mm$

Valgt høyde: $h_{Valgt} = 315mm$

Dimensjonering av hardest belastet yttersøyle

Dimensjonering for bøyningmoment

iht. NS-EN 1995-1-1

Valgt motstandsmoment:
$$W_y = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{165\text{mm} \times (315\text{mm})^2}{6} = 2728688\text{mm}^3 \quad \text{pkt. 6.1.6}$$

Vind på belastet søyle:
$$q_{d,vind} = q_p \times (Sone_D - Sone_E) \times b_{lb} \times 1,5$$

$$q_{d,vind} = 1,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times (0,83 - -0,55) \times 4,8\text{m} \times 1,5 = 10,93 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Største opptredende moment:
$$M_{ed} = \frac{q_{d,vind} \times l^2}{8} = \frac{10,93 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times (3,6\text{m})^2}{8} = 17,70\text{kNm}$$

Minste motstandsmoment:
$$W_{y,\min} = \frac{M_{ed}}{f_{m,d}} = \frac{17,7\text{kNm}}{28,7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 616702\text{mm}^3 \quad \text{pkt. 6.1.6}$$

Treghetsradius:
$$i_z = 0,289 \times h = 0,289 \times 315\text{mm} = 91,04\text{mm}$$

Slankhet:
$$\lambda_z = \frac{l_k}{i_z} = \frac{3600\text{mm}}{91,04\text{mm}} = 39,55$$

Relativt slankhet:
$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \times \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{39,55}{\pi} \times \sqrt{\frac{24,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{10800 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}} = 0,60 \quad \text{EC5 6.3.2}$$

Korreksjonsfaktor:
$$k_z = 0,5 \times (0,97 + 0,1 \times \lambda_{rel,z} + \lambda_{rel,z}^2) \quad \text{EC5 6.3.2}$$

$$k_z = 0,5 \times (0,97 + 0,1 \times 0,60 + 0,60^2) = 0,69$$

Knekkfaktor:
$$k_{cz} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{0,69 + \sqrt{0,69^2 - 0,60^2}} = 0,96 \quad \text{EC5 6.3.2}$$

Minste areal søyle:
$$A_{\min} = \frac{N_{ed}}{k_{cz} \times f_{c,0,d}} = \frac{512,4\text{kN}}{0,96 \times 17,04 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 31317\text{mm}^2 \quad \text{EC5 6.3.2}$$

Areal valgt søyle:
$$A = 165\text{mm} \times 315\text{mm} = 51975\text{mm}^2$$

Restkapasitet søyletversnitt:
$$Rk = \left(1 - \frac{31317}{51975}\right) \times 100\% = 39,53\%$$

Fortsetter med: GL30C – 165mm x 315mm

Branndimensjonering av hardest belastet yttersøyle

Lengde søyle: $l = 3,6m$

Knekk lengde faktor: $\beta_a = 1$

Valgt bredde: $b_{Valgt} = 270mm$

Bredde etter brann: $b_{rest} = 270mm - 2 \times 70mm = 130mm$

Valgt høyde: $h_{Valgt} = 360mm$

Høyde etter brann: $h_{rest} = 360mm - 2 \times 70mm = 220mm$

Motstandsmoment etter brann: $W_{y,rest} = \frac{b_{rest} \times h_{rest}^2}{6}$ pkt. 6.1.6

$$W_{y,rest} = \frac{130mm \times (220mm)^2}{6} = 1048667mm^3$$

Vind på belastet søyle: $q_{d,vind} = q_p \times (Sone_D - Sone_E) \times l_{ib} \times 1,5$

$$q_{d,vind} = 1,1 \frac{kN}{m^2} \times (0,83 - -0,55) \times 4,8m \times 1,5 = 10,93 \frac{kN}{m}$$

Maks moment på belastet søyle: $M_{ed} = \frac{q_{d,vind} \times l^2}{8} = \frac{10,93 \frac{kN}{m} \times (3,6m)^2}{8} = 17,70kNm$

Minste motstandsmoment: $W_{y,min} = \frac{M_{ed}}{f_{m,d}} = \frac{17,7kNm}{28,7 \frac{N}{mm^2}} = 616702mm^3$ pkt. 6.1.6

Treghetsradius: $i_z = 0,289 \times h = 0,289 \times 360mm = 63,58mm$

Slankhet: $\lambda_z = \frac{l_k}{i_z} = \frac{3600mm}{63,58mm} = 56,62$ EC5 6.3.2

Relativt stivhet: $\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \times \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{56,62}{\pi} \times \sqrt{\frac{24,5 \frac{N}{mm^2}}{10800 \frac{N}{mm^2}}} = 0,86$ EC5 6.3.2

Korreksjonsfaktor: $k_z = 0,5 \times (0,97 + 0,1 \times \lambda_{rel,z} + \lambda_{rel,z}^2)$ EC5 6.3.2

$$k_z = 0,5 \times (0,97 + 0,1 \times 0,86 + 0,86^2) = 0,90$$

Knekkfaktor: $k_{cz} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{0,90 + \sqrt{0,90^2 - 0,86^2}} = 0,87$ EC5 6.3.2

Minste søyle areal: $A_{min} = \frac{N_{ed}}{k_{cz} \times f_{c,0,d}} = \frac{343,36kN}{0,87 \times 17,04 \frac{N}{mm^2}} = 23161mm^2$ EC5 6.3.2

Rest areal etter brann: $A_{rest} = 130mm \times 220mm = 28600mm^2$

Restkapasitet søyleversnitt: $Rk = (1 - \frac{23161}{28600}) \times 100\% = 18,71\%$

Bruker: GL30C – 270mm x 360mm

5.2 - Input og beregninger med regneark

Søylerekke i senter

Input hardest belastet søyle

Etasjereduksjon:		Input	
		Etasje høyde	3,6
		Tak høyde	0,6
Antall etasjer, n	5	Antall etasjer	5
ψ_0	0,7	Lengde	36,4
α_n	0,82	Bredde	15,6
		m	3

Faktor:		Brann - BKL3 - R90	
K_{sys}	1,00	tid, t	90 min
K_{mod}	0,80	β_n	0,7 mm/min
γ_m	1,15	β_0	0,65 mm/min
$K_{mod,dr}$ vind	1,10	d_0	7 mm
GL30C		$d_{char,0}$	58,5 mm
Trykk, $f_{c,0,ek}$	24,50 N/mm ²	$d_{char,n}$	63 mm
$f_{c,0,ed}$	17,04 N/mm ²	d_{def}	70 mm
$E_{0,05}$	10800,00		
Bøyning, $f_{m,ek}$	30,00		
Bøyning, $f_{m,d}$	28,70		

Bruddgrense- og ulykkestilstand; kun aksialkraft

Hardest belastet søyle, Brudd			Hardest belastet søyle, Brann		
N_{ed}	767,34		N_{ed}	430,53	
Lengde, L	3,60	m	Lengde, L	3,60	m
β_a	1,00		β_a	1,00	
L_k	3,60	m	L_k	3,60	m
			b=h	360,00	mm
b=h	250,00	mm	b=h, etterbrann	220,00	mm
i_z	72,25	mm	i_z	63,58	mm
λ_z	49,83		λ_z	56,62	
$\lambda_{rel,z}$	0,76		$\lambda_{rel,z}$	0,86	
k_z	0,81		k_z	0,90	
k_{cz}	0,91		k_{cz}	0,87	
Reduksjon:	8,68	%	Reduksjon:	13,38	%
A_y min	49303,95	mm ²	A_y min	29161,37	
A_y Valgt	62500,00		A_y Rest	48400,00	
Restkapasitet	21,11	%	Restkapasitet:	39,75	%
Fortsetter med:	250x250		Bruker:	360x360	

Søylerekke i yttervegg

Input yttersøyle

Skjevstilling		Vind	
$\theta,0$	0,0050	Gjøvik, vb0	26,00 m/s
α,h	0,4714	kw, Terrengr	1,63
α,hv	0,6667	Vindlast	1,10
α,m	0,5774	Snø	
θ,i	0,0019	Gjøvik, Sk0	4,50
		formfaktor	0,80
		Snølast	3,60

Vind mot langvegg - $H_y - d=B=$		15,6		
h/d	1,19			
e	37,20			
Formfaktor vind:			Laster soner:	
Sone A	-1,20		-1,32	kN/m ²
Sone B	-0,80		-0,88	kN/m ²
Sone D	0,83		0,91	kN/m ² - Interpolering
Sone E	-0,55		-0,61	kN/m ² - Interpolering

Vind mot kortvegg - $H_x - d=L=$		38,4		
h/d	0,47			
e	15,60			
Formfaktor vind:			Laster soner:	
Sone A	-1,20		-1,322	kN/m ²
Sone B	-0,80		-0,882	kN/m ²
Sone D	0,73		0,803	kN/m ²
Sone E	-0,36		-0,395	kN/m ²

Bruddgrense- og ulykkestilstand; aksialkraft og horisontallast

Søyle med vind mot langvegg - Brudd			Søyle med vind mot langvegg - Brann		
N_{ed}	512,30		N_{ed}	276,90	
Lengde, L	3,60	m	Lengde, L	3,60	m
θ_a	1,00		θ_a	1,00	
L_k	3,60	m	L_k	3,60	m
b, valgt	165,00		b, valgt	270,00	
			b, etter brann	130	
q_{dr} vind	10,92		q_{dr} vind	10,92	
M_{ed}	17,70		M_{ed}	17,70	
$W_{y,min}$	616702,05		$W_{y,min}$	616702,05	
h_{min}	149,75		h_{min}	168,71	
h, prøver	315,00	mm	h, prøver	360,00	mm
			h, etter brann	220,00	
i_z	91,04	mm	i_z	63,58	mm
λ_z	39,55		λ_z	56,62	
$\lambda_{rel,z}$	0,60		$\lambda_{rel,z}$	0,86	
k_z	0,69		k_z	0,90	
k_{cz}	0,96		k_{cz}	0,87	
Reduksjon:	4,37	%	Reduksjon:	13,38	%
N_{rd}	847,17		N_{rd}	422,25	
Restkapasitet	39,53	%	Restkapasitet	34,42	%
Fortsetter med:	165x315		Fortsetter med:	270x360	

Vedlegg 6 – forbindelser; søyle tre til bjelke tre

6.1 – Manuelle beregninger

Forbindelse beregning iht 8.1 EC5-1-1:

Vinkel: 0°

Forutsetninger:

Tetthet, trevirker	$\rho_k = 390 \frac{kg}{m^3}$	
Dybelens bruddspenning	$f_{u,k} = 800 \frac{N}{mm^2}$	
Slisseplater flytespenning	$f_{u,k} = 510 \frac{N}{mm^2}$	
Slisseplate bruddspenning	$f_{y,k} = 355 \frac{N}{mm^2}$	
Materialfaktor – Stål:	$\gamma_m = 1,3$	
Miljøfaktor:	$k_{mod} = 0,8$	
Stripelast på bjelke:	$q_d = 44,54 \frac{kN}{m}$	
Lengde bjelke:	$l_{Bjelke} = 4,8m$	
Vinkel:	$\alpha = 0^\circ$	
Aksialkraft:	$N_{Ed} = 44,54 \frac{kN}{m} \times 4,8m = 213,80kN$	
Diameter dybel:	$d_{Dybel} = 12mm$	EC5 10.4.3 (2)
Bredde bjelke:	$b_{Bjelke} = 290mm$	
Tykkelse slisse:	$t_{Slisse} = 8mm$	
Tykkelse slisse:	$t_{Slissetykkelse} = 11mm$	
Antall slisser:	$n_{Slisse} = 2$	

Antall dybler: $n_{dybler} = 4$

Tykkelse på yttersjikt: $t_1 = \frac{290mm - 11mm \times 3}{2 \times 2} = 67mm$

Tykkelse på innersjikt: $t_2 = \frac{290mm - 11mm \times 3}{2} = 134mm$

Antall effektive dybler i en rad: $n_{ef} = n_{Dybler}^{0,9} \times \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \times d_{Dybel}}}$ EC5 8.5.1.1 (4)

$$n_{ef} = 4^{0,9} \times \sqrt[4]{\frac{60mm}{13 \times 12mm}} = 2,74$$

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 \times d = 1,35 + 0,015 \times 12 = 1,53 \quad 8.5.1.1 (2)$$

Karakteristisk hullkantfasthet: $f_{h,k} = 0,082 \times (1 - 0,01 \times d) \times \rho_k$ 8.5.1.1 (2)

$$f_{h,k} = 0,082 \times (1 - 0,01 \times 12mm) \times 390 \frac{kg}{m^3} = 28,14 \frac{N}{mm^2}$$

Karakteristisk hullkantfasthet: $f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,k}}{k_{90} \times \sin(\alpha) + \cos(\alpha)}$ 8.5.1.1 (2)

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{28,14 \frac{N}{mm^2}}{1,53 \times \sin(0) + \cos(0)} = 28,14 \frac{N}{mm^2}$$

Karakteristisk flytemoment for forbinder: $M_{y,RK} = 0,3 \times f_{u,k} \times d^{2,6}$ EC5 8.5.1.1 (1)

$$M_{y,RK} = 0,3 \times 510 \frac{N}{mm^2} \times (12mm)^{2,6} = 153491Nmm \quad EC5 8.5.1.1$$

(1)

Effektiv tykkelse: $t_{e,Ytre,c} = \text{Min}(t_1; 0,4t_2) = \text{Min}(67mm; 0,4 \times 134mm) = 53,6mm$

Effektiv tykkelse: $t_{e,Ytre,d} = t_1 - \text{Min}(10; 0,05 \times b_{bjelke}) = 67mm - \text{Min}(10; 0,05 \times 290mm) = 57mm$

Bruddformer

$$F_{v,Rk,Inner}$$

Brudd form, i/j:

$$\frac{i}{j} = 0,5 \times f_{h,\alpha,k} \times t_2 \times d$$

$$\frac{i}{j} = 0,5 \times 28,14 \frac{N}{mm^2} \times 134mm \times 12mm = 22626,5N$$

Brudd form, m

$$m = 2,3 \times \sqrt{M_{y,RK} \times f_{h,\alpha,k} \times d}$$

$$m = 2,3 \times \sqrt{153491Nmm \times 28,14 \frac{N}{mm^2} \times 12mm} = 16559,2N$$

$$F_{v,Rk,Ytre}$$

Brudd form, c:

$$c = f_{h,\alpha,k} \times t_{e,ytre,c} \times d = 28,14 \frac{N}{mm^2} \times 53,6mm \times 12mm = 18101,2N$$

Brudd form, d:

$$d = f_{h,\alpha,k} \times t_{e,ytre,d} \times d \times \left(\sqrt{2 + \frac{4 \times M_{y,Rk}}{f_{h,k} \times (t_{e,ytre,d})^2 \times d}} - 1 \right)$$

$$d = 28,14 \frac{N}{mm^2} \times 57mm \times 12mm \times \left(\sqrt{2 + \frac{4 \times 153491Nmm}{28,14 \frac{N}{mm^2} \times (57mm)^2 \times 12mm}} - 1 \right) = 11547N$$

Brudd form, e:

$$e = 2,3 \times \sqrt{M_{y,RK} \times f_{h,\alpha,k} \times d}$$

$$e = 2,3 \times \sqrt{153491Nmm \times 28,14 \frac{N}{mm^2} \times 12mm} = 16559,2N$$

Dimensjonerende bruddformer

$$m = 16559,2N$$

$$d = 11547N$$

Karakteristisk dybel kapasitet: $F_{dybel,k} = \frac{11547N \times (2-1) + 16559,2N \times 2}{1000} = 44,67kN$

Dimensjonerende dybel kapasitet: $F_{dybel,d} = F_{dybel,k} \times \frac{K_{mod}}{\gamma_m} = 44,67kN \times \frac{0,8}{1,3} = 27,49kN$

Nødvendig antall effektive dybler: $n_{ef,tot,nødvendig} = \frac{N_{Ed}}{F_{dybel,d}} = \frac{213,8kN}{27,49kN} = 7,78$

Effektive dybler valgt: $n_{ef,tot,valgt} = 2,74 \times 4 = 10,97$

Bruker: 4 x 4, Ø12 dybler i bjelke

Forbindelse beregning iht 8.1 EC5-1-1:

Vinkel: 90°

Dimensjonerende aksialkraft: $N_{Ed} = 44,54 \frac{kN}{m} \times 4,8m = 213,80kN$

Diameter dybel: $d_{Dybel} = 12mm$

Bredde bjelke: $b_{Bjelke} = 290mm$

Slissetykkelse: $t_{Slisse} = 8mm$

Slissetykkelse: $t_{Slissetykkelse} = 11mm$

Antall slisse: $n_{Slisse} = 2$

Antall dybler: $n_{dybler} = 4$

Tykkelse yttersjikt: $t_1 = \frac{290mm - 11mm \times 3}{2 \times 2} = 67mm$

Tykkelse innersjikt: $t_2 = \frac{290mm - 11mm \times 3}{2} = 134mm$

Antall effektive dybler: $n_{ef} = n_{dybler} = 4$

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 \times d = 1,35 + 0,015 \times 12 = 1,53$$

Karakteristisk hullkantfasthet: $f_{h,k} = 0,082 \times (1 - 0,01 \times d) \times \rho_k$ 8.5.1.1 (2)

$$f_{h,k} = 0,082 \times (1 - 0,01 \times 12mm) \times 390 \frac{kg}{m^3} = 28,14 \frac{N}{mm^2}$$

Karakteristisk hullkantfasthet: $f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,k}}{k_{90} \times \sin(\alpha) + \cos(\alpha)}$ 8.5.1.1 (2)

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{28,14 \frac{N}{mm^2}}{1,53 \times \sin(90) + \cos(90)} = 18,39 \frac{N}{mm^2}$$

Karakteristisk flytemoment for forbinder: $M_{y,RK} = 0,3 \times f_{u,k} \times d^{2,6}$ EC5 8.5.1.1 (1)

$$M_{y,RK} = 0,3 \times 510 \frac{N}{mm^2} \times (12mm)^{2,6} = 153491Nmm$$

Effektiv tykkelse: $t_{e,Ytre,c} = \text{Min}(t_1; 0,4t_2) = \text{Min}(67mm; 0,4 \times 134mm) = 53,6mm$

Effektiv tykkelse: $t_{e,Ytre,d} = t_1 - \text{Min}(10; 0,05 \times b_{bjelke}) = 67mm - \text{Min}(10; 0,05 \times 290mm) = 57mm$

Bruddformer

$F_{v,Rk,Inner}$

Brudd form, i/j:
$$\frac{i}{j} = 0,5 \times f_{h,\alpha,k} \times t_2 \times d \quad 8.5.1.1$$

$$\frac{i}{j} = 0,5 \times 18,39 \frac{N}{mm^2} \times 134mm \times 12mm = 14788,6N$$

Brudd form, m:
$$m = 2,3 \times \sqrt{M_{y,RK} \times f_{h,\alpha,k} \times d} \quad 8.5.1.1$$

$$m = 2,3 \times \sqrt{153491Nmm \times 18,39 \frac{N}{mm^2} \times 12mm} = 13387,4N$$

$F_{v,Rk,Ytre}$

Brudd form, c:
$$c = f_{h,\alpha,k} \times t_{e,ytre,c} \times d = 18,39 \frac{N}{mm^2} \times 53,6mm \times 12mm = 11830,8N \quad 8.5.1.1$$

Brudd form, d:
$$d = f_{h,\alpha,k} \times t_{e,ytre,d} \times d \times \left(\sqrt{2 + \frac{4 \times M_{y,Rk}}{f_{h,k} \times (t_{e,ytre,d})^2 \times d}} - 1 \right) \quad 8.5.1.1$$

$$d = 28,14 \frac{N}{mm^2} \times 57mm \times 12mm \times \left(\sqrt{2 + \frac{4 \times 153491Nmm}{18,39 \frac{N}{mm^2} \times (57mm)^2 \times 12mm}} - 1 \right) = 8681,2N$$

Brudd form, e:
$$e = 2,3 \times \sqrt{M_{y,RK} \times f_{h,\alpha,k} \times d} \quad 8.5.1.1$$

$$e = 2,3 \times \sqrt{153491Nmm \times 28,14 \frac{N}{mm^2} \times 12mm} = 13387,4N$$

Dimensjonerende bruddformer

$$m = 13387,4N$$

$$d = 8681,2N$$

Karakteristisk dybel kapasitet: $F_{dybel,k} = \frac{8681,2N \times (2-1) + 13387,2N \times 2}{1000} = 35,46kN$ 8.5.1.1

Dimensjonerende dybel kapasitet: $F_{dybel,d} = F_{dybel,k} \times \frac{K_{mod}}{\gamma_m} = 35,46kN \times \frac{0,8}{1,3} = 21,82kN$ 8.5.1.1

Nødvendig effektive dybler: $n_{ef,tot,nødvendig} = \frac{N_{Ed}}{F_{dybel,d}} = \frac{213,8kN}{21,82kN} = 9,80$ 8.5.1.1

Effektiv antall dybler valgt: $n_{ef,tot,valgt} = 4 \times 4 = 16$

Bruker: 4 x 4, Ø12 dybler i søyle

6.2 - Input og beregninger med regneark

Forbindelse i hovedbjelke - 0°

Med fiber (Bjelke): 0°			Dybelforbindelse		
Dybelforbindelse			k_{90}	1,53	
Vinkel, α	0,00		$f_{h,k}$	28,14	N/mm
Trevirkets tetthet, ρ_k	390,00	kg/m ³	$f_{h,\alpha,k}$	28,14	N/mm
Dybelens bruddspenning, $f_{u,k}$	800,00	N/mm ²	$M_{y,Rk}$	153490,85	Nmm
Slisseplatas flytespenning, $f_{u,k}$	510,00	N/mm ²			
Slisseplatas bruddspenning, $f_{v,k}$	355,00	N/mm ²	$t_{e,ytre,c}$	53,60	mm
			$t_{e,ytre,d}$	57,00	mm
Skjærkraft, V_{Ed}	106,90		$F_{v,Rk, INNER}$		
Aksialkraft, N_{Ed}	213,80	kN	Bruddform i/j	22626,49	N
			Bruddform m	16559,23	N
Diameter dybel, d	12,00	mm	$F_{v,Rk, YTTER}$		
Tversnittsbredde, b	290,00	mm	Bruddform c	18101,19	N
			Bruddform d	11547,02	N
tslisseplate	8,00		Bruddform e	16559,23	N
tslisseplattetykkelse	11,00				
t_1	67,00	mm	Valgt bruddform		
t_2	134,00	mm	Ytter	16559,23	m, duktiltbrudd
			Inner	11547,02	Bruddform: d
Materialfaktor γ_m	1,30		$F_{dybel,k}$	44,67	kN
K_{mod}	0,80		$F_{dybel,d}$	27,49	kN
n_{sliss}	2		F_{Ed}	301,50	kN
$n_{90} (n)$	4		Godkjent		
$n_{dybler} (n_{ef})$	4				
Antall snitt ytterfelt	2,00		RESTKAPASITET	29,09	%
Antall snitt innerfelt	1,00				
n_{ef}	2,74				
$n_{ef, total, nødvendig}$	7,78				
$n_{ef, total}$	10,97				
Godkjent					
Bruker:	4x4 Dybler				

Forbindelse i søyle - 90°

På fiber (Søyle): 90°		Dybelforbindelse		
Dybelforbindelse				
Vinkel, α	90,00	K_{90}	1,53	
Trevirkets tetthet, ρ_k	390,00	$f_{h,k}$	28,14	N/mm
Dybelens bruddspenning, $f_{u,k}$	800,00	$f_{h,\alpha,k}$	18,39	N/mm
Slisseplatas flytespenning, $f_{u,k}$	510,00	$M_{y,Rk}$	153490,85	Nmm
Slisseplatas bruddspenning, $f_{y,k}$	355,00			
Skjærkraft, V_{Ed}	106,90	$t_{e,c}$	53,60	mm
Aksialkraft, N_{Ed}	213,80	$t_{e,d}$	57,00	mm
Diameter dybel, d	12,00	$F_{v,Rk,INNER}$		
Tversnittsbredde, b	290,00	Bruddform i/j	14788,56	N
tslisseplate	8,00	Bruddform m	13387,35	N
tslissetykkelse	11,00	$F_{v,Rk,YTTER}$		
t_1	67,00	Bruddform c	11830,84	N
t_2	134,00	Bruddform d	8681,23	N
Materialfaktor γ_m	1,30	Bruddform e	13387,35	N
K_{mod}	0,80			
n_{sliss}	2	Valgt bruddform		
n_{90} (n)	4	Ytter	13387,35	m, duktiltbrudd
n_{dybler} (n_{ef})	4	Inner	8681,23	Bruddform: d
Antall snitt ytterfelt	2,00	$F_{dybel,k}$	35,46	kN
Antall snitt innerfelt	1,00	$F_{dybel,d}$	21,82	kN
n_{ef}	4,00	F_{Ed}	349,10	kN
$n_{ef, total, nødvendig}$	9,80	Godkjent		
$n_{ef, total}$	16,00			
Godkjent				
Bruker:	4x4 Dybler	RESTKAPASITET	38,76	%

Vedlegg 7 - Fundamentering hardest belastet punktfundament

7.1 – Manuelle beregninger

Betong fundament dimensjonering iht. Eurocode 2: 9.8.2.2

Forutsetninger:

Betong, B30 trykkfasthet: $f_{ck} = 30 \frac{N}{mm^2}$ EC2

Flytegrense armering: $f_{sk} = 500 \frac{N}{mm^2}$

Betong, strekkfasthet: $f_{ctm} = 2,9 \frac{N}{mm^2}$

Betong, dimensjonerende strekkfasthet: $f_{ctd} = 1,13 \frac{N}{mm^2}$

Betong sikkerhetsfaktor: $\gamma_c = 1,5$

Armering sikkerhetsfaktor: $\gamma_c = 1,15$

Grunntrykk: $\sigma = 200 \frac{kN}{m^2}$

Dimensjonerende aksialkraft: $N_{ed} = 767,34kN + 1,2 \times 0,25m \times 0,25m \times 4m \times 25 \frac{kN}{m^3} = 774,84kN$

Beregning:

Minimumsareal fundament: $A_{min} = \frac{N_{Ed}}{\sigma} = \frac{774,84kN}{200 \frac{kN}{m^2}} = 3,87m^2$

Bredde og lengde fundament: $B = L = \sqrt{A_{min}} = \sqrt{3,87m^2} = 1,97m$

Valgt bredde og lengde: $B = L = 2m$

Utstikk fra søyle: $Utstikk = 0,5 \times \left(\frac{B_{fund} - B_{søyle}}{1000} \right) = 0,5 \times \left(\frac{2000mm - 250mm}{1000} \right) = 0,875m$

Minimumshøyde på fundament: $h_{min} = \frac{Utstikk}{3} = \frac{0,875m}{3} = 0,29m$

Tykkelse fundament: $t = 375mm$

Bruker: 2m x 2m x 0,375m – Fundament

Armerings diameter: $\phi = 16mm$

Overdekning: $c = 50mm$

Effektiv høyde: $d_{eff} = t_{fund} - (c + 1,15 \times \phi) = 375mm - (50mm + 1,15 \times 16mm) = 306,6mm$

Dimensjonerende grunntrykk-spenning: $\sigma_{g,Ed} = 200 \frac{kN}{m^2}$

Dimensjonerende moment: $M_{Ed} = \left(\frac{\sigma_{g,Ed} \times Utstikk^2}{2} \right) \times B_{fund}$

$$M_{Ed} = \left(\frac{200 \frac{kN}{m^2} \times (0,875m)^2}{2} \right) \times 2m = 153,125kNm$$

$$m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \times B_{fund} \times d_{eff}^2} = \frac{153,125kNm}{17 \frac{N}{mm^2} \times 2m \times (0,3066m)^2} = 0,04791$$

Mellomregning: $1 - 0,62 \times m = 1 - 0,62 \times 0,04791 = 0,9707$

Nødvendig strekkarmering: $A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \times (1 - 0,62 \times m) \times d_{eff}}$

EC 2

$$A_s = \frac{153,125kNm}{435 \frac{N}{mm^2} \times 0,9707 \times 0,3066m} = 1182,7mm^2$$

Kontroll for plassering av armering

NS3473 av 2003 18.6.2

$$\frac{B_{fund}}{B_{søyle}} > 5 = \frac{2000}{250} = 8 > 5 \text{ Bruker } 2/3 \text{ av armering i midten}$$

Midten:

$$\text{Strekkarmering i midten: } A_{s, \text{Midtre}} = A_s \times \frac{4}{3} = 1182,7 \text{ mm}^2 \times \frac{4}{3} = 1576,9 \text{ mm}^2$$

18.6.2

$$\text{Valgt armering: } A_{s, \text{valgt}} = \frac{1576,9 \text{ mm}^2}{(8 \text{ mm})^2 \times \pi} = 7,85 \Rightarrow \frac{2000 \text{ mm} \times \frac{2}{3}}{7,85} = 169,8 \text{ mm} \approx 160 \text{ mm}$$

Ytterkantene:

$$\text{Strekkarmering i ytterkanten: } A_{s, \text{Ytre}} = A_s \times \frac{2}{3} = 1182,7 \text{ mm}^2 \times \frac{2}{3} = 788,45 \text{ mm}^2 \quad 18.6.2$$

$$\text{Valgt armering: } A_{s, \text{valgt}} = \frac{788,45 \text{ mm}^2}{(8 \text{ mm})^2 \times \pi} = 3,92 \Rightarrow \frac{2000 \text{ mm} \times \frac{1}{3}}{3,92} = 169,8 \text{ mm} \approx 160 \text{ mm}$$

$$\text{Minimumsarmering: } A_{s, \text{min}} = 0,26 \times t_{fund} \times B_{fund} \times \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \quad \text{NA.9.2.1.1 (1)}$$

$$A_{s, \text{min}} = 0,26 \times 375 \text{ mm} \times 2000 \text{ mm} \times \frac{2,9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 1131 \text{ mm}^2$$

As,ytre mindre enn kravet i henhold til NA.9.2.1.1 (1):

$$A_{s, \text{valgt}} = \frac{1131 \text{ mm}^2}{(8 \text{ mm})^2 \times \pi} = 5,63 \Rightarrow \frac{2000 \text{ mm} \times \frac{1}{3}}{5,63} = 118,4 \text{ mm} \approx 110 \text{ mm}$$

Bruker:**8 stk. Ø16, c/c 160mm – Midtre felt B.R****6 stk. Ø16, c/c 110mm – Ytre felt B.R**

Skjærkontroll - iht. EC 2 pkt. 6.4.4 – a=u:

Kontroll-arealets omkrets: $u = 4 \times B_{s\ddot{o}yle} + 2 \times \pi \times d_{eff}$ EC 2,
6.4.4

$$u = 4 \times 250mm + 2 \times \pi \times 306,6mm = 2926,4mm$$

Kontroll-arealet $u \times d_{eff} = 2926,4mm \times 306,6mm = 897241,8mm^2$ EC 2, 6.4.4

Fundamentet som gir skjærbidrag: $A_{red} = B^2 - (s^2 + 4 \times d \times s + \pi \times d^2)$ EC 2, 6.4.4

$$A_{red} = (2m)^2 - ((0,25m)^2 + 4 \times (0,3066m)^2 \times (0,25m)^2 + \pi \times (0,3036m)^2) = 3,34m^2$$

Skjærbidrag: $V_{ed,red} = \sigma \times A_{red} = 200 \frac{kN}{m^2} \times 3,34m^2 = 667,12kN$ EC 2, 6.4.4

Dimensjonerende skjærspenning: $V_{ed} = \frac{V_{ed,red}}{u \times d} = \frac{667,12kN}{897241,8mm^2} = 0,74 \frac{N}{mm^2}$ Likning

6.49

Kapasitet: $V_{Rd} = 0,12 \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d_{eff}}} \right) \times \left(\frac{100 \times f_{ck} \times A_{s,Midtre}}{b_{fund} \times d_{eff}} \right)^{\frac{1}{3}} \times 2$ Likning 6.50

$$V_{Rd} = 0,12 \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{306,6}} \right) \times \left(\frac{100 \times 30 \times 1576,9}{2000 \times 306,6} \right)^{\frac{1}{3}} \times 2 = 0,86 \frac{N}{mm^2}$$

$$V_{Rd} > V_{Ed} = 0,83 \frac{N}{mm^2} > 0,74 \frac{N}{mm^2}$$

Skjærkontroll: OK!

Skjærkontroll - iht. EC 2 pkt. 6.4.4 – a=2u:

Kontroll-arealets omkrets: $u = 4 \times B_{s\ddot{o}yle} + 2 \times \pi \times d_{eff}$ EC 2,
6.4.4

$$u = 4 \times 250\text{mm} + 2 \times \pi \times 306,6\text{mm} \times 2 = 4852,9\text{mm}$$

Kontroll-arealet: $u \times d_{eff} = 4852,9\text{mm} \times 306,6\text{mm} = 1487883,6\text{mm}^2$ EC 2, 6.4.4

Fundamentet som gir skjærbidrag: $A_{red} = B^2 - (s^2 + 4 \times 2 \times d \times s + \pi \times 2 \times d^2)$ EC 2, 6.4.4

$$A_{red} = (2\text{m})^2 - ((0,25\text{m})^2 + 4 \times 2 \times (0,3066\text{m})^2 \times (0,25\text{m})^2 + \pi \times 2 \times (0,3066\text{m})^2) = 2,14\text{m}^2$$

Skjærbidrag: $V_{ed,red} = \sigma \times A_{red} = 200 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 2,14\text{m}^2 = 428,6\text{kN}$ EC 2, 6.4.4

$$V_{ed} = \frac{V_{ed,red}}{u \times d} = \frac{428,6\text{kN}}{1487883,6\text{mm}^2} = 0,29 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dimensjonerende skjærspenning: $V_{Rd} = 0,12 \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d_{eff}}} \right) \times \left(\frac{100 \times f_{ck} \times A_{s,Midtre}}{b_{fund} \times d_{eff}} \right)^{\frac{1}{3}}$ Likning 6.50

$$V_{Rd} = 0,12 \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{306,6}} \right) \times \left(\frac{100 \times 30 \times 1576,9}{2000 \times 306,6} \right)^{\frac{1}{3}} = 0,43 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$V_{Rd} > V_{Ed} = 0,43 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} > 0,29 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Skjærkontroll: OK!

Kontroll av riss vidder - iht. EC2 pkt. 7.3.4:

Moment – tilnærmet permanent: $M_{TP} = \frac{M_{Ed}}{1,35} \times \frac{4}{3} = \frac{153,13kNm}{1,35} \times \frac{4}{3} = 151,24kNm$ 7.3.4

Tall – kryptall og fasthetsklasse: $n_{B30} = 18,18$ n-tabell

$$np = \frac{n_{B30} \times A_{s, Midtre}}{d_{eff} \times b_{fund}} = \frac{18,18 \times 1576,9mm^2}{306,6mm \times 2000mm} = 0,0467$$
 7.3.4

$$\alpha = np \times \left(\sqrt{1 + \frac{2}{np}} - 1 \right) = 0,0467 \times \left(\sqrt{1 + \frac{2}{0,0467}} - 1 \right) = 0,2626$$

Effektiv høyde: $h_{c,ef} = \text{Min}(2,5 \times (t_{fund} - d_{eff}); t_{fund} - \alpha \times d_{eff}; \frac{t_{fund}}{2})$

7.3.4

$$h_{c,ef} = \text{Min}(2,5 \times (375mm - 306,6mm); 375mm - 0,2626 \times 306,6mm; \frac{375mm}{2}) = 171mm$$

Maksimal avstand mellom riss: $s_{r,max} = 3,4 \times c + \frac{0,17 \times \phi \times h_{c,ef} \times b_{fund}}{A_{s, Midtre}}$ 7.3.4

$$s_{r,max} = 3,4 \times 50mm + \frac{0,17 \times 16mm \times 171mm \times 2000mm}{1576,9mm^2} = 759,92mm$$

$$\sigma_s = \frac{M_{TP}}{\left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \times A_{s, Midtre} \times d_{eff}} = \frac{151,24kNm}{\left(1 - \frac{0,2626}{3}\right) \times 1576,9mm^2 \times 306,6mm} = 342,81 \frac{N}{mm^2}$$

Tøyning: $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - 0,4 \times f_{ctm} \times \left(\frac{A_{c,eff}}{A_s} + \frac{E_s}{E_{cm}} \right)}{E_s}$ 7.3.4

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{341,81 \frac{N}{mm^2} - 0,4 \times 2,9 \frac{N}{mm^2} \times \left(\frac{2000 \times 171mm}{1576,9mm^2} + \frac{2 \times 10^5}{34000} \right)}{2 \times 10^5} = \frac{209,2}{2 \times 10^5}$$

Rissvidden: $W_k = s_{r,max} \times (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 759,92mm \times \frac{83,40}{2 \times 10^5} = 0,32 < 0,39$ 7.3.4

Kontroll av riss vidder: OK

Kontroll av hovedarmering forankringslengde - iht. EC2 8.4

Strekraftens forankringslengde: $x = \frac{t_{fund}}{2} = \frac{375mm}{2} = 187,5mm$ EC2

9.8.2.2

Ytre momentarm: $z_e = Utstikk - \frac{x}{2000} + 0,15 \times B_{søyle}$ EC2 9.8.2.2

$$z_e = 0,88m - \frac{0,1875m}{2} + 0,15 \times 0,25m = 0,819m$$

Indre momentarm: $z_i = z_e \times d_{eff} = 0,819 \times 0,3066 = 0,2510$ EC2 9.8.2.2

Gruntrykkets resultant innenfor x: $R = \sigma_{g,ED} \times x = 200 \times 0,1875 = 37,5kN$ EC2

9.8.2.2

Strekraft som skal forankres: $F_s = \frac{R \times z_e}{z_i} = \frac{37,5 \times 0,819}{0,2510} = 122,31kN$ EC2 9.8.2.2

Opptredende trykk: $\sigma_{sd} = \frac{F_s}{A_{s,Midtre}} = \frac{122,31kN}{1576,9mm^2} = 77,56 \frac{N}{mm^2}$ EC2 9.8.2.2

Forankringslengde: $l_{bd} = \frac{\phi}{4} \times \frac{\sigma_{sd}}{f_{ctd}} < 150mm$

$$l_{bd} = \frac{16mm}{4} \times \frac{77,56 \frac{N}{mm^2}}{1,13 \frac{N}{mm^2} \times 2,25} < 150mm = 122,03mm < 150mm$$

Kontroll av hovedarmering forankringslengde: OK!

7.2 - Input og beregninger med regneark

Input

Betong søyle			Betong	25	kN/m ³
Bredde	250,00	mm	Betong, fck	30	N/mm ²
Høyde	250,00	mm	Armering, fsk	500	N/mm ²
Lengde	4000,00	mm	fctm	2,9	
Betong tetthet	25	kN/m ³	Betong, yc	1,50	
			Armering, yc	1,15	
			acc	0,85	
			K	0,275	
			Betong, fcd	17,00	
Vekt søyle	6,25	kN	Armering, fsd	434,78	
			Bruker, fyd	400,00	
			fctd (Skjær)	1,13	

Fundament; punktfundament

Punktfundament - Mest belastet søyle				
t, fundament	0,375	m		
Oppfylt masse	20	kN/m ³		
Grunntrykk	200	kN/m ²		
		kN/m ²		
Ned	774,84	kN		
Fundament:				
Høyde/Tykkelse	375,00	mm		
Areal	3,87	m ²		
Bredde=Lengde	1,97	m		
Bruker denne bredde videre:	2,00	m		
Utstikkende fundamentdel, antar	0,88	m		
H _{min} , fundamenet	0,29	m		
Info, Betong og Armering				
Eksponeringsklasse, XC2				
Betongkvalitet, B30, fcd	17,00	N/mm ²		
Armeringskvalitet, B500C, fyd	435	N/mm ²		
Armering			As, Midtre	1576,90
φ, armerings diameter	16	mm		
c, overdekning	50	mm	Antall	8
			As, valgt	1608,50
deff	306,60		Sentaravstand	160
og,Ed	200,00	kN/m ²	As, Ytre	788,45
MEd	153,13	kNm	Antall	4
			As, valgt	804,25
m	0,04791		Sentaravstand	160
1-0,61*m	0,970775121			
As, nødvendig	1182,68	mm ²	As, min	1131
			Antall	6
Antall	6		As, valgt	1206,37
As, valgt	1206,37	mm ²	Sentaravstand	110
Sentaravstand	330	mm		
Fundamentbredde/Søylebredde	8 > 5			
2/3 av samlet armeringsareal skal i midten			Midtre: 8 Stk, Ø 16 C/C 160 og Ytre: 6 Stk, Ø 16 C/C 110	

Kontroll av skjær og rissvidder

Kontroll av skjær:		
a = d		
u	2926,42	mm
u*d	897241,79	mm ²
Ared	3,34	m ²
Ved,red	667,12	kN
Ved	0,74	N/mm ²
VRd	0,86	N/mm ²
VRd > VEd - Ok		
a = 2d		
u	4852,85	mm
u*d	1487883,57	mm ²
Ared	2,14	m ²
Ved,red	428,60	kN
Ved	0,29	N/mm ²
VRd	0,43	N/mm ²
VRd > VEd - Ok		
Midtre: 8 Stk, Ø 16 C/C 160 og Ytre: 6 Stk, Ø 16 C/C 110		

Kontroll av rissvidder:		
MTP	151,23	kNm
n, B30	18,18	
np	0,046752	
α	0,26258	
hc,ef	171,00	
sr,max	759,92	
σs	342,81	N/mm ²
esm - εcm	0,0004220	
Wk	0,32 < 0,39	mm
Midtre: 8 Stk, Ø 16 C/C 160 og Ytre: 6 Stk, Ø 16 C/C 110		

Kontroll av hovedarmeringens forankringslengde

Kontroll av hovedarmeringens forankringslengde		
x	187,5	mm
ze	0,81875	m
zi	0,25102875	
R	37,5	kN
Fs	122,3091977	kN
σsd	77,56295101	N/mm ²
lbd	122,0262749	mm
Kontroll:	122,03 < 150	mm

Vedlegg 8 – Fundamentering hardest belastet skiveplate

8.1 – Manuelle beregninger

Dimensjonering av skivefundament

Input:

Last bredde til høyre for vegg: $l_{HS} = 4,8m$

Last bredde til venstre for vegg: $l_{VS} = 4,2m$

Last lengde til vegg: $l_{lengde} = 5,1m$

Lengde vegg: $l_{Vegg} = 6m$

Bredde vegg: $b_{Vegg} = 3,6m$

Høyde vegg: $h_{Vegg} = 3,6m$

Stripe laster:

Karakteristisk egenlast dekke: $q_{k,dekke} = \left(\frac{EL_{Gulv} + EL_{Bjelke}}{37,44m^2} \right) \times l_{HS}$

$$q_{k,dekke} = \left(\frac{5,47kN + 29,39kN}{37,44m^2} \right) \times 4,8m = 4,47 \frac{kN}{m}$$

Karakteristisk egnelast fasade: $q_{k,Fasade} = 3,5 \frac{kN}{m}$

Karakteristisk nyttelse på dekke: $q_{NL} = 3 \frac{kN}{m^2} \times l_{HS} = 3 \frac{kN}{m^2} \times 4,8m = 14,4 \frac{kN}{m}$

Egenlast betongvegg: $q_{B,vegg} = 25 \frac{kN}{m^3} \times h_{B,vegg} \times t_{b,vegg} = 25 \frac{kN}{m^3} \times 4m \times 0,2m = 20 \frac{kN}{m}$

Egenlast tak: $q_{tak} = 2,23 \frac{kN}{m}$

Snølast på tak: $q_{Snø} = S_k \times l_{HS} = 3,6 \frac{kN}{m^2} \times 4,8m = 17,28 \frac{kN}{m}$

Dimensjonerende last i fundament: $N_{ed} = 1,2 \times EL + 1,5 \times \psi_0 \times NL + 1,5 \times S$

$$N_{ed} = (1,2 \times \left(4,47 \frac{kN}{m} \times 4 + 3,5 \frac{kN}{m} \times 4 + 20 \frac{kN}{m} + 2,23 \frac{kN}{m} \right) + 1,5 \times 17,28 \frac{kN}{m} + 1,5 \times 14,4 \frac{kN}{m} \times 0,7 \times 4) \times 5,1m = 771,8kN$$

Avstand fra vegg til ytterkant fundament: $x = 1,6m$

Fundament areal per vegg:
$$A_{fund,vegg} = (l_{vegg} + x \times 2) \times \left(x + \frac{b_{vegg}}{2} \right)$$

$$A_{fund,vegg} = (6m + 1,6m \times 2) \times \left(1,6m + \frac{3,6m}{2} \right) = 31,28m^2$$

Vind og skjevstillingslast på dekke:
$$H_{i,Dekke} = 77,12kN$$

Vind og skjevstillingslast på tak:
$$H_{i,Tak} = 52,17kN$$

Veltemoment:
$$M_{velt} = 52,17kN \times 18m + 77,12kN \times (3,6m + 3,6m \times 2 + 3,6m \times 3 + 3,6m \times 4) = 3715,4kNm$$

Last per m² fundament:
$$q_{per,m^2} = EL_{gulv} + EL_{fund} + EL_{fylling}$$

$$q_{per,m^2} = 25 \frac{kN}{m^3} \times 0,15m + 25 \frac{kN}{m^3} \times 0,6m + 20 \frac{kN}{m^3} \times 1,4m = 46,75 \frac{kN}{m^2}$$

Stabiliserende moment:
$$M_{stab} = A_{fund,vegg} \times 46,75 \frac{kN}{m^2} \times \left(x + \frac{b_{vegg}}{2} \right) + Ned \times \left(\frac{l_{vegg}}{2} + x \right)$$

$$M_{stab} = 31,28m^2 \times 46,75 \frac{kN}{m^2} \times \left(1,6m + \frac{3,6m}{2} \right) + 771,8kN \times \left(\frac{6m}{2} + 1,6m \right) = 8522,24kNm$$

Kontroll:
$$\frac{M_{stab}}{M_{velt}} > 2 = \frac{8522,24kNm}{3715,4kNm} > 2 = 2,29 > 2$$

Fortsetter med: 9,2m x 6,8m x 0,6m – Skive fundament

Kontroll av fundament med fullt grunntrykk

Dimensjonerende last i fundament: $N_d = N_{ed} + EL_{fylling} + EL_{ekstra,b} + EL_{fund} + EL_{tresjakt}$

$$N_d = 771,8kN + \left((1,4m \times 20 \frac{kN}{m^3} + 25 \frac{kN}{m^3} \times 0,6m) \times 31,28m^2 + 1,4m \times 25 \frac{kN}{m^3} \times 0,2m \times 6m \right) \times 1,2 + 31,34kN = 2467,59kN$$

Eksentrisitet:
$$e = \frac{M_{velt}}{N_d} = \frac{3715,4kNm}{2467,9kN} = 1,505m$$

Opptredende grunntrykk:
$$\sigma_{Maks} = \frac{N_d}{A_{fund,vegg}} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{B_{fund}} \right)$$

$$\sigma_{Maks} = \frac{2467,59kN}{31,28m^2} \times \left(1 + \frac{6 \times 1,505m}{(6m + 1,6m \times 2)} \right) = 156,35 \frac{N}{mm^2} < 200 \frac{N}{mm^2}$$

Bruker: 9,2m x 6,8m x 0,6m – Skive fundament

Fundament armering

$$\text{Moment utkrager: } M_{utkr} = \sigma_{maks} \times \frac{\left(x - \frac{t_{b,vegg}}{2}\right)^2}{2} = 156,35 \frac{N}{mm^2} \times \frac{\left(1,6m - \frac{0,2m}{2}\right)^2}{2} = 175,89kNm$$

$$\text{Moment felt: } M_{felt} = \sigma_{maks} \times \frac{b_{vegg}^2}{8} - M_{utkr} = 156,35 \frac{N}{mm^2} \times \frac{3,6m^2}{8} - 175,89kNm = 77,40kNm$$

$$\text{Effektiv høyde: } d = t_{fund} - c - \frac{\phi}{2} = 600mm - 50mm - \frac{20mm}{2} = 540mm$$

$$\text{Nødvendig strekkarmering: } A_s = \frac{M_{utkr}}{f_{yd} \times 0,835 \times d} = \frac{175,89kNm}{434,8 \frac{N}{mm^2} \times 0,835 \times 540mm} = 897,21mm$$

$$\text{Minimum strekk armering: } A_{s,min} = 2 \times 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \times 1m \times d \quad \text{NA.9.2.1.1 (1)}$$

$$A_{s,min} = 2 \times 0,26 \times \frac{2,9 \frac{N}{mm^2}}{500 \frac{N}{mm^2}} \times 1000mm \times 540m = 1628,64 \frac{mm^2}{m}$$

$$\text{Valgt armering: } A_{s,valgt} = \frac{1628,64mm^2}{(8mm)^2 \times \pi} = 8,1 \Rightarrow \frac{1000}{8,1} = 123,45mm \Rightarrow 120mm$$

Bruker:

Ø16, c/c 120mm – I fundament til skivene B.R

Forankring av sjakt til fundament

$$\text{Veltemoment: } M_{Velt} = 3636,86kNm$$

$$\text{Totalt veltemoment: } M_{Velt,tot} = M_{Velt} \times 2 = 3636,86kNm \times 2 = 7273,73kNm$$

$$\text{Ønsket stabiliserende moment: } M_{stab} = 11088,78kNm$$

$$\text{Til rådighet: } M_{stab} = \frac{771,7kN \times 6m}{2} = 2315,4kNm$$

$$\text{Armering må ta: } 11088,78kNm - 2315,4kNm = 8773,37kNm$$

$$\text{Nødvendig forankringskraft: } Nd = \frac{M}{l_{vegg}} = \frac{8773,37kNm}{6m} = 1462,23kN$$

$$\text{Nd/m kortvegg: } \frac{1462,23\text{kN}}{3,6\text{m}} = 406,17 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Nødvendig armering: } A_s = \frac{406,17 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{434 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 934,2\text{mm}^2 \Rightarrow 467,1\text{mm}^2$$

$$\text{Valgt armering hver side: } A_{s,\text{valgt}} = \frac{467,1\text{mm}^2}{(6\text{mm})^2 \times \pi} = 4,13 \Rightarrow \frac{1000}{4,13} = 242\text{mm} \approx 240\text{mm}$$

Bruker:

2 rekker - Ø12, c/c 240mm – Skjøtjern såle/vegg

Armering til betongskive/vegg

$$\text{Veltemoment: } M_{\text{velt}} = 3715,24\text{kNm}$$

$$\text{Aksialkraft: } N_d = 2467,24\text{kN}$$

$$\text{Maks trykk: } N_T = \frac{N_d}{2} + \frac{M_{\text{velt}}}{l_{\text{vegg}} - t_{\text{vegg}} \times 2} = \frac{2467,24\text{kN}}{2} + \frac{3715,24\text{kNm}}{6\text{m} - 0,2\text{m} \times 2} = 1897,23\text{kN}$$

$$\text{Maks strekk: } N_S = \frac{N_d}{2} - \frac{M_{\text{velt}}}{l_{\text{vegg}} - t_{\text{vegg}} \times 2} = \frac{2467,24\text{kN}}{2} - \frac{3715,24\text{kNm}}{6\text{m} - 0,2\text{m} \times 2} = 570,36\text{kN}$$

$$\text{Minimumsarmering: } A_{s,\text{min,BS}} = 0,002 \times 1000\text{mm} \times 200\text{mm} = 400 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Valgt armering: } A_{s,\text{valgt}} = \pi \times (6\text{mm})^2 \times 5 = 565,49 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Senteravstand: } c/c = \frac{1000\text{mm}}{5} = 200\text{mm}$$

Bruker:

Ø12, c/c 200mm – Veggarmoring B.S

Her vil det være mulig å bruke prefabrikkerte armerings nett med c/c 200, hvis de leveres i Ø12. Dette vil spare masse tid.

8.2 - Input og beregninger med regneark

Fundament; såle under vertikale skiver

Input

Betong	25	kN/m ³
Betong, fck	30	N/mm ²
Armering, fsk	500	N/mm ²
fctm	2,9	
Betong, yc	1,50	
Armering, yc	1,15	
acc	0,85	
K	0,275	
Betong, fcd	17,00	
Armering, fsd	434,78	
Bruker, fyd	400,00	
fctd (Skjær)	1,13	

Fundament - Sjakt			Egenlast dekke	4,47	kN/m
			Egenlast fasade	3,50	kN/m
Lastbredde, HS	4,80	m	Nyttelast	14,40	kN/m
Lastbredde, VS	4,20	m			
Lastlengde	5,10	m	Betongvegg	20,00	kN/m
Lengde vegg	6,00	m			
Bredde vegg	3,60	m	Tak		
			Egenlast	2,23	kN/m
Lengde, betongvegg	15,6		Snølast	17,28	kN/m
Tykkelse	0,2				
Høyde	4		Dim. Last	771,80	kN
trevirke	8,42724	m ³	Skjevstilling og vind		
Lasterareal	45,90	m ²	Dekke	75,45	kN
			Tak	51,15	kN
Per etasje:	3,60	m			

Bruddgrensetilstand; størrelse

Mvelt	3636,86	kNm	σmaks	119,86	N/mm ²
Tykkelse fund	0,6	m			
Tykkelse gulv	0,15	m			
			Flytter fundament:		
Vekt per m2 fund	15	kN/m ²	Flytter:	1,40	m
Vekt per m2 på fund	3,75		EL. Ekstra betongvegg	50,40	kN
Total last per m2 fund	18,75		EL. Fylling	1051,01	kN
Prøver:					
Utstikk fundament, x	1,60	m	Ny vekt på fundament:	46,75	
Fundament per vegg	31,28	m ²	Ny - Mstab, fundament	4971,956	kNm
Mstab, fundamnet	1994,1	kNm	Ny - Mstab	8522,24	kNm
Mstab	5544,39	kNm	Mstab/Mvelt	2,34 > 2	
Mstab/Mvelt	1,52 < 2		Ny, Nd	2478,91	kN
Kontroll av fund. med fullt grunntrykk			Ny Eksentrisitet, e	1,47 < 1,53	Ok
EL. fra tresjakt på fund	42,66	kN	Ny σmaks	155,08	N/mm ²
EL. Fundment	563,04	kN			
Nd	1377,50	kN			
Eksentrisitet, e	2,64 > 1,53	Ikke Ok			
			Bruker: 9,2 x 6,8 x 0,6		

Armering

Sjaktfundament - Armering			Forankring av sjakt til fundament - Skjøtjern		
fcd	17,00		Mvelt	3636,86	
fyd	434,78		Mvelt, tot	7273,73	
Mutkr	174,46		Ønsket Mstab	11088,78	
Mfelt	76,76		Mstab til rådighet	2315,41	
Overdekning, c	50,00		Armering må ta	8773,37	
Valgt diameter, ϕ , min	16,00		Nd	1462,23	
dmin	542,00		Nd/m	406,17	
As	889,91		As, tot	934,20	
As, min	1628,64	mm ² /m	As, Hver side	467,10	
Fortsetter med:	1628,64		Valgt diameter, ϕ , min	12,00	
dmin	540,00		Valgt armering, As	113,10	
Valgt diameter, ϕ , min	20,00		Senteravstand	242,13	
stk	6,00		Bruker: Ø 12 C/C 240 Skjøtarmering		
Valgt armering, As	1884,96		Veggarmering		
Senteravstand	166,67		Mvelt	3636,86	
Bruker: Ø 20 C/C 160 I Utkrager U.K, Begge retninger			Nd	2478,91	
			Maks trykk, NT	1888,89	kN
			Maks strekk, NS	590,01	
			As, min, Begge sider	400	
			Valgt diameter, ϕ , min	12,00	
			stk	5,00	
			Valgt armering, As	565,49	
			Senteravstand	200,00	
			Maks senteravstand	300	mm
			Bruker: Ø 12 C/C 200 - B.S		

Vedlegg 9 – Dimensjonering av hardest belastet betongsøyle

9.1 – Manuelle beregninger

Dimensjonering av hardest belastet betongsøyle

Forutsetninger:

Materialfaktor, betong: NA.2.1.N	$\gamma_{c,B} = 1,5$	EC2 Tabell
Materialfaktor, armering:	$\gamma_{c,A} = 1,15$	EC2 Tabell NA.2.1.N
Reduksjonsfaktor betong trykkfasthet:	$\alpha_{cc} = 0,85$	EC2 NA
Karakteristisk trykkfasthet, B30:	$f_{ck} = 30 \frac{N}{mm^2}$	
Karakteristisk flytespenning armering:	$f_{sk} = 500 \frac{N}{mm^2}$	
Lengde, søyle:	$l = 4000mm$	
Dimensjonerende aksialkraft:	$N_{ed} = 767,34kN$	
Overdekning:	$c = 30mm$	
Armerings diameter, lengde:	$\phi = 25mm$	NA.5.2(1)
Armerings diameter, bøyer:	$\phi_{cl,t} = 10mm$	NA.5.2(1)
Bredde og høyde, søyle:	$b = h = 250mm$	EC2 pkt.9.5
Effektiv høyde:	$d = 250mm - (30mm + 1,15 \times 8mm + 0,5 \times 1,15 \times 25mm) = 196,43mm$	
Avstand mellom lengdearmering:	$h' = h - (2 \times c + 2 \times \phi_{cl,t} + \phi)$ $h' = 250mm - (2 \times 30mm + 2 \times 8mm + 25mm) = 149mm$	
Kontroll:	$\frac{h'}{h} = \frac{150}{250} = 0,6$	
Betong tverrsnitt: pkt.9.5	$A_c = (250mm)^2 = 62500mm^2$	EC2
Rel. Last:	$n = \frac{N_{ed}}{f_{cd} \times A_c} = \frac{767,34kN}{17 \frac{N}{mm^2} \times 62500mm^2} = 0,72$	

Eksentrisitet pga. uperfektheter og toleranse: $e_i = \frac{l}{400} = \frac{4000mm}{400} = 10mm$

Slankhet: $\lambda = \frac{l}{i} = \frac{4000mm}{0,289 \times 250mm} = 55,36$

Minimumsarmering: $A_{s,min} = 0,01 \times A_c = 0,01 \times 62500mm^2 = 625mm^2$ NA.9.5.2

Valgt armering: $A_{s,prø} = \pi \times (12,5mm)^2 \times 4 = 1963,5mm^2$

Mekanisk armeringsforhold: $\omega = \frac{A_s \times f_{sd}}{f_{cd} \times A_c} = \frac{1963,5mm^2 \times 435 \frac{N}{mm^2}}{17 \frac{N}{mm^2} \times 62500mm^2} = 0,804$ NA.5.8.3.1

Normalisert slankhet: $\lambda_n = \lambda \times \sqrt{\frac{n}{1+2 \times \omega}}$ NA.5.8.3.1

$$\lambda_n = 55,36 \times \sqrt{\frac{0,72}{1+2 \times 0,804}} = 29,14 > 10,8 = 10,8$$

2.ordens eksentrisitet: $e_2 = \frac{l^2}{10} \times \frac{0,00045}{d}$ pkt.5.8.8.2(3) og (4)

$$e_2 = \frac{(4000mm)^2}{10} \times \frac{0,00045}{196,43mm} = 36,66$$

Total eksentrisitet: $e_{tot} = 36,66 + 10,8 = 47,46mm$ EC2 pkt.6.1(4)

Rel. Moment: $m = \frac{e_{tot} \times n}{h} = \frac{47,46mm \times 0,72}{250mm} = 0,137$

Reduksjonsfaktor: $w = 0,09$ n-m diagram

Nødvendig lengdearmering: $A_s = w \times A_c \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0,09 \times 62500mm^2 \times \frac{17 \frac{N}{mm^2}}{435 \frac{N}{mm^2}} = 219,94mm^2$

$$A_s = \pi \times (12,5mm)^2 \times 4 = 1963,5mm^2 \gg \gg 219,94mm^2$$

Senteravstand bøyer: $s_{cl,t,max} = \min(15 \times \phi; 250mm; 400mm) = 250mm$ NA.9.5.3(3)

Minimum:

4 stk. Ø25, med Ø8 bøyer, c/c 250mm – Mest belastet søyle

Bruker mer armering enn nødvendig pga. minimumsarmering

På grunn av dimensjoner på søyle ovenfra må vi øke til –

405mm x 405mm og 360mm x 360mm

Bruker:

8 stk. Ø16, med Ø8 bøyer, c/c 250mm – Mest belastet søyle

9.2 - Input og beregninger med regneark

Betongsøyle

Betong, γ_c	1,50	
Armering, γ_c	1,15	
acc	0,85	
Betong, fck	30,00	N/mm ²
Armering, fsk	500,00	N/mm ²
Betong, fcd	17,00	N/mm ²
Armering, fsd	434,78	N/mm ²
Dim. Kraft, Ned	767,34	kN
Søyle		
Bredde, B	250,00	mm
Høyde, h	250,00	mm
Lengde, L	4000,00	mm
Høyde, h'	149,00	
h'/h	0,60	
Areal, Ac	62500,00	mm ²
n	0,72	
eE	0,00	
ei	10,00	mm
Tregghetsradius, i	72,25	
Slankhet, λ	55,36	
Overdekning, c	30,00	mm
Bøyler, ϕ_{cl} , t	8,00	mm
Senteravstand bøyler	250	
d	196,43	mm
Minimumsarmering, $A_{s,min}$	625	mm ²
Valgt diameter, ϕ , min 10mm	25,00	
stk	4,00	
Valgt armering, A_s	1963,50	mm ²
Nrd	1882,81	
Kontroll restkapasitet, Nrd > Ned:	59,2	%
ω	0,80	
λ_n	29,14	
λ_n, l_{im} (Innvendig)	10,80	
2.Ordens eksentrisitet, e2	36,66	
Total eksentrisitet, etot	46,66	>0,1*h
m	0,13	
w	0,09	
Nødvendig armering, A_s	219,94	mm ²
Nok armering		
Bruker: 4 Stk ϕ 25 Bøyler: ϕ 8 C/C 250		

Branndimensjonering betongsøyle

Brann R90:	
bmin	250,00
h = bmin	250,00
a = c- ϕ /2	17,50
μ_{fi} - Ned/Nrd	0,43
μ_{fi}	0,2
bmin = 200, a > 31	
Pga R90, må øke overdekning til	43,5

Vedlegg 10 – Dimensjonering av hardest belastet betongbjelke

10.1 – Manuelle beregninger

Dimensjonering av T-bjelke

Forutsetninger:

$$Spenn_1 = 6m$$

$$Spenn_2 = 3,6m$$

$$Spenn_3 = 6m$$

$$l_{TH.bjelke} = 3m$$

$$l_{TV.bjelke} = 1,8m$$

$$l_{bjelke} = 4,8m$$

$$b_{bjelke} = 0,35m$$

$$h_{bjelke} = 0,60m$$

$$h_{dekke} = \frac{Spenn}{25} = \frac{6m}{25} = 0,24m$$

$$q_d = (0,24m \times 25 \frac{kN}{m^3} \times 1,2 + 4 \frac{kN}{m^2} \times 1,5) \times 5,15m + (0,60m - 0,24m) \times 0,35m \times 25 \frac{kN}{m^3} \times 1,2 = 71,76 \frac{kN}{m}$$

$$b_{eff,1} = 0,2 \times l_{TH.bjelke} + 0,1 \times l_{bjelke} = 0,2 \times 3m + 0,1 \times 4,8m = 1,08m$$

$$b_{eff,1} = 0,2 \times l_{TV.bjelke} + 0,1 \times l_{bjelke} = 0,2 \times 1,8m + 0,1 \times 4,8m = 0,84m$$

$$b_{eff} = b_{eff,1} + b_{eff,2} + b_{bjelke} = 1,08m + 0,84m + 0,35m = 2,27m$$

$$\text{Maksmoment: } M_{ed} = \frac{q_d \times l^2}{8} = \frac{71,76 \frac{kN}{m} \times (4,8m)^2}{8} = 206,67kNm$$

$$\text{Effektiv høyde: } d = 600mm - (8mm \times 1,15 + 35mm + 0,5 \times 1,15 \times 16mm) = 546,6mm$$

$$\text{Kontroll: } \frac{h_{dekke}}{d} = \frac{0,24m}{0,5466m} = 0,439$$

$$m = \frac{M_{ed}}{f_{cd} \times b_{eff} \times d^2} = \frac{206,67kNm}{17 \frac{N}{mm^2} \times 2,27m \times (546,6mm)^2} = 0,0179$$

$$\text{Nødvendig armering: } A_s = \frac{M_{ed}}{f_{sd} \times (1 - 0,61 \times m) \times d}$$

$$A_s = \frac{206,67kNm}{435 \frac{N}{mm^2} \times (1 - 0,61 \times 0,0179) \times 546,6mm} = 879,24mm^2$$

$$\text{Valgt armering: } A_{s,valgt} = 5 \times \pi \times 8^2 = 1005,31mm^2$$

Bruker:

5 stk. Ø16 i strekksone bjelke, U.K

$$\text{Minimumsarmering: } A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \times b_{bjelke} \times d \quad 9.2.1.1(2)$$

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{2,9 \frac{N}{mm^2}}{500 \frac{N}{mm^2}} \times 350mm \times 694,3mm = 366,45mm^2$$

$$\text{Valgt armering i trykksone, O.K: } A_{s,valgt} = 2 \times \pi \times 8^2 = 402,13mm^2$$

Bruker:

2 stk. Ø16 i trykksone bjelke, O.K

Bøyer

Avstand mellom lengdearmring: $h' = 600mm - 2 \times 35mm - 16mm = 514mm$

Nødvendig bøylearmring per mm: $\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 0,1 \times b_w \times \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$ EC2 9.2.2(5 og 6)

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 0,1 \times 350mm \times \frac{\sqrt{17 \frac{N}{mm^2}}}{500 \frac{N}{mm^2}} = 0,383 \frac{mm^2}{mm}$$

Maks senteravstand: $s_{max} = 0,6 \times h' = 0,6 \times 514mm = 308,4mm$ NA.9.2.2

Valgt bøyle diameter: $\phi = 8mm$

Valgt senteravstand: $s = \frac{2 \times (4mm)^2 \times \pi}{0,383 \frac{mm^2}{mm}} = 262,21mm \Rightarrow 260mm$

Bruker:

Bøyer – Ø8, c/c 260 i bjelke

10.2 - Input og beregninger med regneark

Input

Betong	25	kN/m ³		
Betong, fck	30	N/mm ²		
Armering, fsk	500	N/mm ²		
fctm	2,9			
Betong, yc	1,50			
Armering, yc	1,15			
acc	0,85			
K	0,275		cmin	25 mm
Betong, fcd	17,00		cmin,b	10 mm
Armering, fsd	434,78		cmin,dur	25 mm
Bruker, fyd	400,00		cdev	10 mm
K, nedbøyning	1,3		cnom	35 mm

Bjelke; T-bjelke

Input

T-Bjelke:		
Dekkehøyde, hmin	0,2	m
Anbefalt, h	0,24	m
Bjelke bredde	0,35	m
Bjelke høyde	0,6	m
Lastbredde T.H Bjelke	3	
Lastbredde T.V Bjelke	1,8	
Laster:		
teknisk føring, himling mm	1	kN/m ²
Kategori: B	3	kN/m ²
q _d	71,76	kN/m
Bjelke lengde	4,8	m
M _{ed}	206,67	kNm

Grudgrensetilstand:

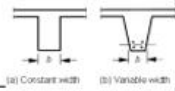
$b_{\text{eff}, 1}$	1,08	m
$b_{\text{eff}, 2}$	0,84	m
b_{eff}	2,27	m
Antar, e	80	mm
d	520	
t/d	0,462 > 0,36	
M_{Rd}	3080,33	
m	0,01981	
A_s	925,29	mm ²
Armering, ϕ	16	mm
Valgt armering, A_s	201,06	mm ²
Antall, n	5	
Bøyer:	8	

d_{rev}	546,6	
t/d_{rev}	0,439 > 0,36	
M_{Rd}	3403,54	
m_{rev}	0,01793	
A_s	879,24	
Bruker: 5 Stk Ø 16 i U.K - Strekkzone		
$A_{s,min}$	288,50	
Armering, ϕ	16	mm
Valgt armering, A_s	201,06	mm ²
Antall, n	2	
Bruker: 2 Stk Ø 16 i O.K - Trykksone		

Bøyler:		
h'	514,00	
Bøylearmering	0,383	mm ² /mm
s_{max}	308,40	
Bøyer, ϕ :	8,00	
senteravstand, s	262,21	
Bruker: Ø 8 c/c 260		

Ulykkestilstand; brann

Brann - bjelke
Bmin = 350 mm
a = 53 mm
Bmin = 350 > 250
a = 53 > 25
Godkjent - R90

Standard brannmotstand 	Tabell 5.6 - Kontinuerlige bjelker (uten rotasjonsforhindring ved kantene)				
	Minste dimensjoner (mm) for midlere armeringsdybde a (a_m) og tverrsnittsbredde b_{min} – som er definert som antydnet til venstre				
	1	2	3	4	5
R 30	$b_{min} \geq 80, a \geq 15^*$	$b_{min} \geq 160, a \geq 12^*$			
R 60	$b_{min} \geq 120, a \geq 25$	$b_{min} \geq 200, a \geq 12^*$			
R 90	$b_{min} \geq 150, a \geq 35$	$b_{min} \geq 250, a \geq 25$			
R 120	$b_{min} \geq 200, a \geq 45$	$b_{min} \geq 300, a \geq 35$	$b_{min} \geq 450, a \geq 35$	$b_{min} \geq 500, a \geq 30$	
R 180	$b_{min} \geq 240, a \geq 60$	$b_{min} \geq 400, a \geq 50$	$b_{min} \geq 550, a \geq 50$	$b_{min} \geq 600, a \geq 40$	
R 240	$b_{min} \geq 280, a \geq 75$	$b_{min} \geq 500, a \geq 60$	$b_{min} \geq 650, a \geq 60$	$b_{min} \geq 700, a \geq 50$	
*Overstyres normalt av andre krav til overdekning fra NS-EN 1992-1-1 (korrosjon, heft)					

Bruksgrensetilstand; nedbøyning

Nedbøyning - Bjelke	
l/d	8,782
ρ	0,005254872
ρ_0	0,005477226
ρ'	0,001050974
$\rho < \rho_0$	SANN
7.16.a	25,631
7.16.b	28,476
$l/d < 7.16.a$	8,78 < 25,63
Trenger ikke regne nedbøyning	

Vedlegg 11 – Dimensjonering av betongdekke

11.1 – Manuelle beregninger

Dimensjonering av betondekke

Dimensjonerende last: $q_d = 0,24m \times 25 \frac{kN}{m^3} \times 1,2 + 4 \frac{kN}{m^2} \times 1,5 = 13,2 \frac{kN}{m}$

Moment, spenn AB: $M_{AB} = \frac{q_d \times (Spenn_1)^2}{Spenn_1 \times 2} = \frac{13,2 \frac{kN}{m} \times (6m)^2}{6m \times 2} = 39,6kNm$

Moment, spenn BC: $M_{BC} = \frac{q_d \times (Spenn_2)^2}{Spenn_2 \times 2} = \frac{13,2 \frac{kN}{m} \times (3,6m)^2}{3,6m \times 2} = 23,76kNm$

Moment, spenn CD: $M_{CD} = \frac{q_d \times (Spenn_3)^2}{Spenn_3 \times 2} = \frac{13,2 \frac{kN}{m} \times (6m)^2}{6m \times 2} = 39,6kNm$

Effektiv høyde: $d = 240mm - (35mm + 10mm) = 195mm$

Rel. Moment AB: $m_{AB} = \frac{M_{AB}}{f_{cd} \times d^2} = \frac{39,6kNm}{17 \frac{kN}{m^2} \times (0,195m)^2} = 0,0613$

Nødvendig armering, AB: $A_{s,AB} = \frac{M_{AB}}{f_{sd} \times (1 - 0,61 \times m) \times d}$

$$A_{s,AB} = \frac{39,6kNm}{435 \frac{N}{mm^2} \times (1 - 0,61 \times 0,0613) \times 0,195m} = 485,21mm^2$$

Valgt armering i AB: $A_{s,valgt} = \frac{485,21mm^2}{(5mm)^2 \times \pi} = 6,2 \Rightarrow \frac{1000}{6,2} = 161,3 \approx 160mm$

Rel. Moment BC: $m_{BC} = \frac{M_{BC}}{f_{cd} \times d^2} = \frac{23,76kNm}{17 \frac{kN}{m^2} \times (0,195m)^2} = 0,0368$

Nødvendig armering BC: $A_{s,BC} = \frac{M_{BC}}{f_{sd} \times (1 - 0,61 \times m) \times d}$

$$A_{s,BC} = \frac{23,76kNm}{435 \frac{N}{mm^2} \times (1 - 0,61 \times 0,0368) \times 0,195m} = 286,67mm^2$$

Valgt armering BC:
$$A_{s, \text{valgt}} = \frac{286,67 \text{ mm}^2}{(5 \text{ mm})^2 \times \pi} = 3,65 \Rightarrow \frac{1000}{3,65} = 274 \approx 270 \text{ mm}$$

Rel. Moment i CD:
$$m_{CD} = \frac{M_{CD}}{f_{cd} \times d^2} = \frac{39,6 \text{ kNm}}{17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times (0,195 \text{ m})^2} = 0,0613$$

Nødvendig armering CD:
$$A_{s, CD} = \frac{M_{CD}}{f_{sd} \times (1 - 0,61 \times m) \times d}$$

$$A_{s, CD} = \frac{39,6 \text{ kNm}}{435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \times (1 - 0,61 \times 0,0613) \times 0,195 \text{ m}} = 485,21 \text{ mm}^2$$

Valgt armering CD:
$$A_{s, \text{valgt}} = \frac{485,21 \text{ mm}^2}{(5 \text{ mm})^2 \times \pi} = 6,2 \Rightarrow \frac{1000}{6,2} = 161,3 \approx 160 \text{ mm}$$

Bruker:

Ø10 c/c 160mm i U.K felt AB og CD og O.K opplegg B og C

Ø10 c/c 270 i U.K felt BC

På store flater vil det uten tvil være mest effektivt og lønnsomt for bedriften å bruke prefabrikkerte armeringsnett hvis tilgjengelig.

Ø10 c/c 150mm armeringsnett i U.K felt AB og CD og O.K opplegg B og C

Ø10 c/c 250 armeringsnett i U.K felt BC

Beregning svinn og fordelingsarmering

Faktor for utelatelses beregning: $K = 1,3$

Tabell NA.7.4N

Minimumsarmering:
$$A_{s, \text{min}} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \times 1000 \text{ mm} \times d$$
 9.2.1.1(2)

$$A_{s, \text{min}} = 0,26 \times \frac{2,9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \times 1000 \text{ mm} \times 195 \text{ mm} = 294,06 \text{ mm}^2$$

Valgt armering: $A_{s, \text{valgt}} = \frac{294,06 \text{ mm}^2}{(5 \text{ mm})^2 \times \pi} = 3,74 \Rightarrow \frac{1000}{3,74} = 267,4 \text{ mm} \approx 260 \text{ mm}$

Bruker:

Ø10 c/c 260 svinnarmering

Her kunne svinnarmering blitt slått sammen med resten av armering for å få mindre senteravstand, samt kvitte seg med en post.

Nedbøyning:

Nedbøyningskontroll: $\frac{l}{d} = \frac{4800 \text{ mm}}{546,6 \text{ mm}} = 8,78$ EC2 7.4.2

Strekk-armerings forholdet: $\rho = \frac{A_s}{b_{\text{bjelke}} \times d} = \frac{879,24 \text{ mm}^2}{350 \text{ mm} \times 546,6 \text{ mm}} = 5,255 \times 10^{-3}$ EC2.7.4.2

Mellomregning: $\rho_0 = \frac{\sqrt{30 \frac{N}{\text{mm}^2}}}{1000} = 5,477 \times 10^{-3}$

Kontroll: $\rho < \rho_0 = 5,255 \times 10^{-3} < 5,477 \times 10^{-3} \Rightarrow 7.16.a$

Utlatelses beregning: $7.16.a = K \times \left(11 + 1,5 \times \sqrt{f_{ck}} \times \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \times \sqrt{f_{ck}} \times \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right)$ EC2.7.4.2

$$7.16.a = 1,3 \times \left(11 + 1,5 \times \sqrt{30} \times \frac{5,477 \times 10^{-3}}{5,255 \times 10^{-3}} + 3,2 \times \sqrt{30} \times \left(\frac{5,477 \times 10^{-3}}{5,255 \times 10^{-3}} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right) = 25,63$$

Kontroll: $\frac{l}{d} < 7.16.a = 8,78 < 25,63 \Rightarrow \text{Ok}$ EC2 7.4.2; 7.16.b

Trenger ikke regne nedbøyning for betongbjelke -

0,35m x 0,6m x 4,8m

11.2 - Input og beregninger med regneark

Input

Betong	25	kN/m ³		
Betong, fck	30	N/mm ²		
Armering, fsk	500	N/mm ²		
fctm	2,9			
Betong, yc	1,50			
Armering, yc	1,15			
acc	0,85			
K	0,275		cmin	25 mm
Betong, fcd	17,00		cmin,b	10 mm
Armering, fsd	434,78		cmin,dur	25 mm
Bruker, fyd	400,00		cdev	10 mm
K, nedbøyning	1,3		cnom	35 mm

Dekke

Dekke:		
Spenn 1	6	m
Spenn 2	3,6	m
Spenn 3	6	m
qd	13,2	

Bruddgrensetilstand

MAB	39,6		mBC	0,0368	
MBC	23,76		As, BC	286,67	
MCD	39,6		Armering, ϕ	10	mm
d	195		Valgt armering, As	78,54	mm ²
mAB	0,0613		Senteravstand	270	mm/m
As,AB	485,21		Bruker: \emptyset 10 C/C 160 U.K i feltet AB og CD og O.K opplegg B og C		
Armering, ϕ	10	mm	Bruker: \emptyset 10 C/C 270 U.K i feltet BC		
Valgt armering, As	78,54	mm ²	Svinn og fordelingsarmering		
Senteravstand	160	mm/m	As,min	294,06	
			Armering, ϕ	10	mm
			Valgt armering, As	78,54	mm ²
			Senteravstand	260	mm/m
			Bruker: \emptyset 10 C/C 260 til svinnarmering		

Bruksgrensetilstand; nedbøyning: trengs ikke (se manuell beregning)

Når slipper vi å regne nedbøyninger ?

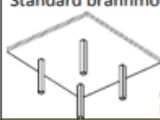
Ifølge EC 2 pkt.7.4.2 anses det unødvendig å beregne nedbøyning såsant forholdet spenn/d er mindre enn følgende grenseverdier:

$$\frac{l}{d} \leq K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{tk}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{tk}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{1/2} \right] \quad \text{når } \rho \leq \rho_0 = \frac{\sqrt{f_{tk}}}{1000}$$

$$\frac{l}{d} \leq K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{tk}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{tk}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \quad \text{når } \rho > \rho_0 = \frac{\sqrt{f_{tk}}}{1000}$$

Ulykkestilstand

Brann - Dekke	
a	40,75 mm
h	240 mm
a = 40,75 > 25	
H _s = 240 > 200	
Godkjent - R90	

Standard brannmotstand	Tabell 5.9 - Flatdekker	
	Minste-tykkelse av selve dekket h, (mm)	Minste armeringsdybde a (mm) – angir avstanden for nederste armeringslag
 (figur fra halfen.no)		
REI 30	150	10*
REI 60	180	15*
REI 90	200	25
REI 120	200	35
REI 180	200	45
REI 240	200	50

*Overstyres normalt av andre krav til overdekning fra NS-EN 1992-1-1

Vedlegg 12 – Dimensjonering av betongdekke mot grunn

12.1 – Manuelle beregninger

Gulv mot grunn

Tykkelse gulv: $t = 150mm$

Minimumsarmering: $A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \times 1000mm \times t$ 9.2.1.1(2)

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{2,9 \frac{N}{mm^2}}{500 \frac{N}{mm^2}} \times 1000mm \times 150mm = 226,2mm^2$$

Valgt armering: $A_{s,valgt} = \frac{226,2mm^2}{(5mm)^2 \times \pi} = 2,88 \Rightarrow \frac{1000}{2,88} = 347,22mm \Rightarrow 200mm$

Bruker:

Ø10 c/c 200mm – Gulvnett

På store flater vil det bestandig være bedre for fagarbeidere å bruke armerings nett

12.2 - Input og beregninger med regneark

Input

Betong	25	kN/m ³		
Betong, fck	30	N/mm ²		
Armering, fsk	500	N/mm ²		
fctm	2,9			
Betong, yc	1,50			
Armering, yc	1,15			
acc	0,85			
K	0,275		cmin	25 mm
Betong, fcd	17,00		cmin,b	10 mm
Armering, fsd	434,78		cmin,dur	25 mm
Bruker, fyd	400,00		cdev	10 mm
K, nedbøyning	1,3		cnom	35 mm

Bruddgrensetilstand

Betong gulv				
Tykkelse	150	mm	Minste tykkelse for dobbelarmoring gulv	
As,min	226,2	mm ² /m		
Valgt diameter, ϕ , min 10m	10,00			
stk	5,00			
Valgt armering, As	392,70			
Senteravstand	200,00			
Bruker: Ø 10 C/C 200 - Armeringsnett, O.K og U.K				
Med tillegsarmering rundt utsparing og søyler				

Vedlegg 13 – Dimensjonering av hardest belastet betongvegg

13.1 – Manuelle beregninger

Kjeller – Vegger, såle og pilaster

Hovedarmering – såle/vegg

Nyttelast på grunn ved siden av vegg: $q_{Grunn} = 5 \frac{kN}{m^2}$ SVV - Håndbok V220

Lengde vegg mellom pilaster-pilaster: $l_{Vegg} = 4,8m$

Høyde vegg: $H_0 = 4,0m$

Tykkelse vegg: $t_{Vegg} = 0,3m$

Tykkelse fundament: $t_{Fund} = 0,4m$

Bredde fundament: $b_{fund} = 2m$

Overdekning: $c = 50mm$

Stripelast på vegg fra nyttelast: $P_q = h \times q_{grunn} \times K \times \gamma_f$

$$P_q = 4,0m \times 5,0 \frac{kN}{m^2} \times 0,6 \times 1,5 = 18 \frac{kN}{m}$$

Stripelast på vegg fra jordtrykk: $P_j = 0,5 \times \gamma \times h^2 \times K \times 1,2$

$$P_j = 0,5 \times 20 \frac{kN}{m^3} \times 0,6 \times 1,2 \times (4,0m)^2 = 115,2 \frac{kN}{m}$$

Total stripelast på vegg: $P_{tot} = 18 \frac{kN}{m} + 115,2 \frac{kN}{m} = 133,2 \frac{kN}{m}$

Dimensjonerende moment: $M_{Maks} = P_j \times H_0 \times 0,4 + P_q \times 0,5 \times H_0$

$$M_{maks} = 115,2 \frac{kN}{m} \times 4,0m \times 0,4 + 18 \frac{kN}{m} \times 4,0m \times 0,5 = 220,32 \frac{kNm}{m}$$

Effektiv høyde: $d = 300mm - \left(50mm + \frac{20mm}{2} \right) = 240mm$

Rel. Moment: $m = \frac{M_{Maks}}{f_{cd} \times 1000 \times d^2} = \frac{220,32kNm}{17 \frac{N}{mm^2} \times 1000 \times (240mm)^2} = 0,225$

Nødvendig armering pga. moment: $A_{s,M} = \frac{M_{Maks}}{f_{sd} \times (1 - 0,61 \times m) \times d}$

$$A_{s,M} = \frac{220,32kNm}{400 \frac{N}{mm^2} \times (1 - 0,61 \times 0,225) \times 240mm} = 2660,09 \frac{mm^2}{m}$$

Nødvendig moment pga. stripelast: $A_{s,V} = \frac{P_j}{f_{yd}} = \frac{115,2kN}{400 \frac{N}{mm^2}} = 288 \frac{mm^2}{m}$

Total nødvendig armering: $A_{s,tot} = 2660,09 \frac{mm^2}{m} + 288 \frac{mm^2}{m} = 2948,1 \frac{mm^2}{m}$

Valgt armering: $A_{s,valgt} = \frac{2948,1mm^2}{(10mm)^2 \times \pi} = 9,4 \Rightarrow \frac{1000}{9,4} = 106,4mm \approx 100mm$

Bruker:

Ø20 c/c 100mm som skjøtjern mellom vegg og bankett

Evt.

2 rekker Ø16 c/c 120mm

Da det er forholdsvis mye lettere å jobbe med.

Tverrarmering i OK såle:

Bredde til høyre for vegg: $b_{TH,vegg} = 1,1m$

Bredde til venstre for vegg: $b_{TV,vegg} = 0,6m$

$$N_{såle} = 20 \frac{kN}{m^3} \times 1,1m \times 4m \times 1,2 + 1,1m \times 0,3m \times 25 \frac{kN}{m^3} \times 1,2 + 5 \frac{kN}{m^2} \times 1,5 \times 1,1m = 123,75kN$$

Moment utkrager: $M_{Utkr} = 123,75kN \times \frac{1,1m}{2} = 68,06kNm$

Effektiv høyde: $d = 400mm - (50mm + 10mm) = 340mm$

Rel. Moment: $m = \frac{M_{utkr}}{f_{cd} \times 1000 \times d^2} = \frac{68,06kNm}{17 \frac{N}{mm^2} \times 1000 \times (340mm)^2} = 0,03463$

Nødvendig armering utkrager: $A_s = \frac{M_{Utkr}}{f_{sd} \times (1 - 0,61 \times m) \times d}$

$$A_s = \frac{68,06kNm}{400 \frac{N}{mm^2} \times (1 - 0,61 \times m) \times 340mm} = 511,26 \frac{mm^2}{m}$$

Valgt armering i utkrager: $A_{s,valgt} = \frac{511,26mm^2}{(6mm)^2 \times \pi} = 4,52 \Rightarrow \frac{1000}{4,52} = 221,22mm \Rightarrow 220mm$

Bruker:

Ø12 c/c 220mm O.K – Rettjern med knekk i enden som følger fundamentet

Tverrarmering i UK såle:

Moment utkrager: $M_{Utkr} = 123,75kN \times 0,6m = 74,25kNm$

Rel. Moment: $m = \frac{M_{utkr}}{f_{cd} \times 1000 \times d^2} = \frac{74,25kNm}{17 \frac{N}{mm^2} \times 1000 \times (340mm)^2} = 0,03778$

Nødvendig armering i utkrager: $A_s = \frac{M}{f_{sd} \times (1 - 0,61 \times m) \times d}$

$$A_s = \frac{74,25kNm}{400 \frac{N}{mm^2} \times (1 - 0,61 \times m) \times 340mm} = 558,84 \frac{mm^2}{m}$$

Valgt armering i utkrager: $A_{s, valgt} = \frac{558,84mm^2}{(6mm)^2 \times \pi} = 4,94 \Rightarrow \frac{1000}{4,94} = 202,38mm \Rightarrow 200mm$

Bruker:

Ø12 c/c 200mm U.K – Rettjern med knekk i enden som følger fundamentet

Evt.

Stengte U – bøylar - Ø12 c/c 200mm O.K og U.K for å minimere armerings poster, samt effektivisere.

Lengdearmering i såle

Nødvendig lengdearmering såle: $A_{s,h,min} = 500 \times t \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$

EC2.9.6.3

$$A_{s,h,min} = 500 \times 400mm \times \frac{2,9}{500} = 1160 \frac{mm^2}{m}$$

Valgt lengdearmering såle: $A_{s,valgt} = \frac{1160mm^2}{(6mm)^2 \times \pi} = 10,25 \Rightarrow \frac{1000}{10,25} = 97,5mm \Rightarrow 90mm$

Bruker:

Ø12 c/c 90mm – Lengdearmering i såle/bankett

Lengdearmering i vegg

Minimums horisontalarmering i vegg: $A_{s,h,min} = 500 \times t \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$ EC2 NA.9.6.3

$$A_{s,h,min} = 500 \times 300mm \times \frac{2,9}{500} = 870 \frac{mm^2}{m}$$

Valgt lengdearmering i vegg: $A_{s,valgt} = \frac{870mm^2}{(6mm)^2 \times \pi} = 7,69 \Rightarrow \frac{1000}{7,69} = 129,9mm \approx 120mm$

Bruker:

Ø12 c/c 120mm – Lengdearmering i vegg

Horisontalarmering i vegg

Minimums vertikalarmering i vegg: $A_{s,v,min} = 0,004 \times 1000mm \times 300mm = 1200 \frac{mm^2}{m}$ EC2 NA9.6.2

$$A_{s,valgt} = \frac{1200mm^2}{(8mm)^2 \times \pi} = 5,97 \Rightarrow \frac{1000}{5,97} = 167,5mm \approx 160mm$$

Bruker:

Ø16 c/c 90mm – Vertikalarmering i vegg

13.2 - Input og beregninger med regneark

Input

Jordtrykk, γ	20	kN/m ³
Betong, f_{ck}	30	N/mm ²
Armering, f_{sk}	500	N/mm ²
Jordtrykkskoeffisient, K	0,6	
γ_f	1,5	
Egenlast betong	25	kN/m ³
Faktor - Jordtrykk	1,2	
f_{ctm}	2,9	
Betong, γ_c	1,50	
Armering, γ_c	1,15	
acc	0,85	
Betong, f_{cd}	17,00	
Armering, f_{sd}	434,78	
Bruker, f_{yd}	400,00	
Ned	405,03	kN
Egenvekt vegg	144,00	kN
Egenvekt fundament	96,00	kN

Støttemur/Kjellervegg

Hovedarmering - Såle/vegg- Skjøt		
Nyttelast på grunn	5,00	kN/m ²
lengde - Vegg/Seksjon	4,80	m
Høyde, H0	4,00	m
Tykkelse vegg	0,30	m
Fundament tykkelse	0,40	m
Fundament bredde	2,00	m
Pq	18,00	kN/m
Pj	115,20	kN/m
Ptot	133,20	kN/m
Maks moment, Mmaks	220,32	kNm/m
Armering, ϕ	20	mm
Overdekning, c	50	mm
Valgt armering, As	314,16	mm ²
d	240	mm
m	0,225	
1-0,61m	0,863	
As, M	2660,099	mm ² /m
As, V	288	mm ² /m
As, tot	2948,10	mm ² /m
Antall, Prøver:	10	stk/m
Senter avstand	100	mm/m
Nok Armering		
Bruker: 10 Stk ϕ 20 C/C 100		

Armeringsmengde og plassering i såle

Tverr-armering i overkant såle:			Tverr-armering i underkant såle:		
Bredde Vegg	0,30	m	Bredde Vegg	0,30	m
Bredde Fundament	2,00	m	Bredde Fundament	2,00	m
Bredde T.H for Vegg	1,10	m	Bredde T.H for Vegg	1,10	m
Bredde T.V for Vegg	0,60	m	Bredde T.V for Vegg	0,60	m
Nsåle	123,75	kN	Nsåle	123,75	kN
Mutkr	68,06	kNm	Mutkr	74,25	kNm
d	340,00	mm	d	340	mm
m	0,03		m	0,04	
1-0,61m	0,98		1-0,61m	0,98	
As	511,26	mm ² /m	As	558,84	mm ² /m
Armering, ϕ	12	mm	Armering, ϕ	12	mm
Overdekning, c	50	mm	Overdekning, c	50	mm
Valgt armering, As	113,10	mm ²	Valgt armering, As	113,10	mm ²
Senter avstand:	220	mm/m	Senter avstand:	200	mm/m
Antall, Bruker:	22	stk/m	Antall, Bruker:	24	stk/m
Bruker: 22 Stk ϕ 12 C/C 220			Mer enn 50% av tverrarm. O.K såle		
			Bruker: 24 Stk ϕ 12 C/C 200		

Armeringsmengde og plassering i vegg

Lengde armering i såle			Lengde armering i vegg		
Såle; As,h min	1160	mm ² /m	Vegg; As,h min	870	
Armering, ϕ	12	mm	Armering, ϕ	12	mm
Valgt armering, As	113,10	mm ²	Valgt armering, As	113,10	mm ²
Senter avstand	90	mm/m	Senter avstand	120	mm/m
Antall, Bruker:	12	stk/m	Antall, Bruker:	9	stk/m
Bruker: 12 Stk ϕ 12 C/C 90 O.K og U.K			Bruker: 9 Stk ϕ 12 C/C 120 B.S		

Vertikal-armering i vegg:		
As,v,min	1200	mm ² /m
Armering, ϕ	16	mm
Valgt armering, As	201,06	mm ²
Senter avstand	160	mm/m
Antall, Bruker:	7	stk/m
Bruker: 7 Stk ϕ 16 C/C 160 B.S		

Pilaster

Betong, yc	1,50				
Armering, yc	1,15				
acc	0,85				
Betong, fck	30,00	N/mm ²			
Armering, fsk	500,00	N/mm ²			
Betong, fcd	17,00	N/mm ²	Bøyler, ϕ d, t	8,00	mm
Armering, fsd	434,78	N/mm ²	Senteravstand bøyler	180	mm
Dim. Kraft, Ned	512,30	kN	d	143,55	mm
Søyle			Minimumsarmering, As,min	400	mm ²
Bredde, B	200,00	mm	Valgt diameter, ϕ , min 10mm	12,00	
Høyde, h	200,00	mm	stk	4,00	
Lengde, L	4000,00	mm	Valgt armering, As	452,39	mm ²
Høyde, h'	112,00		ω	0,29	
h'/h	0,55		λ_n	47,81	
Areal, Ac	40000,00	mm ²	λ_n ,lim (Innvendig)	10,80	
n	0,75		2.Ordens eksentrisitet, e2	50,16	
eE	0,00		Total eksentrisitet, etot	60,16	>0,1*h OK
ei	10,00	mm	m	0,23	
Tregghetsradius, i	57,80		w	0,10	
Slankhet, λ	69,20		Nødvendig armering, As	156,40	mm ²
Overdekning, c	30,00	mm	Nok armering		
			Bruker:	4 Stk ϕ 12 Bøyler: ϕ 8 C/C 180	

Vedlegg 14 – Fordeling av horisontale krefter mot skiver

14.1 – Manuelle beregninger

Kraftfordeling på skiver

Skjevstilling:

Basisverdi: $\theta_0 = \frac{1}{200}$ EC2-1-1.5.2

Reduksjonsfaktor for høyde: $\alpha_h = \frac{2}{h} = \frac{2}{18^{0,5}} = 0,4714$ EC2-1-1.5.2

Reduksjonsfaktor for høyde: $\alpha_{hv} = \frac{2}{3}$ EC2-1-1.5.2

Reduksjonsfaktor for antall konstruksjonsdeler: $\alpha_m = \sqrt{0,5 \times \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$ EC2-1-1.5.2

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \times \left(1 + \frac{1}{3}\right)} = 0,8165$$

Helningsavvik: $\theta_i = \alpha_{hv} \times \alpha_m \times \theta_0 = 0,005 \times 0,8165 \times 0,6667 = 0,0027$ EC2-1-1.5.2

Vertikallast på tak: $N_{Ed,tak} = \frac{20kN \times 1,2 + 134,78kN \times 1,5}{37,44m^2} = 6,04 \frac{kN}{m^2}$

Vertikallast på dekke: $N_{Ed,dekke} = \frac{(39,73kN - 1,97kN) \times 1,2 + 112,32kN \times 1,5}{37,44m^2} = 5,71 \frac{kN}{m^2}$

Vind mot langvegg

Lengde kortvegg: $H_y = 15,6m$

Skjevstillingslast på tak: $H_{i,tak} = H_y \times N_{ed,tak} \times \theta_i = 15,6m \times 6,04 \frac{kN}{m^2} \times 0,0027 = 0,254 \frac{kN}{m}$

Skjevstillingslast på dekke: $H_{i,dekke} = H_y \times N_{ed,dekke} \times \theta_i = 15,6m \times 5,71 \frac{kN}{m^2} \times 0,0027 = 0,240 \frac{kN}{m}$

Vindlast på tak: $W_{tak} = 1,5 \times (Sone_D - Sone_E) \times \left(\frac{h_{etasj}}{2} + h_{tak} \right)$

$$W_{tak} = 1,5 \times (0,91 - -0,61) \times \left(\frac{3,6m}{2} + 0,6m \right) = 5,46 \frac{kN}{m}$$

Vindlast på dekke: $W_{dekke} = 1,5 \times (Sone_D - Sone_E) \times h_{etasj} = 1,5 \times (0,91 - -0,61) \times 3,6m = 8,19 \frac{kN}{m}$

$$\text{Samlet stripelast på tak: } H_{Ed,tak} = 5,46 \frac{kN}{m} + 0,254 \frac{kN}{m} = 5,72 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Samlet stripelast på dekke: } H_{Ed,dekke} = 8,19 \frac{kN}{m} + 0,240 \frac{kN}{m} = 8,44 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Horisontal resultant på tak: } H_{y,tak} = 5,72 \frac{kN}{m} \times 38,4m = 219,59kN$$

$$\text{Horisontal resultant på dekke: } H_{y,dekke} = 8,44 \frac{kN}{m} \times 38,4m = 323,92kN$$

Vind mot kortvegg

$$\text{Lengde langvegg: } H_y = 38,4m$$

$$\text{Skjevstillingslast på tak: } H_{i,tak} = H_y \times N_{ed,tak} \times \theta_i = 38,4m \times 6,04 \frac{kN}{m^2} \times 0,0027 = 0,63 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Skjevstillingslast på dekke: } H_{i,dekke} = H_y \times N_{ed,dekke} \times \theta_i = 38,4m \times 5,71 \frac{kN}{m^2} \times 0,0027 = 0,60 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Vindlast på tak: } W_{tak} = 1,5 \times (Sone_D - Sone_E) \times \left(\frac{h_{etasj}}{2} + h_{tak} \right)$$

$$W_{tak} = 1,5 \times (0,81 - -0,40) \times \left(\frac{3,6m}{2} + 0,6m \right) = 4,35 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Vindlast på dekke: } W_{dekke} = 1,5 \times (Sone_D - Sone_E) \times h_{etasj} = 1,5 \times (0,81 - -0,40) \times 3,6m = 6,53 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Samlet stripelast på tak: } H_{Ed,tak} = 4,35 \frac{kN}{m} + 0,594 \frac{kN}{m} = 4,95 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Samlet stripelast på dekke: } H_{Ed,dekke} = 6,53 \frac{kN}{m} + 0,561 \frac{kN}{m} = 7,07 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Horisontal resultant på tak: } H_{x,tak} = 4,95 \frac{kN}{m} \times 15,6m = 77,15kN$$

$$\text{Horisontal resultant på dekke: } H_{x,dekke} = 7,07 \frac{kN}{m} \times 15,6m = 110,25kN$$

Stivhet

$$\text{Total stivhet y-retning: } k_{y,tot} = 6^3 + 4,2^3 + 4,2^3 + 2,6^3 + 6^3 + 3,6^3 + 6^3 + 6^3 = 1076,41$$

$$\text{Total stivhet x-retning: } k_{x,tot} = 3^3 + 1,9^3 + 4,8^3 + 4,8^3 = 255,04$$

$$a_1 = 0m$$

$$a_2 = 1,8m$$

$$a_3 = 4,8m$$

Avstand fra startpunkt til vegg:

$$a_4 = 28,8m$$

$$a_5 = 28,8m$$

$$a_6 = 30,7m$$

$$a_7 = 32,5m$$

$$a_8 = 36,4m$$

$$k_{y1} = 6^3 = 216$$

$$k_{y2} = 4,2^3 = 74,09$$

$$k_{y3} = 4,2^3 = 74,09$$

Stivhet hver enkelt vegg:

$$k_{y4} = 2,6^3 = 17,58$$

$$k_{y5} = 6^3 = 216$$

$$k_{y6} = 3,6^3 = 46,66$$

$$k_{y7} = 6^3 = 216$$

$$k_{y8} = 6^3 = 216$$

$$ak_{y1} = 6^3 \times 0 = 0$$

$$ak_{y2} = 4,2^3 \times 1,8 = 133,36$$

$$ak_{y3} = 4,2^3 \times 4,8 = 355,62$$

Arm x Stivhet:

$$ak_{y4} = 2,6^3 \times 28,8 = 506,19$$

$$ak_{y5} = 216 \times 28,8 = 6220,80$$

$$ak_{y6} = 46,66 \times 30,7 = 1432,34$$

$$ak_{y7} = 216 \times 32,5 = 6998,40$$

$$ak_{y8} = 216 \times 36,4 = 7862,40$$

$$b_9 = 0m$$

Avstand fra startpunkt til vegg:

$$b_{10} = 15,6m$$

$$b_{11} = 0m$$

Stivhet hver enkelt vegg:

$$k_{x9} = 3^3 = 27$$

$$k_{x10} = 4,8^3 = 110,59$$

$$k_{x11} = 4,8^3 = 110,59$$

Arm x Stivhet:

$$bk_{x9} = 3^3 \times 0 = 0$$

$$bk_{x10} = 4,8^3 \times 15,6 = 1725,24$$

$$bk_{x11} = 4,8^3 \times 0 = 0$$

0 punkt i x-retning:

$$x_t = \frac{ak_{y,tot}}{k_{y,tot}} = \frac{24346,61}{1076,41} = 22,02$$

0 punkt i y-retning:

$$y_t = \frac{ab_{x,tot}}{b_{x,tot}} = \frac{1725,24}{255,04} = 6,95$$

Moment arm:

$$e_x = x_t - \frac{38,4}{2} = 22,02 - \frac{38,4}{2} = 2,82m$$

Moment arm:

$$e_y = y_t - \frac{15,6}{2} = 6,95 - \frac{15,6}{2} = -0,85m$$

Moment på dekke, langvegg: $M_{zy,dekke} = H_{y,dekke} \times e_x = 323,92 \times 6,95 = 914,55kNm$

Moment på dekke, kortvegg: $M_{zx,dekke} = H_{x,dekke} \times e_y = 110,25 \times -0,85 = -93,56kNm$

Moment på tak, langvegg: $M_{zy,tak} = H_{y,tak} \times e_x = 219,59 \times 6,95 = 619,98kNm$

Moment på tak, kortvegg: $M_{zx,tak} = H_{x,tak} \times e_y = 77,27 \times -0,85 = -65,46kNm$

Kraft på:

$$Vegg_n = H_l + H_r = \frac{k_n \times H_n}{k_{n,tot}} + \frac{x_i \times k_n \times M_n}{I}$$

Vind mot langvegg - Dekke

$$Vegg_1 = \frac{6^3 \times 323,92}{1105,49} + \frac{-22,02 \times 6^3 \times 915,86}{255442,19} = 46,26kN$$

$$Vegg_2 = \frac{4,2^3 \times 323,92}{1105,49} + \frac{-20,22 \times 4,2^3 \times 915,86}{255442,19} = 16,37kN$$

$$Vegg_3 = \frac{4,2^3 \times 323,92}{1105,49} + \frac{-17,22 \times 4,2^3 \times 915,86}{255442,19} = 17,16kN$$

$$Vegg_4 = \frac{2,6^3 \times 323,92}{1105,49} + \frac{6,78 \times 2,6^3 \times 915,86}{255442,19} = 14,82kN$$

$$Vegg_5 = \frac{6^3 \times 323,92}{1105,49} + \frac{6,96 \times 6^3 \times 915,86}{255442,19} = 68,63kN$$

$$Vegg_6 = \frac{3,6^3 \times 323,92}{1105,49} + \frac{8,86 \times 3,6^3 \times 915,86}{255442,19} = 15,14kN$$

$$Vegg_7 = \frac{6^3 \times 323,92}{1105,49} + \frac{10,38 \times 6^3 \times 915,86}{255442,19} = 71,42kN$$

$$Vegg_8 = \frac{6^3 \times 323,92}{1105,49} + \frac{14,38 \times 6^3 \times 915,86}{255442,19} = 74,51kN$$

$$Vegg_9 = 0 + \frac{-6,95 \times 3^3 \times 915,86}{255442,19} = -0,67kN$$

$$Vegg_{10} = 0 + \frac{8,65 \times 4,8^3 \times 915,86}{255442,19} = 3,43kN$$

$$Vegg_{12} = 0 + \frac{-6,95 \times 4,8^3 \times 915,86}{255442,19} = -2,76kN$$

Vind mot langvegg – Tak

$$Vegg_1 = \frac{6^3 \times 219,59}{1105,49} + \frac{-22,02 \times 6^3 \times 619,98}{255442,19} = 31,36kN$$

$$Vegg_2 = \frac{4,2^3 \times 219,59}{1105,49} + \frac{-20,22 \times 4,2^3 \times 619,98}{255442,19} = 11,08kN$$

$$Vegg_3 = \frac{4,2^3 \times 219,59}{1105,49} + \frac{-17,22 \times 4,2^3 \times 619,98}{255442,19} = 11,62kN$$

$$Vegg_4 = \frac{2,6^3 \times 219,59}{1105,49} + \frac{6,78 \times 2,6^3 \times 619,98}{255442,19} = 10,03kN$$

$$Vegg_5 = \frac{6^3 \times 219,59}{1105,49} + \frac{6,96 \times 6^3 \times 619,98}{255442,19} = 46,46kN$$

$$Vegg_6 = \frac{3,6^3 \times 219,59}{1105,49} + \frac{8,86 \times 3,6^3 \times 619,98}{255442,19} = 10,25kN$$

$$Vegg_7 = \frac{6^3 \times 219,59}{1105,49} + \frac{10,38 \times 6^3 \times 619,98}{255442,19} = 48,34kN$$

$$Vegg_8 = \frac{6^3 \times 219,59}{1105,49} + \frac{14,38 \times 6^3 \times 619,98}{255442,19} = 50,44kN$$

$$Vegg_9 = 0 + \frac{-6,95 \times 3^3 \times 619,98}{255442,19} = -0,46kN$$

$$Vegg_{10} = 0 + \frac{8,65 \times 4,8^3 \times 619,98}{255442,19} = 2,32kN$$

$$Vegg_{11} = 0 + \frac{-6,95 \times 4,8^3 \times 619,98}{255442,19} = -1,87kN$$

Vind mot kortvegg – Dekke

$$Vegg_1 = 0 + \frac{-22,02 \times 6^3 \times -93,95}{255442,19} = 1,75kN$$

$$Vegg_2 = 0 + \frac{-20,22 \times 4,2^3 \times -93,95}{255442,19} = 0,55kN$$

$$Vegg_3 = 0 + \frac{-17,22 \times 4,2^3 \times -93,95}{255442,19} = 0,47kN$$

$$Vegg_4 = 0 + \frac{6,78 \times 2,6^3 \times -93,95}{255442,19} = -0,12kN$$

$$Vegg_5 = 0 + \frac{6,78 \times 6^3 \times -93,95}{255442,19} = -0,54kN$$

$$Vegg_6 = 0 + \frac{-8,68 \times 3,6^3 \times -93,95}{255442,19} = -0,15kN$$

$$Vegg_7 = 0 + \frac{10,38 \times 6^3 \times -93,95}{255442,19} = -0,82kN$$

$$Vegg_8 = 0 + \frac{14,38 \times 6^3 \times -93,95}{255442,19} = -1,14kN$$

$$Vegg_9 = \frac{3^3 \times 110,73}{248,18} + \frac{-6,95 \times 3^3 \times -93,95}{255442,19} = 12,11kN$$

$$Vegg_{10} = \frac{4,8^3 \times 110,73}{248,18} + \frac{8,65 \times 4,8^3 \times -93,95}{255442,19} = 48,99kN$$

$$Vegg_{11} = \frac{4,8^3 \times 110,73}{248,18} + \frac{-6,95 \times 4,8^3 \times -93,95}{255442,19} = 49,62kN$$

Vind mot kortvegg – Tak

$$Vegg_1 = 0 + \frac{-21,84 \times 6^3 \times -65,47}{255442,19} = 1,22kN$$

$$Vegg_2 = 0 + \frac{-20,04 \times 4,2^3 \times -65,47}{255442,19} = 0,38kN$$

$$Vegg_3 = 0 + \frac{-17,04 \times 4,2^3 \times -65,47}{255442,19} = 0,33kN$$

$$Vegg_4 = 0 + \frac{6,96 \times 2,6^3 \times -65,47}{255442,19} = -0,03kN$$

$$Vegg_5 = 0 + \frac{6,96 \times 6^3 \times -65,47}{255442,19} = -0,39kN$$

$$Vegg_6 = 0 + \frac{-8,86 \times 3,6^3 \times -65,47}{255442,19} = -0,11kN$$

$$Vegg_7 = 0 + \frac{10,56 \times 6^3 \times -65,47}{255442,19} = -0,59kN$$

$$Vegg_8 = 0 + \frac{14,56 \times 6^3 \times -65,47}{255442,19} = -0,81kN$$

$$Vegg_9 = \frac{3^3 \times 77,27}{248,18} + \frac{-6,95 \times 3^3 \times -65,47}{255442,19} = 8,44kN$$

$$Vegg_{10} = \frac{4,8^3 \times 77,27}{248,18} + \frac{8,65 \times 4,8^3 \times -65,47}{255442,19} = 34,13kN$$

$$Vegg_{11} = \frac{4,8^3 \times 77,27}{248,18} + \frac{-6,95 \times 4,8^3 \times -65,47}{255442,19} = 34,57kN$$

Dimensjonerende laster:

Langvegg:

$$Vegg_{8,dekke} = \frac{6^3 \times 323,92}{1105,49} + \frac{14,38 \times 6^3 \times 915,86}{255442,19} = 74,51kN$$

$$Vegg_{8,tak} = \frac{6^3 \times 219,59}{1105,49} + \frac{14,38 \times 6^3 \times 619,98}{255442,19} = 50,44kN$$

Kortvegg:

$$Vegg_{11,dekke} = \frac{4,8^3 \times 110,73}{248,18} + \frac{-6,95 \times 4,8^3 \times -93,95}{255442,19} = 49,62kN$$

$$Vegg_{11,tak} = \frac{4,8^3 \times 77,27}{248,18} + \frac{-6,95 \times 4,8^3 \times -65,47}{255442,19} = 34,57kN$$

14.2 - Input og beregninger med regneark

Input

Vind			Input	
Gjøvik, v_{b0}	26,00	m/s	Etasje høyde	3,6
k_{wp} , Terrengrohet II	1,63		Tak høyde	0,6
Vindlast	1,10		Antall etasjer	5
			Lengde	36,4
Snø			Bredde	15,6
Gjøvik, SK_0	4,50		m	3
formfaktor	0,80			
Snølast	3,60			

Skjevstilling	
θ_0	0,0050
α_n	0,4714
α_{rv}	0,6667
α_{rn}	0,8165
θ_i	0,0027

Vind mot langvegg

Vind mot langvegg - $H_y - d=B=$		15,6		
h/d	1,19			
e	37,20			
Formfaktor vind:			Laster soner:	
Sone A	-1,20		-1,32	kN/m ²
Sone B	-0,80		-0,88	kN/m ²
Sone D	0,83		0,91	kN/m ² - Interpolering
Sone E	-0,55		-0,61	kN/m ² - Interpolering
N_{edr} , Tak	6,04	kN/m ²		
N_{edr} , Dekke	6,00	kN/m ²		
H_p , Tak	0,26	kN/m ²		
H_p , Dekke	0,25	kN/m ²		
Vind - Tak, W	5,46	kN/m ²		
Vind - Dekke, W	8,19	kN/m ²		
H_{edr} , Tak	5,72	kN/m		
H_{edr} , Dekke	8,45	kN/m		
H_{rv} , Tak	219,59	kN		
H_{rv} , Dekke	324,38	kN		

Vind mot kortvegg

Vind mot kortvegg - $H_x - d=L=$		38,4	
h/d	0,47		
e	15,60		
Formfaktor vind:			Laster soner:
Sone A	-1,20		-1,322 kN/m ²
Sone B	-0,80		-0,882 kN/m ²
Sone D	0,73		0,803 kN/m ²
Sone E	-0,36		-0,395 kN/m ²
N_{edr} Tak	6,04	kN/m ²	
N_{edr} Dekke	6,00	kN/m ²	
H_y Tak	0,63	kN/m	
H_y Dekke	0,63	kN/m	
Vind - Tak, W	4,31		
Vind - Dekke, W	6,47		
H_{edr} Tak	4,95	kN/m	
H_{edr} Dekke	7,10	kN/m	
H_{xy} Tak	77,15	kN	
H_{xy} Dekke	110,72	kN	

Grunnlag

Input:			Mellomregninger		
			x_t	22,02	$\text{sum}(a_k y/k_y)$
			y_t	6,95	$\text{sum}(b_k x/k_x)$
K_b	8		e_x	2,82	$x_t - l/2$
K_s	0,67		e_y	-0,85	$y_t - b/2$
			M_{zy} , dekke	915,86	Rotasjonsmoment
H_y , dekke	324,38	kN	M_{zx} , dekke	-93,95	
H_x , dekke	110,72	kN	M_{zy} , tak	619,98	
H_y , tak	219,59	kN	M_{zx} , tak	-65,46	
H_x , tak	77,15	kN	I	255442,19	Treghetsmoment

Fordeling av krefter

Vegg	Lengde, L	Relativ stivhet = L^3			Avstand fra P - 1/S			Avstand*stivhet		ri		ki*ri	ki*ri^2
		kx	ky		a	b		aky	bkx	xi=a*xt	yi=b*yt		
1	6,00		216,00				0,00			-22,02		-4757,06	104766,58
2	4,20		74,09	1,8			133,36			-20,22		-1498,31	30300,97
3	4,20		74,09	4,8			355,62			-17,22		-1276,05	21977,89
4	3,60		46,66	28,8			1343,69			6,78		316,17	2142,55
5	6,00		216,00	28,8			6220,80			6,78		1463,74	9919,20
6	3,60		46,66	30,7			1432,34			8,68		404,82	3512,42
7	6,00		216,00	32,4			6998,40			10,38		2241,34	23257,51
8	6,00		216,00	36,4			7862,40			14,38		3105,34	44644,26
X													
9	3,00	27,00			0			0,00				-187,69	1304,71
10	4,80	110,59			15,6			1725,24				956,46	8272,02
11	4,80	110,59			0			0,00				-768,77	5344,08
Total		248,13	1105,49				24346,61	1725,24				0,00	255442,19

Fordeling av krefter					Tak			
	Hy	324,38	Mzy	915,86	Hy	219,59	Mzy	619,98
Vegg	H,Translasjon	H,Rotasjon	Total		H,T	H,R	Total	
1	63,38	-17,06	46,32		42,90	-11,55	31,36	
2	21,74	-5,37	16,37		14,72	-3,64	11,08	
3	21,74	-4,58	17,16		14,72	-3,10	11,62	
4	13,69	1,13	14,82		9,27	0,77	10,03	
5	63,38	5,25	68,63		42,90	3,55	46,46	
6	13,69	1,45	15,14		9,27	0,98	10,25	
7	63,38	8,04	71,42		42,90	5,44	48,34	
8	63,38	11,13	74,51		42,90	7,54	50,44	
9	0,00	-0,67	-0,67		0,00	-0,46	-0,46	
10	0,00	3,43	3,43		0,00	2,32	2,32	
11	0,00	-2,76	-2,76		0,00	-1,87	-1,87	
Total	324,38	0,00	324,38		219,59	0,00	219,59	

Fordeling av krefter					Tak			
	Hx	110,72	Mzx	-93,95	Hx	77,15	Mzx	-65,46
Vegg	H,Translasjon	H,Rotasjon	Total		H,T	H,R	Total	
1	0,00	1,75	1,75		0,00	1,22	1,22	
2	0,00	0,55	0,55		0,00	0,38	0,38	
3	0,00	0,47	0,47		0,00	0,33	0,33	
4	0,00	-0,12	-0,12		0,00	-0,08	-0,08	
5	0,00	-0,54	-0,54		0,00	-0,38	-0,38	
6	0,00	-0,15	-0,15		0,00	-0,10	-0,10	
7	0,00	-0,82	-0,82		0,00	-0,57	-0,57	
8	0,00	-1,14	-1,14		0,00	-0,80	-0,80	
9	12,05	0,07	12,11		8,39	0,05	8,44	
10	49,34	-0,35	48,99		34,38	-0,25	34,13	
11	49,34	0,28	49,62		34,38	0,20	34,57	
Total	110,72	0,00	110,72		77,15	0,00	77,15	

Vedlegg 15 – Dimensjonering av globalt avstivningsystem

15.1 – Manuelle beregninger

Dimensjonering av hardest belastet fagverkskiver

Opplager hentet ifra Focus:

Opplagerkrefter i A: $A_z = -537kN$ $A_x = -178kN$ Hentet fra Focus konstruksjon

Opplagerkrefter i B: $B_z = 657kN$ $B_x = -175kN$ Hentet fra Focus konstruksjon

Mest belastet strekkstav: $S_2 = \frac{A_x}{\cos(\alpha)} = \frac{-178kN}{-\cos(50,2)} = 278,04kN$

Mest belastet trykkstav: $S_3 = \frac{B_x}{\cos(\alpha)} = \frac{-170,80kN}{\cos(50,2)} = -273,36kN$

Dimensjonering av fagverkstaver i trykk

Knekk lengde: $l_k = l \times \beta_a = 4,7m \times 1 = 4,7m$

Dimensjonerende trykkfasthet: $f_{c,0,d} = 23 \frac{N}{mm^2} \times \frac{1,1}{1,15} = 22 \frac{N}{mm^2}$

Treghetsradius: $i_y = 0,289 \times h = 0,289 \times 225mm = 65,03mm$

Slankhet: $\lambda_y = \frac{l_k}{i_y} = \frac{4,7m}{42,77mm} = 60,23$

Relativ slankhet: $\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \times \sqrt{\frac{f_{t,0,d}}{E_{0,05}}} = \frac{60,23}{\pi} \times \sqrt{\frac{22 \frac{N}{mm^2}}{10800}} = 0,87$

$$k_y = 0,5 \times (0,97 + \beta_c \times \lambda_{rel,y} + \lambda_{rel,y}^2) = 0,5 \times (0,97 + 0,1 \times 0,87 + 0,87^2) = 0,90$$

Knekkfaktor: $k_{cy} = \frac{1}{\left(k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}\right)} = \frac{1}{\left(0,90 + \sqrt{0,90^2 - 0,87^2}\right)} = 0,46$

Minimumsareal: $A_{min} = \frac{273,36kN}{0,46 \times 22 \frac{N}{mm^2}} = 26753,4mm^2$

Restkapasitet: $Rk = \left(1 - \frac{26753,4mm^2}{190mm \times 270mm}\right) \times 100\% = 47,85\%$

Fortsetter med:

GL30C – 190mm x 270mm til staver i skivene

Dimensjonering av hardest belastet strekkstav i fagverk

Dimensjonerende strekkfasthet: $f_{t0d} = 19,5 \frac{N}{mm^2} \times \frac{1,1}{1,15} = 18,65 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende strekkspenning: $\sigma_{t,0,d} = \frac{N_{ed}}{A_{eff}} = \frac{278,04kN}{190mm \times 270mm} = 5,42 \frac{N}{mm^2}$ EC5 6.1.2

Restkapasitet: $Rk = \left(1 - \frac{5,42}{18,65}\right) \times 100 = 70,94\%$

Bruker:

GL30C – 190mm x 270mm til staver i skivene

GL30C – 290mm x 495mm til bjelker i skivene

Manuelle beregninger for forbindelser i den vertikalt avstivende skiven er ikke beregnet for hånd (kun regneark) da beregningsmetoden er sammen som forbindelse søyle/dekke).

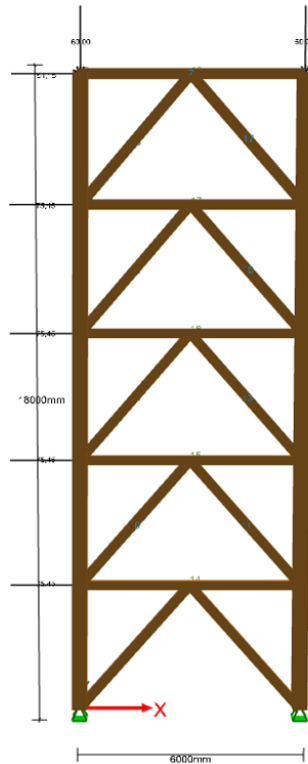
Blokkskjærbruddkontroll

Bredde:	$b = 190mm$	
Høyde:	$h = 270mm$	
Dimensjonerende strekkraft:	$N_{ed} = 259,8kN$	
Karakteristisk strekkfasthet:	$f_{t,0,k} = 19,5 \frac{N}{mm^2}$	
Karakteristisk strekkfasthet:	$f_{v,k} = 3,5 \frac{N}{mm^2}$	
Antall dybelrekker:	$n_{90} = 4$	
Antall dybler med fiber:	$n_{dybler} = 7$	
Dybel diameter:	$d = 12mm$	
Antall plater:	$n_p = 2$	
Plate tykkelse:	$t_p = 11mm$	
Ytterfelt tykkelse:	$t_1 = 42mm$	
Innerfelt tykkelse:	$t_2 = 84mm$	
Parallell med fiber:	$a_2 = a_{4,c} = \frac{270mm - (4 \times 12mm)}{2 + 4 - 1} = 44,4mm$	EC5 8.6(3)
På fiber:	$a_1 = 80mm > 60mm$	EC5 8.6(3)
Belastet ende: 8.6(3)	$a_{3,t} = 100mm > 84mm$	EC5
Netto høyde:	$L_{net,t} = 270mm - 44,4mm \times 2 = 181,2mm$	EC5 Tillegg A(1)
Netto lengde:	$L_{net,v} = 100mm + 80mm \times (7 - 1) = 580mm$	EC5 Tillegg A(1)
Netto bredde:	$b_{net} = 190mm - 11mm \times 2 = 168mm$	EC5 Tillegg A(1)
Netto strekk areal:	$A_{net,t} = 181,2mm \times 168mm = 30441,6mm^2$	EC5 Tillegg A(1)
Netto skjærareal:	$A_{net,v} = 580mm \times 168mm = 97440mm^2$	EC5 Tillegg A(1)
Karakteristisk kapasitet:	$F_{bs,Rk} = \max(1,5 \times A_{net,t} \times f_{t,0,k}; 0,7 \times A_{net,v} \times f_{v,k})$	EC5 Tillegg A(1)

$$F_{bs,Rk} = 1,5 \times 30441,6mm^2 \times 19,5 \frac{N}{mm^2} = 890,42kN > 259,8kN$$

Blokkskjærkontroll: OK!

15.2 - Input og beregninger med regneark



Input

For mest belastet skive i y-retning

Opplager			Faktor:	
Az	-537	Fra focus	Last	1,35
Bz	657	Fra focus	Last	1,5
Ax	-178	Fra focus	Last	1,05
Bx	-175	Fra focus	Last	1,2
			Ulykke, $\psi 1$	0,5
			Kmod	0,8
Knutepunkt:			Ksys	1
			Kh	1
Søyle 1:	323,40	Strekk	Limtre, γ_m	1,15
Stav 2:	278,04	Strekk	Limtre, Kcr	0,8
			Limtre, θ_c	0,1
Søyle 3:	-447,00	Trykk	Konstruksjonsvirke, γ_m	1,25
Stav 4:	-273,36	Trykk	Konstruksjonsvirke, Kcr	0,67
			Konstruksjonsvirke, θ_c	0,2
Dimensjoner for:			f _{c0k}	23
			f _{t0k}	19,5
Strekk	278,04	kN	Konstruksjonsvirke, E0,05	8000
			Limtre, E0,05	10800
Trykk	-273,36	kN	Kmod, vind	1,1

Brudgrensetilstand; mest belastet skive i y-retning (vind mot langvegg)

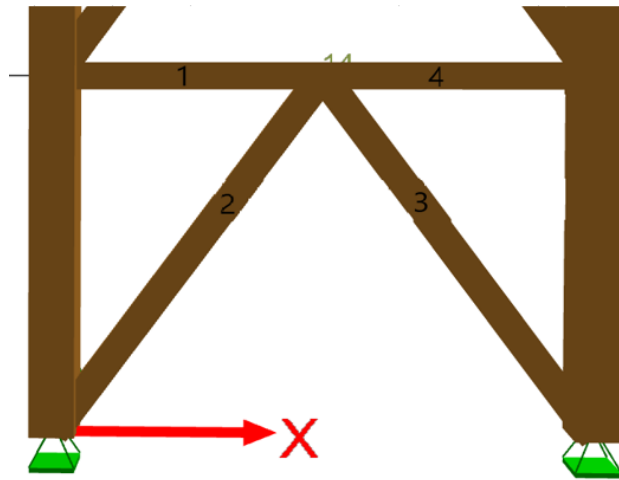
Mest belastet skive y-retning (Vind mot langvegg)					
Trykk stav			Stav (Strekk), Brudd		
F (Trykk)	273,36	kN	F _{drag} (Strekk)	278,04	kN
f _{c0d}	22,00	N/mm ²	f _{td}	18,65	N/mm ²
Lengde, L	4,70	m	b	190,00	mm
θ _a	1,00		h	270,00	mm
L _k	4,70	m	A _{eff}	51300,00	
b	190,00	mm	σ _{s,0,d}	5,42	
h	270,00	mm	Restkapasitet	70,94	%
i _y	78,03	mm	Bruker:	190x270	
λ _y	60,23				
λ _{rel,y}	0,87				
k _y	0,90				
k _{cy}	0,46				
Reduksjon:	53,56	%			
A _{, min}	26753,40	mm ²			
A _{, Valgt}	51300,00				
Restkapasitet	47,85	%			
Bruker:	190x270				

Mest belastet skive i x-retning

Mest belastet skive x-retning (Vind mot kortvegg)					
Trykk			ndergurt (Strekk), Brudd		
F (Trykk)	175,73	kN	F _{drag} (Strekk)	178,85	kN
f _{c0d}	22,00	N/mm ²	f _{td}	18,65	N/mm ²
Lengde, L	4,33	m	b	190,00	mm
θ _a	1,00		h	270,00	mm
L _k	4,33	m	A _{eff}	51300,00	
b	190,00	mm	σ _{s,0,d}	3,49	
h	270,00	mm	Restkapa:	81,31	%
i _y	78,03	mm	Bruker:	190x270	
λ _y	55,49				
λ _{rel,y}	0,80				
k _y	0,84				
k _{cy}	0,50				
Reduksjon:	50,07	%			
A _{, min}	15996,54	mm ²			
A _{, Valgt}	51300,00				
Restkapasite	68,82	%			
Bruker:	190x270				

Forbindelser skive

Input



Dybelforbindelse - vertikaleskiver		Dybelens bruddspenning, $f_{u,k}$	800,00
Ned 1	-202	Slisseplatas flytespenning, $f_{u,k}$	510,00
Ned 4	131	Slisseplatas bruddspenning, $f_{y,k}$	355,00

Minimumsavstander	$\alpha=0^\circ$	$\alpha=90^\circ$
a1	60	36
a2	36	36
a3,t (belastet ende)	84	84
a3,c (ubelastet ende)	0	0
a4,t (belastet ende)	36	36
a4,c (ubelastet ende)	36	36

Bjelke 1 og 4 (se fig over)

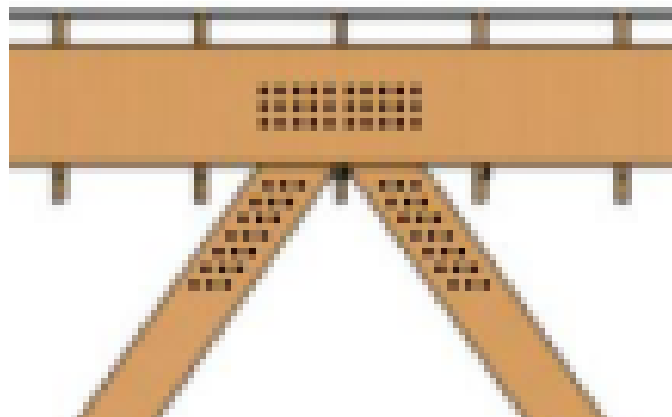
Bjelke 1 og 4 : 0°			Dybelforbindelse		
Dybelforbindelse					
Vinkel, α	0,00				
Trevirkets tetthet, ρ_k	390,00	kg/m ³	k_{90}	1,53	
Dybelens bruddspenning, $f_{u,k}$	800,00	N/mm ²	$f_{h,k}$	28,14	N/mm
Slisseplatas flytespenning, $f_{u,k}$	510,00	N/mm ²	$f_{h,\alpha,k}$	28,14	N/mm
Slisseplatas bruddspenning, $f_{v,k}$	355,00	N/mm ²	$M_{v,Rk}$	153490,85	Nmm
Skjærkraft, V_{Ed}					
Aksialkraft, N_{Ed}	333,00	kN	$t_{e,c}$	33,60	mm
Diameter dybel, d	12,00	mm	$t_{e,d}$	32,50	mm
Tversnittsbredde, b	190,00	mm			
			$F_{v,Rk, INNER}$		
tslisseplate	8,00		Bruddform i/j	14183,77	N
tslissetykkelse	11,00		Bruddform m	16559,23	N
			$F_{v,Rk, YTTER}$		
t_1	42,00	mm	Bruddform c	11347,02	N
t_2	84,00	mm	Bruddform d	10196,75	N
Materialfaktor γ_m	1,30		Bruddform e	16559,23	N
K_{mod}	0,80				
			Valgt bruddform		
n_{sliss}	2		Ytter	14183,77	i/j, Sprøtt brudd
$n_{90} (n)$	3		Inner	11347,02	Bruddform: c
$n_{dybler} (n_{ef})$	10				
Antall snitt ytterfelt	2,00		$F_{dybel,k}$	39,71	kN
Antall snitt innerfelt	1,00		$F_{dybel,d}$	24,44	kN
			F_{Ed}	458,64	kN
n_{ef}	6,26		Godkjent		
$n_{ef, total, nødvendig}$	13,63				
$n_{ef, total}$	18,77		RESTKAPASITET	27,39	%
Godkjent					
Bruker:	3x10 Dybler				

Stav 2 (se fig over)

Stav 2 : 0°			Dybelforbindelse		
Dybelforbindelse					
Vinkel, α	0,00				
Trevirkets tetthet, ρ_k	390,00	kg/m ³	k_{90}	1,53	
Dybelens bruddspenning, $f_{u,k}$	800,00	N/mm ²	$f_{h,k}$	28,14	N/mm
Slisseplatas flytespenning, $f_{u,k}$	510,00	N/mm ²	$f_{h,\alpha,k}$	28,14	N/mm
Slisseplatas bruddspenning, $f_{y,k}$	355,00	N/mm ²	$M_{y,Rk}$	153490,85	Nmm
Skjærkraft, V_{Ed}					
Aksialkraft, N_{Ed}	259,20	kN	$t_{e,c}$	33,60	mm
			$t_{e,d}$	32,50	mm
Diameter dybel, d	12,00	mm			
Tversnittsbredde, b	190,00	mm			
			$F_{V,Rk}$ INNER		
tslisseplate	8,00		Bruddform i/j	14183,77	N
tslisseykkelse	11,00		Bruddform m	16559,23	N
			$F_{V,Rk}$ YTTER		
t_1	42,00	mm	Bruddform c	11347,02	N
t_2	84,00	mm	Bruddform d	10196,75	N
			Bruddform e	16559,23	N
Materialfaktor γ_m	1,30				
K_{mod}	0,80				
			Valgt bruddform		
n_{sliss}	2		Ytter	14183,77	i/j, Sprøtt brudd
n_{90} (n)	3		Inner	11347,02	Bruddform: c
n_{dybler} (n_{ef})	7				
Antall snitt ytterfelt	2,00				
Antall snitt innerfelt	1,00		$F_{dybel,k}$	39,71	kN
			$F_{dybel,d}$	24,44	kN
n_{ef}	4,54		F_{Ed}	332,71	kN
$n_{ef, total, nødvendig}$	10,61		Godkjent		
$n_{ef, total}$	13,61				
Godkjent					
Bruker:	3x7 Dybler		RESTKAPASITET	22,09	%

Stav 3 (se fig over)

Stav 3 : 0°			Dybelforbindelse		
Dybelforbindelse					
Vinkel, α	0,00				
Trevirkets tetthet, ρ_k	390,00	kg/m ³	k_{90}	1,53	
Dybelens bruddspenning, $f_{u,k}$	800,00	N/mm ²	$f_{h,k}$	28,14	N/mm
Slisseplatas flytespenning, $f_{u,k}$	510,00	N/mm ²	$f_{h,\alpha,k}$	28,14	N/mm
Slisseplatas bruddspenning, $f_{y,k}$	355,00	N/mm ²	$M_{y,Rk}$	153490,85	Nmm
Skjærkraft, V_{Ed}					
Aksialkraft, N_{Ed}	259,80	kN	$t_{e,c}$	33,60	mm
			$t_{e,d}$	32,50	mm
Diameter dybel, d	12,00	mm			
Tvernsnittsbredde, b	190,00	mm			
			$F_{v,Rk}$ INNER		
tslisseplate	8,00		Bruddform i/j	14183,77	N
tslisseykkelse	11,00		Bruddform m	16559,23	N
			$F_{v,Rk}$ YTTER		
t_1	42,00	mm	Bruddform c	11347,02	N
t_2	84,00	mm	Bruddform d	10196,75	N
			Bruddform e	16559,23	N
Materialfaktor γ_m	1,30				
K_{mod}	0,80				
			Valgt bruddform		
n_{sliss}	2		Ytter	14183,77	i/j, Sprøtt brudd
n_{90} (n)	3		Inner	11347,02	Bruddform: c
n_{dybler} (n_{ef})	7				
Antall snitt ytterfelt	2,00				
Antall snitt innerfelt	1,00		$F_{dybel,k}$	39,71	kN
			$F_{dybel,d}$	24,44	kN
n_{ef}	4,54		F_{Ed}	332,71	kN
$n_{ef, total, nødvendig}$	10,63		Godkjent		
$n_{ef, total}$	13,61				
Godkjent					
Bruker:	3x7 Dybler		RESTKAPASITET	21,91	%



Blokkskjærbrudd kontroll:

Blokkskjærbrudd		
Tversnitt:		
Høyde:	270	mm
Bredde:	190	mm
Ned	259,8	kN
$f_{t,0,k}$	19,5	N/mm ²
$f_{v,k}$	3,5	N/mm ²
Dybler:		
n_{90}	3	stk
ndybler	7	stk
Diameter	12,00	mm
Plater:	2	stk
Tykkelse:	11,00	mm
t_1	42	mm
t_2	84	mm
a_2	58,5	mm
$a_{4,c}$	58,5	mm
a_1	80	mm
$a_{3,t}$	100	mm
$M_{y,Rk}$	153490,847	Nmm
$f_{h,k}$	28,1424	N/mm ²
$L_{net,t}$	153	mm
$L_{net,v}$	580	mm
b_{net}	168	mm
$A_{net,t}$	25704	mm ²
$A_{net,v}$	97440	mm ²
$F_{ds,Rk}$	751,842	kN
Restkapasitet:	65,44	%

Vedlegg 16 – L-jern(vinkelstål); forbindelse dekke-vertikale skiver

16.1 Manuelle beregninger

Input:

Kobling Vertikal- og horisontal skiver:		
Geometri:		
Skive 3, lengde:	4,20	m
Skive 4 og 5, lengde:	8,60	m
Fordeling:		
	0,33	
Last bredde:		
	24,00	m
q_d	8,44	kN/m
Lastbredde, skive 3:		
	9,38	m
Dimensjonerende kraft, F_{ed} :		
	79,08	kN
Materialfaktor, γ_m		
	1,25	
Flytespenning, f_{ub}		
	800,00	N/mm ²
Tetthet C30, ρ_k		
	380,00	kg/m ³
Tetthet GL30C, ρ_k		
	390,00	kg/m ³
Treskrue, d		
	8,20	mm
Gjenget del, d		
	5,74	mm
Skruhode, d_k		
	8,00	mm
Platetykkelse, t_{plate}		
	5,00	mm
lengde skrue, l_{skrue}		
	160,00	mm
Inntrengelse, t_1		
	120,70	

Skurens flytemoment:
$$M_{y,Rk} = 0,3 \times f_{ub} \times d^{2,6} \quad 8.5.1.1(1)$$

$$M_{y,Rk} = 0,3 \times 800 \frac{N}{mm^2} \times (8,2mm)^{2,6} = 57033,14 Nmm$$

Velger:
$$a_1 = 100mm$$

Faktor for antall effektive skurer på en rekke: $k_{ef} = 0,93$ Interpolering ut ifra k_{ef} tabell

Antall skruer:
$$n = 26$$

Antall effektive skruer:
$$n_{ef} = n^{k_{ef}} = 26^{0,93} = 20,91 \quad EC5 8.3.1.1(8)$$

Hullkantfasthet, C30:
$$f_{h,0,k} = 0,082 \times (1 - 0,01 \times d) \times \rho_k$$

$$f_{h,0,k} = 0,082 \times (1 - 0,01 \times 8,2) \times 380 \frac{kg}{m^3} = 28,60 \frac{N}{mm^2}$$

Hullkantfasthet, GL30C:
$$f_{h,0,k} = 0,082 \times (1 - 0,01 \times 8,2) \times 390 \frac{kg}{m^3} = 29,36 \frac{N}{mm^2}$$

Bruddform a, tynnplate:
$$a = 0,4 \times f_{h,0,k} \times t_1 \times d$$

$$a = 0,4 \times 28,6 \frac{N}{mm^2} \times 120,7mm \times 8,2mm = 11324,56N$$

Bruddform b, tynnplate:

$$b = 1,15 \times \sqrt{2 \times M_{y,Rk} \times d \times f_{h,0,k}}$$

$$b = 1,15 \times \sqrt{2 \times 57033,14 \text{ Nmm} \times 8,2 \text{ mm} \times 28,60 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 5948,45 \text{ N}$$

Dimensjonerende kapasitet til skruene: $F_{v,Rd} = F_{v,Rk} \times 1 \times n_{ef} \times \frac{k_{mod}}{\gamma_m}$ EC5-1-1,

8.1

$$F_{v,Rd} = 5948,45 \text{ N} \times 1 \times 20,91 \times \frac{0,9}{1,25} = 89,57 \text{ kN}$$

Kontroll: $F_{ed} < F_{v,Rd} \Rightarrow 79,08 \text{ kN} < 89,57 \text{ kN} \Rightarrow ok$

Bruker:

26 stk. Ø8,2 skruer c/c 100mm i veggskive og dekkeskive

Stålplate/L-jern:

Stål:

$$f_u = 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

S355

Avstand, ytterskrue til kant: $e_1 = 2 \times d_0 = 2 \times (8,2 \text{ mm} + 1 \text{ mm}) = 18,4 \text{ mm}$ EC3 tabell 3.4

Avstand, bredde: $e_2 = 1,5 \times d_0 = 1,5 \times (8,2 \text{ mm} + 1 \text{ mm}) = 13,8 \text{ mm}$ EC3 tabell 3.4

Avstand mellom skruer, lengderetning: $p_1 = a_1 = 100 \text{ mm}$

Korreksjonskoeffisient: $\alpha_b = \frac{e_1}{3 \times d_0} = \frac{18,4 \text{ mm}}{3 \times 9,2 \text{ mm}} = 0,667$ EC3 tabell 3.4

Korreksjonskoeffisient: $k_1 = 2,8 \times \frac{e_2}{(d + 1 \text{ mm})} = 2,8 \times \frac{13,8 \text{ mm}}{(8,2 \text{ mm} + 1 \text{ mm})} = 2,5$ EC3 tabell 3.4

Trykk mot hullkant: $F_{b,Rd} = k_1 \times a_b \times \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \times d \times t$ EC3 tabell

3.4

$$F_{b,Rd} = 0,667 \times 2,5 \times \frac{355 \frac{N}{mm^2}}{1,25} \times 8,2mm \times 5mm = 504,6kN > 79,08kN \Rightarrow ok$$

Bruker:

Stålplate/L-Jern – t = 5mm

16.2 - Input og beregninger med regneark

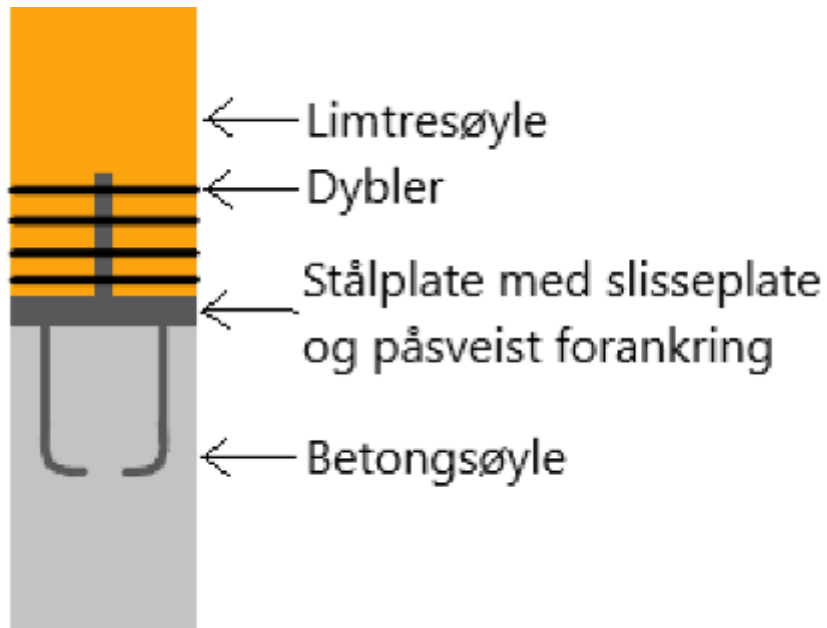
Kobling Vertikal- og horisontal skiver:			
Geometri:			
Skive 3, lengde:	4,20	m	
Skive 4 og 5, lengde:	8,60	m	
Fordeling:			
	0,33		
Last bredde:			
	24,00	m	
q _d	8,44	kN/m	
Lastbredde, skive 3:			
	9,38	m	
Dimensjonerende kraft, F_{ed}:			
	79,08	kN	
Materialfaktor, γ_m			
	1,25		
Flytespenning, f_{ub}			
	800,00	N/mm ²	
Tetthet C30, ρ_k			
	380,00	kg/m ³	
Tetthet GL30C, ρ_k			
	390,00	kg/m ³	
Treskrue, d			
	8,20	mm	
Gjenget del, d			
	5,74	mm	
Skruehode, d_k			
	8,00	mm	
Platetykkelse, t_{plate}			
	5,00	mm	
lengde skrue, l_{skrue}			
	160,00	mm	
Inntrengelse, t₁			
	120,70		
Skruens flytemoment, M_{y,Rk}			
	57033,14	Nmm	
Velger; a₁			
	100,00		
Forbore: 5,74 mm			
k_{ef}			
	0,93		
Antall skruer, n			
	26,00	stk	
n_{ef}			
	20,91	stk	
Hullkantfasthet:			
C30, fh,0,k			
	28,60		
GL30C, fh,0,k			
	29,36		
Vinkel: 0°	EC5 8.7.1(2)		
a1	41	mm	
a2	32,8	mm	
a3,t	80	mm	
a3,c	-	mm	
a4,t	-	mm	
a4,c	24,6	mm	

Tynnplate					
Bruddformer, C30:			Bruddformer, GL30C:		
Tynn			Tynn		
a	11324,56	N	a	11622,57	N
b	5948,45	N	b	6026,21	N
Tykk			Tykk		
c	28311,39	N	c	29056,43	N
d	12389,72	N	d	12715,77	N
e	8412,37	N	e	8522,34	N
Dimensjonerende:					
Tynn	5948,45	N	Tynn	6026,21	N
Tykk	8412,37	N	Tykk	8522,34	N
Fv,Rd	89,57	kN	Fv,Rd	90,74	kN
Restkapasitet:	11,71	%	Restkapasitet:	12,85	%
Bruker: 26 Skruer i dekkeskive og 26 Skruer i veggskive					

Stål plate:		
Lengde:	2660,00	mm
Hullkanttrykk:		
e_1	18,4	
e_2	13,8	
α_b	0,48	
k_1	1,66	
$F_{b,Rd}$	547,4 kN	> 79,1 kN

Vedlegg 17 – illustrasjon av valgt søylefot

Ikke beregnet, men benyttet et overslag som er konservativ



Vedlegg 18 – Utelatelsestilfelle II

18.1 - Input og beregninger med regneark

Seismisk klasse:	III	
Grunntype	B	
Seismisk faktor, γ_1	1,4	
ag40Hz	0,4	m/s ²
Utelatelsekriterium 1:	0,448 < 0,49 OK	

Vedlegg 19 – Tekniske godkjenninger

19.1 Gitterbjelke



Teknisk-godkjenning gitterbjelke.pdf



SINTEF Certification

Nr. 20427

Uttstedt: 02.02.2015

Revidert:

Gyldig til: 01.04.2020

Side: 1 av 6

SINTEF Byggforsk bekrefter at

Etasjeskiller med gitterbjelker av tre

er vurdert å være egnet i bruk og tilfredsstiller krav til produktdokumentasjon i henhold til Forskrift om omsetning og dokumentasjon av produkter til byggverk (DOK) og Forskrift om tekniske krav til byggverk (TEK10), for de egenskaper, bruksområder og betingelser for bruk som er angitt i dette dokumentet

1. Innehaver av godkjenningen

Norske Takstolproducenters Forening
c/o Treteknisk, Postboks 113 Blindern, 0314 Oslo
www.takstol.com

2. Produsent

Gitterbjelkene produseres av medlemmer av Norske Takstolproducenters Forening (www.takstol.com). Etasjeskillerne lages på byggeplass av utførende firma i hvert enkelt byggeprosjekt.

3. Produktbeskrivelse

Godkjenningen omfatter konstruksjonsoppbygning av etasjeskiller med gitterbjelker av tre til en komplett etasjeskillerkonstruksjon med golv, bærende konstruksjon og himling. Fig. 1 viser den prinsipielle oppbygningen.

Gitterbjelker eller fagverksbjelker av tre er en sammensatt bjelkekonstruksjon med innpressede spikerplater i knutepunktene mellom staver og gurter. Gitterbjelkene produseres og CE-merkes i henhold til NS-EN 14250, og leveres i ulike dimensjoner som er tilpasset hvert enkelt byggeprosjekt. Bjelkene kan leveres som enkeltbjelker, eller være sammensatt med undergolv eller undertak til elementer.

Gitterbjelkene kompletteres med golv og himling til ferdig etasjeskiller som tilpasses krav til brannmotstand og lydisolasjon, se pkt. 5.

Enkeltproduktene som inngår i etasjeskilleren omfattes ikke av godkjenningen. Produktene spesifiseres for hvert enkelt byggeprosjekt og forutsettes dokumentert i henhold til forskrift om omsetning og dokumentasjon av produkter til byggverk (DOK), og være CE-merket der forskriften krever dette.

4. Bruksområder

Avhengig av oppbygningen kan etasjeskillerne brukes i bygninger i alle risikoklasser i brannklasse 1 og 2 der krav til brannmotstand er 30 minutter eller 60 minutter for branncellebegrensende konstruksjoner. For bruk i brannklasse 3 må det utføres brannteknisk analyse i hvert enkelt byggeprosjekt.

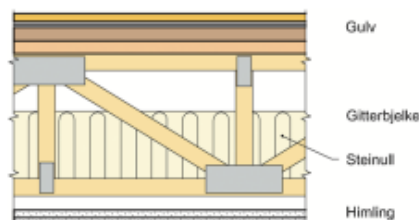


Fig. 1 Prinsipiell oppbygning av etasjeskiller.

De ulike konstruksjonsalternativene kan brukes der de angitte verdier for luftlydisolasjon og trinnydnivå ligger innenfor de anbefalte krav til grenseverdier mellom ulike bruksenheter som angitt i NS 8175, se pkt. 5.

5. Egenskaper

Godkjenningen omfatter egenskaper for tre hovedvarianter av etasjeskilleroppbygning som vist i fig. 2 – 4. Variantene er basert på tre ulike typer golv som angitt i tabell 1.

Tabell 1
Alternative utførelser av golv regnet ovenfra. Parkett på parkettunderlag, eventuelt vinylbelegg kommer i tillegg

Golvtype	Beskrivelse
Golv 1	Min. 50 mm betong eller 50 mm betongheller, plastfolie, 36 mm eller 24 mm porøs trefiberplate (kvalitet 250 kg/m ²) og 22 mm sponplate (type P3/P4 iht NS-EN 312)
Golv 2	22 mm sponplate (type P3/P4 iht. NS-EN 312), 13 mm gipsplate (type A iht. NS-EN 520 og nominell flatevekt 9 kg/m ²), 36 mm porøs trefiberplate (kvalitet 250 kg/m ²) på 2 stk 48 mm x 198 mm langsgående plank montert på tverravstivere c/c 900 mm.
Golv 3	22 mm sponplate (type P3/P4 iht. NS-EN 312), 13 mm gipsplate (type A iht NS-EN 520 og nominell flatevekt 9 kg/m ²), 12 mm porøs trefiberplate (kvalitet 250 kg/m ²) og 21 mm spallegolv

Etasjeskillerkonstruksjonene omfatter også tre ulike himlingsalternativer som angitt i tabell 2.

SINTEF Byggforsk er norsk medlem i European Organisation for Technical Approvals, EOTA, og European Union of Agrément, UEAtc

Referanse: Godkj. 102007426-3 Kontr. 102007426-1

Produktgruppe: Etasjeskiller

Hovedkontor:
SINTEF Byggforsk
Postboks 124 Blindern – 0314 Oslo
Telefon 22 96 55 55 – Telefaks 22 69 94 38

Firmapost: byggforsk@sintef.no
www.sintef.no/byggforsk

Trondheim:
SINTEF Byggforsk
7465 Trondheim
Telefon 73 59 30 00 – Telefaks 73 59 33 50

© Copyright SINTEF Byggforsk

Tabell 2
Alternative utførelser av himling

Himlings-type	Beskrivelse
Himling 1	2 x 15 mm branngips (Gyproc Protect F iht. NS-EN 520, nominell flatevekt 12,7 kg/m ²) festet til 30 x 48 mm trelekter c/c 600 mm og opphengt i lydbøyler c/c 1200 mm.
Himling 2	2 x 15 mm branngips (Gyproc Protect F iht. NS-EN 520 og nominell flatevekt 12,7 kg/m ²) festet til 25 mm Gyproc akustikkprofil c/c 400 mm.
Himling 3	2 x 13 mm standard gipsplate (type A iht. NS-EN 520 og nominell flatevekt 9 kg/m ² , brannteknisk klasse A2-s1, d0 i henhold til NS-EN 13501-1) festet til 30 x 48 mm trelekter c/c 600 mm og opphengt i lydbøyler c/c 1200 mm.

5.1 Bæreevne og stivhet

Bæreevnen dimensjoneres av gitterbjelkeprodusenten i hvert enkelt tilfelle, se pkt. 7.

SINTEF Byggforsk anbefaler at spennvidden tilfredsstillere beregninger i henhold til det såkalte komfortkriteriet som skal sikre mot sjerende svingninger og rystelser, se SINTEF Byggforsk Prosjektrapport 49 og 103.

Orienterende spennvidder for noen eksempler av bjelkelag med fagverksbjelker er gitt i Byggforskserien Byggdetaljer 522.351, og publiseres dessuten av Norske Takstolprodusenters Forening (www.takstol.com). Dimensjoneringen kan inkludere tverravstivere som legges inn på tvers av gitterbjelkene for å øke etasjeskillerens stivhet.

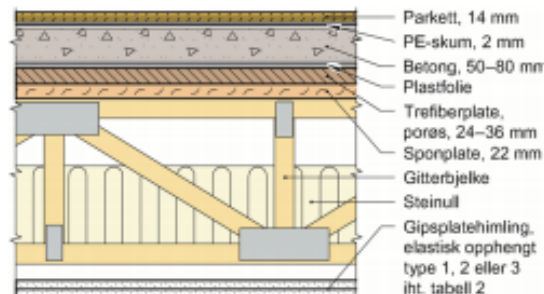


Fig. 2
Etasjeskiller med golvtipe 1. Alternativt kan løsningen senkes ned på tverravstivere c/c 900 mm.

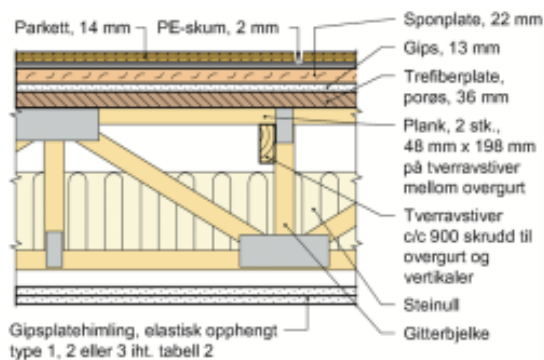


Fig. 3
Etasjeskiller med golvtipe 2

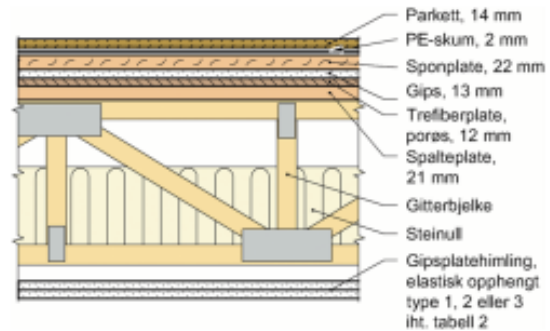


Fig. 4
Etasjeskiller med golvtipe 3

5.2 Lydisolasjon

Tabell 3 angir lydisolasjon for etasjeskillerkonstruksjonen avhengig av ulike kombinasjoner med golv- og himlingstype angitt i tabell 1 og 2. Det er forutsatt at bjelkehøyden er minst 350 mm med minimum 200 mm steinull. Lydisolasjonen er feltverdier som man minst kan forvente å oppnå ved vanlig utførelse og begrenset flanketransmisjon, se betingelser for bruk i pkt. 7.

Tabell 3

Lydisolasjon for etasjeskillere med gitterbjelker, avhengig av type golv i henhold til tabell 1. Verdiene gjelder for alle himlinger i henhold til tabell 2.

Golvtipe i henhold til tabell 1	Luftlydisolasjon, dB		Trinnlydisolasjon, dB	
	R' _w	R' _w + C ₅₀₋₅₀₀₀	L' _{n,w}	L' _{n,w} + C _{L,50-2500}
Golv 1	≥ 63	≥ 60	≤ 44	≤ 48
Golv 2	≥ 62	≥ 60	≤ 49	≤ 51
Golv 3	≥ 62	≥ 60	≤ 51	≤ 54

Etasjeskillere med golvtipe 1 og med de forutsetninger som er gitt i godkjenningen vil normalt tilfredsstillere klasse B mellom boliger etter NS 8175. Med tilsvarende forutsetninger vil etasjeskillere med golvtipe 2 normalt tilfredsstillere anbefalte grenseverdier og krav til lydisolasjon mellom boliger som også inkluderer C-korreksjon for lavfrekvensbedømmelse. Etasjeskillere med golvtipe 3 vil tilfredsstillere anbefalte grenseverdier med ett ekstra platelag gips, men uavhengig av dette tilfredsstillere den klasse C i henhold til NS 8175.

5.3 Brannmotstand

Etasjeskillekonstruksjonene har brannmotstand som vist i tabell 4. Brannmotstand er testet iht. NS 3904, og vurdert iht. Brandsåkra tråhus version 3. Det er forutsatt at bjelkehøyden er minst 350 mm og at hulrommet er fylt med minst 150 mm steinull med nominell densitet min. 29 kg/m³ og brannteknisk klasse A1 iht. NS-EN 13501-1. Ved krav om brannmotstand REI 60 skal det brukes fastholdt steinull, se pkt. 7.12.

Tabell 4
Brannmotstand avhengig av himlingstype.
Gjelder for alle typer golv angitt i tabell 1.

Himling i henhold til tabell 2	Brannmotstand tilsvarende
Himling 1	REI 60
Himling 2	REI 60
Himling 3	REI 30

Gjelder for gitterbjelker av konstruksjonsvirke kvalitet C24, gurter og staver med dimensjon minst 48 x 98 mm og c/c maks. 600 mm.

6. Miljømessige forhold

Det er ikke gjennomført miljøvurdering av enkeltproduktene som inngår i etasjeskille. Det forutsettes at miljørelaterte egenskaper med hensyn til helse- og miljøfarlige kjemikalier og påvirkning på innemiljøet er dokumentert for hver enkelt komponent og for hvert enkelt materiale som anvendes i oppbygningen av etasjeskille.

7. Betingelser for bruk

7.1 Prosjektering av bærevne og spennvidder

For hver enkelt leveranse skal gitterbjelkene dimensjoneres i henhold til NS-EN 1995-1-1 og NS-EN 1991-1-1 med nasjonale tillegg NA. Dimensjoneringen skal inkludere bærevne ved brann ved valgt brannmotstandstid, og bør i tillegg ta hensyn til etasjeskilleens stivhet for å oppnå tilfredsstillende brukskomfort, se pkt. 5.1.

7.2 Prosjektering av lydisolering

Valg av golv eller himling skal gjøres ut fra behovet for å tilfredsstille gitte lydisolasjonskrav, se pkt. 5.2. Valg av bæresystem har stor innvirkning på hvilken lydisolasjon man oppnår, spesielt trinnydisolasjonen. Opplegg på støpte eller murte bærevegger gir redusert flanketransmisjon. Overføring av last fra bjelkelag til søylekonstruksjoner kan gi svært lav flanketransmisjon dersom lette vegger i underliggende etasje ikke får fast forbindelse med søylekonstruksjonen. Opplegg av bjelkelag på bindingsverksvegger gir markert flanketransmisjon spesielt i det midlere frekvensområdet. Midtopplegg bør utføres med en skjult bærebjelke slik at den lydisolerende himlingen kan monteres fritt og kontinuerlig forbi opplegget.

7.3 Prosjektering av brannmotstand

Valg av himlingskonstruksjon gjøres ut fra behovet for brannmotstand gitt av veiledningen til TEK, se pkt. 5.3.

7.4 Utførelse av himling

Der det ikke er lydkrav velges himlingsløsning avhengig av krav til brannmotstand eller fritt dersom det ikke er branncellebegrensende konstruksjon.

Med lydkrav til etasjeskilleen må man benytte løsning med lydbøyler eller lydskinner (akustikkprofil), eventuelt separate himlingsbjelker som angitt i Byggforskeren Byggedetaljer 522.511. Fig. 5 viser løsning med lydskinner.

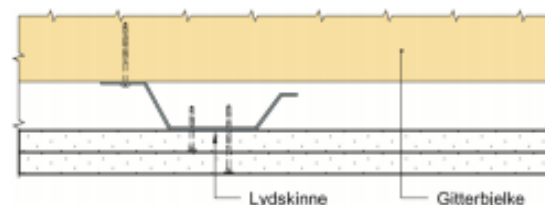


Fig. 5.
Lydisolerende himling med lydskinner

7.5 Utførelse av golv

Golv utføres i utgangspunktet som et av alternativene i tabell 1. Med vanlige bærevegger av bindingsverk vil man redusere $L'_{n,w}$ -verdien og flanketransmisjonen ved å benytte trinnydplate av mineralull i stedet for porøs plate i etasjeskille med golvtype 2 eller 3. Men dette medfører markert høyere C-korreksjoner enn verdier i tabell 3 tilsier. Derfor blir det vanskelig å tilfredsstille anbefalte grenseverdier for trinnydisolasjon som inkluderer lavfrekvenskorreksjon.

7.6 Bruk av tverravstivere

Tverravstiving i form av rekker eller planker som festes med skruer på tvers og på undersiden av gitterbjelkenes overgurter gir økt stivhet, slik at komfort og lydegenskapene forbedres. En tverravstiver midt i spennet har størst virkning. Tverravstivere dimensjoneres i hvert enkelt tilfelle. Dersom tverravstivere benyttes som bæring for betongheller er rekker med dimensjon 48 mm x 73 mm montert i avstand c/c 500 mm eller mindre tilfredsstillende. Forøvrig anbefales dimensjon 48 mm x 98 mm. Tverravstivere gir også mulighet til å redusere høyden på gitterbjelkene slik at f.eks. badegolv ikke kommer høyere enn golv i andre rom.

7.7 Tverrgående bærebjelke

Fig. 6 viser utførelse av gitterbjelker konstruert slik at det er plass til tverrgående bærebjelke som midtunderstøttelse. Derved får man gjennomgående undergurter og en løsning som i liten grad binder planløsningene med bruk av bærende vegger.



Fig. 6.
Gitterbjelkelag med tverrgående bærebjelke understøttet av søyle

7.8 Oppleggsdetaljer

Lydisolasjonen som oppnås er svært avhengig av hvordan oppleggsdetaljene utføres. Det er spesielt forbindelsene mellom bærende konstruksjonsdeler og hvordan platekledningene er festet til bærende konstruksjonsdeler som er kritiske. Fig. 7 viser et vertikalsnitt av en løsning som forutsettes brukt for å oppnå verdier i tabell 3. De samme lydisolasjonsverdiene kan man oppnå med opplegg av bjelkelaget på støpte eller murte bærevegger. Dersom man benytter midtbærevegg av bindingsverk kan man få opptil 5 dB dårligere lydisolasjon enn verdier i tabell 3.

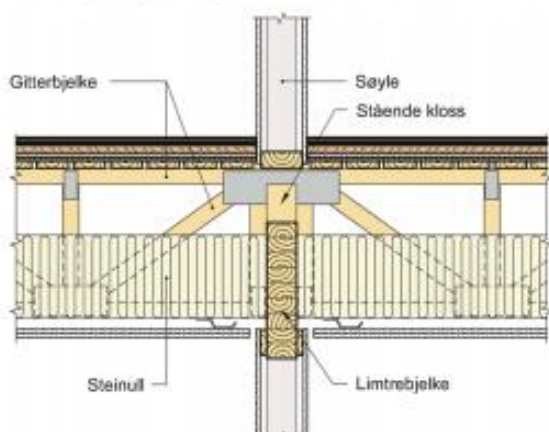


Fig 7 Eksempel på tilslutning mellom bjelkelag, bærebjelke og frittstående søyle.

Fig. 8 viser anbefalt løsning mellom lydisolerende skillevegg eller bærende yttervegg og lydisolerende bjelkelag. Platekledning på vegg er festet til lydskinner for å redusere flankeoverføringen og lydavstrålingen fra veggene. Denne løsningen i kombinasjon med løsning i fig. 7 gir bedre verdier enn det som er angitt i tabell 3.

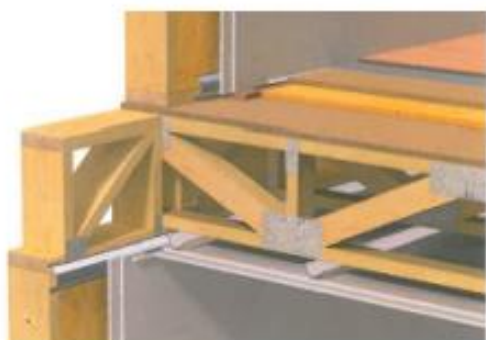


Fig 8. Anbefalt løsning mellom lydisolerende skillevegg eller bærende yttervegg og lydisolerende bjelkelag.

Fig. 9 viser løsning for oppleggsdetalje mellom lydisolerende skillevegg og lydisolerende etasjeskillere som kan benyttes i hus med både vertikale og horisontale skiller mellom ulike boenheter. Det forutsetter at midtopplegg utføres iht. fig. 7.

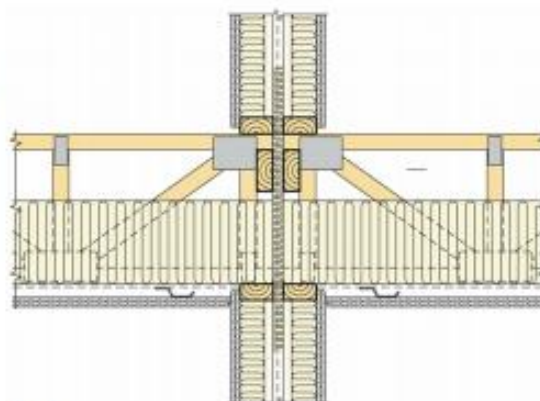


Fig 9. Oppleggsdetalje mellom lydisolerende skillevegg og lydisolerende gitterbjelkelag med ulike boenheter vertikalt og horisontalt.

7.9 Utførelse mellom vegger og søyler

Dersom det er lydkrav til horisontal skillekonstruksjon utføres tilslutningen mellom søyle og vegg som vist i fig. 10.

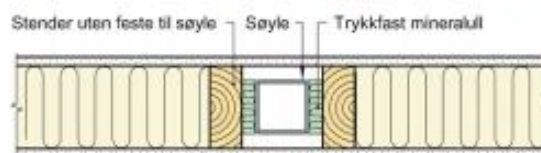


Fig. 10
Detalj for tilslutning mellom søyle og vegg.

7.10 Tilslutning mot ikke-bærende vegger

Det må ikke være stiv forbindelse mellom bjelkelaget i lydisolerende etasjeskillere og ikke-bærende vegger. Samtidig må veggene fastholdes horisontalt, og det bør f.eks. brukes innfestingsprofiler til himlingsplatene som fjærer vertikalt og samtidig gir avstiving horisontalt, uavhengig av veggens retning i forhold til bjelkelaget.

7.11 Installasjoner og gjennomføringer

Rørføringer til overliggende leilighet må legges i øvre del av bjelkelaget til lyd- og brannskillende etasjeskillere, og montasjen må sørge for at rørene kan bevege seg fritt i forhold til fjærende overgolv. Samtidig må tettingen av gjennomføring i golvet være tilfredsstillende. Det må ikke gjøres gjennomføringer i himlingen.

Vertikale føringsveier bør samles i egne sjakter, fortrinnsvis i tilknytning til bad, bod og lignende. Rør må ikke festes med fast forbindelse til platekledning i vegger eller innkassinger, men eventuelt festes til stolper i sjakten.

Ventilasjonskanaler kan legges i gitterbjelkelag, men i lyd- og brannskillende etasjeskillere må det velges preaksepterte løsninger eller det må på annen måte dokumenteres at kravene til lydisolasjon og brannmotstand blir tilfredsstillt.

7.12 Montasje

Golvplater skal legges som angitt i Byggforskserien Byggedetaljer 522.861. Flytende golv skal utføres i henhold til Byggforskserien Byggedetaljer 522.515.

Isolasjonen skal plasseres i nedre del av bjelkelaget. Isolasjonen fastholdes med minst Ø 1,2 mm ståltråd eller lydskinner i avstand maks. 400 mm. Ståltråd skal festes i hver bjelke med min. 35 mm lange kremper.

Isolasjonen skal plasseres i nedre del av bjelkelaget. I konstruksjoner med brannklasse REI 60 skal isolasjonen fastholdes med minst Ø 1,2 mm ståltråd eller lydskinner i avstand maks. 400 mm. Ståltråd skal festes i hver bjelke med min. 35 mm lange kremper.

Gipsplateskruer monteres med avstand maks. 240 mm, og alle skruer og plateskjøter sparkles. Platelagene skal monteres i forband, og i henhold til leverandørens anvisninger.

Lydisolerende himling skal utføres iht. Byggforskserien Byggdetaljer 522.511. Plater i himling skal festes med skruer som angitt i plateprodusentenes monteringsanvisninger og i Byggforskserien Byggdetaljer 543.204..

8. Produksjonskontroll

Etasjeskillerne lages på byggeplass, og kontroll av prosjektering og utførelse inngår i den ordinære kontrollen i hvert enkelt byggeprosjekt. Produksjonskontrollen av de enkelte delkomponentene i etasjeskillerne dekkes av produktokumentasjonen til hvert enkelt delprodukt.

9. Grunnlag for godkjenningen

Klassifisering av brannmotstand og lydisolasjon er basert på brannteknisk prøving, vurderinger og lydmålinger som er dokumentert i følgende rapporter:

- Norges byggforskningsinstitutt. Lyd- og vibrasjonsmålinger gitterbjelkelag – Forsøkshus. Laboratorium. Prosjektrapport O14168. Trondheim. Juni 2003.
- Nore, K og Andersen, T. Gitterbjelkelag – analyse av de viktigste egenskapene til etasjeskillere med bærekonstruksjon av spikerplatefagverk. Hovedfagsoppgave ved Institutt for Tekniske Fag, NLH. 2003
- Norges byggforskningsinstitutt, Byggforsk. Håndbok 51 – Fleretasjes trehus. Hefte 2: Lyd. Oslo 2003.
- Norges byggforskningsinstitutt. Lydmålinger gitterbjelkelag –Laboratorium, fase II. Prosjektrapport O14168 II. Trondheim. Oktober 2004.

- SINTEF NBL - Norges branntekniske laboratorium AS. Brannteknisk prøving av etasjeskiller i henhold til NS 3904. Prøvingsrapport 103010.32. Trondheim 13.06.2003.
- Homb, A. & Kolstad, S.T. Gitterbjelkelag, løsninger og detaljer. Delrapport fra prosjektet "Moderne bjelkelag". SINTEF Byggforsk Prosjektrapport 103. Oslo 2012.
- Homb, A. Nedbøyning og vibrasjoner til bjelkelag. Delrapport fra prosjektet "Comfort properties of timber floor constructions". SINTEF Byggforsk Prosjektrapport 49. Oslo 2009.
- Kommisjonsvedtak 2003/43/EC, "Establishing the classes of reaction-to-fire performance for certain construction products", EU Kommisjonen, 17. januar 2003.

10. Merking

Beskrivelse og markedsføring av "Etasjeskiller med gitterbjelker av tre" kan merkes med godkjenningsmerket for SINTEF Teknisk Godkjenning; TG20427. Alle delmaterialer og komponenter skal være merket i henhold til respektive krav om CE-merking av de enkelte produktene



Godkjenningsmerke

11. Ansvar

Innehaver/produsent har det selvstendige produktansvar i henhold til gjeldende rett. Bruksbetinget krav kan ikke fremmes overfor SINTEF Byggforsk utover det som er nevnt i NS 8402.

12. Saksbehandling

Prosjektleder for godkjenningen er Sigurd Hveem, SINTEF Byggforsk, avd. Bygninger og installasjoner, Oslo.

for SINTEF Byggforsk

Hans Boye Skogstad
Godkjenningsleder



6. TRÄ8 Floor elements

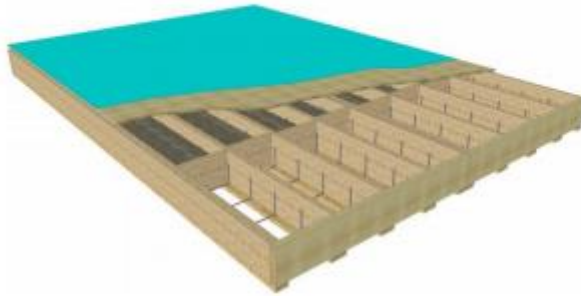


Figure 7: Floor element layout

Moelven's Trä8 floor elements are used in Mjøstårnet. These are based on Metsä Woods RIPA deck system. The main difference is that the girders and flanges are made of glulam instead of LVL.

The LVL top plate is glued to the girders as shown in Figure 7. To obtain R90 fire resistance the Rockwool is kept in place by steel brackets.

Max span in Mjøstårnet is 7,5 m.



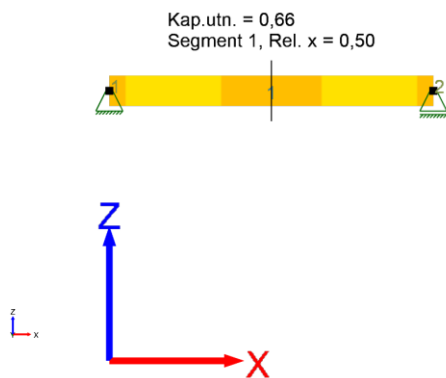
Figure 8: Typical Trä8-building in Sweden

These elements use less wood materials compared to CLT decks. They are light and quick to assemble. Moelven has done many tests of different build-ups in Sweden and Norway. The floors become very stiff and perform well. They can handle both acoustic requirements and fire requirements. The carbon footprint is particularly low, estimated at about 65 kg CO₂/m². Floor spans of almost 10 m is within reach with this technology. This increases flexibility compared to other timber based floors.

The Trä8 building system can be combined with stabilizing concrete cores, steel trusses, CLT shear walls and glulam trusses.

Vedlegg 20 – Digitale beregninger

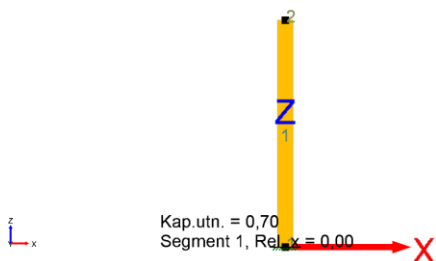
20.1 Hardest belastet trebjelke



Sikkerhetsmargin	
Sikkerhetsmargin	
* Sammenheng resultater	
Lastkombinasjon	Lastkombinasjon
Største forskyvning [mm]	27,6
Største N [tryk] [kN]	0,00
Største N [trekk] [kN]	0,00
Største V [kN]	-102,59
Største M [kNm]	-129,59
Største kap. utn.	0,66
Info	EN 1995-1-1 6.3.3 (B.33)

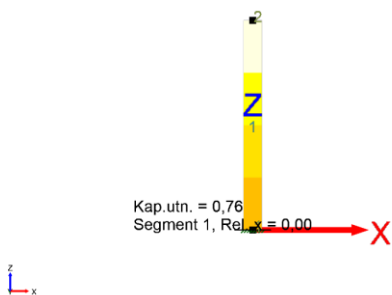
20.2 Hardest belastet senter- og yttersøyle

Hardest belastet søyle med aksialkraft.



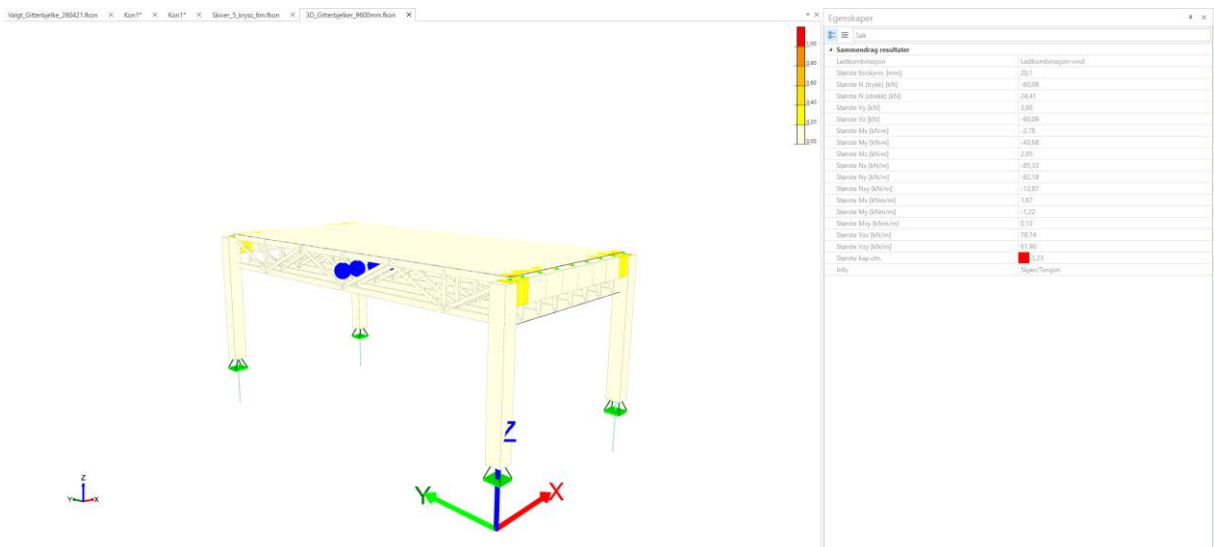
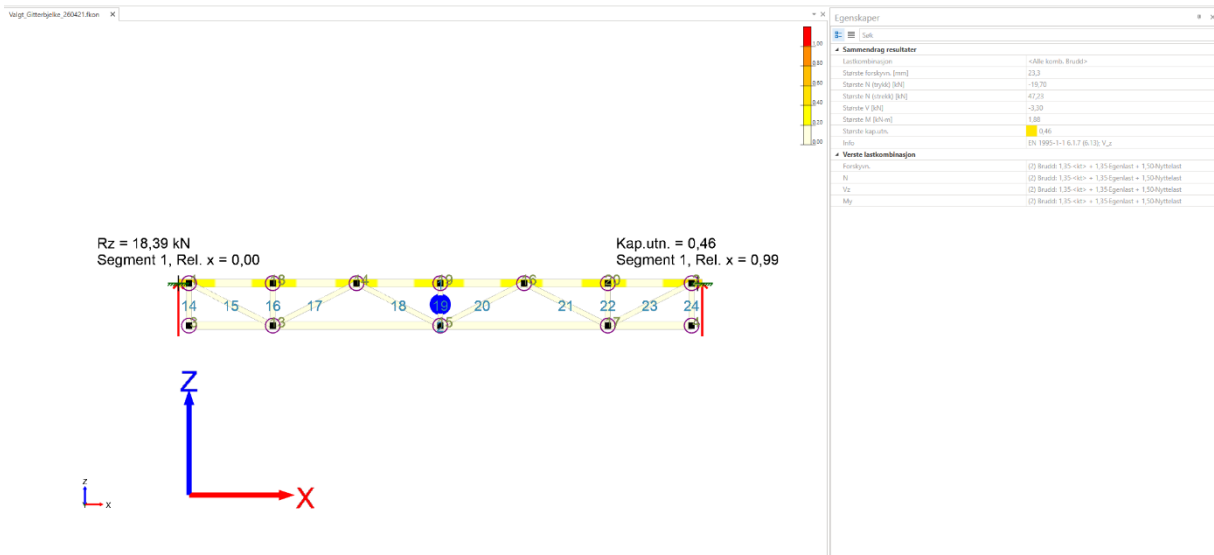
Sikkerhetsmargin	
Sikkerhetsmargin	
* Sammenheng resultater	
Lastkombinasjon	Lastkombinasjon
Største forskyvning [mm]	6,1
Største N [tryk] [kN]	-767,34
Største N [trekk] [kN]	0,00
Største V [kN]	0,00
Største M [kNm]	0,00
Største kap. utn.	0,70
Info	EN 1995-1-1 6.3.3 (B.33)

Hardest belastet yttersøyle med vind og aksialkraft.



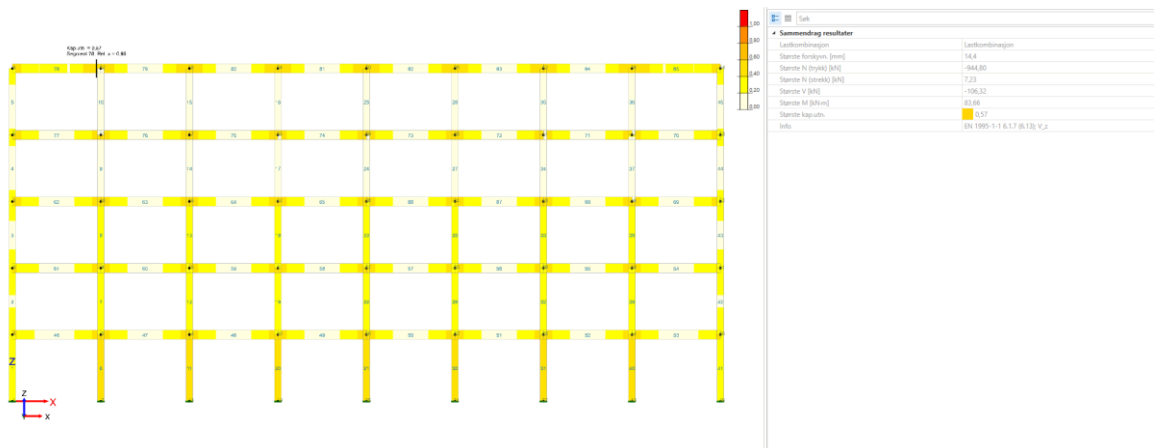
Sikkerhetsmargin	
Sikkerhetsmargin	
* Sammenheng resultater	
Lastkombinasjon	Lastkombinasjon
Største forskyvning [mm]	65,6
Største N [tryk] [kN]	-512,30
Største N [trekk] [kN]	0,00
Største V [kN]	57,49
Største M [kNm]	106,14
Største kap. utn.	0,76
Info	EN 1995-1-1 6.1.7 (B.13); V_2

20.3 Hardest belastet gitterbjelke; 2D og sammensatt som dekke

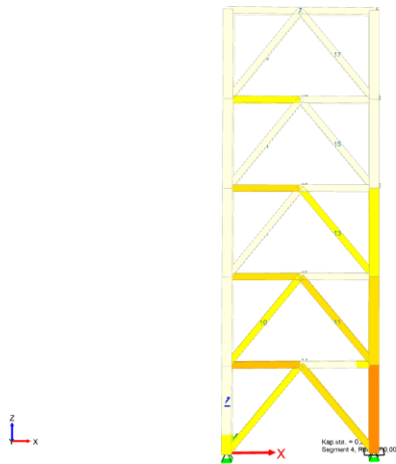


20.4 Snitt langvegg

Søyle/Bjelke snitt midt i bygget, med vind og aksiale krefter. 7,8 meter last areal.

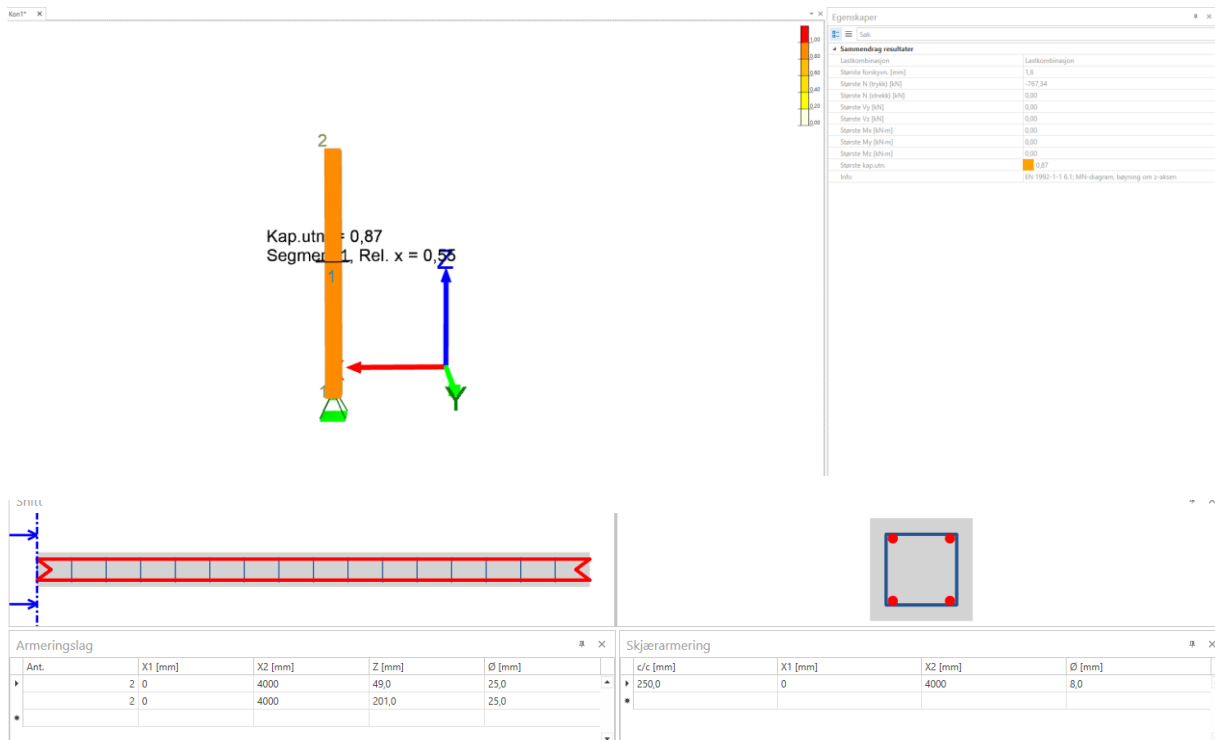


20.5 Hardest belastet vertikale skive

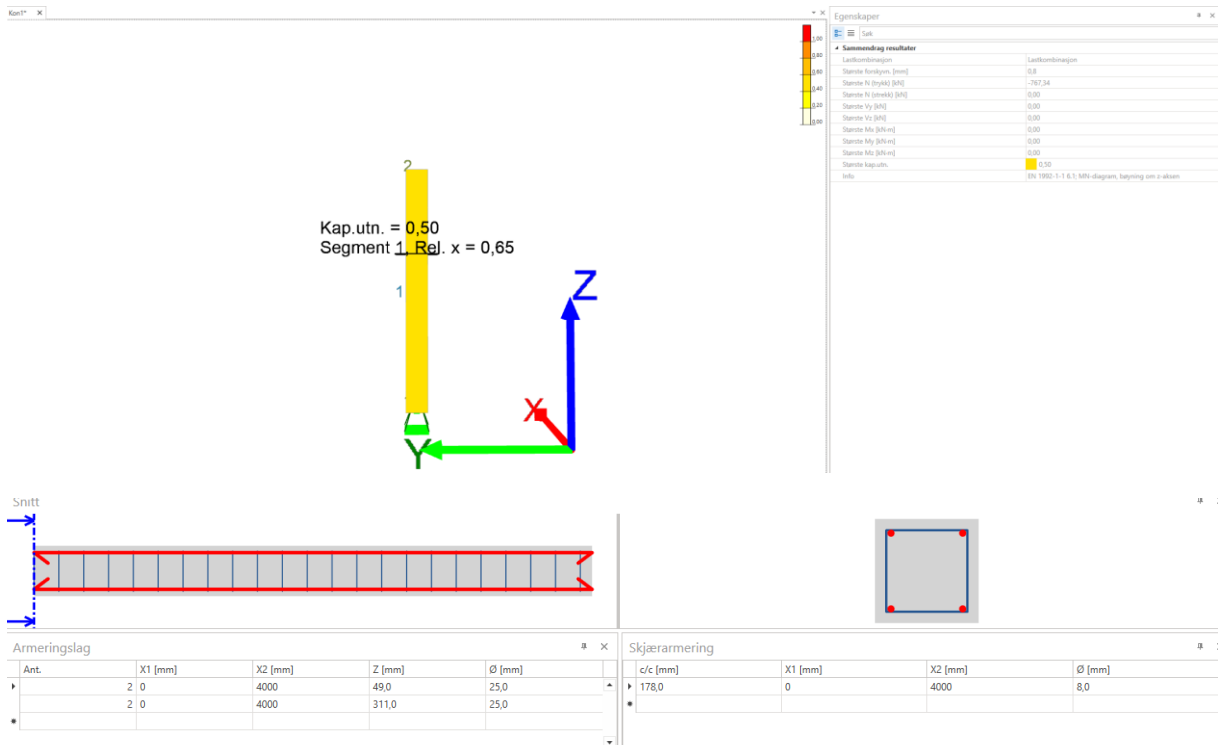


Sels	
• Sammenheng resultater	
Lastkombinasjon	Lastkombinasjon
Stærste forskyvning [mm]	15,9
Stærste N [dynkN] [kN]	-490,08
Stærste N [dynkN] [kN]	338,57
Stærste Vy [kN]	0,00
Stærste Vz [kN]	0,51
Stærste Mx [kNm]	0,00
Stærste My [kNm]	26,34
Stærste Mz [kNm]	0,00
Stærste kap. utn.	0,87
Info	EN 1995-1-1 6.3.2 (6.22)

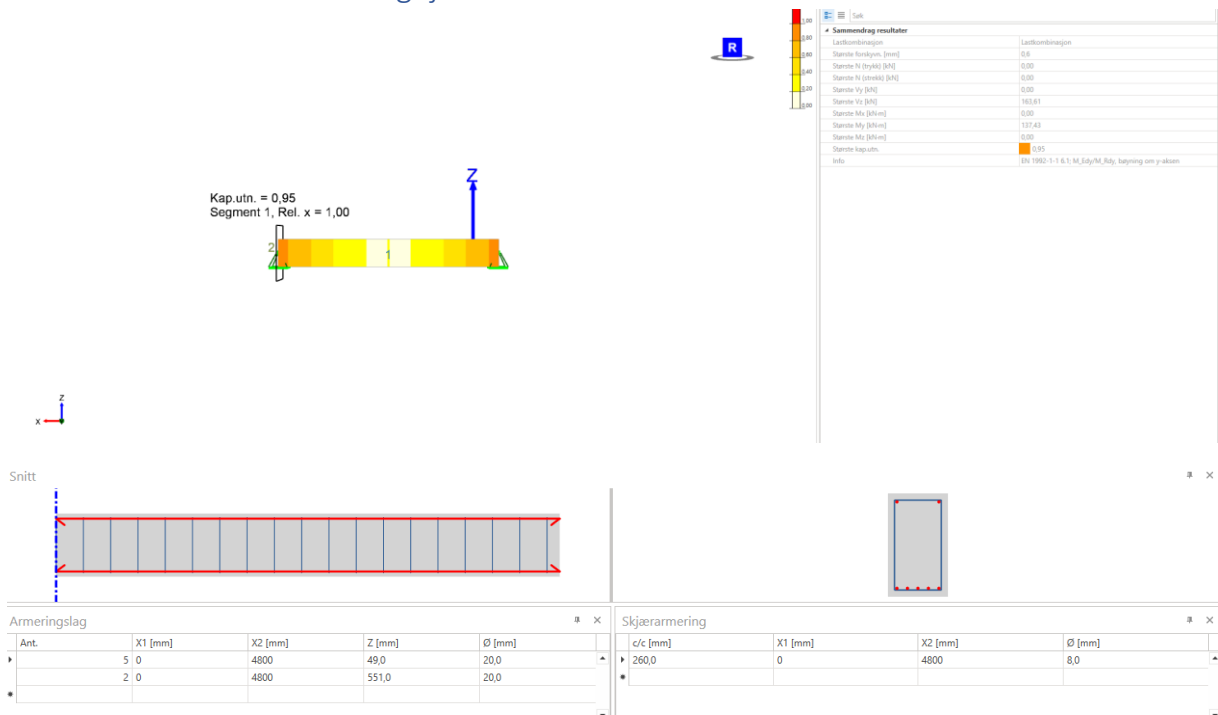
20.6 Hardest senter betongsøyle og ytterpilaster 250x250



360x360



20.7 Hardest belastet betongbjelke



20.8 Hardest belastet hovedbjelke over inngangparti

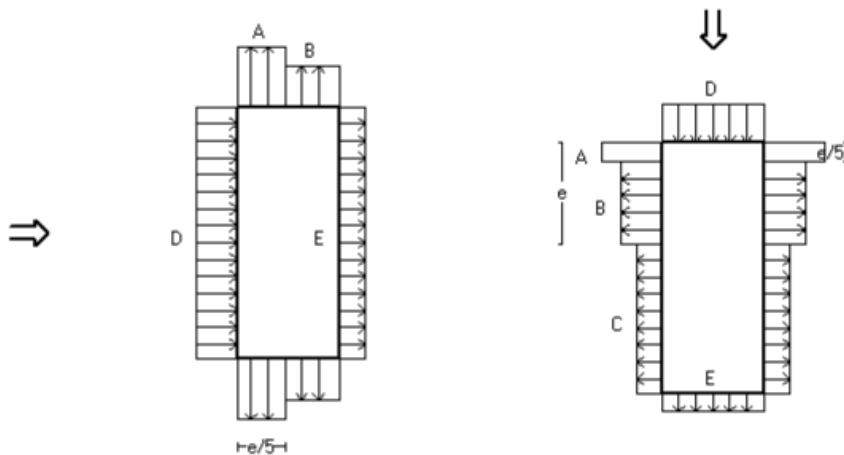


20.9 Vindlaster

Titel vindlast eab-tvilling			Side 2
Prosjekt Bacheloroppgave	Ordre	Sian ENO	Dato 18-02-2021

3. Yttervegger

3.1 Utvendig vindlast



Vindretning 0 grader. $e=37200$ mm

Vindretning 90 grader. $e=15600$ mm

Vindinnfallsretning på 0 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80		0,80	-0,51
Utvendig last (kN/m ²)	-0,65	-0,44		0,44	-0,28
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10		1,00	-0,51
Utvendig last (kN/m ²)	-0,76	-0,60		0,54	-0,28
Utstrekning (mm)	7440	8160		38400	38400

Vindinnfallsretning på 90 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	0,73	-0,36
Utvendig last (kN/m ²)	-0,65	-0,44	-0,27	0,40	-0,20
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10	-0,50	1,00	-0,36
Utvendig last (kN/m ²)	-0,76	-0,60	-0,27	0,54	-0,20
Utstrekning (mm)	3120	12480	22800	15600	15600

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

3.2 Innvendig vindlast

Bygning uten dominerende vindfasade

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

	Undertrykk	Overtrykk
Formfaktor	-0,30	0,20
Innvendig last (kN/m ²)	-0,16	0,11

Vedlegg 21 – Resultat CO2 – utslipp

21.1 Input Bachelorgruppen

Overslagsberegning						
Betong, B30:	Bredde, m	Lengde, m	Høyde, m	Antall	Volum, m3	Vekt, kg
Pilaster:	0,36	0,36	4	36	18,66	46656,00
Pilaster:	0,405	0,405	5,4	20	17,71	44286,75
Vegger:	0,3	161,3	4	-	193,56	483900,00
Veggskjøt:	0,3	78,4	1,4	-	32,93	82320,00
Fundamenter:	2	2	0,375	14	21,00	52500,00
Dekke:	38,4	15,6	0,24	-	143,77	359424,00
Bjelker:	0,35	50,4	0,36	-	6,35	15876,00
Bankett:	2	69,15	0,4	-	55,32	138300,00
Gulv:	15,6	29	0,15	-	67,86	169650,00
Skive fund:	-	-	-	-	165,00	412500,00
Total m³ betong:					715,42	1788555,80

Lengder:	Ø8	Ø10	Ø12	Ø16	Ø20	Ø25
	-	-	-	-	-	-
Vegg	-	-	12904,00	4718,50	-	-
Fundament	-	-	-	560,00	-	-
Bankett	-	-	3709,90	-	-	-
Pilaster	1092,00	-	-	1792,00	-	-
Bjelker	315,00	-	-	352,80	-	-
Dekker	-	16533,33	-	-	-	-
Gulv	-	5990,40	-	-	-	-
Plate	-	-	-	1096,00	-	-
Skjøtjern	-	-	1613,00	44,80	1613,00	-
Sum:	1407,00	22523,73	18226,90	8564,10	1613,00	0,00

Overslagsberegning				
Armering, B500:	kg/m	Lengde, m	Volum, m3	Vekt, kg
Ø8	0,40	1407,00	0,07	562,10
Ø10	0,62	22523,73	1,77	13897,14
Ø12	0,89	18226,90	2,06	16185,49
Ø16	1,58	8564,10	1,72	13531,28
Ø20	2,47	1613,00	0,51	3984,11
Ø25	3,85	0,00	0,00	0,00
Total: +10%			6,74	52976,13

Overslagsberegning					
Tre, GL30C:	Bredde	Lengde	Høyde	Antall	Volum
Søyler:	0,36	0,36	3,6	48	22,39
Yttersøyler	0,27	0,36	3,6	58	20,30
Bjelker:	0,29	171,1	0,495	5	122,81
Bjelker:	0,36	9,6	0,81	4	11,20
Skiver:					
- Søyler	0,405	0,405	3,6	100	59,05
- Staver	0,19	0,27	4,3	110	24,26
Samlet volum					260,01

Overslagsberegning					
Tre, C30:	Bredde, m	Lengde, m	Høyde, m	Antall	Volum, m3
Dekke:	15,6	38,4			
- OG og UG	0,048	2036,74	0,148	5	72,34
- Staver	0,048	1557,50	0,098	5	36,63
Samlet volum					108,98

Overslagsberegning					
Tre, Kerto Q:	Bredde, m	Lengde, m	Høyde, m	Antall	Volum, m3
Plate:	15,6	38,4	0,021	10	125,80
Samlet volum					125,80

21.2 Input oppdragsgiver

Overslagsberegning				
Betong, B30:		Volum, m3	Vekt, kg	Type - Støpt på byggeplass/Prefab
Pilaster:		14,81	37025	Støpt på byggeplass
Fugestøp		68	170000	Støpt på byggeplass
Hulldekke		463	1157500	Prefab
Veggelementer		300,8	752000	Prefab
Forsterkningsplate		19	47500	Støpt på byggeplass
Forspent plate		8,5	21250	Støpt på byggeplass
Bankett		42,08	105200	Støpt på byggeplass
Fundament		36,85	92125	Støpt på byggeplass
Samlet volum		951,25	2382600	

Overslagsberegning				
Stål:	kg/m	Lengde, m	Antall	Vekt, kg
Søyler:				
- KFHUP 200x200x6	35,8	93,61	3	10053,714
- KFHUP 200x200x10	57	228,69	3	39105,99
Bjelker:				
- IPE 330	49,1	161,51	2	15860,282
- UPE 160	17	4,58	4	311,44
- HSQ 550x55	153,6	170,67	1	26214,912
Samlet vekt				91546,338

Overslagsberegning				
Armering, B500:	kg/m	Lengde, m	Volum, m3	Vekt, kg
Ø8	0,40	0	0,00	0
Ø10	0,62	1348,42	0,11	831,98
Ø12	0,89	1748,75	0,20	1552,89
Ø16	1,58	1413,32	0,28	2233,05
Ø20	2,47	3377,91	1,06	8343,44
Ø25	3,85	277,99	0,14	1070,26
Samlet vekt, kg			1,79	14031,61

21.3 Beregning med EPD

EPD - Armeringsstål B500NC				
A1-A3	0,393	CO2/kg		
A4	0,0102	CO2/kg		
Stål:	Vekt, kg	Utslipp A1-A3	Utslipp, A4	Totalt CO2 Utslipp, kg
Bachelorgruppe	52976,13	20819,62	540,36	21359,97
Oppdragsgiver	14031,61	5514,42	143,12	5657,55

EPD - Betong B30 M60				
A1-A3	201	CO2/kg		
A4	16,7	CO2/kg		
Betong:	Volum, m3	Utslipp A1-A3	Utslipp, A4	Totalt CO2 Utslipp, kg
Bachelorgruppe	708,68	142444,59	11834,95	154279,54
Oppdragsgiver	187,45	37678,35	3130,49	40808,84

EPD - Spenncon Hulldekke				
A1-A3	106	CO2/tonn		
A4	3,24	CO2/tonn		
Hulldekke 265:	Vekt, t	Utslipp A1-A3	Utslipp, A4	Totalt CO2 Utslipp, kg
Bachelorgruppe	0,00	0,00	0,00	0,00
Oppdragsgiver	1157,50	122695,00	3750,30	126445,30

EPD - Spenncon veggelementer B35 M60				
A1-A3	127	CO2/tonn		
A4	2,88	CO2/tonn		
Hulldekke 265:	Vekt, t	Utslipp A1-A3	Utslipp, A4	Totalt CO2 Utslipp, kg
Bachelorgruppe	0,00	0,00	0,00	0,00
Oppdragsgiver	752,00	95504,00	2165,76	97669,76

EPD - Moelven limtre GL30C				
A1-A3	-616	CO2/m3		
A4	7,07	CO2/m3		
GL30C:	Volum, m3	Utslipp A1-A3	Utslipp, A4	Totalt CO2 Utslipp, kg
Bachelorgruppe	260,01	-160165,30	1838,26	-158327,04
Oppdragsgiver	0,00	0,00	0,00	0,00

EPD - Konstruksjonsvirke C30				
A1-A3	-607	CO2/m3		
A4	11,4	CO2/m3		
C30:	Volum, m3	Utslipp A1-A3	Utslipp, A4	Totalt CO2 Utslipp, kg
Bachelorgruppe	108,98	-66149,26	1242,34	-64906,91
Oppdragsgiver	0,00	0,00	0,00	0,00

EPD - Kerto Q plate		
A1-A4	-653	CO2/m3
Kerto Q:	Volum, m3	CO2 utslipp A1-A4, kg
Bachelorgruppe	125,80	-82146,36
Oppdragsgiver	0,00	0,00

EPD - Stål: IPE og UPE				
A1-A3	1,19	CO2/tonn	IPE og UPE	
A4	0,0488	CO2/tonn		
Stål:	Vekt, kg	Utslipp A1-A3	Utslipp, A4	Totalt CO2 Utslipp, kg
Bachelorgruppe	0,00	0,00	0,00	0,00
Oppdragsgiver	49159,70	58500,05	2398,99	60899,04

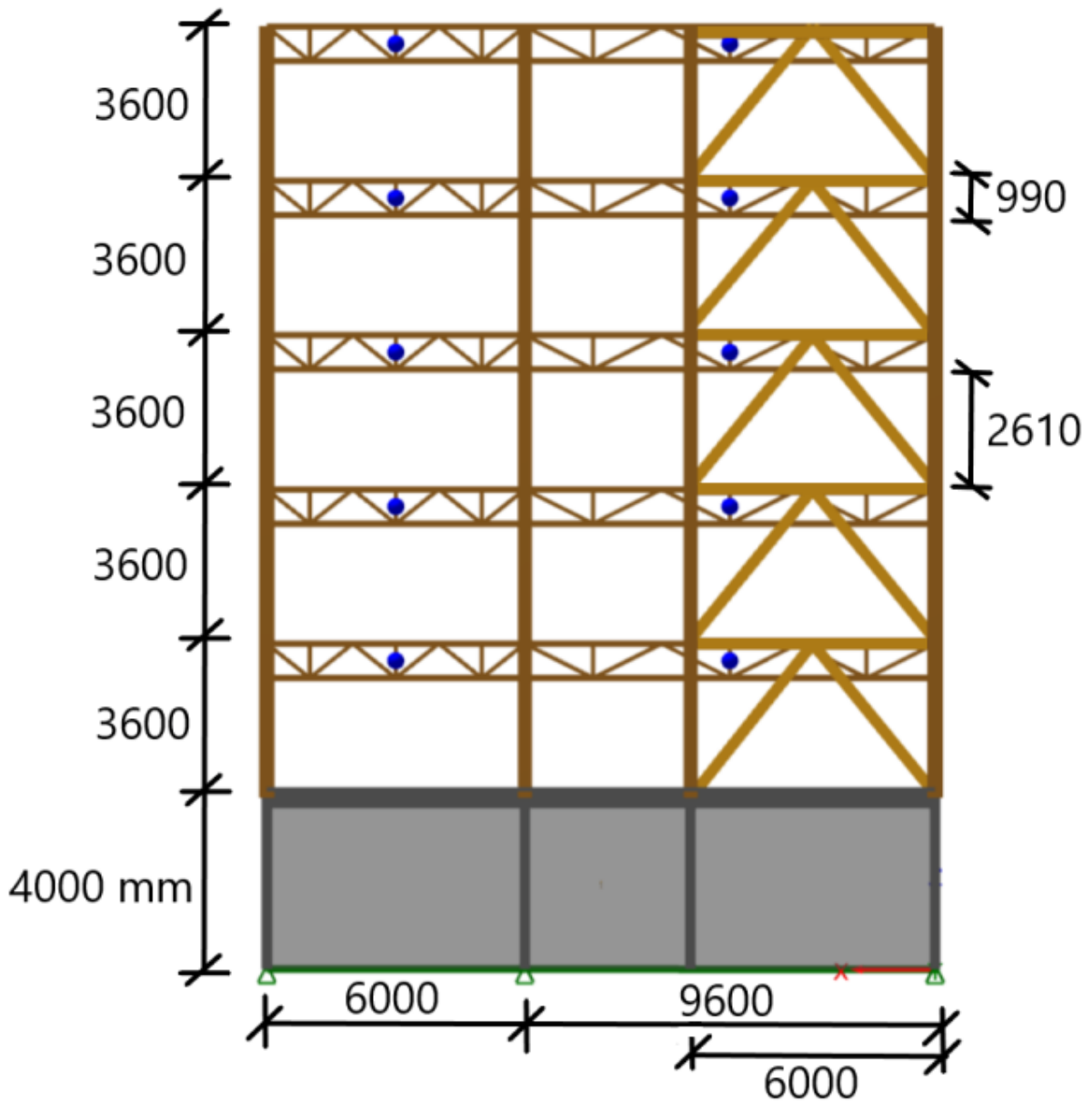
EPD - Stål: KFHUP				
A1-A3	2,49	CO2/tonn	KFHUP	
A4	0,0268	CO2/tonn		
Stål:	Vekt, kg	Utslipp A1-A3	Utslipp, A4	Totalt CO2 Utslipp, kg
Bachelorgruppe	0,00	0,00	0,00	0,00
Oppdragsgiver	16171,72	40267,59	433,40	40700,99

EPD - Stål: HSQ				
A1-A3	1,24	CO2/tonn	KFHUP	
A4	0,00828	CO2/tonn		
Stål:	Vekt, kg	Utslipp A1-A3	Utslipp, A4	Totalt CO2 Utslipp, kg
Bachelorgruppe	0,00	0,00	0,00	0,00
Oppdragsgiver	26214,91	32506,49	217,06	32723,55

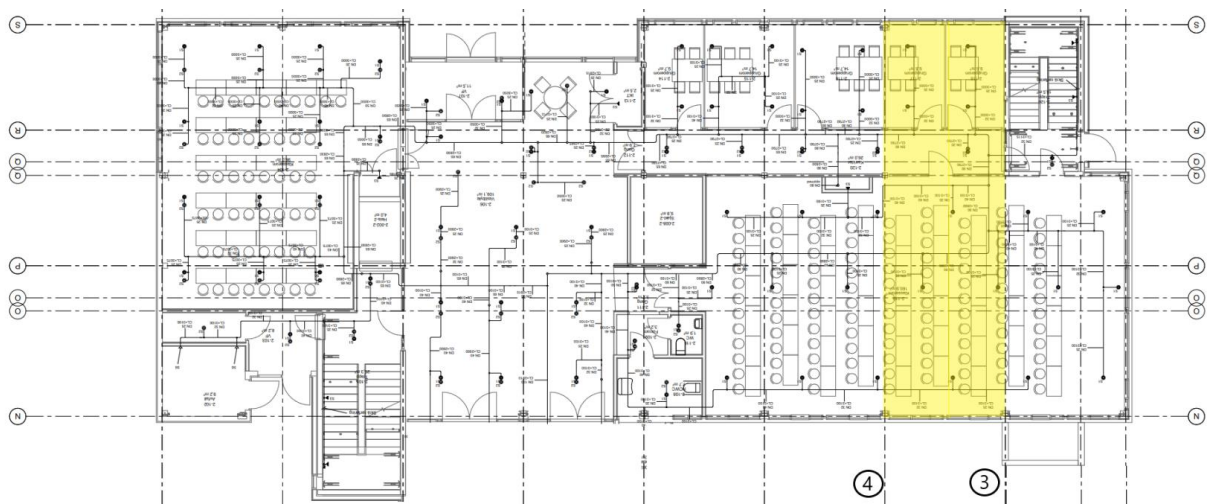
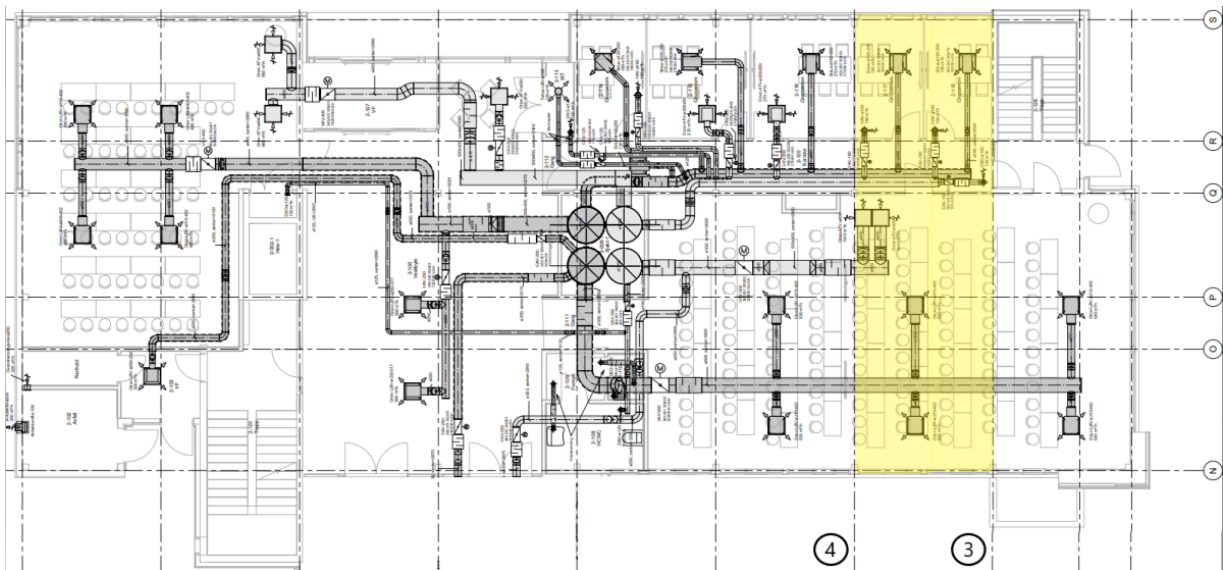
EPD - Totalt CO ₂ utslipp		
Total:		Totalt CO2 Utslipp, kg
Bachelorgruppe		-129740,80
Oppdragsgiver		404905,03

Vedlegg 22 – Resultat av etasjeskiller-høyde/etasjehøyde

Sjiktoppbygning		
Parket	15	
Parketunderlag	4	
Gipsplate	13	
Porøs trefiberplate	36	
Kerto - Q - plate	21	
Gitterbjelke	800	
Kerto - Q - plate	21	
Luftspalte med alu-bøyler	50	??
Gipsplate	15	
Gipsplate	15	



Vedlegg 23 – Resultat av plassering tekniske løsninger i etasjeskiller



(jatak, u.å)

