

BACHELOROPPGAVE:

GLENN'S BILLAKKERING, HUNNDALEN

-GJENNOPPBYGGING ETTER BRANN

FORFATTERE:

VEGARD STENSÆTER

ODD ARVE JENSEN

GLENN ANDRE STRAND

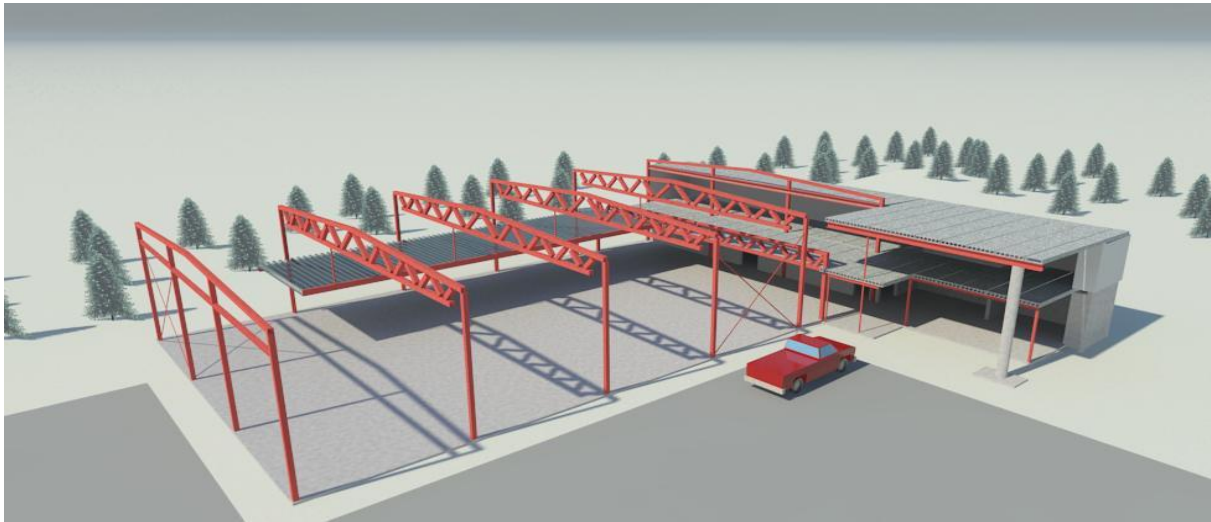
Dato: 27.mai 2011

Sammendrag av Bacheloroppgaven

Tittel:	Glenn`s Billakking		Dato: 27. mai 2011
Deltakere:	Vegard Stensæter Odd Arve Jensen Glenn Andre Strand		
Veiledere:	Harald B. Fallsen Gisle Miljeteig Hveem, Norconsult AS		
Oppdragsgiver:	Norconsult AS, Gjøvik		
Nøkkelord (4 stk.)	Revit Structure, Bæresystem, Beregninger, Massivtre,		
Antall sider: 141	Antall vedlegg: 21	Publiseringsavtale inngått: Ja	
Kort beskrivelse av bacheloroppgaven:			
<p>Glenn`s Billakking skal gjenoppbygges etter brann, Norconsult AS på Gjøvik har fått oppdraget med å prosjektere bæresystemet i stål og betong. Med dette som utgangspunkt er inngått ett samarbeid mellom gruppen og Norconsult AS som er oppdragsgiver i denne bacheloroppgaven.</p> <p>Med de samme arkitekttegningene som Norconsult dimensjonerer etter skal gruppen komme frem til sitt eget forslag for bæresystemet til bygget Glenn`s Billakking.</p> <p>Gjennom denne oppgaven er det utført beregninger manuelt og ved hjelp av Focus Konstruksjon for å komme frem til rette dimensjoner og profiler for bæresystemet til Glenn`s Billakking. Dette har bestått i beregninger av fagverk, søyler og bjelker i stål, samt fundamenter, vegg og hulldekke i betong. Samtidig ønsket gruppen å beregne og dimensjonere de tre største bygningsdelene i massivtre for og se om dette kunne være ett alternativ til bæresystem.</p> <p>Gruppen kan konkludere med at egenproduserte løsninger i stål og betong er tilfredsstillende etter aktuelle NS-EN, men at det i praksis gjerne velges profiler og dimensjoner etter kriterier som pris, tilgjengelighet og generelt mer oversikt rent praktisk.</p> <p>Gruppen konkluderer med at et bæresystem utført i massivtre er fullt mulige og trekker frem særlig de gode brann-egenskaper massivtre innehar. Ironisk nok er så er utgangspunktet for denne oppgaven nettopp en brann i januar 2010.</p> <p>Oppgaven fremstår som ett selvstendig arbeid utført av gruppemedlemmene i felleskap.</p>			

Abstract Glenn`s Billakkering

Title:	Glenn`s Billakkering
Subject:	Construction
Participants:	Odd Arve Jensen, Glenn André Strand, Vegard Stensæter
Supervisor:	Harald B. Fallsen, Gisle M. Hveem
Employer:	Norconsult AS



Glenn`s Billakkering is being rebuilt after a fire in January 2010. Norconsult Gjøvik has been commissioned the project to design the new structure made out of steel and concrete.

The objective of this thesis is to propose a solution in collaboration with Norconsult`s architectural drawings which involves calculation of the structure carrying the gross weight of the building.

The group has performed calculations manually and with help of computer program *Focus Construction* to come up with the right solution for the structural system at Glenn`s Billakkering.

The task has involved in calculations of trusses, columns and beams made out of steel and foundations, walls and hollow sections made out of concrete.

In addition, the group has calculated the biggest parts of the buildings structural system in elements made out of solid wood, to see if this is an alternative solution from that of steel and concrete.

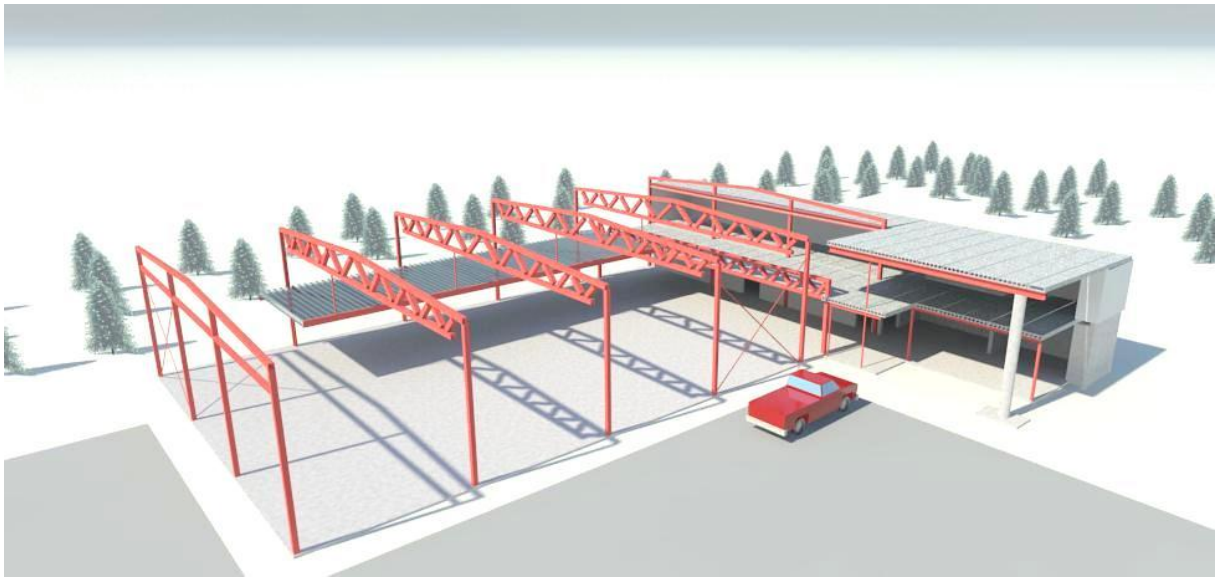
In this thesis the calculations produced are based on NS-EN which reflects in satisfactory results. In practice other factors such as costs, range of steel components and availability of them would have played a bigger role.

Calculations in this thesis would prove that the grid system made out of solid wood is absolutely possible and would like to point out the excellent features of wood possess against fire. Ironically, the basis of this bachelor thesis is exactly a fire at Glenn`s Billakkering January 2010

Glenn`s Billakkering

Bacheloroppgave våren 2011

ved Høgskolen i Gjøvik



Forord

Utgangspunktet for denne oppgaven er at vi som studenter på Høgskolen i Gjøvik skal skrive en avsluttende bacheloroppgave for studiet Bachelor i ingeniørfag – bygg, konstruksjon.

Fra Høgskolen i Gjøvik sin side er det ønskelig at vi som studenter skal løse oppgaven i samarbeid med en ekstern samarbeidspartner fra næringslivet. For vår del er det da naturlig å henvende seg til den delen av bransjen som driver med konsulent virksomhet for bygg- og anleggs-bransjen.

I november 2010 startet arbeidet med å kontakte aktuelle bedrifter, og vi fikk forholdsvis fort kontakt med Norconsult AS på Gjøvik. Etter en kort orientering av Gisle Hveem om prosjekteringen av Glenn`s Billakkering som skulle gjenoppbygges etter brann, bestemte vi oss for at dette ville vi jobbe med i vår bacheloroppgave.

Norconsult AS er oppdragsgiver for denne oppgaven med Gisle Hveem som ekstern veileder, samt Harald Fallsen som intern veileder fra Høgskolen i Gjøvik.

Når det gjelder problemstilling ønsket vi å se på bæresystemet til bygget og dimensjonere dette i stål og betong. For å utvide horisonten og studere et emne på egenhånd utenfor pensum, falt valget på massivtre og om dette var et mulig alternativ for bæresystemet.


Denne oppgaven har innleveringsfrist 27. mai 2011, omtrent en måned før bygget skal ferdigstilles og overleveres til tiltakshaver.

Oppgaven skal presenteres av gruppemedlemmene for medstudenter, veiledere, sensor og eventuelt andre interesserte tirsdag 7. juni 2011.

Vi ønsker å takke Norconsult AS og spesielt Gisle Miljeteig Hveem for oppdraget og veiledning, veileder Harald B. Fallsen fra Høgskolen i Gjøvik, Gjøvik Brannvesen, Peder Lomsdalen ved Almek og ikke minst eier og daglig leder av Glenn`s Billakkering Glenn Rune Fremstad som har stilt sitt nye flotte billakkeringsverksted til disposisjon for denne bacheloroppgaven.

Gjøvik 26. mai 2011


Odd Arve Jensen


Vegard Stensæter


Glenn André Strand

Terminologi

Generelt

EL	egenlast
NL	nyttelast
L_b	lastbredde
L_A	lastareal
\emptyset	diameter
A	areal
x-x	akse i stavens retning
y-y	tverrsnitts akse
z-z	tverrsnitts akse
b	tverrsnitts bredde
h	tverrsnitts høyde
q_k/q_{kar}	karakteristisk last per meter
q_d^{\dots}	dimensjonerende last per meter
Q_k	karakteristisk verdi av en punktlast
Q_d^{\dots}	dimensjonerende punktlast
N_{Ed}	dimensjonerende aksial kraft
N_{Rd}	dimensjonerende kapasitet mot aksialkrefter
$N_{b,Rd}$	søylens bruddlast kapasitet
V_{Ed}	dimensjonerende skjærkraft
$V_{v,Rd}$	dimensjonerende skjærkapasitet
V_{BH}	skjærkraft, støtte, side støtte
$V_{fi,t,Rd}$	skjærkapasitet ved tiden t ved brann
$V(x)$	skjærkraft i avstanden x
$M_{\dots,Ed}$	dimensjonerende moment om gitte akse
M_A-M_B	moment i opplager pkt.
$M(x)$	moment ved avstanden x
M^{\max}	maks moment
$M_{fi,t,Rd}$	dimensjonerende momentkapasitet ved tiden t ved brann
$M_{fi,\theta,Rd}$	dimensjonerende momentkapasitet ved gitt temp. ved brann
M_{kar}	karakteristisk moment
α	reduksjonsfaktor/ vinkel
ψ_0	faktor for kombinasjonsverdien av en variabel påvirkning
δ	nedbøyning i planet i et avstivningssystem forårsaket av den ekvivalente kraften
ε	tøyning
σ_{Ed}	dimensjonerende spenning
A^{\min}	minimumsareal
i	treghetsradius
W	motstandsmoment
W_y^{\min}	nødvendig motstandsmoment om y-aksen

I	tværsnittets andre arealmoment
$f_{\dots d}$	maksimalt tillatt bøyespenning
$\frac{dM}{dx}$	momentlikning derivert med hensyn på $x = V(x)$
H_{Ed}	horisontal kraft som følge av αN_{Ed}
S	strekk kraft

Stål

t_w	steg tykkelse
t_f	flenstykkelse
c_f	netto flens A
c_w	netto steg A
r	radius
γ_m	partialfaktor for kapasitet
$\bar{\lambda}$	relativ slankhet
L	stavens lengde
χ_{\dots}	reduksjonsfaktor for relevante knekkform
τ_d	tillatt skjærspenning
τ_{Ed}	dimensjonerende verdi for skjærspenninger
σ_j	jevnføringsspenning
A_w	areal av steget
$A_{TR,s}$	areal trykkstav
$I_{TR,s}$	trykkstavens andre arealmoment
$i_{f,z}$	trykkstavens treghetsradius
b_p	bredde fotplate
t_p	fotplate tykkelse
c	bæresoner fotplate
N_{kap}	fotplatens aksial kapasitet
k_{yy}	forsterkningsfaktor for stav utsatt for aksialkrefter og moment
α_h	faktor
a-sveis	a mål sveis
R-profil	rundprofil
$\theta_{a,15}$	temperatur etter 15 min
$k_{y,\theta}$	reduksjonsfaktor for flytspenningen ved brann
$k_{E,\theta}$	reduksjonsfaktor for elastisitetsmodulen
ε_θ	redusert tøyning ved brann

Vind

z	høyde over terreng
z_{min}	minste høyde over terreng

Betong

ϕ	armerings diameter
γ	tyngdetetthet for løse masser
f_{cd}	maksimalt tillatt bøyespennning
A_s	armeringsareal i mm ²
d	avstanden fra senter strekk resultant til ytterkant/overkant trykkside

Tre

$f_{...md}$	dimensjonerende bøyefasthet om akse
f_{vd}	dimensjonerende skjærfasthet
$f_{c,0,d}$	dimensjonerende trykkfasthet i fiberretningen
$f_{t,90,d}$	dimensjonerende strekkfasthet vinkelrett på fiberretningen
$\sigma_{m,...,d}$	dimensjonerende bøyespennning om akse
$\sigma_{c,0,d}$	dimensjonerende trykkspennning i fiberretningen

Innholdsfortegnelse

1	Innledning.....	1
1.1	Tema	1
1.2	Bakgrunn	1
1.3	Mål for oppgaven.....	2
1.4	Problemstilling.....	4
1.5	Delmål	4
1.6	Avgrensing av problemstilling	4
1.7	Tidsramme	4
1.8	Hjemmeside	4
1.9	Målgruppe.....	5
2	Metode og gjennomføring	6
2.1	Møter	7
2.2	Milepæler.....	7
2.3	Fremdriftsplan	7
2.4	Kontrakter og avtaler	7
2.5	Kvalitetssikring.....	7
2.6	Disposisjon	7
3	Hoveddel	8
3.1	3D modellering - Revit Structure	8
3.1.1	Modellering	9
3.2	Brannteknisk	11
3.2.1	Lover og forskrifter	11
3.2.2	Brannkrav – Bærende konstruksjon	11
3.3	Dimensjoneringsgrunnlag.....	16
3.3.1	Generelt	16
3.3.2	Snølast	16
3.3.3	Vindlast	18
3.4	Stål dimensjonering	24
3.4.1	Generelt	24
3.4.2	Søyle i akse D-2 – Bære søyle for fagverk.....	25
3.4.3	Beregning av søyle for aksial-last og moment i akse D-2.....	27
3.4.4	Søylefot – plate for søyler	28

3.4.5	Bjelke i front av hems	30
3.4.6	Beregning bjelke i front av hems	32
3.4.7	Strekkestag for oppheng av hems i front	33
3.4.8	Bjelke i bakkant hems	34
3.4.9	Beregning bjelke i bakkant hems	35
3.4.10	Søyler bakkant av hems.....	36
3.4.11	Bjelke over spiserom og vindfang, langs glassfasade	37
3.4.12	Beregning bjelke over spiserom og vindfang, langs glassfasade	39
3.4.13	Søyler under bjelke over spiserom og vindfang, langs glassfasade	41
3.4.14	Bjelke over spiserom og vindfang, langs trappeveksling.....	43
3.4.15	Beregning bjelke over spiserom og vindfang, langs trappeveksling.....	46
3.4.16	Kommentar til bjelke over spiserom og vindfang, pkt. 3.4.14.....	46
3.4.17	Bjelke for bæring av hulldekker til tak over kontordel	47
3.4.18	Beregning bjelke for bæring av hulldekker til tak over kontordel	50
3.4.19	Stålsøyle for bjelke i pkt. 3.4.17 ovenfor	52
3.4.20	Betong søyle for bjelke i pkt. 3.4.17 ovenfor.....	53
3.4.21	Beregning betong søyle for bjelke i pkt. 3.4.17 ovenfor.....	55
3.4.22	Presentasjon av resultater fra Focus Konstruksjon - Betong søyle for bjelke....	57
3.4.23	Bjelke over kontor yttervegg.....	59
3.4.24	Beregning bjelke over kontor yttervegg.....	61
3.4.25	Søyle opplegg B for bjelke over kontor yttervegg, pkt 3.4.23	62
3.5	Branndimensjonering.....	64
3.5.1	Bjelke over spiserom og vindfang, langs glassfasade	64
3.5.2	Søyle under bjelke over spiserom og vindfang, langs glassfasade – R-profil....	66
3.5.3	Søyle akse D-2 – Bære søyle for fagverk.....	68
3.6	Vindavstivning.....	70
3.7	Focus Konstruksjon	73
3.7.1	Fagverk i tak – akse 1 til 4	73
3.7.2	Presentasjon av resultater fra Focus Konstruksjon- Fagverk i tak – akse 1 til 4	76
3.7.3	Kommentar til resultater fra Focus Konstruksjon -Fagverk i tak – akse 1 til 4 .	79
3.7.4	Takverk – Akse 0 og 5	81
3.7.5	Presentasjon av resultater fra Focus Konstruksjon - Takverk – Akse 0 og 5.....	83
3.7.6	Fagverk i etasjeskille	85

3.7.7	Presentasjon av resultater fra Focus Konstruksjon - Fagverk i etasjeskille	89
3.7.8	Kommentar til hele kapittel 3.7 Focus Konstruksjon.....	90
3.8	Betong dimensjonering.....	91
3.8.1	Hulldekke	91
3.8.2	Stripefundament	93
3.8.3	Søylefundament for betongsøyle, pkt. 3.4.20.....	100
3.8.4	Beregning av søylefundament.....	101
3.8.5	Betongvegg akse 6-6	107
3.8.6	Beregning betongvegg akse 6-6	109
3.9	Massivtre	112
3.9.1	Generelt om massivtre.....	112
3.9.2	Oppbygning.....	113
3.9.3	Fordeler og ulemper ved massivtre	114
3.9.4	Dimensjonering av massivtre elementer	117
3.9.5	Stabilitet – Styrke og stivhet	117
3.9.6	Sammenføyning av etasjeskille.....	119
3.9.7	Dimensjonering av etasjeskille.....	120
3.9.8	Saltaksbjelke i tak.....	121
3.9.9	Beregning saltaksbjelke i tak.....	123
3.9.10	Limtresøyle for saltaksbjelke	129
3.9.11	Trykk tvers på fiber-retningen.....	132
3.9.12	Sammensatt søyle.....	133
4	Konklusjon	134
5	Litteraturliste	137
5.1	Figur liste.....	139
5.2	Tabell liste	139
5.3	Skisse liste	140
5.4	Renderinger	141
5.5	Vedlegg.....	141



1 Innledning

Glenns Billakkeringsverksted i Hunndalen skal gjenoppføres etter at bygget brant i januar 2010. Eier og daglig leder av Glenn`s Billakkering Glenn Rune Fremstad besluttet etter brannen å rive ned hele den gamle bygningsmassen, for så å oppføre et helt nytt billakkeringsverksted på den gamle grunnmuren. Vest delen av bygget er en utvidelse i forhold til det gamle billakkeringsverkstedet. Dette skal inneholde kontorer, spiserom, toalett og garderobe i 1.etg og et lager/mesain, samt et disponibelt areal i 2.etg som med relative enkle grep kan gjøres om til kontorer, dette med tanke på en eventuell utvidelse eller omdisponering av næringsvirksomheten til bygget i fremtiden.

Norconsult AS, tidligere Palm & Bratlie AS på Gjøvik har fått oppdraget med å dimensjonere det nye bygget etter arkitekt tegninger. Almek AS fra Lena står for dimensjoneringen og leveransen av stål i verksteddelen. Bygget oppføres våren 2011 som et elementbygg i stål og betong med ferdigstilling i løpet av juni 2011.

Med dette som utgangspunkt har gruppemedlemmene brukt det siste semesteret av utdanningen på Høgskolen i Gjøvik til å utarbeide denne bacheloroppgaven.

1.1 Tema

Glenn`s Billakkering

1.2 Bakgrunn

Gruppemedlemmene tok kontakt med det som da het Palm & Bratlie høsten 2010 og ble tilbudt dette prosjektet som grunnlag til bacheloroppgaven. Dette så gruppemedlemmene som meget interessant av flere grunner;

Det ga gruppen mulighet til å jobbe parallelt med oppdragsgiver om prosjekteringen av bygget, samt sammenligne og diskutere hvilke løsninger og dimensjoner som er brukt i forhold til gruppens resultater.

Ved at byggeprosjektet har oppstart januar 2011 har det gitt gruppen mulighet til å dra på byggeplass besøk for å se hvordan prosjekterte løsninger utføres på byggeplass, samt generelt et lite innblikk i hvordan ett elementbygg oppføres.

Alle tre gruppemedlemmer går konstruksjonslinjen på Høgskolen i Gjøvik, og nettopp denne type mindre næringsbygg vil være en fin start til å forstå hvordan prosjekterte løsninger utføres i praksis. Samtidig vil gruppemedlemmene få et lite innblikk i hvilke arbeidsoppgaver som venter i arbeidslivet etter endt utdanning på Høgskolen i Gjøvik



1.3 Mål for oppgaven

Gruppemedlemmene ønsker å bruke tilegnet kunnskap gjennom studiene på Høgskolen i Gjøvik til å komme frem til gode løsninger på bæresystemet, samt oppnå delmålene som er satt.

Massivtre er et konstruksjonsmateriale som er utenfor pensum på Høgskolen i Gjøvik, og gruppen ønsker å studere dette emnet nærmere på egenhånd. Stort fokus på miljø, CO₂ utslipp og at Norge har store tre ressurser, gjør at massivtre kan være et godt alternativ som bygge metode/materiale.

Dessuten har Høgskolen i Gjøvik utarbeidet en fyldig liste over hvilke mål som skal oppnås og hvilke kunnskaper, ferdigheter og kompetanse gruppemedlemmene skal sitte igjen med etter endt utdanning og da spesielt etter arbeidet med denne oppgaven:

Forventet læringsutbytte (2011-2012 - TØL3901 - BACHELOROPPGAVE 20) (1)

Bacheloroppgaven avslutter studentens studieprogram og skal integrere viktige deler av studieprogrammets faglige innhold. Etter gjennomført bacheloroppgave har studenten tilegnet seg:

Kunnskaper:

- *ny kunnskap innen en selvvalgt del av sitt fagområde*
- *forståelse for metodisk arbeid, evne til refleksjon og evne til systematisk/vitenskapelig vurdering*
- *kompetanse til å planlegge og utføre en selvstendig oppgave, formulere problemstillinger og analysere disse med utgangspunkt i både teoretisk og empirisk materiale og å gjennomføre en oppgave på en metodisk tilfredsstillende måte*

Ferdigheter:

- *ferdigheter i å utarbeide konkrete problemstilling av samfunnsmessig interesse innen fagområdet, under veiledning*
- *ferdigheter i å identifisere og vurdere litteratur som er relevant for problemstillingen, under veiledning*
- *ferdigheter i å gå i dybden på avgrensede problemstillinger og utarbeide konkrete løsningsalternativer på problemet*
- *ferdigheter i å dokumentere og formidle resultatene fra prosjektarbeidet på en systematisk/vitenskapelig måte*



Generell kompetanse:

- *innsikt i vitenskapelig redelighet og forståelse for etiske problemstillinger som er av relevans for problemstillingen*
- *bevissthet om problemstillingens og arbeidets konsekvenser for enkeltmennesker, bedrift og samfunn*



1.4 Problemstilling

Prosjektene bærekonstruksjonen til et mindre næringsbygg, og vurdere om en massivtre konstruksjon er et reelt alternativ til denne type næringsbygg.

1.5 Delmål

- Tegne 3D modell av bygget ved hjelp av Revit Structure
- Identifisere brannkrav
- Identifisere aktuelle laster bygget utsettes for
- Dimensjonere bæresystem i stål og betong
- Beregne stripefundament og støttemur/betongvegg
- Alternativ løsning for bæresystemet ved bruk av massivtre

1.6 Avgrensing av problemstilling

Oppgaven vil i hovedsak rettes mot konstruksjonsdelen av bygget, og gruppen avgrensar derfor oppgaven til ikke å omhandle følgende områder:

- Byggesaksprosessen – Lover og forskrifter i forbindelse med byggesaken, byggesøknader etc.
- Byggeprosessen – HMS, Rigg og drift på byggeplass, entreprisereform.
- Tekniske løsninger – VA, VVS installasjoner, ventilasjon, krav til dagslys, lyd og eventuell fuktproblematikk.
- Alle innvendige bygningsdeler og installasjoner som ikke er relatert til bæresystemet.
- Økonomien til byggeprosjektet

1.7 Tidsramme

Gruppen må forholde seg til ufravikelige tidsfrister satt fra Høgskolen:

⇒ Innlevering forslag til bacheloroppgave	24. november 2010
⇒ Innlevering prosjektplan	24. januar 2011
⇒ Internettside	6. februar 2011
⇒ Innlevering ferdig bacheloroppgave	27. mai 2011 kl. 12:00
⇒ Innlevering av plakat	1. juni 2011
⇒ Fremføring av bacheloroppgave	7. juni 2011

1.8 Hjemmeside

Det er etablert en hjemmeside for denne bacheloroppgaven hvor målsetning, problemstilling og grupped medlemmene presenteres, samt litt generell info som kontaktinformasjon og fremdriftsplan for arbeidet. Siden vil oppdateres jevnlig frem til innlevering av ferdig bacheloroppgave 27.mai 2011.

Url: <http://hovedprosjekter.hig.no/v2011/tol/bygg/lakken/>



1.9 Målgruppe

Målgruppen for denne oppgaven er fagmiljøet på Høgskolen i Gjøvik, og særlig kommende studenter som skal skrive bacheloroppgaver. I tillegg rettes oppgaven mot veiledere, oppdragsgiver Norconsult, eier av Glenn`s Billakkering Glenn Rune Fremstad og andre med interesse for fagområdet.

2 Metode og gjennomføring

Gruppen har fått utlevert to-dimensjonale tegninger både i papirformat og som digital fil av oppdragsgiver. Dette underlaget skal gruppen bruke til å konstruere en 3D modell av bygget ved hjelp av Revit Structure.

Til å kartlegge hvilke laster bygget utsettes for vil det bli brukt NS-EN Laststandarder (2) (3) (4) samt kompendier (5) av Harald Fallsen som er brukt i forbindelse med undervisningen på Høgskolen og NBI-datablader fra Sintef Byggforsk.

Dimensjoneringen av bæresystemet vil foregå ved hjelp av hånd beregninger for de mindre komponentene som søyler, dekker og bjelker, mens fagverket som spenner i taket vil bli beregnet med Focus Konstruksjon.

For betong beregninger av fundamenter og vegger brukes kompendier (5) av Harald Fallsen, og aktuelle standard (6).

For brann delen av oppgaven brukes lover og forskrifter med veiledninger, kompendier (7) av Harald Fallsen, lærebok i faget bygningsfysikk og NBI datablader. Beregninger vil bli gjort for hånd da gruppen har lite kunnskap om bruk av dataprogrammer i forbindelse med dette.

Til emnet i oppgaven som vil omhandle massivtre, vil gruppen bruke håndboken; *Håndbok - bygge med Massivtreelementer* fra Norsk Treteknisk Institutt. Denne håndboken er kommet gruppen i hende gjennom et prosjekt et av gruppemedlemmene har gjort på fagskolen, og denne håndboken er grunnlaget for all dimensjonering av massivtre i Norge. Samtidig er boken Limtreboka god støttelitteratur i forbindelse med dimensjonering av saltaksbjelken og ved eventuelle behov for beregning av sammenføyninger. All dimensjonering av massivtre vil bli gjort ved håndberegninger.

Samarbeidet med oppdragsgiver Norconsult AS vil i hovedsak være å få underlag for oppgaven samt tegninger, samtidig som oppdragsgiver står som bindeledd mellom gruppen, entreprenør og tiltakshaver.

Alle beregninger og løsningsforslag vil i sin helhet være utarbeidet av gruppen på selvstendig grunnlag. Alle manuelle beregninger skrives i Word ved hjelp av formelverktøyet som er tilgjengelig i dette programmet.

Oppdragsgiver vil i likhet med veileder fra Høgskolen være en diskusjonspartner for gruppen i arbeidet med denne oppgaven.



2.1 Møter

Avtales med veiledere ved behov og eventuelt andre eksterne parter. Gruppemedlemmene vil arbeide tett sammen, slik at møter gjennomføres umiddelbart ved behov.

2.2 Milepæler

Ref. fremdriftsplan

2.3 Fremdriftsplan

Se vedlegg I

2.4 Kontrakter og avtaler

Prosjektavtale mellom Høgskolen i Gjøvik, oppdragsgiver Norconsult AS og studenter leveres Høgskolen i Gjøvik for underskrift av dekan og leveres i Fronter

2.5 Kvalitetssikring

Hvert gruppemedlem har sitt ansvarsområde under arbeidet med denne oppgaven. Det utføres sidemannskontroll¹ kontinuerlig underveis i arbeidet med oppgaven. Etter at alle beregninger er skrevet inn i dokumentet gjennomføres det i tillegg en gjennomlesning for å sikre korrekt og riktig kvalitet på materialet som presenteres.

I tillegg sendes utkast av oppgaven til ekstern og intern veileder for gjennomlesning, kontroll og tilbakemeldinger.

Som siste post før oppgaven leveres skal gjennomføres det en korrektur lesning av hele oppgaven som skal sikre rett grammatikk, tegnsetting etc.

2.6 Disposisjon

Oppgaven er bygd opp med hovedkapitler og to undernivåer for å ha en ryddig og helhetlig struktur. For å beholde en rød tråd gjennom oppgaven vises alle beregninger fortløpende slik at lesere av oppgaven skal slippe å forholde seg til mange ulike vedlegg som fort kan virke uoversiktlig. Det er dessuten illustrert og henvist til aktuelle punkter gjennom hele oppgaven for å tydeliggjøre hvilke elementer som blir omtalt.

Det bemerkes at særlig sensor på oppgaven bør bruke vedlagte plantegninger for og orientere seg i bygget, særlig med tanke på aksesystemet som det henvises til i beregningene.

¹ Intern kontroll i foretaket, utført av noen som selv ikke har prosjektert/utført selve prosjekteringen/utførelsen.
http://www.byggsok.no/files/sidemannskontroll%09.html?VT_PRNOUT=49098&nocache=1305009752232
[Lest 23.5.2011]



3 Hoveddel

3.1 3D modellering - Revit Structure

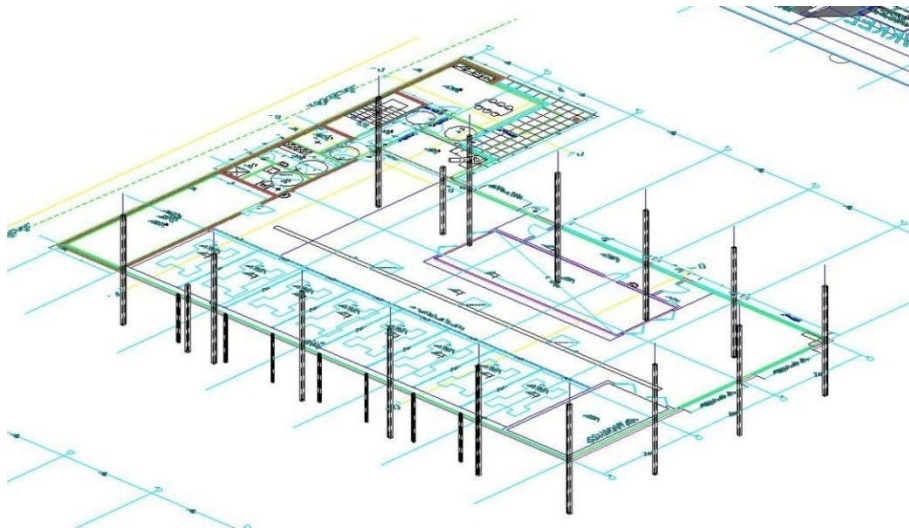
Tradisjonelt har det vært vanlig å bruke et 2D tegneprogram til å konstruere byggetegninger, som f.eks. Autodesk's AutoCAD. I motsetning til AutoCAD er Autodesk's Revit Structure et DAK verktøy som åpner for modellering i 3D. Det er mange fordeler ved å kunne modellere i 3D, blant annet får man et mer helhetlig inntrykk av bygget på tegnebrettet, og dessuten gir navigering i nær sagt alle himmelretninger muligheter for å studere detaljer fra ulike vinkler.

Da alle gruppe medlemmene har hatt undervisning i 3D modelleringsprogrammet til Autodesk, Revit Structure, ønsket gruppen å modellere en 3D modell av Glenn`s Billakkeringsverksted med utgangspunkt i arkitekttegningene fra oppdragsgiver. Fra denne modellen kan gruppen hente ut renderingsbilder til bruk i oppgaven for og enkelt henviser til hvilke elementer som er beregnet/omtalt. Underveis i prosessen vil modellen oppdateres med korrekte dimensjoner ut ifra gruppens beregninger, og gruppen vil til slutt tilstrebe det å få modellen så komplett som mulig med tanke på bæresystemet til Glenn`s Billakkering.

3.1.1 Modellering

Ved modellering er det i de fleste tilfeller hensiktsmessig å konstruere et aksesystem i forhold til byggets bredde- og lengderetning, med utgangspunkt i byggets hoved-bæresystem. Dette aksesystemet måles inn på byggeplass ved hjelp av landmålingsutstyr og dermed er det etablert ett hensiktsmessig system for plassering av andre bygningsdeler hvor man da gjerne vet avstandene fra de ulike aksene.

Aksesystemet til modellen ble gjort med utgangspunkt i arkitekttegningene som ble importert inn i Revit Structure som en 2D tegning. Bygget ble så modellert med omtrentlige dimensjoner på søyler, fagverk og dekker, samt fundamenter. Etter hvert som digitale (les: Focus Konstruksjon) og manuelle beregninger er ferdigstilt, blir modellen oppdatert med korrekte dimensjoner ut ifra gruppens resultater.



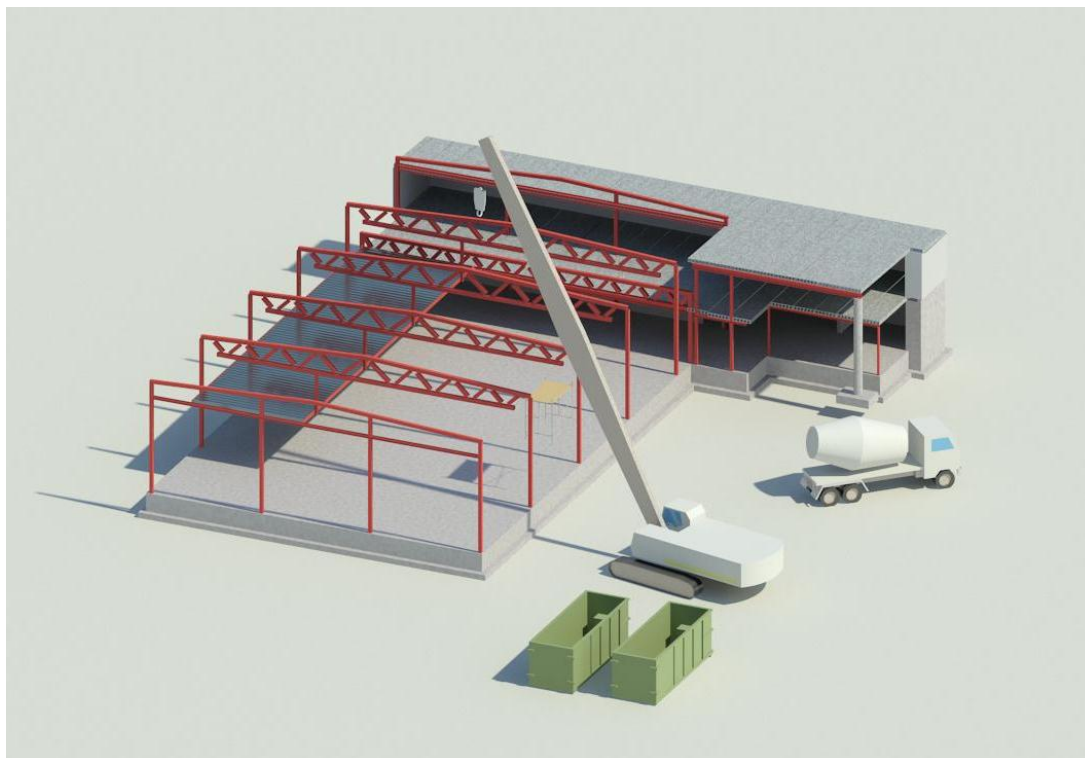
Figur 1 Modellering - Søyler plasseres med utgangspunkt i importert 2D fil fra oppdragsgiver

Glenn`s Billakkering blir oppført i stål i ulike profiler med betong i dekker, søyle, vegg og fundament. Det brukes i Norge standard stål profiler, noe som Revit Structure`s eget materialbibliotek er godt utstyrt med, samt at bygningsdeler i betong kan modelleres i omtrent alle former og fasonger, slik at her justeres dimensjonene forholdsvis enkelt etter hvert som beregningene er ferdigstilt.

Fagverksbjelkene er derimot noe som ikke er standard i materialbiblioteket til Revit Structure. Fagverksbjelker er forholdsvis unike for hvert enkelt bygg, og blir i de fleste tilfeller konstruert for hvert enkelt tilfelle. Fagverksbjelkene er dermed selvkomponert og modellert som en egen familie² for så å importeres inn i modellen og plasseres på bæresøylene.

² Sett med bygningsdeler i modelleringsprogrammer (24)

Når det gjelder massivtre alternativet som omhandles i denne oppgaven, vil ikke 3D modellen bli satt opp med bygningsdeler av massivtre. Dette fordi modellen kun er tenkt til visuell bruk i første omgang og det vil dessuten bli en ganske tidkrevende prosess for gruppemedlemmene.



Rendering 1 Viser eksempel på hvilke muligheter som finnes ved 3D modellering.

3.2 Brannteknisk

3.2.1 Lover og forskrifter

Det er særlig to lover som har betydning når det gjelder brannsikkerhet i bygninger i Norge:

- Plan og bygningsloven av 2008 (8)
- Brann- og eksplosjonsvernloven av 2002 (9)

Tekniske byggeforskrifter med veiledninger (10) (11) (12) tydeliggjør hvilke sikkerhetshensyn som må ivaretas. Bygge må ha tilfredsstillende utførelse når det gjelder:

- Bæreevne og stabilitet
- Antennelse, utvikling og spredning av brann
- Tilretteleggelse for slokking av brann
- Brannspredning mellom byggverk
- Sikkerhet ved rømming
- Tilgjengelighet for rednings- og slokkemannskap

Fordi hovedfokuset i denne oppgaven i stor grad ligger i punkt én, bæreevne og stabilitet, velger gruppen å legge mest vekt på hvilket brannkrav som gjelder for Glenn`s Billakkering. Dette for å kunne bestemme brannkravet til den bærende konstruksjonen, for så å kontrollere utvalgte bygningsdeler opp mot dette kravet.

3.2.2 Brannkrav – Bærende konstruksjon

Utgangspunktet for denne redegjørelsen er bygget på forskrift om tekniske krav til byggverk av 2010 § 11 (11). Veiledning til teknisk forskrift 2010 (10) er brukt som mal for å sikre at kravene blir holdt. Veiledningen gir en god oppskrift for å sikre at alle punkter blir utført på riktig måte slik at det oppnås rett brannkrav for Glenn`s Billakkering.

Beskrivelse av bygget:

Nybygg i et plan med mesanin etasje.

Bygget skal inneholde:

- Lakkeringsverksted for bil
- Tekniske rom
- Lager
- Kontordel

Det brukes stål i bærende konstruksjon, dekke til mesanin utføres med prefab. hulldekker. Mesanin vil bli benyttet til teknisk rom og lager, tellende etasjer er derfor 1.

Brannbelastning

Brannbelastning er den samlede varmemengden som blir avgitt ved fullstendig forbrenning av alle materialene (mobil og immobil brannbelastning) i et rom eller område.

Mobil brannbelastning kan være alt som ikke er fastmontert og kan flyttes rundt, immobil er for eksempel innredning som er skrudd fast. (13)

Spesifikk brannbelastning er den brannbelastningen som mobil og immobil utgjør til sammen. Den mobile brannbelastningen er den som er mest dominerende og utgjør 70-90 % av den totale belastningen, den spesifikke brannbelastningen i Glenns Billakkeringsverksted fastsettes utelukkende på grunnlag av den mobile brannbelastningen.

Den mobile brannbelastningen leses ut ifra tabell, den blir oppgitt i MJ/m² golvflate og må regnes om til brannbelastning pr. m² omhyllningsflate.

Kategori	Brannenergi (gjennomsnitt) MJ/m ²
Bilforretning	200

Tabell 1 Mobil brannbelastning³

Ved inhomogent innhold og store variasjoner i møblering og lagring av gods må gjennomsnittsverdien tatt ut ifra tabellen multipliseres med en faktor 1,65-2,0. Gruppen velger å multiplisere brannenergien med faktor på 2,0 for å være på sikker side. Resultatet er en gjennomsnittlig brannenergi på 400 MJ/m² golvflate.

Omregning til brannbelastning pr m² omhyllnings flate:

Arealer:

Golvflate	690 m ²
Veggflate	846m ²
Takflate	835m ²
SUM	2371m²

Omgjøring fra golvflate til omhyllningsflate:

$$\frac{400\text{MJ}/\text{m}^2 \times 690\text{m}^2}{2371\text{m}^2} = 116 \text{ MJ}/\text{m}^2$$

³ 520.333 Tabell 43 – Byggforsk datablad



Spesifikk brann-energi MJ/m ²	Uten særlige tiltak m ²	Med brannalarmanlegg m ²	Med sprinkleranlegg m ²	Med brannventilasjon m ²
Over 400	800	1 200	5 000	Uegnet
50-400	1 200	1 800	10 000	4 000
Under 50	1 800	2 700	Ubegrenset	10 000

Tabell 2 Største bruttoareal per etasje/grunnflate på en brannseksjon⁴

Spesifikk brannbelastning er 116 MJ/m², bygget kan dermed oppføres uten spesielle tiltak, jf. Tabell 2 Største bruttoareal per etasje/grunnflate på en brannseksjon

Veiledning til Teknisk forskrift 2010 (10):

§ 11-2. Risikoklasser

Veiledningen viser en rekke ulike virksomheter og dens tilhørende risikoklasse. Men lakkeringsverksted er ikke opplistet, og Glenn`s Billakkering må derfor plasseres i risikoklasse etter en vurdering av tabell i forskriften.

Risikoklasse	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

Tabell 3 Risikoklasser i forskriften (10)

Vurdering av tabellen plasserer bygget i risikoklasse 2.

⁴ 321.030 Brannteknisk oppdeling av bygninger – Byggforsk datablad

§ 11-3. Brannklasser

Brannklassen bestemmes ut ifra hvilke konsekvens en brann vil ha i forholdt til: liv, helse, samfunnsmessige årsaker og miljø.

Risikoklasse	1 etg.	2 etg.	3 og 4 etg.	5 eller flere etg.
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

Tabell 4 § 11-3 Tabell 1: Brannklasse (BKL) for byggverk

Risikoklasse 2 og 1. etasje gir ut ifra tabellen brannklasse 1 for Glenn`s Billakking.

§ 11-4. Bæreevne og stabilitet

Bygningsdel	Brannklasse		
	1	2	3
Bærende hovedsystem	R 30 [B 30]	R 60 [B 60]	R 90 A2-s1,d0 [A 90]
Sekundære, bærende bygningsdeler, etasjeskillere og takkonstruksjoner som ikke er del av hoved-bæresystem eller stabiliserende	R 30 [B 30]	R 60 [B 60]	R 60 A2-s1,d0 [A 60]
Trappeløp	-	R 30 [B 30]	R 30 A2-s1,d0 [A 30]
Bærende bygningsdeler under øverste kjeller	R 60 A2-s1,d0 [A 60]	R 90 A2-s1,d0 [A 90]	R 120 A2-s1,d0 [A 120]
Utvendig trappeløp, beskyttet mot flammepåvirkning og strålevarme	-	R 30 [B 30] eller A2-s1,d0[ubrennbart]	A2-s1,d0 [ubrennbart]

Tabell 5 § 11-4 Tabell 1: Bærende bygningsdelers brannmotstand avhengig av brannklasse

Her sier § 11-4 tredje ledd i forskriften at bæresystem i byggverk i brannklasse 1 og 2 skal dimensjoneres for å kunne opprettholde tilfredsstillende bæreevne og stabilitet i minimum den tid som er nødvendig for rømming og redning av personer og husdyr i og på byggverket.

En pre-akseptert ytelse veiledningen viser til er at byggverk i én etasje i risikoklasse 2, 3 og 5 kan ha hoved og sekundærbæresystem med brannmotstand R15

Gruppen setter R15 som brannkrav for den bærende konstruksjonen til Glenn`s Billakking.

3.3 Dimensjoneringsgrunnlag

3.3.1 Generelt

NS-EN 1990:2002 NA:2008 Nasjonalt tillegg NA (14)

NA.A1.3.1(901) Pålitlighetsklasser

Tabell NA.A1(901) Bygget er i pålitlighetsklasse 2

Tabell NA.A1(902) Kontrollklasse N (normal kontroll), det skal i tillegg til kontroll av person eller foretaket som utførte arbeidet, basiskontroll, utføres en intern systematisk kontroll.

3.3.2 Snølast

NS-EN 1991-1-3:2003/NA 2008 EC 1 (2)

Laster på konstruksjoner Del 1-3: Allmenne laster- Snølaster

Karakteristisk snølast på mark Gjøvik kommune iht. tabell NA.4.1(901)

- $s_{k0} = 4,5 \text{ kN/m}^2$
- $H_u = 130 \text{ moh.}$
- $H_g = 250 \text{ moh.}$

Hvor s_{k0} er grunnverdien for karakteristisk snølast på mark i kommunen, H_u er referansehøyden for kommunen og H_g er høydegrensen, hvor det på høyder over dette skal beregnes tillegg $\Delta s_k = 1 \text{ kN/m}^2$ for hver 100m.

Høyde på byggested er 220 moh. lavere enn H_g , dermed:

$$\underline{s_k = s_{k0} = 4,5 \text{ kN/m}^2}$$

For å ta hensyn til de forskjellige tak formenes geometri, innføres det en såkalt formfaktor μ .

$$s = \mu C_e C_t s_k$$

hvor:

s = snølast på tak per m^2 horisontalprojeksjon

μ = formfaktor

C_e = eksponeringsfaktor

C_t = termisk faktor

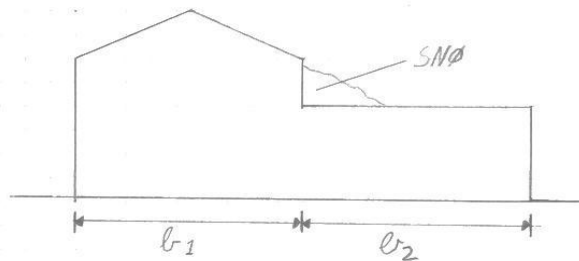
s_k = karakteristisk snølast på mark på byggestedet

C_e eksponeringsfaktoren tar hensyn til at sterk vind kan redusere snøtyngden på taket. Glenn`s Billakking har relativt skjermet beliggenhet, det tilsier at denne faktoren settes lik 1,0.

C_t termisk reduksjonsfaktor som tar hensyn til høy varmegjennomgang og dermed stor smelte-effekt på taket. Det regnes ikke med snø reduksjon pga. varmegjennomgang i tak, settes lik 1,0

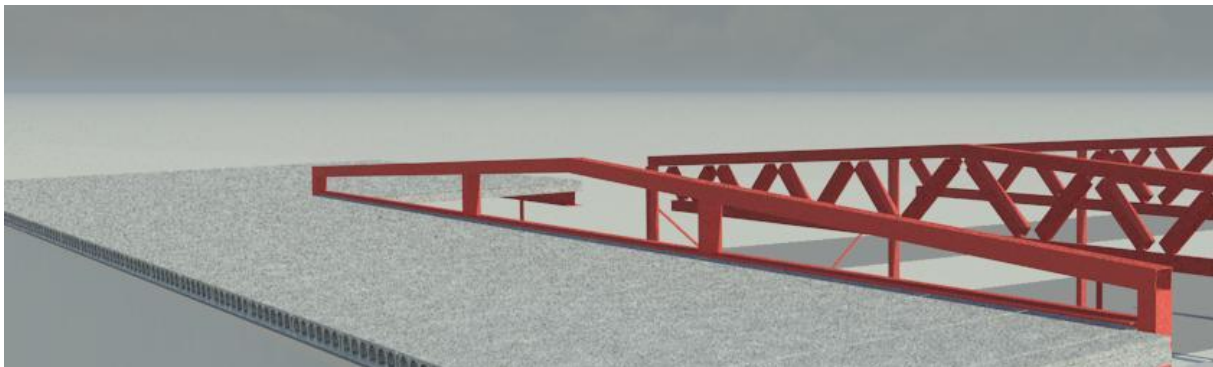
5.3.6

Formfaktoren μ_w for snølast som skyldes vind er definert som $(b_1 + b_2/2h) \leq \gamma h/s_k$, hvor γ er snøens tyngdetetthet satt til 2 kN/m^3 .



Skisse 1 Fonndannelser på tak

Taket på bygget består av et stort hovedtak over verksteddelen og et lavereliggende tak over kontordelen. Høydeforskjellen er på 1,2 m. Rundt taket over verksteddelen er det en parapet som er 60 cm høy. Siden det ene taket ligger lavere enn det andre vil det her kunne oppstå fonndannelser, noe som ville kunne føre til større snømengder inntil veggen opp mot det øverste taket.



Rendering 2 Takovergang på vestsiden av bygget, over kontordel.

$$\mu_w = (24 + 3,85/2,4) \leq 2 \times 1,2/4,5 = 11,6 > 0,53 \Rightarrow \mu_1 = \underline{0,8}$$

Ved beregning viser det seg at høydeforskjellen mellom de to takene måtte vært minimum 1,8 meter, før det ville gitt noen endring av snølastintensiteten, dvs. høyere μ -faktor enn 0,8. Det vil si at det brukes lik snølast over begge takene og ingen fonnvirkning.

5.3.2

Formfaktoren μ_1 settes til 0,8.

$$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$$

$$s = \mu_1 \times s_k = \underline{0,8 \times 4,5 = 3,6 \text{ kN/m}^2} \text{ (15)}$$

3.3.3 Vindlast

NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 (3)

Eurokode 1 Laster på konstruksjoner – Del 1-4: Allmenne laster – vindlaster

Kategorisering:

NA-4.3.2 Terrengruhetskategori

Beliggende i industriområde fører til kategori III, det gir:

$$k_r = 0,2154 \approx 0,22 \quad z_0 = 0,3\text{m} \quad z_{\min} = 5\text{m}$$

Tab. 4 (901.1)

Referansevindhastigheten i Gjøvik kommune er 22 m/s

NA 4.2 (4.1)

Basisvindhastigheten

$$v_b = c_{\text{dir}} \times c_{\text{season}} \times v_{b,0}$$

Standarden anbefaler c_{dir} og c_{season} settes til 1,0.

(faktorer for gunstige vindretning og for vår/sommerhalvåret)

$$\underline{v_b = 1 \times 1 \times 22 = 22 \text{ m/s}}$$

$q_p(z)$ vindkasthastighetstrykket:

Benytter figuren til Fallsen i kompendiet (5) for å finne vindlastfaktor - k_w .

$$k_w = 0,625 \times c_e(z) \text{ for } c_0(z) = 1,0 \text{ og } k_1 = 1,0$$

hvor:

$c_0(z)$ er topografi-faktor. Avhengig av beliggenhet kan den være noe større/mindre enn 1,0 ved koller og fjell. Ved flatt terreng settes denne til 1,0. (V.4.3 nasjonalt tillegg)

k_1 faktoren tar hensyn til vindakselerasjon og kan på flate tomter settes til 1,0 (V.2 nasjonalt tillegg)

Når terrengruhetskategorien er bestemt, dvs. k_r , z_0 og høydenivået z er bestemt, er k_w en konstant. Figuren har innregnet faktoren $c_e(z)$ slik at ved høyden z leses k_w direkte ut.

$$q_p(z) \text{ blir } k_w \times v_{b,0}^2$$

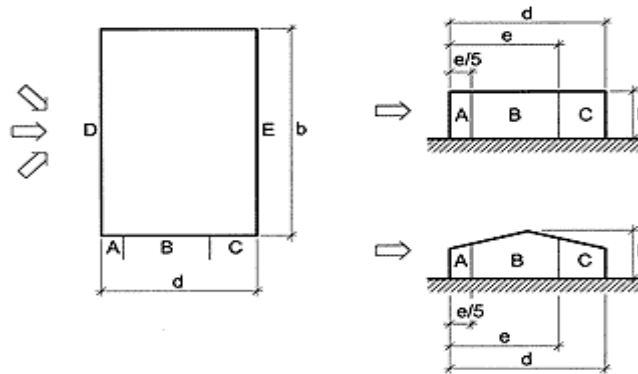
Ved høyden $z = 7,2$ m blir $k_w = 0,95$

$$\underline{q_p(7,2) = 0,95 \times 22^2 = 460 \text{ N/m}^2}$$

Vind på vertikale vegger på rektangulære bygninger (EC1 7.2.2)

Formfaktorer (EC 7.2)

Faktoren $c_{pe,10}$ brukes for belastede arealer $\geq 10 \text{ m}^2$ og faktoren $c_{pe,1}$ benyttes for arealer $\leq 1 \text{ m}^2$. For arealer $1 \text{ m}^2 < A < 10 \text{ m}^2$ beregnes etter formelen $c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \log_{10} A$



Figur 2 Veggbetegnelser A til E⁵

Vind mot endevegg akse 0 – 0

$D = b = 18,5 \text{ m}$

$d = 34,5$

$h = 7,2 \text{ m} \Rightarrow z = 7,2 \text{ m}$

$k_w = 0,95$

$e = \text{minste av } b \text{ eller } 2h, 18,5 > 14,4 \Rightarrow e = 14,4 \text{ m}$

$e < d \Rightarrow 3 \text{ soner}$

$\frac{h}{d} = \frac{7,2}{34,5} = 0,21$

⁵ 471.043 Figur. 432 – Byggforsk datablad

Finner $c_{pe,10}$ i sone D og E ved lineær interpolasjon.

$c_{pe,10}$ (EC1 tab. 7.1)

$$\text{Sone A} = \underline{-1,2}$$

$$\text{Sone B} = \underline{-0,8}$$

$$\text{Sone C} = \underline{-0,5}$$

$$\text{Sone D} = 0,7 + (0,8 - 0,7) \frac{0,04}{0,75} = \underline{0,71}$$

$$\text{Sone E} = 0,3 + (0,5 - 0,3) \frac{0,04}{0,75} = \underline{-0,31}$$

Dette gir vindlasten $q_k = c_{pe,10} \times q_p$

$$\text{Sone A} = 460 \times (-1,2) = \underline{-522 \text{ N/m}^2}$$

$$\text{Sone B} = 460 \times (-0,8) = \underline{-368 \text{ N/m}^2}$$

$$\text{Sone C} = 460 \times (-0,5) = \underline{-230 \text{ N/m}^2}$$

$$\text{Sone D} = 460 \times 0,71 = \underline{327 \text{ N/m}^2}$$

$$\text{Sone E} = 460 \times (-0,31) = \underline{-143 \text{ N/m}^2}$$

Vind mot lang-vegg akse D – D

$$D = b = 34,5 \text{ m}$$

$$d = 18,5 \text{ m og } 28,5 \text{ m}$$

$$h = 7,2 \text{ m} \Rightarrow z = 7,2 \text{ m}$$

$$k_w = 0,95$$

$$e = \text{minste av } b \text{ eller } 2h, 34,5 > 14,4 \Rightarrow \underline{e = 14,4 \text{ m}}$$

$$e < d \Rightarrow 3 \text{ soner}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{7,2}{18,5} = \underline{0,39}$$

Eneste endringen i $c_{pe,10}$ faktoren i forhold til vegg i akse 0 – 0 blir i sone D og E.

$c_{pe,10}$

$$\text{Sone D} = 0,7 + (0,8 - 0,7) \frac{0,14}{0,75} = 0,719$$

$$\text{Sone E} = 0,3 + (0,5 - 0,3) \frac{0,14}{0,75} = 0,337$$

Dette gir vindlasten $q_k = c_{pe,10} \times q_p$

$$\text{Sone A} = 460 \times (-1,2) = -522 \text{ N/m}^2$$

$$\text{Sone B} = 460 \times (-0,8) = -368 \text{ N/m}^2$$

$$\text{Sone C} = 460 \times (-0,5) = -230 \text{ N/m}^2$$

$$\text{Sone D} = 460 \times 0,719 = 331 \text{ N/m}^2$$

$$\text{Sone E} = 460 \times (-0,337) = -155 \text{ N/m}^2$$

Friksjon (EC1 7.5)

$$F_{fr} = c_{fr} \times A_{fr} \times q_p(z)$$

Hvor:

c_{fr} er friksjonsfaktor og A_{fr} er referansearealet friksjonskreftene virker over.

Startpunktet for arealet som belastes regnes som det minste av: $2b$ eller $4h$.

Her: $2 \times 18,5 \text{ m} > 4 \times 7,2 \text{ m} \Rightarrow 28,8 \text{ m}$

(EC1 tab. 7.10)

$c_{fr} = 0,01$ (glatt stål)

$A_{fr} = 34,5 \text{ m} - 28,8 \text{ m} = 5,7 \text{ m} \times 7,2 \text{ m} = 41 \text{ m}^2$ (sydvegg)

Nordvegg $< 28,8 \text{ m} \Rightarrow$ ingen friksjon.

$$F_{fr} = 0,01 \times 41 \text{ m}^2 \times 460 \text{ N/m}^2 = \underline{189 \text{ N}}$$

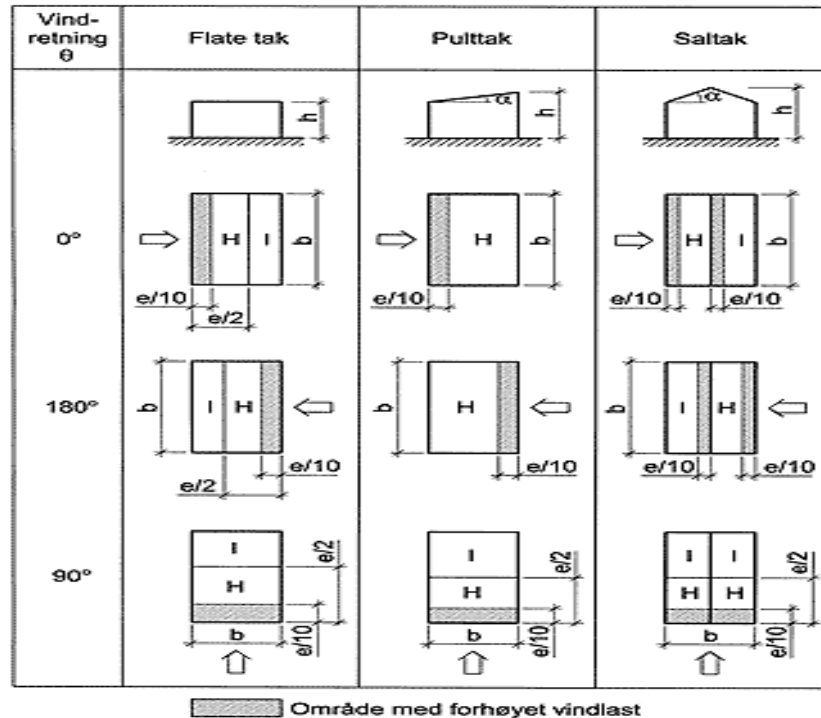
$2b = 69 \text{ m} > 18,5 \text{ m}$ og $28,5 \text{ m}$

$4h = 28,8 \text{ m} > 18,5 \text{ m}$ og $28,5 \text{ m}$

Ingen friksjonskrefter fra vind virker på bygningens vegger.

Vindlaster på tak

Flate tak $-5^\circ < \alpha < 5^\circ$ (EC1 7.2.3)



Figur 3 Taktyper med tilhørende betegnelser⁶

Bygningen har to taknivåer begge med fall 1:40 som tilsvarer 1,43 grader. Dette bør i følge gruppens veileder være et minstekrav til fall for å unngå at det dannes vannansamlinger på taket.

EC1 Fig. 7.6

Det første taket med $h = z = 7,2$ m hvorav 0,6m stikker over taket, altså tak med parapet(kalt hoved tak).

$e = \text{minst av } b \text{ eller } 2h$

Alle vindretninger gjelder hoved taket:

Alle $b > 2h \Rightarrow e = \underline{14,4 \text{ m}}$

4 soner F, G, skravert i figuren, H og I, hvor sone F er den mest belastede. Sone F er $e/4$ fra hver side, sett i vindretningen. Sone G blir da resterende i midten.

F sone blir: $(e/10 \times e/4) = 1,44 \text{ m} \times 3,6\text{m} = \underline{5,2 \text{ m}^2}$

⁶ 471.043 Figur 421 – Byggforsk datablad

EC1 fig 7.2

$1\text{m}^2 < \underline{5,2\text{ m}^2} < 10\text{ m}^2$, beregner via $c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10})\log_{10}A$

EC1 tab. 7.2

$$\frac{hp}{h} = \underline{0,09}$$

$c_{pe,1}$

$$\text{Sone F} = -1,8 + (-0,2) \frac{0,01}{0,05} = -1,84$$

$$\text{Sone G} = -1,4 + (-0,2) \frac{0,01}{0,05} = -1,44$$

c_{pe}

$$\text{Sone F} = -1,84 - ((-1,84) - (-2,0))\log_{10} 5,2 = -1,38$$

$$\text{Sone G} = -1,44 - ((-1,44) - (-1,6))\log_{10} 5,2 = -0,95$$

$$\text{Sone H} = -1,2 - ((-1,2) - (-0,7))\log_{10} 5,2 = -0,84$$

$$\text{Sone I} = \pm 0,2$$

Karakteristisk vindlast w for innfesting av taktekking:

$$w = c_{pe} \times q_p(z)$$

$$w_F = -1,38 \times 460 = -635\text{ N/m}^2$$

$$w_G = -0,98 \times 460 = -451\text{ N/m}^2$$

$$w_H = -0,84 \times 460 = -387\text{ N/m}^2$$

$$w_I = \pm 0,2 \times 460 = \pm 92\text{ N/m}^2$$

Lavereliggende tak over kontordel har $h = z = 6,3\text{ m}$ og ingen parapet.

$$b = 28,75\text{ m} \quad b > 2h \Rightarrow e = 12,6\text{ m}$$

For innfesting av taktekking er det sone F som gir mest sug, bruker derfor beregningen av denne som dimensjonerende for innfestingen.

$$\text{Sone F} = (e/10 \times e/4) = 1,26\text{m} \times 3,15\text{m} = \underline{3,97\text{ m}^2}$$

Skarp takavslutning (EC1 tab. 7.2)

$$c_{pe,1} = -2,5 \text{ sone F}$$

$$w_F = -2,5 \times 460 = \underline{-1,15\text{ kN/m}^2}$$

Konklusjon:

For innfesting av taktekking brukes $-1,15\text{ kN/m}^2$ (sug) som karakteristisk vind belastning.



3.4 Stål dimensjonering

3.4.1 Generelt

Gruppen legger til grunn NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008 - Eurocode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner (16) for all dimensjonering av stål i denne oppgaven.

Konstruksjonen vil bestå av HE-profiler, HUP søyler og bjelker og rund-profil til søyle i spiserom. Gruppen har i valg av profiler ikke tatt hensyn til om valgt profil er lagervare eller pris gunstig.

Som undertak i verksteddelen brukes Plannja 200M⁷ korrugerte stålplater tykkelse 1,25 mm med kapasitet på 6,17 kN/m², og en egenvekt at dette inkludert isolasjon og taktekkning settes til 0,55 kN/m².

Partialfaktor $\gamma_m = \gamma_{m0} = \gamma_{m1} = 1,05$ for tverrsnitts-kapasitet og kapasitet mot instabilitet. (NA.6.1(1)1B)

Stålkvalitet S355

Stålkvaliteten er valgt ut fra at en god stålkvalitet reduserer størrelse på tverrsnitt og lavere vekt.

$$\Rightarrow f_d = \frac{355}{1,05} \approx \underline{338 \text{ N/mm}^2} \quad \Rightarrow \text{Gjelder alt stål i denne oppgaven}$$

⁷ http://www.plannja.com/upload/SE/Documents/Snabbdim/stal_it_200m.pdf [Lest: 26.mai 2011]

3.4.2 Søyلة i akse D-2 – Bære søyle for fagverk

Laster:

$$S_{n\sigma} = 3,6 \text{ kN/m}^2 \text{ se pkt. 3.3.2}$$

$$\text{Taktekking, isolasjon og korrugerte plater} = 0,55 \text{ kN/m}^2$$

$$q_d^{tak} = 0,55 \times 1,2 + 3,6 \times 1,5 = 6,1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Lastareal} = 6 \times 9,2 = 55,2 \text{ m}^2$$

$$Q_d^{tak} = 6,1 \times 55,2 = 337 \text{ kN}$$

Fra hems:

Hems er opphengt 6,125 m fra søyle i takspærre.

Sperrelengde er 18 m, det fører til at $\frac{2}{3}$ av lasten i strekkstaget går inn på søylen.

$$\text{Lastareal til strekkstag} = 6 \times 3,25 = 19,5 \text{ m}^2$$

Bjelke i front og på søyle, antar 60 kg/m.

$$= 0,6 \text{ kN/m} \times 6 \text{ m} = 3,6 \text{ kN}$$

Korrugerte og sponplater (0,15+0,11) kN/m²

$$= 0,26 \text{ kN/m}^2 \times 19,5 \text{ m}^2 = 2,3 \text{ kN}^8$$

$$= 5,9 \text{ kN}$$

EC 3 tab. NA. 6.1 – Nyttelaster på gulv fra lagring

$$\text{Kategori E, Lager} \Rightarrow q_d = 7,5 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_d^{hems} = 5,9 \times 1,2 + (7,5 \times 1,5 \times 19,5) = 227 \text{ kN}$$

$$Q_d^{hems} = (227 \times 2/3) = 151 \text{ kN}$$



Rendering 3 Søyلة i akse D-2

⁸ Korrekt svar her er 5,07 kN, slik at egenlasten som brukes videre ikke er helt korrekt. Dette er en regnefeil som ble gjort tidlig i arbeidet med denne oppgaven. Gruppen har besluttet å la dette stå, da en endring til korrekt verdi vil medføre mye ekstraarbeid.

Fra fagverk/Sperre:

Egenlast:

Overgurt: Antar HE220B = 71,5 kg/m => 0,715 kN/m

Unergurt: Antar HE200B = 61,3 kg/m => 0,613 kN/m

Skråstag: Antar HUP 100 = 15,0 kg/m => 0,150 kN/m **Σ Egenlast per meter = 1,5 kN/m**

$$Q_{dEL}^{sperre} = 1,5 \times 1,2 \times 9 = \underline{16 \text{ kN}}$$

Vindlast:

Med vind på vegg i akse 0 – 0 skapes det sug krefter på veggene i akse A – A og D – D.

Søylen som dimensjoneres står 12 m fra hjørne, med lastbredde = 6 m fører det til at 5,4 m av denne ligger i sone B, Sone B = e = 14,4 m, regner da hele arealet i sone B, og er på sikker side.

$$\text{Vindlasten } q_k = q_p \times c_{pe,10}$$

$$\text{Sone B} = 460 \times (-0,8) = -368 \text{ N/m}^2$$

$$\text{Innv. trykk } c_{pi} = 0,2 \Rightarrow 460 \times 0,2 = 92 \text{ N/m}^2$$

$$\underline{\Sigma_{vind} = -0,460 \text{ kN/m}^2 \times 6 \text{ m (L}_b\text{)} = 2,76 \text{ kN/m}}$$

Last på søyle i akse D-2

$$Q_d^{total} = N_{Ed} = Q_d^{tak} + Q_d^{hems} + Q_d^{sperre} = 337 + 151 + 16 = \underline{504 \text{ kN}}$$

$$q_d^{vind} = 2,76 \times 1,5 = \underline{4,14 \text{ kN/m}}$$

3.4.3 Beregning av søyle for aksial-last og moment i akse D-2

Utføres i HUP profil

Beregning av søyle for aksial-last og moment fra vindlast, dimensjonerende kontroll formel:

$$\frac{\sigma_{Ed}}{\chi \times f_d} + C_{my} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda} \frac{\sigma_{Ed}}{\chi \times f_d} \right) \times \frac{\sigma_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times f_d} \leq 1,0$$

$$q_d^{vind} = \underline{4,14 \text{ kN/m}}$$

$$N_{Ed} = \underline{504 \text{ kN}}$$

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \times 4,14 \times 6^2 = \underline{18,63 \approx 19 \text{ kNm}}$$

Velger faktor 0,5 og 0,6 for å velge prøveprofil

$$A^{\min} = \frac{N_{Ed}}{\chi \times f_d} = \frac{504 \times 10^3}{0,5 \times 338} = \underline{2982 \text{ mm}^2}$$

$$W_Y^{\min} = \frac{M_{Ed}}{f_d} = \frac{19 \times 10^6}{0,6 \times 338} = \underline{93,7 \times 10^3 \text{ mm}^3}$$

(0,6 er her valgt for å ha kapasitet igjen til aksialkraften)

Prøver HUP 150 × 8, A = 4480 mm², W = 199 × 10³ mm³, i = 57,7 mm

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i \times \lambda_1} = \frac{6000}{57,7 \times 76,4} \approx 1,4 \Rightarrow \text{a-kurve} \Rightarrow \chi = \underline{0,42}$$

$$\frac{\sigma_{Ed}}{\chi \times f_d} = \frac{N_{Ed}/A}{\chi \times f_d} = \frac{504 \times 10^3 / 4480}{0,42 \times 338} = \underline{0,792}$$

$$\frac{\sigma_{y,Ed}}{f_d} = \frac{M_{Ed}/W}{f_d} = \frac{19 \times 10^6 / 199 \times 10^3}{338} = \underline{0,282}$$

$$\frac{\sigma_{Ed}}{\chi \times f_d} + \frac{\sigma_{y,Ed}}{f_d} = 0,792 + 0,282 = \underline{1,07 > 1,0 \text{ NG}}$$

Her kommer $(1 + 0,6 \bar{\lambda} \frac{\sigma_{Ed}}{\chi \times f_d})$ som et tillegg, regner derfor ikke videre med dette tverrsnittet.

Prøver HUP 180 × 8, A = 5440 mm², W = 296 × 10³ mm³, i = 70 mm

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i \times \lambda_1} = \frac{6000}{70 \times 76,4} = 1,12 \Rightarrow \text{a-kurve} \Rightarrow \chi = \underline{0,58}$$

$$\frac{\sigma_{Ed}}{\chi \times f_d} = \frac{N_{Ed}/A}{\chi \times f_d} = \frac{504 \times 10^3 / 5440}{0,58 \times 338} = \underline{0,473}$$

$$\frac{\sigma_{y,Ed}}{f_d} = \frac{M_{Ed}/W}{f_d} = \frac{19 \times 10^6 / 296 \times 10^3}{338} = \underline{0,19}$$

$$\frac{\sigma_{Ed}}{\chi \times f_d} + \frac{\sigma_{y,Ed}}{f_d} = \underline{0,473} + \underline{0,19} = \underline{0,633} < \underline{1,0} \quad \text{OK}$$

$$k_{yy} = C_{my} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda} \frac{\sigma_{Ed}}{\chi \times f_d} \right) \quad \text{hvor } \bar{\lambda} \leq 1,0 \text{ ellers } 1,0$$

Tabell B.3 (17)

$$\alpha_h = 0 \Rightarrow C_{my} = \underline{0,95}$$

$$k_{yy} = 0,95 (1 + 0,6 \times 1 \times 0,473) = \underline{1,22}$$

Innsatt i kontrollformelen:

$$\underline{0,473} + \underline{1,22} \times \underline{0,19} = \underline{0,70} < \underline{1,0} \quad \text{OK}$$

Bruk HUP 180×8 mm som søyler for alt fagverket og takverk i hele verksteddelen.

3.4.4 Søylefot – plate for søyler

For søyler HUP 180×8

$$\text{Antar betong B30 i fundament} \Rightarrow f_{cd} = \underline{17 \text{ N/mm}^2}$$

$$N_{Ed} = \underline{504 \text{ kN}}$$

$$N_{kap} = 2b_p \times x_2 \times f_{cd} + 2(h - x_2 - t)x_1 \times f_{cd}$$

$$\frac{N_{Ed}}{2} = \frac{504}{2} = \underline{252 \text{ kN}}$$

$$b_p = \underline{220 \text{ mm}} \Rightarrow x_2 = \frac{N_{Ed}}{b_p \times f_{cd}} = \frac{252 \times 10^3}{220 \times 17} \approx \underline{67 \text{ mm}}$$

$$c = \frac{1}{2}(x_2 - t) = \frac{1}{2}(67 - 8) = \underline{29,5 \text{ mm}}$$

$$t_p = \frac{c}{\sqrt{\frac{1}{3} \times \frac{f_d}{f_{cd}}}} = \frac{59}{\sqrt{\frac{1}{3} \times \frac{338}{17}}} = \underline{11,7 \text{ mm}}$$

$$\Rightarrow t_p = \underline{12 \text{ mm}}$$

$$h - x_2 - t = 180 - 67 - 8 = \underline{105 \text{ mm}}$$

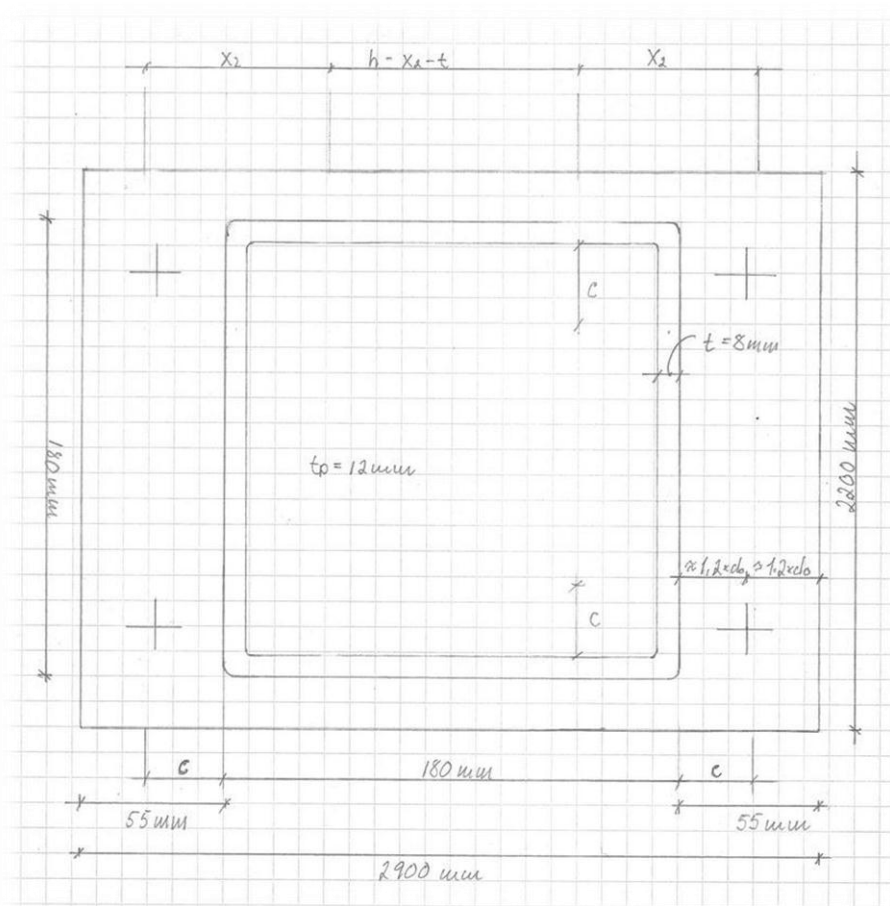
$$x_1 = c + t + \text{utkrag.} = 29,5 + 8 + 20 = \underline{57,5 \text{ mm}}$$

$$\underline{N_{kap} = 2 \times 220 \times 67 \times 17 + 2 \times 105 \times 57,5 \times 17 = 706 \text{ kN} > 504 \text{ kN} \quad \text{OK}}$$

$$\text{a-sveis} = \sqrt{t_p} = \sqrt{15} \Rightarrow \text{a-mål sveis} = \underline{4 \text{ mm}}$$

Bruker 220×290×12 mm plate innstøpt i fundamentet med 4 stk. armerings stål $\phi 20$ mm

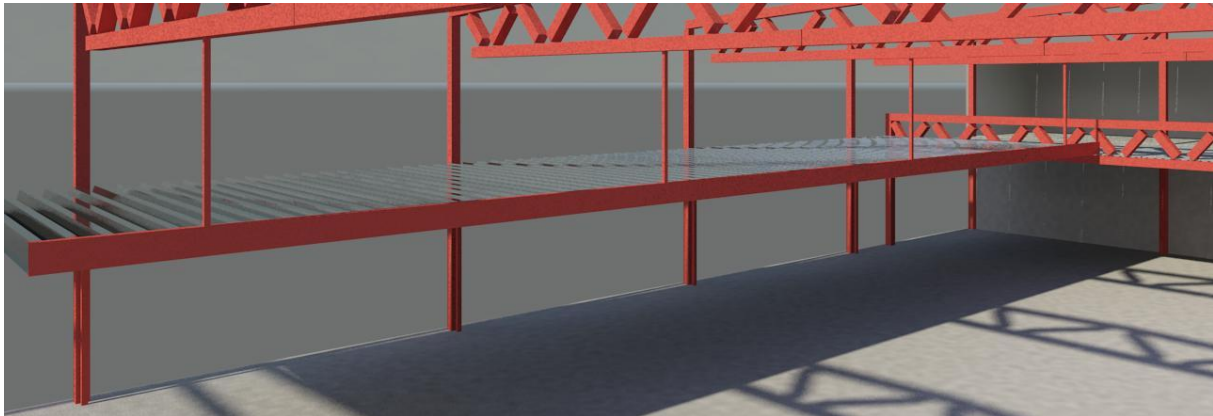
Skisse 2 Fotplate til søyle



3.4.5 Bjelke i front av hems

Utføres i UPE-profil

Bjelken bærer korrugerte stål plater med påskrudd 22 mm sponplater. Hemsene skal være teknisk rom for ventilasjons installasjoner. Det skal sveises inn avstivningsplate i steget på hver side av der strekkstaget er sveiset fast i bjelken.



Rendering 4 Bjelke i front av hems oppheng med 4 strekkstag til undergurt på fagverket

Bjelken er kontinuerlig over 4 opplegg => $M_B = M_C$

$$q_a = (0,26 \times 1,2 + 7,5 \times 1,5) \times 3,25 = \underline{37,58 \text{ kN/m}}$$

Lastbredde = 6 m

3- momentlikning

$$2M_b \times 2L + M_b \times L = \frac{1}{2} qL^3$$

$$5M_b = \frac{1}{2} qL^2$$

$$M_b = \frac{1}{10} qL^2$$

$$M_b = \frac{1}{10} 37,58 \times 6^2 = \underline{136 \text{ kNm}}$$

Opplager krefter

$$F_b = F_c$$

$$F_b = N_{Ed} = 37,58 \times 6 = \underline{226 \text{ kN}}$$

**Skjærkrefter**

$$V_{BH} = \frac{N_{Ed}}{2} = \frac{226}{2} = \underline{113 \text{ kN}}$$

Maks moment

Sjekker feltmoment, velger å sette opp likning for dette:

$$\frac{dM}{dx} = V(x) = 0 \Rightarrow \text{Maks moment}$$

$$M(x) = V_{BH}x - \frac{1}{2}qx^2 - M_b, \Rightarrow \frac{dM}{dx} = V(x) = V_{BH} - qx, \Rightarrow 113 - 37,58x = 0 \Rightarrow x = 3\text{m}$$

$$M(3) = 113 \times 3 - 19 \times 3^2 - 136 = 32 \text{ kNm} < M_B$$

$$\underline{M^{\max} = 136 \text{ kNm} = M_b = M_c}$$



3.4.6 Beregning bjelke i front av hems

$$W_Y^{n\ddot{o}dv} = \frac{Med}{f_d} = \frac{136 \times 10^6}{338} = \underline{403 \times 10^3 \text{ mm}^3}$$

Prøver UPE- 300, $W_y = 522 \times 10^3$, $H = 300 \text{ mm}$, $t_w = 9,5 \text{ mm}$, $t_f = 15 \text{ mm}$, $r_1 = 15 \text{ mm}$

$$f_d = \underline{338 \text{ N/mm}^2}$$

$$A_w = (H - 2(t_f + r_1)) \times t_w = (300 - 2(15 + 15)) \times 9,5 = \underline{2280 \text{ mm}^2}$$

$$V_{Ed} = \underline{113 \text{ kN}}$$

$$\tau_d = \frac{f_d}{\sqrt{3}} = \frac{338}{\sqrt{3}} = \underline{195,1 \text{ N/mm}^2}$$

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} = \frac{113000}{2280} = \underline{49,6 \text{ N/mm}^2} < \tau_d = 195,1 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

$$\sigma_{y,Ed} = \frac{Med}{W_y} = \frac{136000000}{522000} = \underline{260,5 \text{ N/mm}^2} < f_d = 338 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

Sjekker for jevnføringspenning:

$$\sigma_j = \sqrt{\sigma_{y,Ed}^2 + 3\tau_{Ed}^2} \leq f_d = \sqrt{260,5^2 + 3 \times 49,6^2} = \underline{274,3 \text{ N/mm}^2} < f_d = 338 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

Bruk UPE 300 som bjelke i front av hems

3.4.7 Strekkstag for oppheng av hems i front

Utføres i HUP profil

Strekkstagene er påsveiset i undergurten til fagverket i taket og til toppen på UPE-profilen i front av hems.

På grunn av monteringsusikkerhet og at strekkstagene blir sveiset fast i bjelkene oppe og nede, vil det her kunne bli fremtvunget moment i stagene ved påføring av laster. Moment som følge av dette vil fordele seg likt i de to midt stagene, slik at det største momentet vil opptre i ende strekkstagene. Gruppen setter, etter samtale med veileder, en eksentrisitet, e til 10mm og medregner moment.

Med både strekk og moment i stagene, kontrolleres opphengs-stagene etter formelen:

$$\frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Ed}}{W} \leq f_d$$

$$N_{Ed} = 37,58 \times 3 = \underline{226 \text{ kN}}$$

$$A^{\min} = \frac{N_{Ed}}{f_d} = \frac{226 \times 10^3}{338} = \underline{669 \text{ mm}^2}$$

$$M_{Ed} = e \times N_{Ed} = 10 \times 226 \times 10^3 = \underline{2,26 \text{ kNm}}$$

$$W_Y^{\min} = \frac{M_{Ed}}{f_d} = \frac{2,26 \times 10^6}{338} = \underline{6,69 \times 10^3 \text{ mm}^3}$$

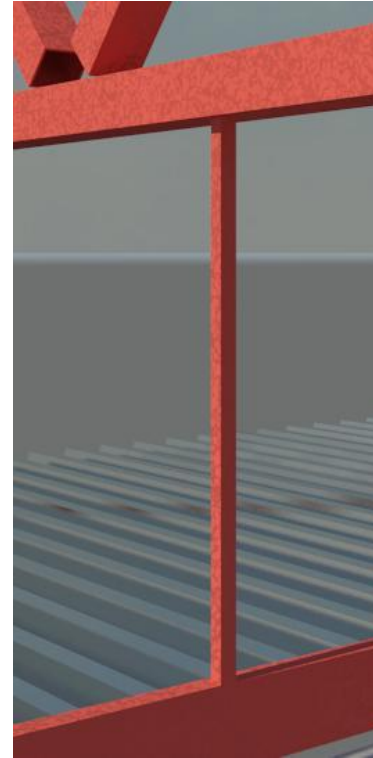
Her kunne profil HUP 40×5 vært valgt for hvert av disse resultatene, men fordi profilet skal ta både strekk og moment, økes dimensjonen noe.

$$\Rightarrow \text{HUP } 60 \times 5, A = 1070 \text{ mm}^2, W = 17,8 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

Innsatt i formel:

$$\frac{226 \times 10^3}{1070} + \frac{2,26 \times 10^6}{17,8 \times 10^3} = \underline{338,2 \text{ N/mm}^2} > 338 \text{ N/mm}^2 \quad (338,2 \text{ N/mm}^2 \approx 338 \text{ N/mm}^2)$$

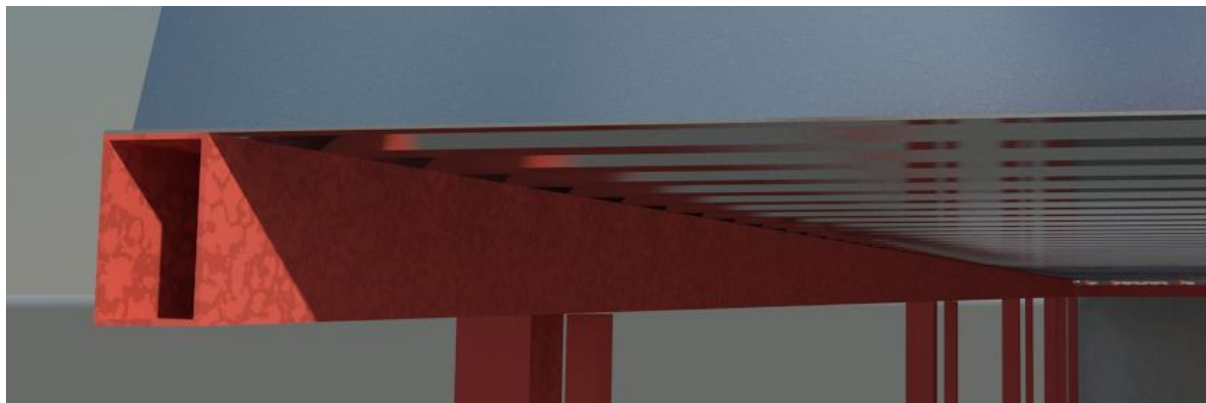
Velger å bruke HUP 60×6, A = 1260 mm², W = 20×10³ mm³. Totalt 4 stk. for oppheng av hems i front.



Rendering 5 Strekkstag for oppheng av hems

3.4.8 Bjelke i bakkant hems

Utføres i HUP-profil



Rendering 6 Bjelke i bakkant av hems

Bjelken er kontinuerlig over 4 opplegg $\Rightarrow M_b = M_c$
Samme data som for pkt.3.4.5.

Laster:

$$q_d = (0,26 \times 1,2 + 7,5 \times 1,5) \times 3,25 = \underline{37,58 \text{ kN/m}}$$

$$L = 6 \text{ m}$$

Moment:

$$M_b = \frac{1}{10} 37,58 \times 6^2 = \underline{136 \text{ kNm (max.)}}$$

Opplagerkrefter:

$$F_b = F_c$$

$$F_b = 37,58 \times 3 = \underline{113 \text{ kN}}$$

3.4.9 Beregning bjelke i bakkant hems

$$W_Y^{n\delta dv} = \frac{Med}{fd} = \frac{136000000}{338} = \underline{403 \times 10^3 \text{ mm}^3}$$

Prøver HUP 250×150×8 mm, $W_y = 409 \times 10^3 \text{ mm}^3$, $t = 8 \text{ mm}$

$$f_d = 338 \text{ N/mm}^2$$

$$A_w = 2 \times (250 - (2 \times 3 \times 8)) \times 8 = \underline{3232 \text{ mm}^2}$$

$$\tau_d = \frac{fd}{\sqrt{3}} = \frac{338}{\sqrt{3}} = \underline{195,1 \text{ N/mm}^2}$$

$$\tau_{Ed} = \frac{VEd}{A_w} = \frac{113 \times 10^3}{3232} = \underline{34,96 \text{ N/mm}^2} < \tau_d = 195,1 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

$$\sigma_{y,Ed} = \frac{Med}{W_y} = \frac{136 \times 10^6}{409000} = \underline{332,5 \text{ N/mm}^2} < f_d = 338 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

Kontrollerer jevnføringspenning:

$$\sigma_j = \sqrt{\sigma_{y,Ed}^2 + 3\tau_{Ed}^2} \leq f_d = \sqrt{332,5^2 + 3 \times 34,96^2} = \underline{337,9 \text{ N/mm}^2} < f_d = 338 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

Bruk HUP 250×150×8. Bjelken sveises fast i bæresøyle til fagverk for stabilisering.

3.4.10 Søyler bakkant av hems

Utføres i HUP- profil

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} = \chi \times f_d \times A$$

$$N_{Ed} = 37,58 \times 3 = \underline{226 \text{ kN}}$$

Antar $\chi = 0,4$

$$A^{\text{prøve}} = \frac{N_{Ed}}{\chi \times f_d} = \frac{226 \times 10^3}{0,4 \times 338} = \underline{1671 \text{ mm}^2}$$

Prøver: HUP 90×5, A = 1670 mm², i = 34,5 mm

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i \times \lambda_1} = \frac{2550}{34,5 \times 76,4} = 0,9674 \approx 1,0 \Rightarrow \text{kurve a} \Rightarrow \chi = \underline{0,67}$$

Innsatt:

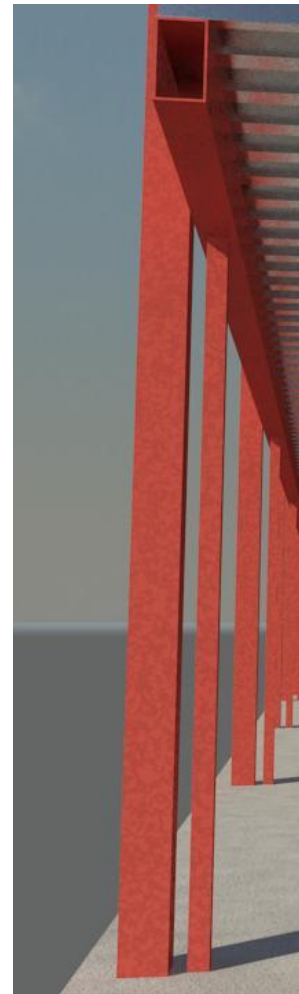
$$N_{b,Rd} = 0,67 \times 338 \times 1670 = \underline{378 \text{ kN}} > 226 \text{ kN} \quad \text{NG}$$

Prøver: HUP 80×4, A = 1200 mm², i = 30,9 mm

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i \times \lambda_1} = \frac{2550}{30,9 \times 76,4} = 1,080 \approx 1,1 \Rightarrow \text{kurve a} \Rightarrow \chi = \underline{0,593}$$

$$N_{b,Rd} = 0,59 \times 338 \times 1200 = 239 \text{ kN} > 227 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

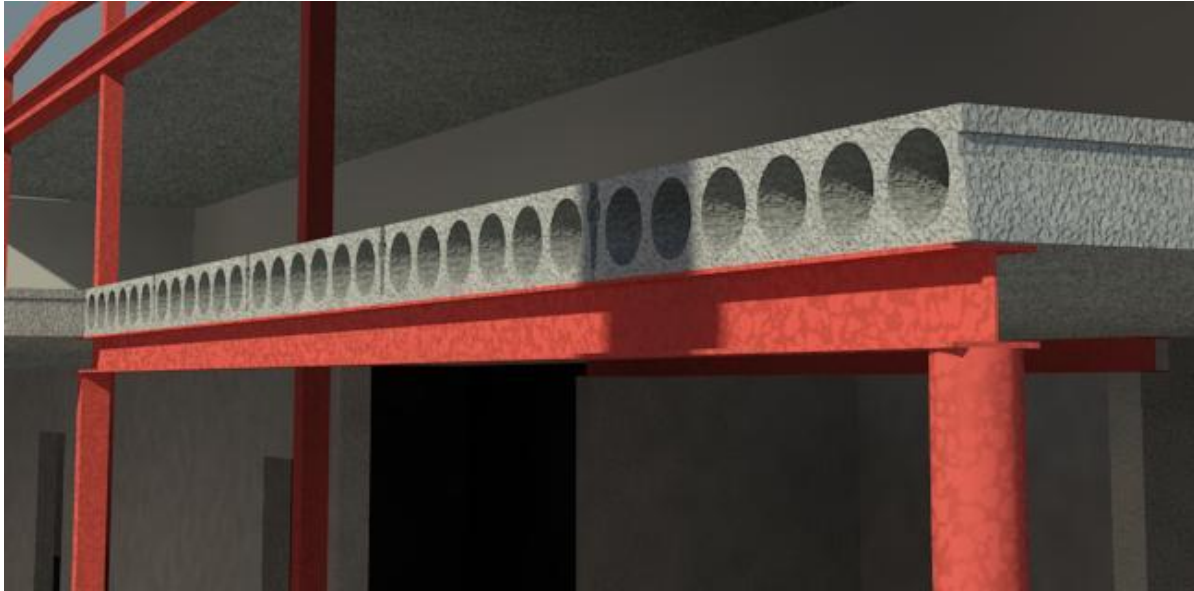
Bruk HUP 80×4. Totalt 4 stk. i bakkant hems.



Rendering 7 Søyler i bakkant hems

3.4.11 Bjelke over spiserom og vindfang, langs glassfasade

Utføres i HE-A -profil



Renderings 8 Bjelke over spiserom og vindfang, langs glassfasade

Bjelken er fritt opplagt i begge ender som Rendering 8 viser.

$$L = 6,2 \text{ m}$$

$$L_b = 3,15 \text{ m}$$

Laster:

Hulldekke + 20 mm avretting + NL

$$EL = 2,78 + 0,5 = \underline{3,28 \text{ kN/m}^2}$$

$$NL = \underline{4,50 \text{ kN/m}^2} \Rightarrow \text{Merk! Redusert nyttelast}$$

$$\Sigma = \underline{7,78 \text{ kN/m}^2}$$

$$q_k = 7,78 \times 3,15 = \underline{24,5 \text{ kN/m}}$$

$$q_d = (3,28 \times 1,2 + 4,5 \times 1,5) \times 3,15 = \underline{33,7 \text{ kN/m}}$$

$$M_{y,Ed} = \frac{1}{8} \times 33,7 \times 6,2^2 = \underline{162 \text{ kNm}}$$

$$V_{Ed} = 33,7 \times 3,1 = \underline{106,2 \text{ kN}}$$

Redusert nyttelast fremkommer som følger:

Arealet i 2 etg. fordeler seg som følger; Disponibel del vil bli innredet til kontorer. Gruppen vurderer det som lite sannsynlig at resterende del, som er satt av til lager/mesalin, vil kunne bli utnyttet slik at $7,5 \text{ kN/m}^2$ er realistisk, se under pkt.3.4.2. Gruppen har derfor valgt å sette nyttelast til $4,5 \text{ kN/m}^2$ over hele etasjen(etasjeskillet).

Det er da tatt høyde for himling med tekniske føringer i kontordel. Karakteristisk nyttelast for kontorarealer er ifølge standarden 3 kN/m^2 , her regnet med $4,5 \text{ kN/m}^2$. Himlingen som normalt ville bli regnet som egenlast med faktor 1,2, blir da her regnet med faktor 1,5. Dette brukes videre i beregningene hvis ikke annet er spesifisert.

3.4.12 Beregning bjelke over spiserom og vindfang, langs glassfasade

$$W_Y^{n\delta dv} = \frac{M_{y,Ed}}{f_d} = \frac{162 \times 10^6}{338} = \underline{480 \times 10^3 \text{ mm}^3}$$

Velger å sette nedbøyningskrav fordi dette er ut mot glassfasade, $\delta_y^{max} = \underline{15 \text{ mm}}$

$$I_Y^{n\delta dv} = \frac{5 \times q_k \times l^4}{384 \times E \times \delta} = \frac{5 \times 24,5 \times 6200^4}{384 \times 2,1 \times 10^3 \times 15} = \underline{149,6 \times 10^6 \text{ mm}^4}$$

Prøver HE300A, $W_y = 1260 \times 10^3 \text{ mm}^3$, $I_y = 182,6 \times 10^6 \text{ mm}^4$, $I_z = 63,1 \times 10^6 \text{ mm}^4$,

$A = 11,2 \times 10^3 \text{ mm}^2$, $t_f = 14 \text{ mm}$, $t_w = 8,5 \text{ mm}$, $H = 290 \text{ mm}$.

Sjekker for vipping (17):

EC3 - 6.3.2.4

Forenklet påvisning for staver fastholdt mot vipping i bygningskonstruksjoner

(1)B Staver med punktvis sideveis støtte av trykflensen kan anses som ikke følsomme for vipping hvis lengden L_c mellom fastholdelsene og den tilhørende relative slankhet $\bar{\lambda}_f$ for trykflensen, oppfyller følgende krav:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{k_c \times L_c}{i_{f,z} \times \lambda_{fy}} \leq \bar{\lambda}_{c0} \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}}, \text{ hvor iht. EC3. NA fastsetter } \bar{\lambda}_{c0} = 0,5$$

Utregning av trykkstavens treghetsradius – $i_{fz} = \sqrt{\frac{I_{TR,S}}{A_{TR,S}}}$

Korreksjonsfaktor iht. tab. 6.6 - $k_c = \mathbf{0,94}$

Antar en spenningsreducerende faktor - 0,8

$$W_y = 1260 \times 10^3 \times 0,8 = \underline{1008 \text{ mm}^3}$$

$$M_{c,Rd} = W_y \times f_d = 1008 \times 10^3 \times 338 = \underline{340,7 \text{ kNm}}$$

$$M_{c,Rd} \geq M_{b,Rd} \geq M_{y,Ed} \text{ hvor } M_{b,Rd} = 1,1 \times \chi \times M_{c,Rd}$$

$$A_{TR,S} = \frac{A}{2} - \frac{(H - 2t_f) \times t_w}{3} = \frac{11,2 \times 10^3}{2} - \frac{(290 - 2 \times 14) \times 8,5}{3} = 5600 - 742 = \underline{4858 \text{ mm}^2}$$

$$I_{TR,S} = \frac{I_z}{2} = \frac{63,1 \times 10^6}{2} = \underline{31,6 \times 10^6 \text{ mm}^4}$$

$$i_{f,z} = \sqrt{\frac{31,6 \times 10^6}{4858}} = \underline{80,65 \text{ mm}}$$

$$\bar{\lambda}_f = \frac{k_c \times L_c}{i_{f,z} \times \lambda_{fy}} \leq \bar{\lambda}_{c0} \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}}, \text{ hvor iht. EC3.NA fastsetter } \bar{\lambda}_{c0} = 0,5$$

$$\bar{\lambda} = \frac{0,94 \times 6200}{80,65 \times 76,4} = \underline{0,946} \quad \text{og} \quad 0,5 \times \frac{340,7}{162} = \underline{1,052} \Rightarrow \underline{0,946 < 1,052} \quad \text{OK}$$

EC3. NS-NA 1993-1-1:2005+NA 2008

For alle valsete tværsnitt brukes kurve c, figur 6.4

$$\bar{\lambda} = 0,946 \Rightarrow \text{kurve c} \Rightarrow \chi = \underline{0,57}$$

$$\underline{M_{b,Rd} = 1,1 \times 0,57 \times 340,7 = 213,6 \text{ kNm} > M_{v,Ed} = 162 \text{ kNm} \quad \text{OK}}$$

Det sveises inn avstivningsplater på begge sider av steget i begge ender av bjelken.

Bruker HE300A. Bjelkens trykkflens bærer lasten med avstivere i begge ender

3.4.13 Søyler under bjelke over spiserom og vindfang, langs glassfasade

Utføres i R- og HUP profil



Rendering 9 Søyler under bjelke ved spiserom. HUP til venstre og rund søyle til høyre

$$N_{Ed} = 106,2 \text{ kN} \approx \underline{102 \text{ kN}}$$

$$L_{cr} = 2500 \text{ mm}$$

Det skal av visuelle hensyn brukes rundprofil R i spiserommet, i andre enden brukes HUP – profil.

R – profil:

Prøve: Antar $\chi = \underline{0,4}$

$$A^{\text{prøve}} = \frac{N_{Ed}}{\chi \times f_d} = \frac{102 \times 10^3}{0,4 \times 338} = \underline{755 \text{ mm}^2}$$

Prøver: R – profil 76,1 × 3,6, A = 820 mm², i = 25,7 mm

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i \times \lambda_1} = \frac{2500}{25,7 \times 76,4} = \underline{1,27 \approx 1,3} \Rightarrow \text{kurve a} \Rightarrow \chi = \underline{0,47}$$

$$N_{b,Rd} = 0,47 \times 338 \times 820 = \underline{130 \text{ kN} > 102 \text{ kN}} \quad \text{For stor}$$

Prøver: R – profil 76,1 × 3,0, A = 689 mm², i = 25,9 mm

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i \times \lambda_1} = \frac{2500}{25,9 \times 76,4} = \underline{1,26 \approx 1,3} \Rightarrow \text{kurve a} \Rightarrow \chi = \underline{0,47}$$

$$N_{b,Rd} = 0,47 \times 338 \times 820 = \underline{109 \text{ kN} > 102 \text{ kN}} \quad \mathbf{OK}$$

Bruker R – profil 76,1 × 3,0	1 stk.
-------------------------------------	---------------

HUP - profilPrøve: Antar $\chi = \underline{0,4}$

$$A^{\text{prøve}} = \frac{N_{Ed}}{\chi \times f_d} = \frac{102 \times 10^3}{0,4 \times 338} = \underline{755 \text{ mm}^2}$$

Prøver: HUP 70×70× 3,0, A = 794 mm², i = 27,3 mm

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i \times \lambda_1} = \frac{2500}{27,3 \times 76,4} = \underline{1,198 \approx 1,2} \Rightarrow \text{kurve a} \Rightarrow \chi = \underline{0,54}$$

$$N_{b,Rd} = 0,54 \times 338 \times 755 = \underline{143 \text{ kN} > 102 \text{ kN}} \quad \text{For stor}$$

Prøver: HUP 60×4, A = 879 mm², i = 27,7 mm

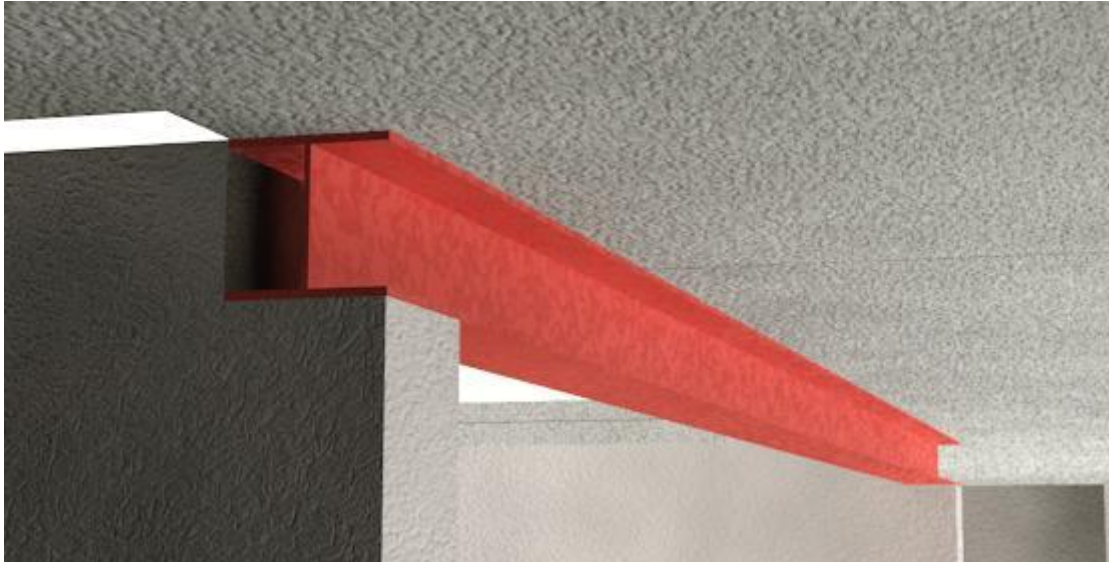
$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i \times \lambda_1} = \frac{2500}{27,7 \times 76,4} = \underline{1,44} \Rightarrow \text{kurve a} \Rightarrow \chi = \underline{0,39}$$

$$N_{b,Rd} = 0,39 \times 338 \times 879 = \underline{115 \text{ kN} > 102 \text{ kN}} \quad \mathbf{OK}$$

Bruker HUP 60×4,0	1 stk.
--------------------------	---------------

3.4.14 Bjelke over spiserom og vindfang, langs trappeveksling

Utføres i HE-A -profil



Bjelken er fritt opplagt i begge ender på utsparinger i betong vegger.

$$L = 5,2 \text{ m}$$

$$L_b \text{ I} = \left(\frac{2,2+6,55}{2} \right) = \underline{4,375 \text{ m}} \qquad L_A \text{ I} = 4,375 \times 1,9 = \underline{8,31 \text{ m}^2}$$

$$L_b \text{ II} = \left(\frac{6,65}{2} \right) = \underline{3,325 \text{ m}} \qquad L_A \text{ II} = 3,325 \times 3,3 = \underline{10,0 \text{ m}^2}$$

Laster

Hulldekke + 20 mm avretting + NL

$$EL = 2,78 + 0,5 = 3,28 \text{ kN/m}^2$$

$$NL = 4,50 \text{ kN/m}^2$$

$$q_k = 3,28 + 4,5 = \underline{7,78 \text{ kN/m}^2}$$

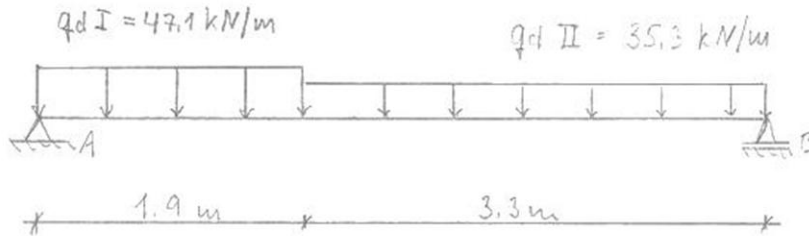
$$q_d = 3,28 \times 1,2 + 4,5 \times 1,5 = \underline{10,7 \text{ kN/m}^2}$$

$$q_d \text{ I} = 10,7 \times 4,4 = \underline{47,1 \text{ kN/m}}$$

$$q_d \text{ II} = 10,7 \times 3,3 = \underline{35,3 \text{ kN/m}}$$

Skisse 3 Bjelke over spiserom og vindfang, langs trapp

Bjelke over spiserom og vindfang langs trapp



$$M_B = 0$$

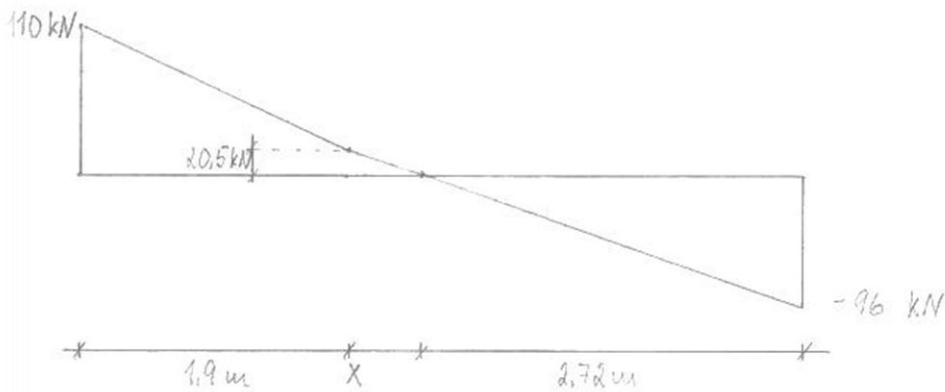
$$\Rightarrow \bar{F}_A \cdot 5,2 - 47,1 \cdot 1,9 \cdot (3,3 + 0,95) - 35,3 \cdot 3,3 \cdot 1,65 = 0$$

$$\Rightarrow \underline{\bar{F}_A = 110 \text{ kN}}$$

$$F_B = 47,1 \cdot 1,9 + 35,3 \cdot 3,3 - 110 = 96 \text{ kN}$$

$$\underline{F_B = 96 \text{ kN}}$$

V-diagram



$$\frac{96}{35,3} = 2,72 \text{ m} \Rightarrow x = 0,58 \text{ m}$$

$$\underline{\underline{M_{\text{Med}}^{\text{Max}} = \frac{110 + 20,5}{2} \cdot 1,9 + \frac{20,5 \cdot 0,58}{2} = 130 \text{ kNm}}}$$

$$\text{Kontroll: } \frac{96 \cdot 2,72}{2} = 130,5 \approx 130 \text{ kNm}$$



Moment:

$M_{Ed} = \underline{130 \text{ kNm}}$ Opptrer 2,48 m fra opplegg A, jf. Skisse 3

Opplagerkrefter:

$F_A = \underline{110 \text{ kN}}$

$F_B = \underline{96 \text{ kN}}$

3.4.15 Beregning bjelke over spiserom og vindfang, langs trappeveksling

$$W_Y^{n\ddot{o}dv} = \frac{M_y Ed}{fd} = \frac{130 \times 10^6}{338} = \underline{384,6 \times 10^3 \text{ mm}^3}$$

$$\text{Prøver HE220A, } W_y = 515 \times 10^3 \text{ mm}^3, A = 6,43 \times 10^3 \text{ mm}^2, I_y = 54,1 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Velger å sette nedbøyningskrav for denne bjelken; Dekke som bjelken bærer, danner avslutning mot toppen av trappen. Her er det ønskelig med så liten differanse som mulig. Fordi dette i stor grad kun er gangareal, anses det som lite realistisk at arealet vil bli belastet med noe særlig permanent nyttelast. Reduserer derfor nyttelasten fra 4,5 til 1,5 kN/m², dette gjelder kun for nedbøyning. Det brukes største last-areal som går over hele bjelken.

Setter kravet til nedbøyning: $\delta_y^{max} = 10 \text{ mm}$.

Dermed:

$$EL + NL = 3,28 + 1,5 = \underline{4,78 \text{ kN/m}^2}$$

$$q_k = 4,78 \times 4,4 = \underline{21 \text{ kN/m}}$$

$$I_y^{N\ddot{o}dv.} = \frac{5 \times q_k \times l^4}{384 \times E \times \delta} = \frac{5 \times 21 \times 5200^4}{384 \times 2,1 \times 10^3 \times 10} = 65,2 \times 10^6 \text{ mm}^4 > 54,1 \times 10^6 \text{ mm}^4 \quad \text{NG}$$

Velger å bruke HE-B profil.

$\text{HE240B, } W_y = 938 \times 10^3 \text{ mm}^3, A = 10,6 \times 10^3 \text{ mm}^2, I_y = 112,6 \times 10^6 \text{ mm}^4$

$$\delta = \frac{5 \times q_k \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 21 \times 5200^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 112,6 \times 10^6} = \underline{8,4 \text{ mm} < 10 \text{ mm}} \quad \text{OK}$$

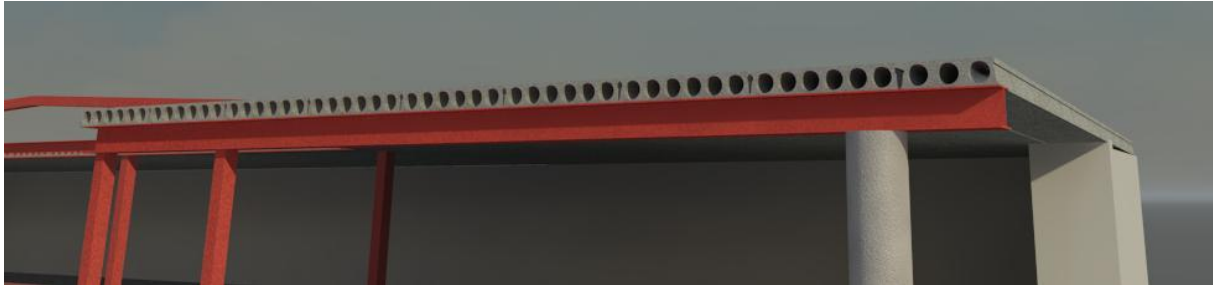
3.4.16 Kommentar til bjelke over spiserom og vindfang, pkt. 3.4.14

Gruppen ser i ettertid at ved å støpe inn stålplater som underlag for bjelken i betongveggen, og sveise bjelken fast i disse, vil denne forbindelsen kunne ta moment. Det vil si at det hadde blitt mindre moment i feltet og nedbøyningen kan beregnes etter formelen: $\frac{1 \times q \times l^4}{384 \times EI}$.

Dette ville ført til at det mest sannsynlig ville kunne benyttet et noe mindre tverrsnitt i dette tilfellet. På grunn av tidspress er denne beregningen ikke gjort.

3.4.17 Bjelke for bæring av hulldekker til tak over kontordel

Utføres i HEA profil. Bjelken er opplagt på betong søyle i én ende.



Rendering 10 Viser bjelke over kontordel - Opplagt på betong søyle i høyre ende

Laster fra tak:

Lastbredde = 4,5 m

Egenlast: Hulldekke 200 + korrugerte plater, isolasjon og tekking.

$$(2,78+0,5) \times 4,5 = \underline{14,76 \text{ kN/m}}$$

Det skal monteres en sarg langs med bjelken som takavslutning = 0,5 kN/m

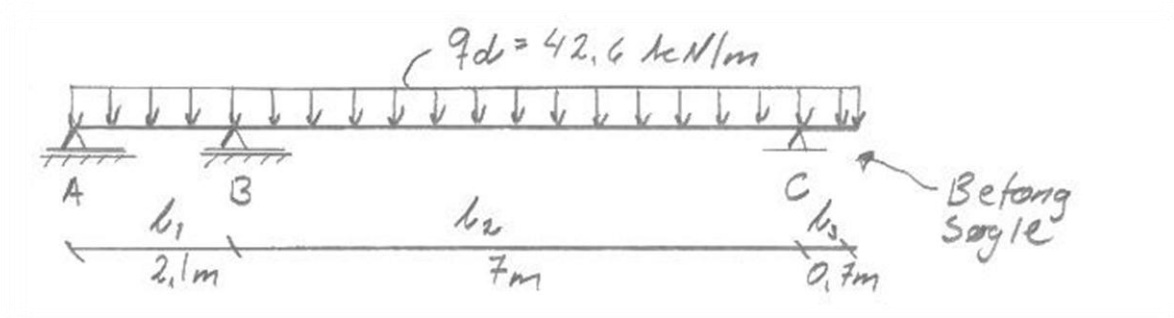
Nyttelast: Snø se pkt. 3.3.2

$$3,6 \times 4,5 = \underline{16,2 \text{ kN/m}}$$

$$q_d = (14,76 + 0,5) \times 1,2 + 16,2 \times 1,5 = \underline{42,6 \text{ kN/m}}$$

Bjelken er i utgangspunktet kontinuerlig over tre opplegg med $l_1 = 2,1\text{m}$, $l_2 = 7\text{m}$ og en utkraging over betong søylen på $0,7\text{m}$.

Skisse 4 Bjelke over kontordel



Moment:

Bruker 3-moment-likningen for å finne momentet over midtstøtte B:

$$M_C = 42,6 \times 0,7 \times 0,35 = \underline{10,4 \text{ kN}}$$

$$2M_B(l_1 + l_2) + M_C \times l_2 = \frac{1}{4} q_d(l_1^3 + l_2^3)$$

$$2M_B \times (2,1 + 7) + M_C \times 7 = \frac{1}{4} \times 42,6 \times (2,1^3 + 7^3)$$

$$\Rightarrow \underline{M_B = 202 \text{ kNm}}$$

Skjærkraft:

$$V_A = 42,6 \times 1,05 - \frac{202}{2,1} = -51,5 \text{ kN}$$

$$V_{BV} = 42,6 \times 1,05 + \frac{202}{2,1} = 141 \text{ kN}$$

$$V_{BH} = 42,6 \times 3,5 + \frac{(202 - 10,4)}{7} = 176,5 \text{ kN}$$

$$V_{CV} = 42,6 \times 3,5 - \frac{(202 - 10,4)}{7} = 122 \text{ kN}$$

$$V_{CH} = 42,6 \times 0,7 = 29,8 \text{ kN}$$

Kontroll:

$$\underline{\Sigma V = 417,8 \text{ kN} \approx 46,2 \times 9,8 = 417,5 \text{ kN}}$$

Ser at opplager kraften i A er negativ, dvs. nedover rettet. Lengden på 2,1 meter fra A til B blir å betrakte som en utkraget bjelke over støtten B, og det settes ingen søyle i punkt A.

Fordi det ikke settes noen søyle i A, endrer kraft bildet seg. Regner på nytt, nå med avstanden A til B (2,1 m) som utkraget.



Moment:

$$M_B = 42,6 \times 2,1 \times 1,05 = \underline{94 \text{ kNm}}$$

$$M_C = 42,6 \times 0,7 \times 0,35 = \underline{10,4 \text{ kN}}$$

Skjærkraft:

$$V_{BV} = 42,6 \times 2,1 = 89,5 \text{ kN}$$

$$V_{BH} = 42,6 \times 3,5 + \frac{94 - 10,4}{7} = 161 \text{ kN}$$

$$V_{CV} = 42,6 \times 3,5 - \frac{(94 - 10,4)}{7} = 137,2 \text{ kN}$$

$$V_{CH} = 42,6 \times 0,7 = 29,8 \text{ kN}$$

Kontroll:

$$\underline{\underline{\Sigma V = 417,8 \text{ kN} \approx 46,2 \times 9,8 = 417,5 \text{ kN}}}$$

Sjekker maks feltmoment ved likning:

$$\frac{dM}{dx} = V(x) = 0 \Rightarrow \text{Maks moment}$$

$$M(x) = V_{BH}(x) - \frac{1}{2}qx^2 - M_B, \Rightarrow M'(x) = V(x) = V_{BH} - qx, \Rightarrow 161 - 42,6x = 0 \Rightarrow x = 3,78 \text{ m}$$

$$M(3,78) = 161 \times 3,78 - 21,3 \times 3,78^2 - 94 = 210,2 \text{ kNm}$$

$$\underline{\underline{M^{\max} = 210,2 \text{ kNm}}}$$

3.4.18 Beregning bjelke for bæring av hulldekker til tak over kontordel

$$W_Y^{n\delta dv} = \frac{Med}{fd} = \frac{210,2 \times 10^6}{338} = \underline{622 \times 10^3 \text{ mm}^3}$$

$$\text{Nedbøyningskrav } \delta_{\max} = \frac{L}{400} \Rightarrow \frac{7000}{400} = \underline{17,5 \text{ mm}}$$

$$q_{\text{kar}} = (2,78 + 0,5 + 3,6) \times 4,5 + 0,5 = \underline{31,5 \text{ kN/m}}$$

$$M_{\text{kar}}^B = \frac{q_{\text{kar}}}{q_d} \times M_{Ed}^B = \frac{31,5}{42,6} \times 210,2 = \underline{155,4 \text{ kNm}}$$

$$I_y^{\min} = \frac{l^2}{16 \times E \times \delta_{\max}} \left[\frac{5 \times q \times l^2}{24} - M_{\text{kar}}^B \right] = \frac{7000^2}{16 \times 2,1 \times 10^5 \times 17,5} \left[\frac{5 \times 31,5 \times 7000^2}{24} - 155,4 \times 10^6 \right] =$$

$$I_y^{\min} = \underline{138,4 \times 10^6 \text{ mm}^4}$$

$$\underline{\text{HE 280 A, } A = 11,2 \times 10^3 \text{ mm}^2 \quad W_v = 1010 \times 10^3 \text{ mm}^3, I_v = 136,7 \times 10^6 \text{ mm}^4, H = 270 \text{ mm.}}$$

$$\delta = \frac{l^2}{16 \times E \times \delta_{\max}} \left[\frac{5 \times q \times l^2}{24} - M_{\text{kar}}^B \right] = \frac{7000^2}{16 \times 2,1 \times 10^5 \times 136,7 \times 10^6} \left[\frac{5 \times 31,5 \times 7000^2}{24} - 155,4 \times 10^6 \right] =$$

$$\delta = \underline{17,7 \text{ mm}}$$

$$\underline{I_v = 136,7 \times 10^6 \text{ mm}^4 \approx 138,4 \times 10^6 \text{ mm}^4 \Rightarrow \delta = 17,7 \text{ mm} \approx 17,5 \text{ mm} \quad \text{OK}}$$

$$f_d = 338 \text{ N/mm}^2$$

$$t_w = 8 \text{ mm}, t_f = 13 \text{ mm}$$

$$A_w = (H - 2t_f) \times t_w = (270 - 2 \times 13) \times 8 = \underline{1952 \text{ mm}^2}$$

$$V_{Ed}^{\max} = V_{BH} = \underline{161 \text{ kN}}$$

$$\tau_d = \frac{fd}{\sqrt{3}} = \frac{338}{\sqrt{3}} = \underline{195,1 \text{ N/mm}^2}$$

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} = \frac{161 \times 10^3}{1952} = 82,5 \text{ N/mm}^2 < \tau_d = \underline{195,1 \text{ N/mm}^2} \quad \text{OK}$$

$$\sigma_{y,Ed} = \frac{Med}{W_y} = \frac{210,2 \times 10^6}{1010 \times 10^3} = 208,1 \text{ N/mm}^2 < f_d = \underline{338 \text{ N/mm}^2} \quad \text{OK}$$



Sjekker for jevnføringsspenning:

$$\sigma_j = \sqrt{\sigma_{y,Ed}^2 + 3\tau_{Ed}^2} \leq f_d = \sqrt{208,1^2 + 3 \times 82,5^2} = \underline{252,5 \text{ N/mm}^2} < f_d = 338 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

Bruker HE 280 A Som bjelke for bæring av hulldekker til tak over kontordel

3.4.19 Stålsøyle for bjelke i pkt. 3.4.17

Utføres i HUP profil

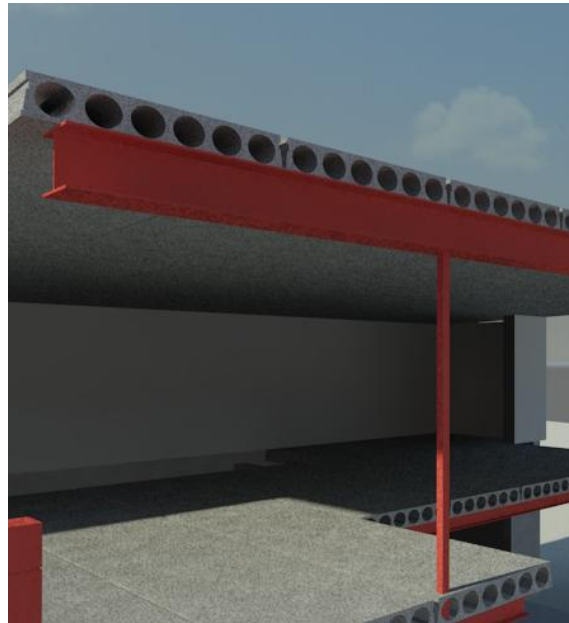
$$L_{cr} = 2600 - 280 = 2320 \text{ mm}$$

$$N_{Ed} = F_B = V_{BV} + V_{CH} = 89,5 + 161 = 250,5$$

$$\approx \underline{251 \text{ kN}}$$

$$\text{Antar } \chi = \underline{0,4}$$

$$A^{\text{prøve}} = \frac{N_{Ed}}{\chi \times f_d} = \frac{251 \times 10^3}{0,4 \times 338} = \underline{1856 \text{ mm}^2}$$



Rendering 11 Stålsøyle for bjelke

Prøver: HUP 80×6,3, A = 1810 mm², i = 29,9 mm

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i \times \lambda_1} = \frac{2320}{29,9 \times 76,4} = \underline{1,0} \Rightarrow \text{kurve a} \Rightarrow \chi = \underline{0,67}$$

$$N_{b,Rd} = 0,67 \times 338 \times 1810 = \underline{409 \text{ kN}} > 251 \text{ kN} \quad \text{NG}$$

Prøver: HUP 70 × 6,3, A = 1560 mm², i = 25,8 mm

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i \times \lambda_1} = \frac{2320}{25,8 \times 76,4} = \underline{1,27} \Rightarrow \text{kurve a} \Rightarrow \chi = \underline{0,54}$$

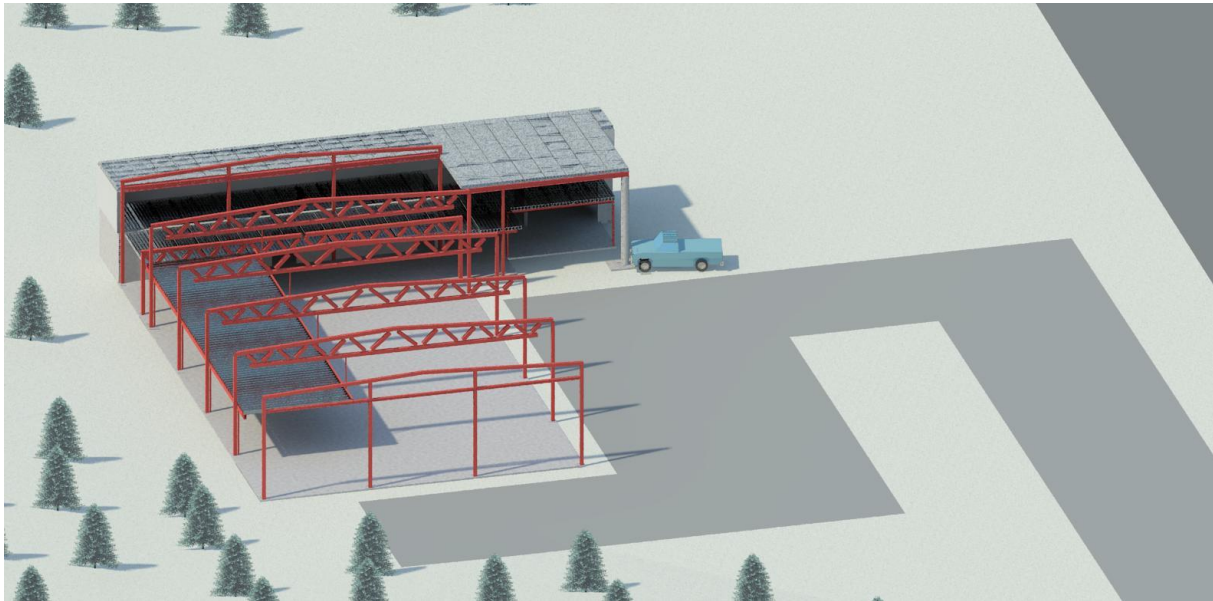
$$N_{b,Rd} = 0,54 \times 338 \times 1560 = \underline{284 \text{ kN}} > 251 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Bruker HUP 70×6,3 1 stk.

3.4.20 Betong søyle for bjelke i pkt. 3.4.17

Betong søyle for bjelken beregnes i Focus Konstruksjon, da den blir belastet med en aksialkraft fra bjelken og dessuten kan bli utsatt for påkjørsel fra ett kjøretøy som en ulykkeslast. Denne søylen står utsatt plassert, da innkjørselen og utkjørselen til Glenn`s Billakkering passerer forbi denne søylen og videre inn/ut på området.

Gruppen har modellert hvordan dette scenarioet kan utspille seg:



Rendering 12 Ulykke ved påkjørsel av betong søyle

Laster

Ulykkeslast beregnes etter NS-EN 1991 (4) Tillegg B – Rekkverk for kjøretøyer og parapet for parkeringsplasser

Dette tillegget beregner en kraft F som treffer vinkelrett på en jevnt fordelt flate over en lengde på 1,5 meter. Fordi det i dette tilfellet er en rund søyle hvor treffpunktet kun vil være et punkt i en radius, beregnes kraften etter formelen:

$$F=ma \quad \text{hvor } a = \frac{v^2 - v_0^2}{2s}$$

$$F = m \times \frac{v^2 - v_0^2}{2s}$$

Tillegg B punkt 4 gir verdier for m og v .

Dette gjelder hvis parkeringsplassen er dimensjonert for kjøretøyer med en totalvekt som overskrider 2500 kg. Gruppen har ingen kjennskap til hvilke tyngde parkeringsplassen/innkjørselen er dimensjonert for, men tar utgangspunkt i at det her vil kunne passere kjøretøy med en totalvekt større en 2500 kg.

m = den faktiske massen i kilo av kjøretøyet som parkeringsplassen er dimensjonert for

$$v = 4,5 \text{ m/s}$$

I denne utregningen velger gruppen å sette massen til kjøretøyet til 3500 kg. Dette er en valgt middelvei, f.eks. en liten lastebil eller personbil med henger.

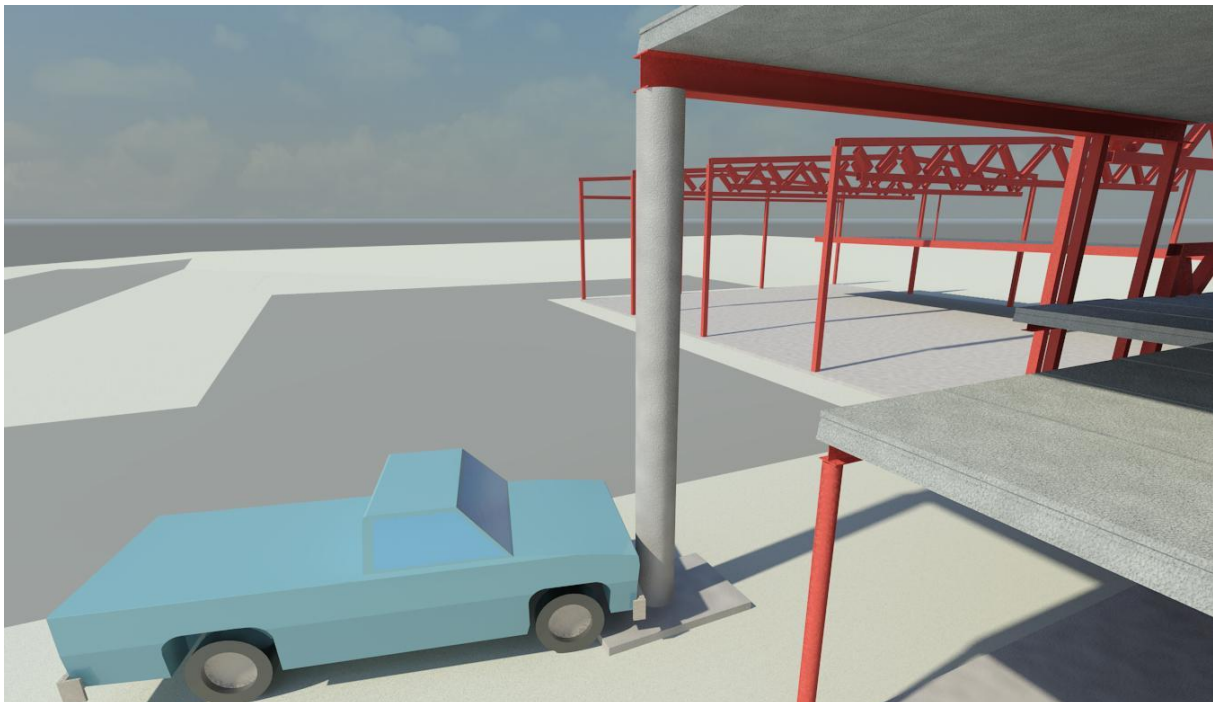
Det settes som en forutsetning at kjøretøyet stopper helt opp ved en eventuell kollisjon, dvs. $v_0 = 0$, og en deformasjon på kjøretøyet med en dybde s på 20 cm som treffer betongsøylen på ett punkt 600 mm over bakken.

Dermed:

$$F = m \times \frac{v^2 - v_0^2}{2s} = 3500 \text{ kg} \times \frac{(4,5 \frac{\text{m}}{\text{s}})^2}{2 \times 0,2 \text{ m}} = \underline{177 \text{ kN}}$$

I tillegg utsettes søylen for en aksialkraft fra stålbejlen på 167 kN, pkt. 3.4.17. Denne kraften inkluderer både egenlast og nyttelast, velger derfor å dividere denne verdien 1,35 før den settes inn i Focus som en nyttelast.

$$N_d = \frac{167}{1,35} \approx 124 \text{ kN}$$



Rendering 13 Nærbilde av ulykkes scenario

3.4.21 Beregning betong søyle for bjelke i pkt. 3.4.17

Inndata:

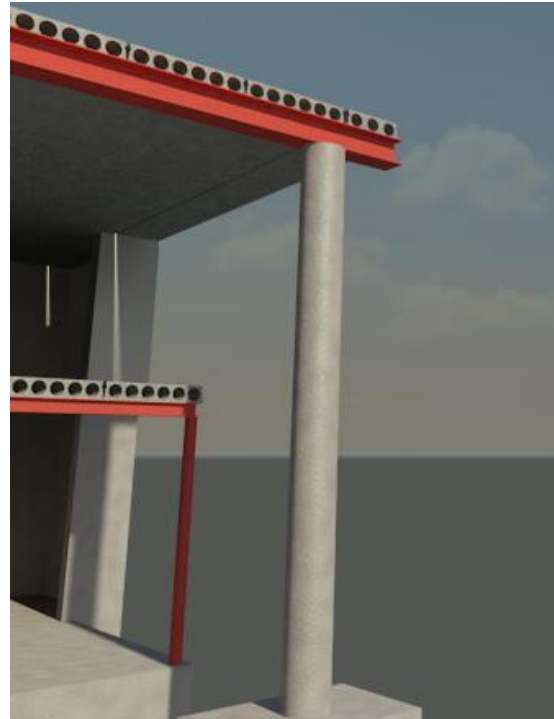
Betong B30, Armeringskval.:B500C

Eksponeeringsklasse XF1 – Vertikale betongoverflater utsatt for regn og frost.

Med utgangspunkt i ovenfor nevnte laster er betong-søylen modellert i Focus Konstruksjon. Av estetiske grunner ønskes det i tillegg bjelken fremstår som en solid søyle, diameteren settes derfor til 400 mm. Lengden på søylen måles ut ifra tegninger og settes til 6000 mm.

Søylen modelleres som en flaggstang søyle, dvs. kun innspent i bunn, med fri ende i toppen. Lasten plasseres 20 mm ut fra senteraksen i både x- og y-retning, for å få en liten eksentrisitet. Lasten fra ulykkessituasjonen plasseres horisontalt og vinkelrett på søylen med en høyde på 600 mm fra fast innspenning i bunn.

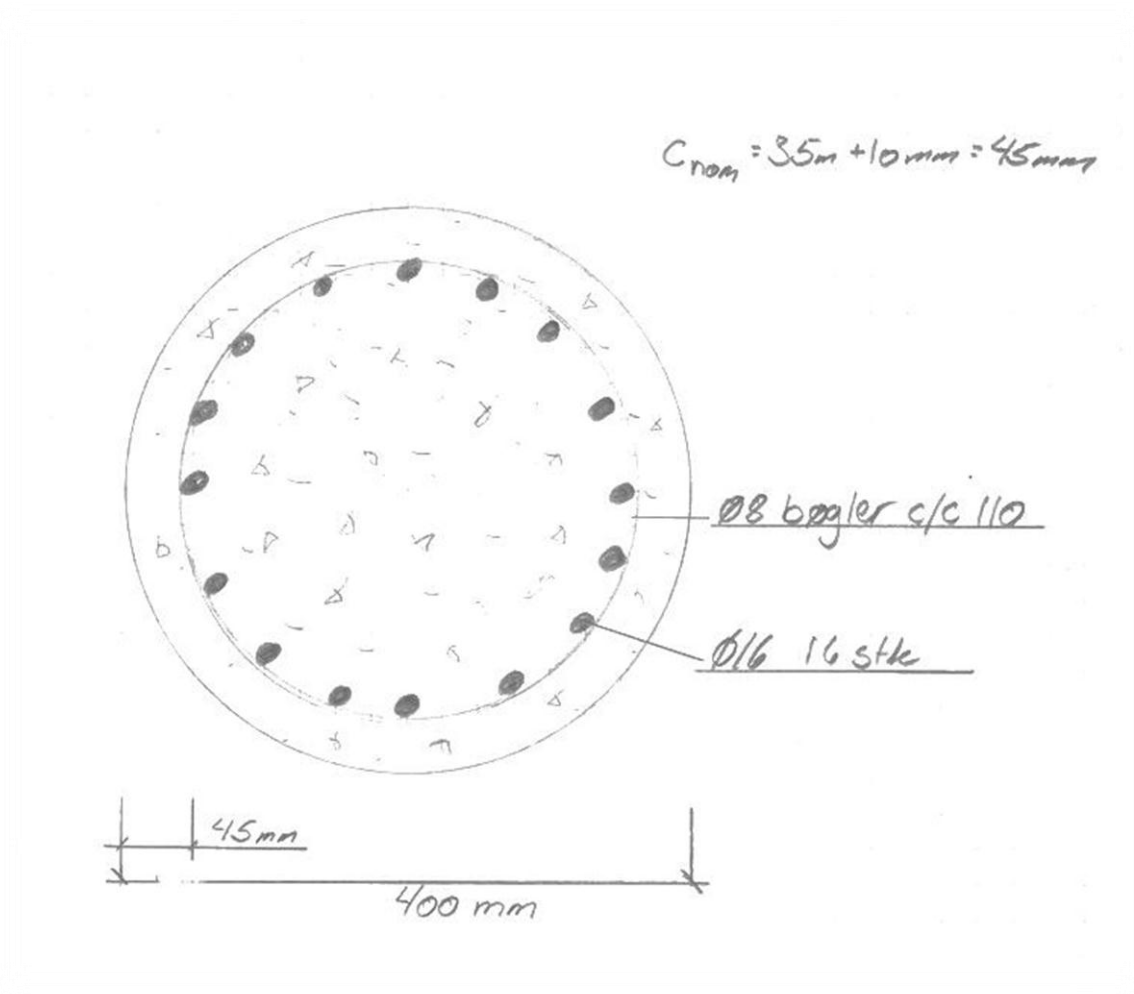
Ved bruk av Focus Konstruksjon i betong beregninger har programmet en funksjon som automatisk kan komme med armeringsforslag. Denne funksjonen er brukt, da det er tidkrevende og vanskelig å legge inn armering manuelt i Focus Konstruksjon.



Rendering 14 Betong søyle

Armerings forslag foreslår Ø12 som lengde armering langs 2 radiuser. Dette ble modifisert til Ø16 armering slik at det kun kan armeres etter en radius, dvs. kun ett lag med lengdearmering. Som bøylar brukes Ø8 bøyle armering.

Skisse 5 Armering i betongsøyle

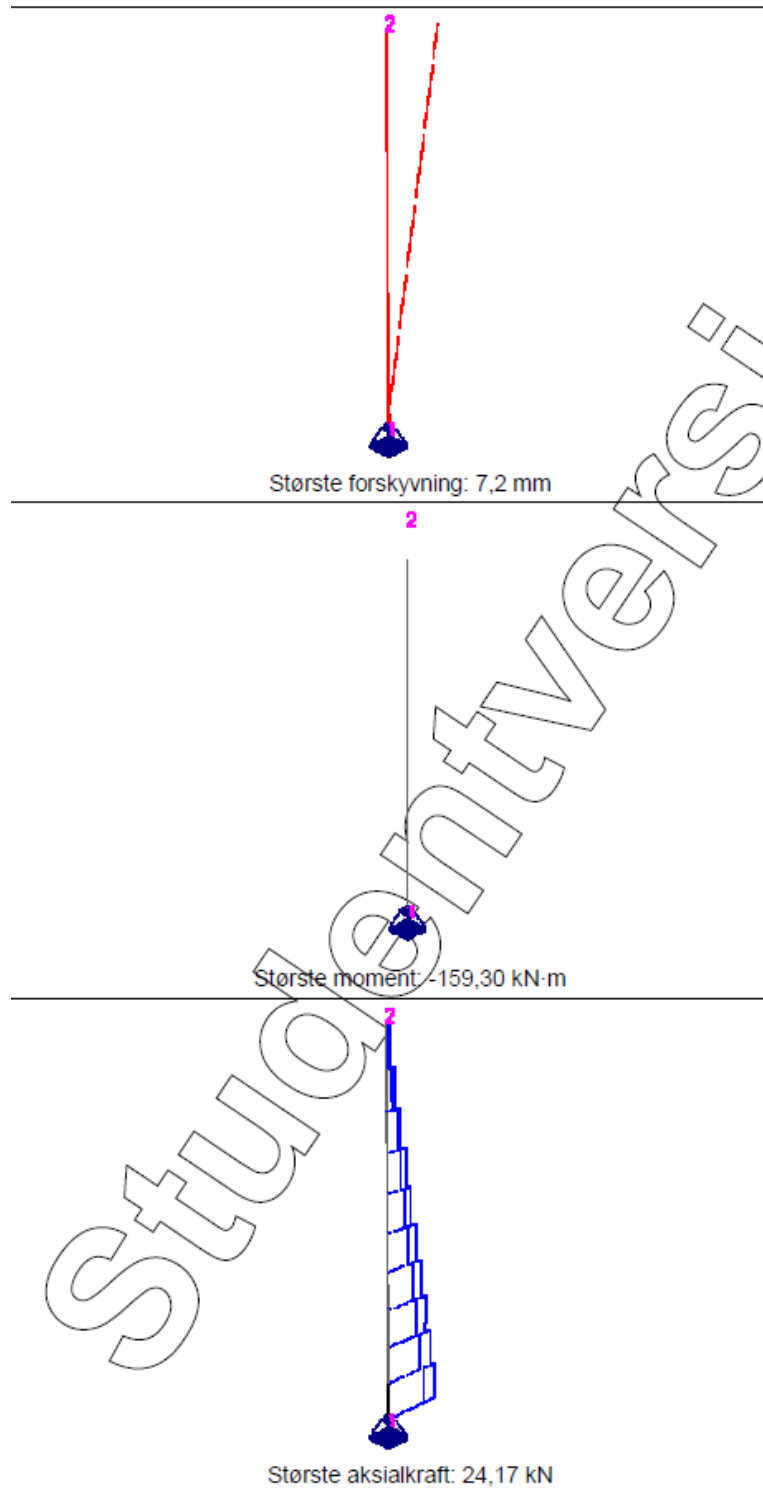


3.4.22 Presentasjon av resultater fra Focus Konstruksjon - Betong søyle for bjelke

Lengde armering: 16 stk. Ø16 plasseres rundt hele radiusen

Bøyle armering: Ø8 c/c 110 plasseres i hele lengderetningen.

Figur 4 Skjermklipp fra Focus Konstruksjon viser forskyvning, M- og N-diagram



Figur 5 Skjermklipp fra Focus Konstruksjon viser V-diagram



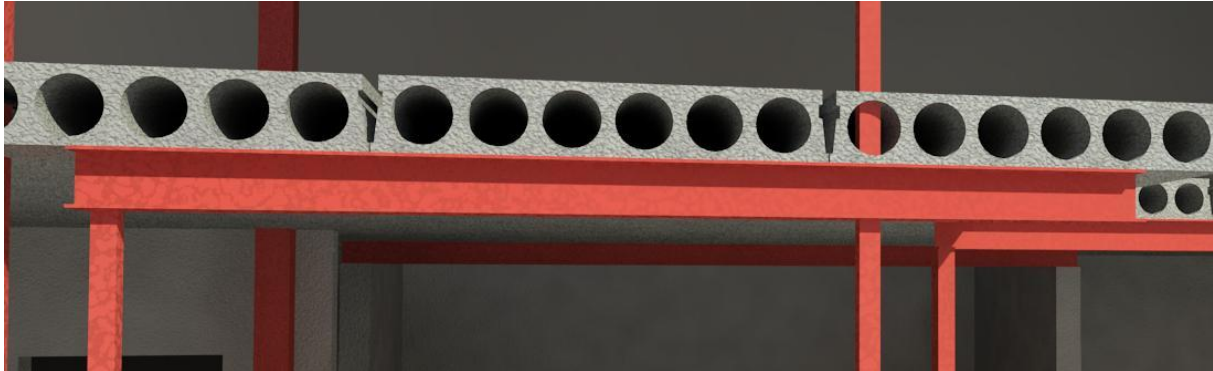
Figur 6 Skjermklipp fra Focus Konstruksjon viser maksimal kapasitetsutnyttelse i henhold til EN 1992



Maksimal kapasitetsutnyttelse: 97,13 % (EN 1992-1-1 6.1: MN-diagram, bøyning om y-aksen)

3.4.23 Bjelke over kontor yttervegg

Utføres i HEA profil



Rendering 15 Bjelke over kontor yttervegg

Bjelken er opplagt i A og B, avstanden imellom er 2,2 m og krager ut 0,8 m over B.

Lengde = 3 m

Laster:

Hulldukke + 20 mm avretting + NL

$$EL = 2,78 + 0,5 = 3,28 \text{ kN/m}^2$$

$$NL = 4,50 \text{ kN/m}^2$$

$$L_b = \left(\frac{2,2 + 6,55}{2} \right) = 4,375 \text{ m} \approx \underline{4,4 \text{ m}}$$

$$q_k = (3,28 + 4,5) \times 4,4 = \underline{34,2 \text{ kN/m}}$$

$$q_d = (3,28 \times 1,2 + 4,5 \times 1,5) \times 4,4 = \underline{47,1 \text{ kN/m}}$$

Moment

$$M_B = 47,1 \times 0,8 \times 0,4 = 15,1 \text{ kNm}$$

Skjær

$$V_A = 47,1 \times 1,1 - \frac{15,1}{2,2} = 44,9 \text{ kN}$$

$$V_{BV} = 47,1 \times 1,1 + \frac{15,1}{2,2} = 58,7 \text{ kN}$$

$$V_{BH} = 47,1 \times 0,8 = 37,7 \text{ kN}$$

$$F_B = 37,7 + 58,7 = 96,4 \text{ kN}$$

Kontroll:

$$\underline{\Sigma V = 141,3 \text{ kN} = 47,1 \times 3 = 141,3 \text{ kN}}$$

$$N_{Ed}^{max} = F_B = \underline{96,4 \text{ kN}}$$

Sjekker maks feltmoment ved likningen $\frac{dM}{dx} = V(x) = 0 \Rightarrow$ Maks moment

$$M(x) = V_A(x) - \frac{1}{2}qx^2, \Rightarrow \frac{dM}{dx} = V(x) = V_A - qx, \Rightarrow 44,9 - 47,1x = 0 \Rightarrow x = \underline{0,95 \text{ m}}$$

$$M(0,95) = 44,9 \times 0,95 - \frac{1}{2} \times 47,1 \times 0,95^2 = \underline{21,4 \text{ kNm}}$$

$$M^{max} = \underline{21,4 \text{ kNm}}$$

3.4.24 Beregning bjelke over kontor yttervegg

$$W_Y^{n\delta dv} = \frac{Med}{fd} = \frac{21,4 \times 10^6}{338} = \underline{63,3 \times 10^3 \text{ mm}^3}$$

$$\text{Nedbøyningskrav } \delta_{\max} = \frac{L}{300} \Rightarrow \frac{2200}{300} = \underline{7 \text{ mm}}$$

$$q_k = (3,28 + 4,5) \times 4,4 = \underline{34,2 \text{ kN/m}}$$

$$M_{kar}^A = \frac{q_{kar}}{q_d} \times M_{Ed} = \frac{34,2}{47,1} \times 21,4 = \underline{15,5 \text{ kNm}}$$

$$I_y^{min} = \frac{l^2}{16 \times E \times \delta_{\max}} \left[\frac{5 \times q_k \times l^2}{24} - M_{kar}^A \right] = \frac{2200^2}{16 \times 2,1 \times 10^5 \times 7} \left[\frac{5 \times 34,2 \times 2200^2}{24} - 15,5 \times 10^6 \right] = \underline{3,9 \times 10^6 \text{ mm}^4}$$

$$\underline{\text{HE120A, } A = 2,53, W_y = 106 \times 10^3, I_y = 6,06 \times 10^6, H = 114 \text{ mm, } t_w = 5 \text{ mm,}}$$

$$\underline{t_f = 8 \text{ mm, } r_1 = 12 \text{ mm}}$$

$$f_d = 338 \text{ N/mm}^2$$

$$A_w = (H - 2t_f) \times t_w = (114 - 2 \times 8) \times 5 = \underline{784 \text{ mm}^2}$$

$$V_{Ed}^{max} = \underline{96,4 \text{ kN}}$$

$$\tau_d = \frac{fd}{\sqrt{3}} = \frac{338}{\sqrt{3}} = \underline{195,1 \text{ N/mm}^2}$$

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} = \frac{58,7 \times 10^3}{784} = 74,9 \text{ N/mm}^2 < \tau_d = \underline{195,1 \text{ N/mm}^2} \quad \text{OK}$$

$$\sigma_{y,Ed} = \frac{Med}{W_y} = \frac{21,4 \times 10^6}{106 \times 10^3} = 201,9 \text{ N/mm}^2 < f_d = \underline{338 \text{ N/mm}^2} \quad \text{OK}$$

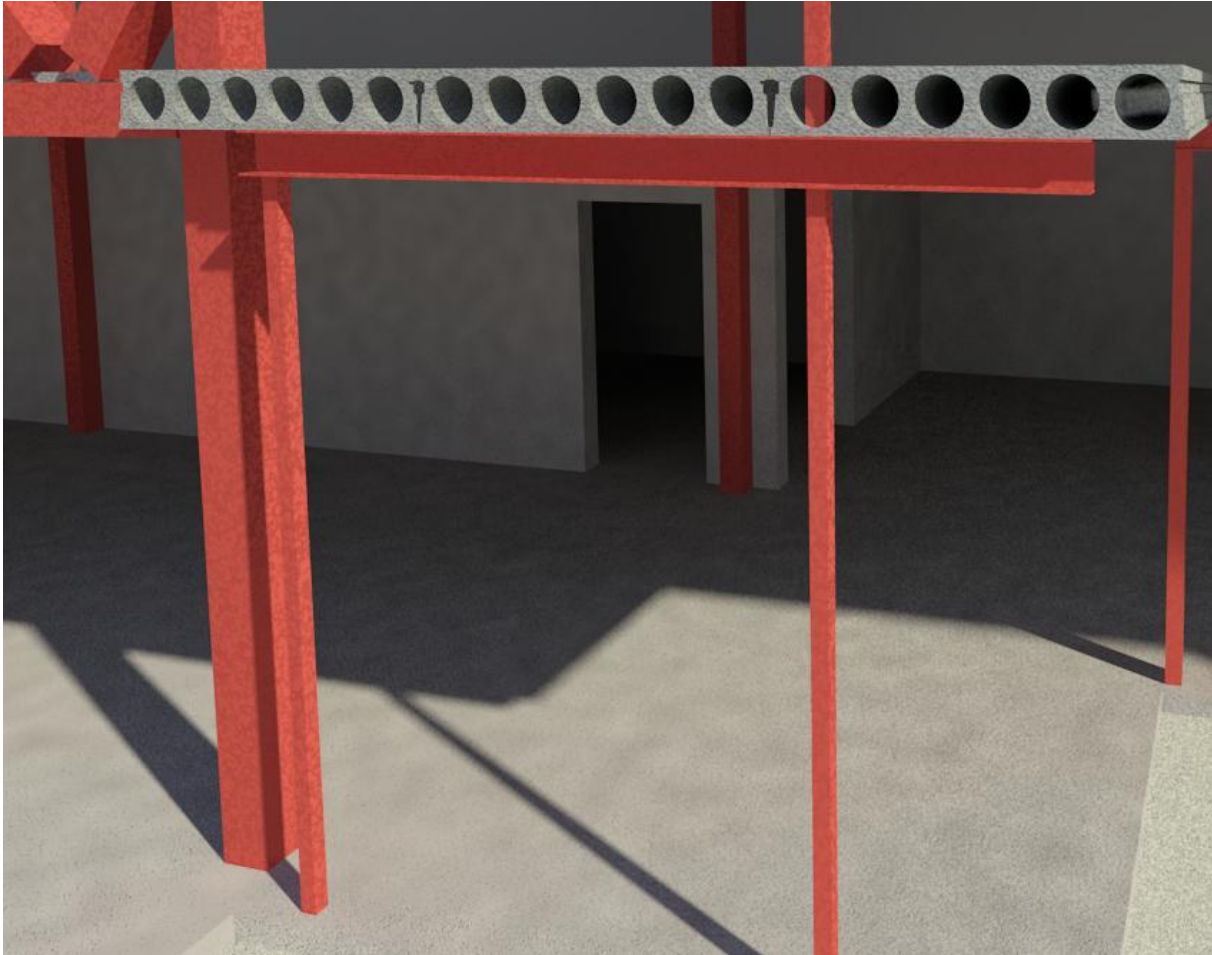
Sjekker for jevnføringsspenning:

$$\sigma_j = \sqrt{\sigma_{y,Ed}^2 + 3\tau_{Ed}^2} \leq f_d = \sqrt{201,9^2 + 3 \times 74,9^2} = \underline{240 \text{ N/mm}^2} < f_d = \underline{338 \text{ N/mm}^2} \quad \text{OK}$$

Bruk HE120A Som bjelke over kontor yttervegg

3.4.25 Søyle opplegg B for bjelke over kontor yttervegg, pkt. 3.4.23

Utføres i HUP profil



Rendering 16 Søyle for bjelke over kontor yttervegg

Her kommer lasten fra søyle i pkt. 3.4.19 ovenfor som bærer bjelken for taket over kontordel som ett tillegg $\Rightarrow N_{Ed}^{Søyle} = \underline{250,5 \text{ kN}}$

$$N_{Ed} = 96,4 + 250,5 = \underline{346,9 \approx 347 \text{ kN}}$$

$$L_{cr} = 2800 - 120 = \underline{2680 \text{ mm}}$$

Antar $\chi = \underline{0,5}$

$$A_{prøve} = \frac{N_{Ed}}{\chi \times f_d} = \frac{347 \times 10^3}{0,5 \times 338} = \underline{2053 \text{ mm}^2}$$

Prøver: HUP 100×6, A = 2220 mm², i = 38,2 mm

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i \times \lambda_1} = \frac{2680}{38,2 \times 76,4} = 0,92 \Rightarrow \text{kurve a} \Rightarrow \chi = 0,72$$

$$N_{b,Rd} = 0,72 \times 338 \times 2220 = \underline{540 \text{ kN}} > 347 \text{ kN} \quad \text{For stor kapasitet}$$

Prøver: HUP 70 × 8, A = 1920 mm², i = 34,5 mm

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i \times \lambda_1} = \frac{2680}{25 \times 76,4} = 1,4 \Rightarrow \text{kurve a} \Rightarrow \chi = \underline{0,42}$$

$$N_{b,Rd} = 0,42 \times 338 \times 1920 = \underline{272 \text{ kN}} > 251 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Bruker HUP 70×8 i begge ender, totalt 2 stk.

3.5 Branndimensjonering

3.5.1 Bjelke over spiserom og vindfang, langs glassfasade

Kontrollerer bjelke over spiserom og vindfang, langs glassfasade se.pkt. 3.4.11 for å kontrollere om brannkravet R15, pkt. 3.2.2 er tilfredsstillt.

Resultatet fra beregningen er en HE 300A bjelke, som her kontrolleres for brannkravet R15:

$$\underline{W_v = 1260 \times 10^3 \text{ mm}^3, A = 11,2 \times 10^3 \text{ mm}^2, t_f = 14 \text{ mm}, t_w = 8,5 \text{ mm},}$$

$$\underline{r = 27 \text{ mm}, H = 290 \text{ mm}, B = 300 \text{ mm}}$$

Materialfaktor ved branndimensjonering – $\gamma_{M,fi} = 1,0$

$$q_d = (3,28 \times 1,2 + 4,5 \times 1,5) \times 3,15 = \underline{33,7 \text{ kN/m}}$$

$$q_{fi,d} = 1,0 \times E.L. + \psi_2 \times N.L. = (3,28 + 0,3 \times 4,5) \times 3,15 = \underline{15,6 \text{ kN/m}}$$

Tverrsnitts klassifisering:

Standarden sier at ε ved branndimensjonering skal settes som følger:

$$\varepsilon_\theta = 0,85 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,85 \sqrt{\frac{235}{355}} = \underline{0,6916}$$

$$\text{Flens: } c_f = \frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - r = \frac{300}{2} - \frac{8,5}{2} - 27 = \underline{118,75 \text{ mm}}$$

$$\frac{c_f}{t_f} = \frac{118,75}{14} = 8,48 \Rightarrow 10\varepsilon_\theta < 8,48 < 14\varepsilon_\theta \quad \Rightarrow \text{kl. 3}$$

$$\text{Steg: } c_w = h - 2t_f - 2r = 290 - 2 \times 14 - 2 \times 27 = \underline{208 \text{ mm}}$$

$$\frac{c_w}{t_w} = \frac{208}{8,5} = 24,47 < 72 \varepsilon_\theta \quad \Rightarrow \text{kl. 1}$$

Tverrsnittet er i klasse 3 - Kun elastisk

Momentkapasitet ved brann ved temp 0°C

$$M_{fi,t,Rd} = k_{y,\theta} \times f_y \times W_y \left(\frac{1}{k_1 \times k_2} \right)$$

$k_1 = 0,7$ (uisolert og brannekspontert på 3 sider og betong opplagt på 4 side)

$k_2 = 1,0$ (fritt opplagt)

Ved 0°C er $k_{y,\theta} = 1,0$

$$M_{fi,0,Rd} = 1,0 \times 355 \times 1260 \times 10^3 \times \left(\frac{1}{0,7} \right) = \underline{639 \times 10^6 \text{ kNm}}$$

Profilfaktor: $\frac{A_m}{V}$ fra tabell = 125,9 m²/m³

$$\theta_{a,15} = 310 \left[\left(\frac{A_m}{V} \right)^{0,2} - 0,83 \right] = 310 \left[(125,9)^{0,2} - 0,83 \right] = \underline{558^\circ\text{C}}$$

NS-EN 1993-1-2

Tabell 3.1 Reduksjonsfaktor $k_{y,\theta}$

$$k_{y,558} = 0,78 - (0,78 - 0,47) \frac{0,58}{100} = \underline{0,6}$$

$$M_{fi,558,Rd} = 0,6 \times 355 \times 1260 \times 10^3 \times \left(\frac{1}{0,7} \right) = \underline{383,4 \times 10^6 \text{ kNm}} < \underline{639 \times 10^6 \text{ kNm}} \quad \text{OK}$$

Bjelken HE 300A tilfredsstiller brannkravet R15

3.5.2 Søyle under bjelke over spiserom og vindfang, langs glassfasade – R-profil

Kontrollerer søyle under bjelke over spiserom og vindfang, langs glassfasade pkt. 3.4.13 for å kontrollere om brannkravet R15, pkt. 3.2.2 er tilfredsstillt.

Resultatet fra beregningen er en søyle R - profil, som her kontrolleres for brannkravet R15:

R – profil 76,1 × 3,0, A = 689 mm²

Betingelser: $N_{b,fi,t,Rd} \geq N_{fi,d}$

$$q_{fi,d} = 1,0 \times E.L. + \psi_2 \times N.L. = (3,28 + 0,3 \times 4,5) \times 3,15 = \underline{15,6 \text{ kN/m}}$$

$$N_{fi,d} = 15,6 \times 3,1 = \underline{48,4 \text{ kN}}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i \times \lambda_1} = \frac{2500}{25,9 \times 76,4} = \underline{1,26}$$

$$\text{Profilfaktor: } \frac{A_m}{V} = \frac{0,239}{689 \times 10^{-6}} = \underline{347 \text{ m}^2/\text{m}^3}$$

$$\theta_{a,15} = 310 \left[\left(\frac{A_m}{V} \right)^{0,2} - 0,83 \right] = 310 [(347)^{0,2} - 0,83] = \underline{741^\circ\text{C}}$$

$$k_{y,741} = 0,230 - (0,23 - 0,11) \frac{41}{100} = \underline{0,1808}$$

$$k_{E,741} = 0,13 - (0,13 - 0,09) \frac{41}{100} = \underline{0,1136}$$

$$\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} = 1,26 \sqrt{\frac{0,1808}{0,1136}} = \underline{1,5896}$$

$$\varphi_\theta = 0,5 \left[1 + 0,65 \sqrt{\frac{235}{f_y} \bar{\lambda}_\theta + \bar{\lambda}_\theta^2} \right] = 0,5 \left[1 + 0,65 \sqrt{\frac{235}{355} \times 1,5896 + 1,5896^2} \right] = \underline{2,1837}$$

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_\theta + \sqrt{\varphi_\theta^2 - \bar{\lambda}_\theta^2}} = \frac{1}{2,1837 + \sqrt{2,1837^2 - 1,5896^2}} = \underline{0,272}$$

$$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{fi} \times k_{y,\theta} \times f_y \times A = 0,272 \times 0,1808 \times 355 \times 689 = 12 \text{ kN} < 48,4 \text{ kN} \quad \underline{\text{NG}}$$

Fordi differansen er så stor, velger gruppen å gå kraftig opp ved valg av nytt tverrsnitt. Søylene skal være synlig i spiserommet, velger også med bakgrunn i dette et vesentlig større tverrsnitt.

Prøver: R – profil 100,6 × 5,0, A = 1520 mm², i = 34,2 mm

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i \times \lambda_1} = \frac{2500}{34,2 \times 76,4} = \underline{0,94}$$

$$\text{Profilfaktor: } \frac{A_m}{V} = \frac{0,319}{1520 \times 10^{-6}} = \underline{210 \text{ m}^2/\text{m}^3}$$

$$\theta_{a,15} = 310 \left[\left(\frac{A_m}{V} \right)^{0,2} - 0,83 \right] = 310 [(210)^{0,2} - 0,83] = \underline{646^\circ\text{C}}$$

$$k_{y,646} = 0,47 - (0,47 - 0,23) \frac{46}{100} = \underline{0,3596}$$

$$k_{E,646} = 0,31 - (0,31 - 0,13) \frac{46}{100} = \underline{0,2272}$$

$$\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} = 0,94 \sqrt{\frac{0,3596}{0,2272}} = \underline{1,1826}$$

$$\varphi_\theta = 0,5 \left[1 + 0,65 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \bar{\lambda}_\theta + \bar{\lambda}_\theta^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,65 \sqrt{\frac{235}{355}} \times 1,1826 + 1,1826^2 \right] = \underline{1,512}$$

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_\theta + \sqrt{\varphi_\theta^2 - \bar{\lambda}_\theta^2}} = \frac{1}{1,512 + \sqrt{1,512^2 - 1,1826^2}} = \underline{0,407}$$

$$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{fi} \times k_{y,\theta} \times f_y \times A = 0,407 \times 0,3596 \times 355 \times 1520 = 79 \text{ kN} > 48,4 \text{ kN} \quad \mathbf{OK}$$

R – profil 100,6 × 5,0 tilfredsstillter brannkravet

3.5.3 Søyلة akse D-2 – Bære søyلة for fagverk

Kontrollerer søyلة akse D-2 - Bære søyلة for fagverk, pkt.3.4.2, for å kontrollere om brannkravet R15, pkt. 3.2.2 er tilfredsstillt.

Resultatet fra beregningen er en HUP 180×8 søyلة, som her kontrolleres for brannkravet R15:

$$\underline{A = 5440 \text{ mm}^2, i = 70 \text{ mm}}$$

Aksiallast

$$Q_{fi,d}^{tak} = (0,55 + 3,6 \times \psi_2^{sn\emptyset}) \times 55,2 \text{ m}^2 = (0,55 + 3,6 \times 0,2) \times 55,2 = \underline{70,1 \text{ kN}}$$

$$Q_{fi,d}^{sperre} = 1,5 \times 9 = \underline{13,5 \text{ kN}}$$

$$Q_{fi,d}^{hems} = 5,9 + (7,5 \times \psi_2^{lager} \times 19,5) = 5,9 + (7,5 \times 0,8 \times 19,5) = \underline{122,9 \text{ kN}}$$

Betingelser: $N_{b,fi,t,Rd} \geq N_{fi,d}$

$$N_{fi,d} = 70,1 + 13,5 + 122,9 = \underline{206,5 \text{ kN}}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i \times \lambda_1} = \frac{6000}{70 \times 76,4} = \underline{1,12}$$

$$\text{Profilmfaktor: } \frac{A_m}{V} = \frac{0,699}{5440 \times 10^{-6}} = \underline{128,5 \text{ m}^2/\text{m}^3}$$

$$\theta_{a,15} = 310 \left[\left(\frac{A_m}{V} \right)^{0,2} - 0,83 \right] = 310 \left[(128,5)^{0,2} - 0,83 \right] = \underline{561^\circ\text{C}}$$

$$k_{y,561} = 0,78 - (0,78 - 0,47) \frac{61}{100} = \underline{0,5909}$$

$$k_{E,561} = 0,60 - (0,60 - 0,31) \frac{61}{100} = \underline{0,4231}$$

$$\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} = 1,12 \sqrt{\frac{0,5909}{0,4231}} = \underline{1,324}$$

$$\underline{f_{fi,y} = 355 \times 0,5909 = 209,8 \text{ N/mm}^2}$$

$$\varphi_\theta = 0,5 \left[1 + 0,65 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \bar{\lambda}_\theta + \bar{\lambda}_\theta^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,65 \sqrt{\frac{235}{355}} \times 1,324 + 1,324^2 \right] = \underline{1,7266}$$

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_{\theta} + \sqrt{\varphi_{\theta}^2 - \bar{\lambda}_{\theta}^2}} = \frac{1}{1,7266 + \sqrt{1,7266^2 - 1,324^2}} = \underline{0,3528}$$

$$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{fi} \times k_{y,\theta} \times f_y \times A = 0,3528 \times 0,5909 \times 355 \times 5440 = \underline{402 \text{ kN} > 206,5 \text{ kN}} \quad \text{OK}$$

Moment:

NS-EN 1990:2002/NA:2008

Tabell NA.A1.3 Dimensjonerende verdier for laster for bruk i kombinasjoner med ulykkeslaste.

Ulykkesituasjonen brann.

Med vind som dominerende variabel last brukes ofte forekommende verdier ψ_1 , her = 0,2

$$q_{fi,d}^{vind} = 2,76 \times \psi_1 = 2,76 \times 0,2 = \underline{0,552 \text{ kN/m}}$$

$$M_{fi,Ed} = \frac{1}{8} \times 0,552 \times 6^2 = \underline{2,48 \text{ kNm}}$$

$$f_{fi,y} = \underline{355 \times 0,5909 = 209,8 \text{ N/mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{fi,Ed}}{\chi_{fi} \times f_{fi,d}} = \frac{N_{fi,Ed}/A}{\chi_{fi} \times f_{fi,d}} = \frac{206,5 \times 10^3 / 5440}{0,3528 \times 209,8} = \underline{0,5128}$$

$$\frac{\sigma_{fi,y,Ed}}{f_{fi,d}} = \frac{M_{fi,Ed}/W}{f_{fi,d}} = \frac{0,552 \times 10^6 / 296 \times 10^3}{209,8} = \underline{0,0089}$$

$$\frac{\sigma_{fi,Ed}}{\chi_{fi} \times f_{fi,d}} + \frac{\sigma_{fi,y,Ed}}{f_{fi,d}} = 0,5128 + 0,0089 = \underline{0,5217 < 1,0} \quad \text{OK}$$

$$k_{fi,yy} = C_{my} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda} \frac{\sigma_{fi,Ed}}{\chi_{fi} \times f_{fi,d}} \right) \text{ hvor } \bar{\lambda} \leq 1,0 \text{ ellers } 1,0 \text{ her } 1,12 \Rightarrow \underline{1,0}$$

$$k_{fi,yy} = 0,95(1 + 0,6 \times 0,5128) = \underline{1,242}$$

Beregning søyle for aksial-last og moment, dimensjonerende kontrollformel:

$$\frac{\sigma_{fi,Ed}}{\chi_{fi} \times f_{fi,d}} + C_{my} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda} \frac{\sigma_{fi,Ed}}{\chi_{fi} \times f_{fi,d}} \right) \times \frac{\sigma_{fi,y,Ed}}{f_{fi,d}} \leq 1,0$$

Innsatt i kontrollformelen:

$$0,5128 + 1,242 \times 0,0089 = \underline{0,5239 < 1,0} \quad \text{OK}$$

Søyle HUP 180×8 tilfredsstillere brannkravet R15

3.6 Vindavstivning

Vindavstivning i gavlvegg for vind, akse 0-0.

NS-EN 1993-1-1 2005+NA 2008

5.3 Avvik i geometri og materialegenskaper – Imperfeksjoner

5.3.2. (4) B

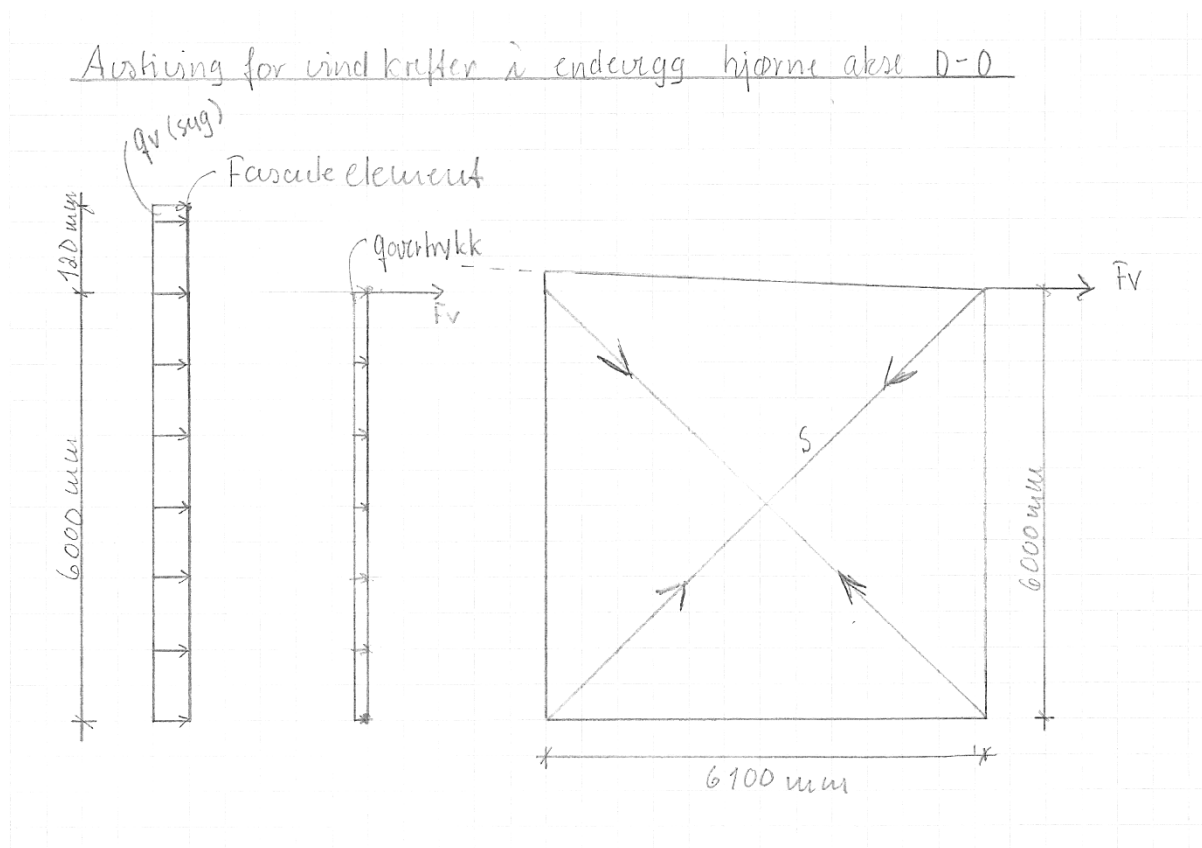
Kan se bort fra startverdi for skjevstilling dersom:

$$H_{Ed} \geq 0,15V_{Ed}, \text{ Hvor } H_{Ed} = \alpha \times N_{Ed}$$

Iht. 5.3.2 er basisverdien for $\phi_0 = 1/200$

$$\Rightarrow H_{Ed} \geq V_{Ed} = \tan^{-1}\left(\frac{1}{200}\right) \times 501 = \underline{287 \text{ kN}} > 0,15 \times 501 = 75,15 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Avstivingene dimensjoneres kun for strekk!



Skisse 6 Vindavstivning i gavlvegg akse 0-0 – Sett innefra.

Vindlaster: $q_p(7,2) = 460 \text{ N/m}^2$ ref.pkt. 3.3.3 Vindlast

Dimensjonerende vindlaster er sug i A-sone + overtrykk innvendig.

Søyle i akse D-0, lastbredde 3,15 m

Vindsoner A, hvor areal $> 10 \text{ m}^2 \Rightarrow c_{pe,10} = -1,2$

Innvendig vindlast overtrykk $c_{pi} = 0,2$ (mest ugunstig)

$$q_d = q_p(z) \times c_{pe} = ((460 \times (-1,2) + 460 \times 0,2) \times 1,5) \times 3,15 = \underline{3,0 \text{ kN/m}}$$

Vindlasten som angriper over en høyde = 6 m

$$F_v = q_d \times (h/2 + 1,2) = 3 \times 4,2 = \underline{12,6 \text{ kN}}$$

Vinkel mellom horisontalplanet og strekkstaget = $\tan^{-1}\left(\frac{6}{6,1}\right) = 44,5^\circ$

$$S = \frac{F_s}{\cos \alpha} = \frac{12,6}{\cos 44,5^\circ} = \underline{17,7 \text{ kN}}$$

Dimensjonering av strekkstag:

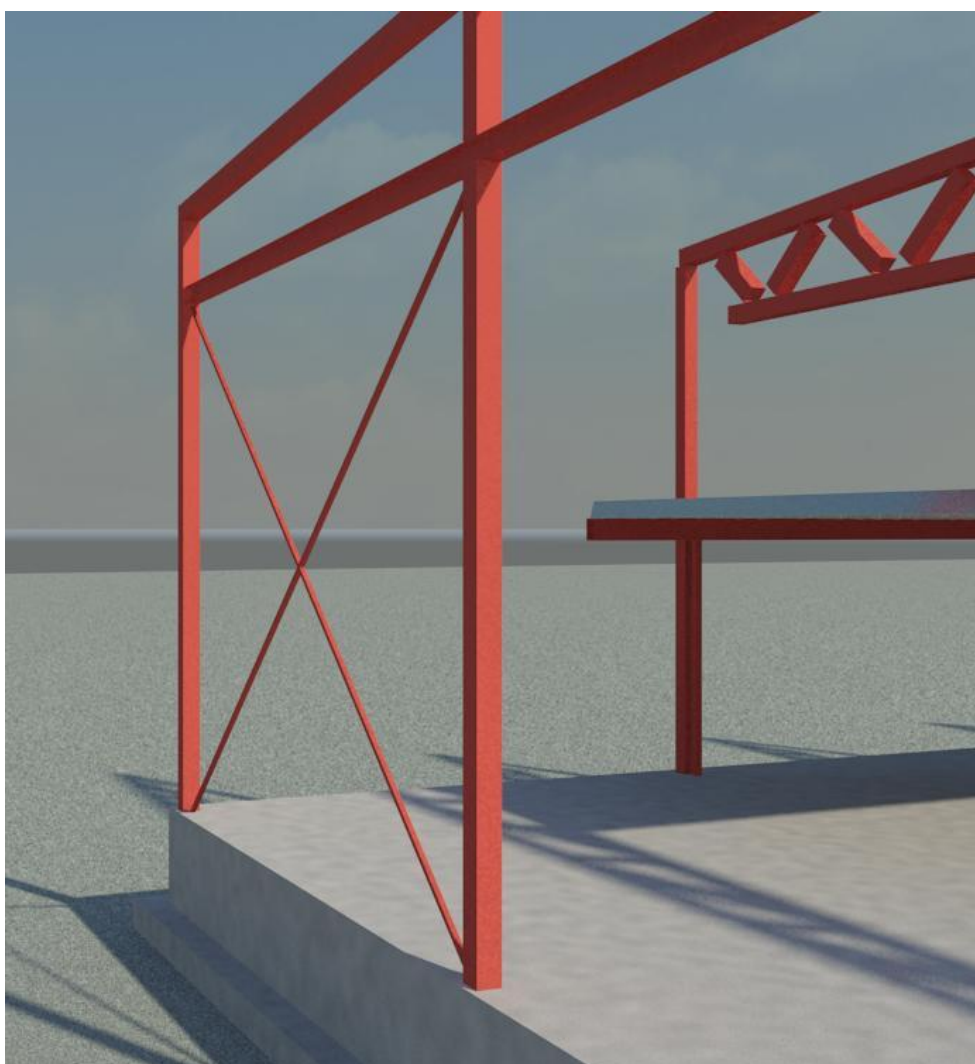
$$S355 \Rightarrow f_d = \underline{338 \text{ N/mm}^2}$$

$$A_s^{min} = \frac{S}{f_d} = \frac{17,7 \times 10^3}{338} = \underline{52,4 \text{ mm}^2}$$

Bruk HUP 40x2,5, A = 434 mm², Overdimensjonert, men brukes av praktiske grunner med tanke på montering.

Sjekking forlengelse av staget:

$$\delta = \frac{S_1 \times L}{A \times E_s} = \frac{17,7 \times 10^3 \times \sqrt{73,21 \times 10^3}}{434 \times 2,1 \times 10^5} = \underline{0,05 \text{ mm}}$$



Rendering 17 Vindkryss i gavlvegg

3.7 Focus Konstruksjon

Focus Konstruksjon 2011 er et modelleringsprogram som brukes til å foreta statiske analyser/beregninger av en bygningskonstruksjon som f.eks. søyle, bjelke eller fagverk i 2D eller 3D⁹.

Kapasitetskontrollene som utføres i Focus Konstruksjon bruker Eurokodene som grunnlag for kontrollen og kapasitetsberegningen. For stål, tre og betong er dette henholdsvis EN 1993 (16), EN 1995 (18) og EN 1992 (6)

Innebygd i programmet ligger en lastveiviser for snø- og vindlast, som på grunnlag av oppgitte parametere som byggested og konstruksjonsform genererer korrekte formfaktorer for lasten. Videre brukes en funksjon for lastkombinasjoner som bestemmer dominerende nyttelast og hvilken lastkombinasjon som skal brukes i kontrollen. Programmet legger pålitelighetsstandarden EN 1990 (14), som inneholder regler for hvordan laster skal kombineres til grunn for denne beregningen.

Focus Konstruksjon fungerer på en slik måte at den kun kontrollerer tverrsnitt og dimensjoner. Det er altså opp til konstruktøren å plukke profiler til modellen, som kapasitetskontrolleres i henhold til EN 1993 for stål i Focus Konstruksjon. Focus Konstruksjon viser resultater for kontrollen samtidig som det vises N-, V- og M-diagram, oppleggs krefter, lastkombinasjoner og forskyvning. Det vises i tillegg resultater for hver enkelt komponent (segment og knutepunkt). Ved overskredet kapasitet eller utilfredsstillende forskyvning for modellen kan konstruktøren bruke diagrammene til å se kritiske punkter og endre dimensjonen på disse segmentene slik at resultatet blir tilfredsstillende.

3.7.1 Fagverk i tak– akse 1 til 4

Bæringen av taket utføres av et fagverk med et spenn på 18 000 mm som spenner fra akse A til akse D. Totalt er det 4 fagverk i taket som ligger langs aksene 1 til 4.

Overgurten i fagverket er formet som ett saltak med en vinkel på 3,15 grader. Dette ble modellert i 2D i Focus Konstruksjon med utgangspunkt i veiviseren for fagverk i programmet som ble modifisert slik at overgurten har riktig vinkel. Fagverkene modelleres som fritt opplagte bjelker, dvs. at det ikke overføres moment i oppleggspunktene.

Data for modellering:

Lengde mellom oppleggspunkter	= 18 000 mm
Pilhøyde	= 495 mm
Takvinkel	= 3,15 grader
Antall staver	= 16 stk.
Lastbredde	= 6000 mm

⁹ <http://www2.focus.no/produkter/focus-konstruksjon.aspx> [Lest:12.april 2011]

Laster:

Egenlast fagverk beregnes av Focus Konstruksjon, samt at det legges på en egenlast på taket fra korrugerte stålplater, isolasjon og tekking som utgjør 3,3 kN/m.

Snølast legges på overgurt ved hjelp av programmets snølastveiviser og gis følgende inndata:

Fylke: Oppland

Kommune: Gjøvik

Byggestedets moh.: 220 meter

Karakteristisk snølast på mark: 4,5 kN/m²

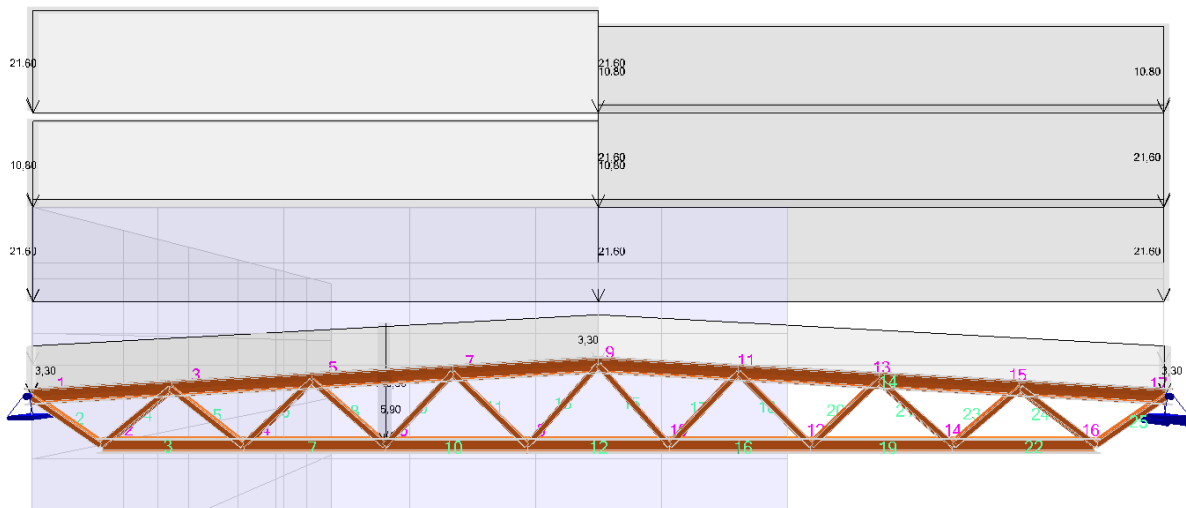
Taktype: Saltak

Vinkel: 3,15 grader

Eksponeeringsfaktor, $c_e = 1,0$ ref. pkt.3.3.2

Termiskfaktor, $c_t = 1,0$ ref. pkt.3.3.2

$\mu_{1\text{venstre}} = \mu_{1\text{høyre}} = 0,80$ ref. pkt. 3.3.2



Figur 7 Fagverket er ferdig modellert med påsatte laster

I tillegg utsettes fagverket for en punktlast fra underliggende hems som har oppheng i undergurten. Denne lasten er beregnet til totalt 151,9 kN i karakteristisk verdi og består av en egenlast fra hemsens på 5,9 kN og en nyttelast på 146 kN, og er festet i knutepunktet 6 meter ut fra opplegg 1.

Når det gjelder avstivning sideveis for knekking, legges det inn en fastholdelse mot knekking i hvert av knutepunktene i overgurten i Focus Konstruksjon. Gruppen er i så måte godt dekket opp her, da fastholdelsen i praksis er konstant over hele overgurten ved hjelp av de korrugerte takplater som utgjør hovedtaket i verksteddelen.



Rendering 18 Vegger vil gå opp til tak rundt hele hemsen. Adgang til dette rommet vil da skje gjennom en dør plassert på overgurten til fagverket i etasjeskillet, som ligger til venstre i figuren.

For utledning av denne lasten se pkt.3.4.2. Som nevnt i pkt. 3.4.1 er nok denne nyttelasten i overkant av hva hemsen vil bli belastet med, da den har en noe tungvinn adkomst via en dør plassert på overgurten til fagverket i etasjeskillet, pkt.3.7.6 nedenfor, og det vil dermed bli begrenset mulighet for inn/utkjøring av last. I tillegg er dette arealet avsatt til ventilasjonsanlegg og tekniske installasjoner som er fastmontert. Til tross for dette velger gruppen å dimensjonere fagverket for en nyttelast på hems som tilsvarer $7,5 \text{ kN/m}^2$, da det er knyttet for store usikkerheter til lastene som vil opptre på hems.

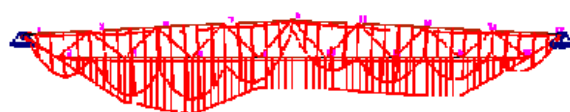
3.7.2 Presentasjon av resultater fra Focus Konstruksjon- Fagverk i tak – akse 1 til 4

Overgurt = **HE260B**

Undergurt = **HE240B**

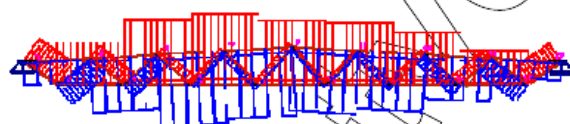
Staver = **HUP 100x100x10.0**

Figur 8 Skjermtutklipp fra Focus Konstruksjon som viser M-, N og V-diagram for fagverksbjelke i tak



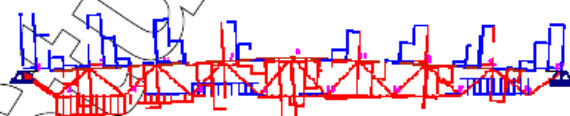
2.5.3 Aksialkraft

Største moment: 35,57 kN·m



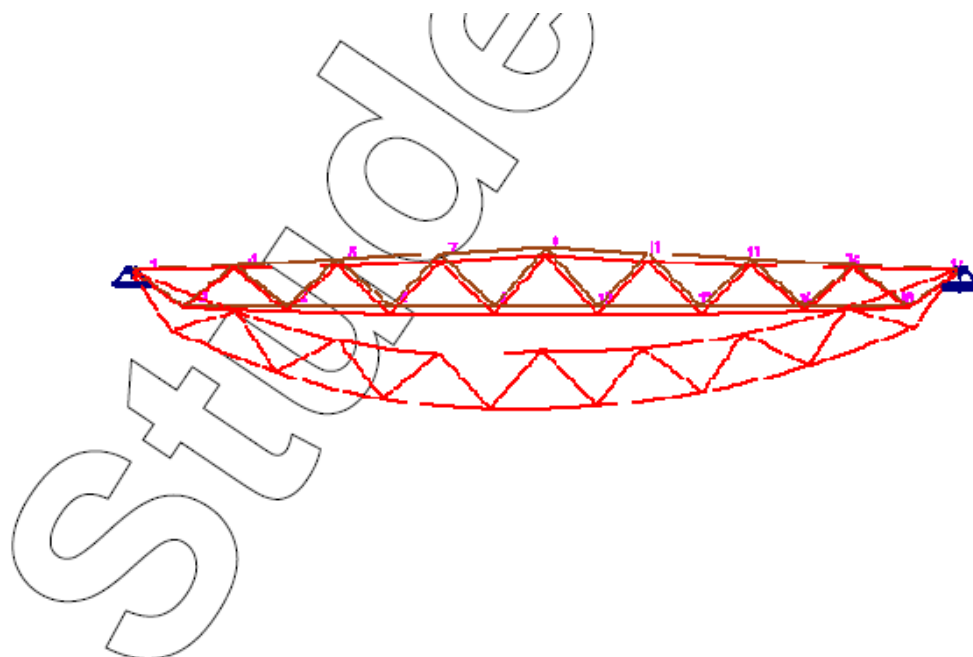
2.5.4 Skjærkraft

Største aksialkraft: 1041,00 kN



Største skjærkraft: 35,46 kN

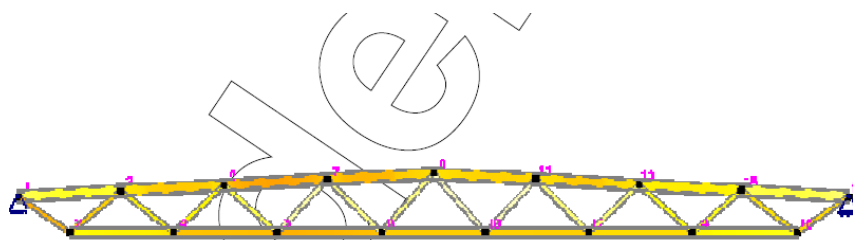
Figur 9 Skjermutklipp fra Focus Konstruksjon viser største forskyvning for fagverksbjelke i tak (Noe over skalert)



Største forskyvning: 32,8 mm

Gruppen har valgt å bruke et generelt nedbøyningskrav (forskyvning) på $\frac{L}{200}$ for den bærende konstruksjonen. Største nedbøyning for fagverksbjelken i tak er 32,8 mm som er godt innen for kravet på $\frac{L}{200} = \frac{18000}{200} = 90 \text{ mm} > 32,8 \text{ mm}$.

Figur 10 Skjermetklipp fra Focus Konstruksjon viser maksimal kapasitetsutnyttelse for fagverk i tak i henhold til EN 1993



Maksimal kapasitetsutnyttelse: 92,36 % (EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.61))

3.7.3 Kommentar til resultater fra Focus Konstruksjon -Fagverk i tak – akse 1 til 4

På befaring av byggeplass den 28. april 2011 i Hunndalen fikk gruppen tatt i nærmere øyesyn hvilke profiler og dimensjoner som er brukt i fagverksbjelken(e) som bærer taket. Det viste seg at dimensjonene som er brukt er mindre enn gruppens beregninger.

Til sammenligning har Almek AS brukt følgende dimensjoner og profiler:

Overgurt	=	HE220B
Undergurt	=	HE160B
Staver	=	HUP 100x100x10
To første skrå staver i hver ende	=	HUP 120x120x10

Årsaken til dette er mest sannsynlig den tidligere omtalte nyttelasten gruppen har lagt til grunn på $7,5 \text{ kN/m}^2$ for gulv arealet på hemsens. Etter telefonsamtale med Peder Lomsdalen hos Almek¹⁰, som har beregnet og konstruert fagverkene, ble det til dels bekreftet at det er benyttet en langt mindre nyttelast for hemsens i Almek sine beregninger. Gruppen avtalte møte hos Almek hvor innholdet på agendaen bl.a. var å diskutere akkurat denne nyttelasten nærmere.

Etter en bomtur til Lena på avtalt møte dato, og gjentatte telefonoppringninger uten respons, var det på nære nippet til at gruppen skrinla hele møtet, grunnet tidspress og at eventuelle endringer i nyttelasten vil få for store konsekvenser for beregninger som er ferdigstilt. I siste liten ble gruppen kontaktet av Peder Lomsdalen som beklaget på det sterkeste vår bomtur til Lena og gjerne ville ha ett møte med gruppen.

Fordi det uansett er interessant og lærerikt for gruppen å høre begrunnelsen til Almek for valget av nyttelast på hemsens, takket gruppen ja til invitasjonen og møtte opp på ny avtalt møte dato.

Under dette møtet viste det seg at Almek bruker nettopp Focus Konstruksjon til sine beregninger av fagverk. På grunn av lisens problemer fikk ikke Almek denne dagen demonstrert hvordan de bruker Focus til daglig, men med medbragt PC og utskrifter fikk gruppen vist litt hvordan fagverket er løst i denne oppgaven.

Når det gjelder den mye omtalte nyttelasten som er brukt på hemsens, viser det seg at her har Almek tatt utgangspunkt i hva tiltakshaver mener skal være lastene på hemsens etter hvilke installasjoner som skal fast monteres. Gruppen fikk et noe vagt svar på hvilken nyttelast som ble benyttet i beregningen, men det ble bekreftet at det ikke er tatt utgangspunkt i NS-EN 1991 (4) og følgelig er nyttelasten vesentlig mindre enn $7,5 \text{ kN/m}^2$ som gruppen har benyttet.

Når det gjelder økt dimensjon på de to stavene i hver ende (HUP 120x1120x10) som er brukt hos Almek, viser det seg at dette går mye på erfaring. De to første stavene i et fagverk får

¹⁰ http://www.almek.no/?ansatte_kontakt [Lest:17.mai 2011]



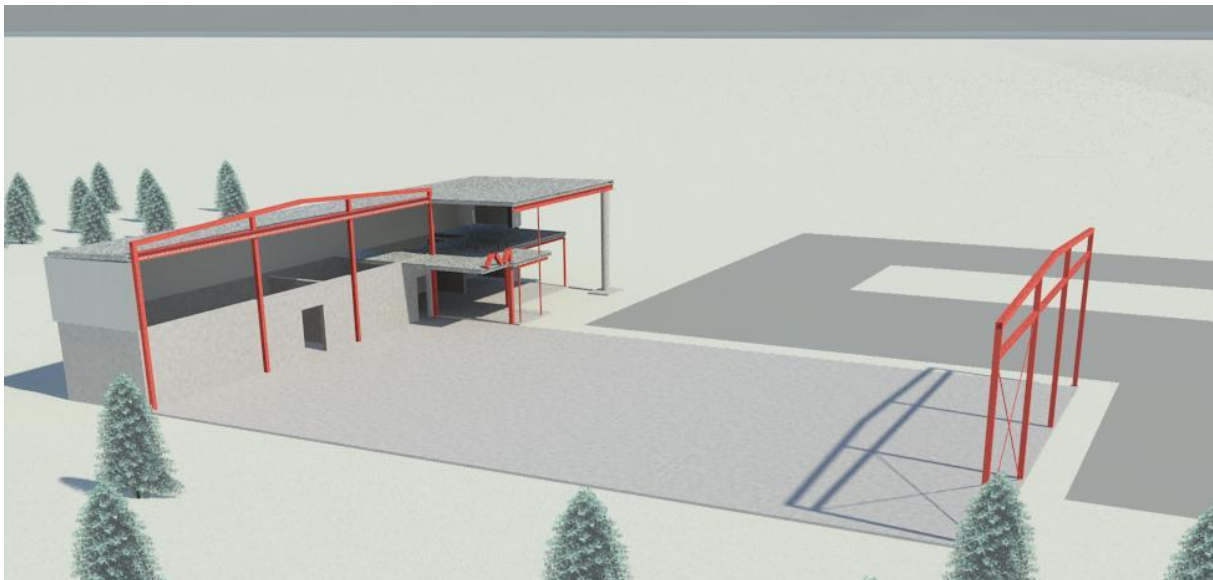
desidert størst normalkraft, og her kan det oppstå problemer i de sveisede knutepunktene. Dvs. at effektivt sveiseareal blir for lite i forhold til kreftene som opptrer. Dette er noe gruppen ikke har tenkt på overhodet og tar med seg som nyttig lærdom.

Ved modellering av fagverket i Focus Konstruksjon har Almek modellert dette som en rammekonstruksjon, dvs. at det er satt på søyler i knutepunktet hvor gruppen har oppleggs punkter. Dette gjør at bjelken kan overføre moment til søylene ved opplegget, og følgelig blir momentet i felt redusert, som igjen fører til at dimensjonene på fagverket kan reduseres noe.

Gruppen tar selvkritikk på at de ikke har forhørt seg mer om hvilke nyttelaster som opptrer på hemsene i starten av prosjektet, men samtidig blir det feil å basere seg kun på hva tiltakshaver mener skal opptre av laster. Som konstruktør følger det et ansvar om at konstruksjonen skal tilfredsstillе gjeldene lover og forskrifter, som kun oppnås og dokumenteres ved bruk av de til enhver tid gjeldene standarder (NS-EN).

3.7.4 Takverk – Akse 0 og 5

I akse 0 og akse 5 støttes taket av saltaks formet overgurt over 4 opplegg med vinkel 3,15 grader. I tillegg har dette takverket i akse 5 last på undergurten. Gruppen velger å holde fokus på takverk i akse 5, og bruke samme dimensjoner på takverket i akse 0.



Rendering 19 Viser takverket i østre del til høyre og vestre del til venstre i figuren. Takverket i vestre del har last på undergurt

Takverket modelleres i 2D i Focus Konstruksjon med utgangspunkt i et blankt ark, det vil si at denne modellen er selvkonstruert helt fra bunn.

Data for modellering:

Lengde mellom oppleggspunkter i hver ende	= 18 000 mm
Lengde til midtopplegg – fra endeopplegg	= 6100 mm
Lengde mellom midt opplegg	= 5800 mm
Pilhøyde	= 495 mm
Takvinkel	= 3,15 grader
Lastbredde overgurt	= 3137 mm
Lastbredde undergurt	= 1963 mm

Laster overgurt

Egenlasten til stålet beregnes av Focus Konstruksjon. Egenlast fra korrugerte stålplater, isolasjon og tekking utgjør $= 0,55^{11} \text{ kN/m}^2 \times 3,137 \text{ m} = \underline{1,73 \text{ kN/m}}$

¹¹ Ref. pkt. 3.4.2

Karakteristisk snølast legges på overgurtene manuelt, dvs. uten hjelp fra snølastveiviser. Dette av praktiske årsaker da det i dette tilfellet er snølast både på overgurt og undergurt.

Karakteristisk snølast på mark: $4,5 \text{ kN/m}^2$

Eksponeeringsfaktor, $c_e = 1,0$ ref. pkt.3.3.2

Termiskfaktor, $c_t = 1,0$ ref. pkt.3.3.2

$\mu_{1\text{venstre}} = \mu_{1\text{høyre}} = 0,80$ ref. pkt. 3.3.2

Snølast pr. meter =

$$\mu \times C_e \times C_t \times s_k \times \text{lastbredde} = 0,8 \times 1,0 \times 1,0 \times 4,50 \text{ kN/m}^2 \times 3,137 \text{ m} = \underline{\underline{11,3 \text{ kN/m}}}$$

Laster undergurt

Egenlast hulldekke = $2,78 \text{ kN/m}^2$

Egenlasten til stålet beregnes av Focus Konstruksjon.

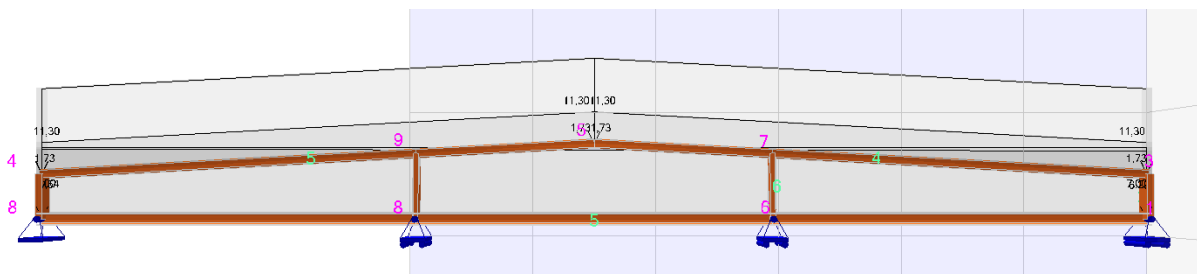
Egenlast fra hulldekker, isolasjon og tekking:

$$(2,78 + 0,55) \times 1,963 = 6,54 \text{ kN/m}$$

Karakteristisk snølast legges på undergurtene manuelt, ref. overgurt. Det er ingen fonnvirkning her, grunnet for liten nivåforskjell på tak, pkt. 3.3.2.

Snølast pr. meter =

$$\mu \times C_e \times C_t \times s_k \times \text{lastbredde} = 0,8 \times 1,0 \times 1,0 \times 4,50 \text{ kN/m}^2 \times 1,963 \text{ m} = 7 \text{ kN/m}$$



Figur 11 Ferdig modellert takverk med last på over- og undergurt

3.7.5 Presentasjon av resultater fra Focus Konstruksjon - Takverk – Akse 0 og 5

Overgurt = **HUP 150x100x10**

Undergurt = **HE200B**

Staver ved endeopplegg = **140x140x10**

Staver ved midtopplegg = **100x100x10**

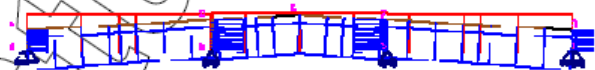
Figur 12 Skjermklipp fra Focus Konstruksjon som viser forskyvning, M- og N-diagram



Største forskyvning: 31,4 mm

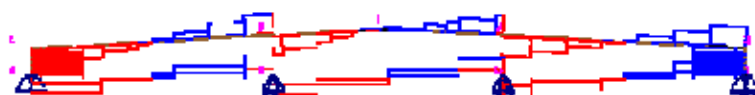


Største moment: 48,99 kN-m



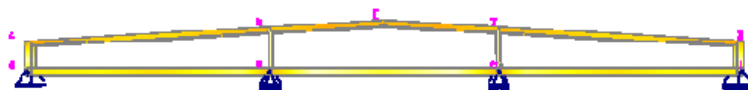
Største aksialkraft: 100,46 kN

Figur 13 Skjermutklipp fra Focus Konstruksjon viser V-diagram



Største skjærkraft: 97,22 kN

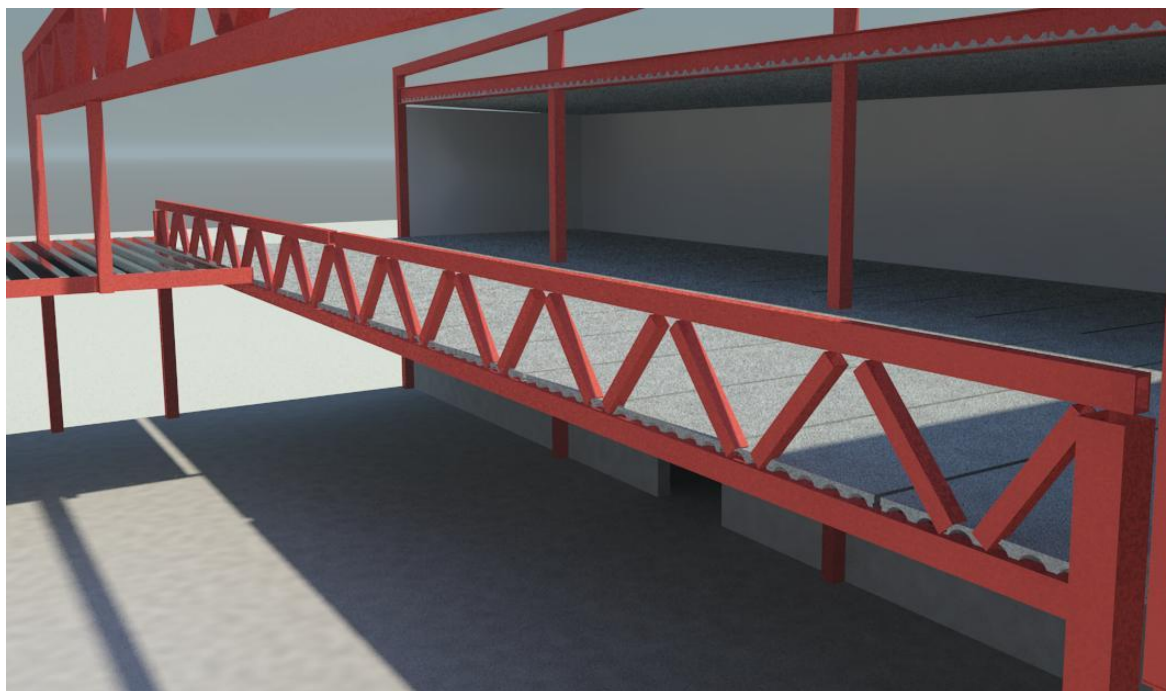
Figur 14 Skjermutklipp fra Focus Konstruksjon viser maksimal kapasitetsutnyttelse i henhold til EN 1993



Maksimal kapasitetsutnyttelse: 84,71 % (EN 1993-1-1 6.2.10 (bøyning, skjær og aksialkraft))

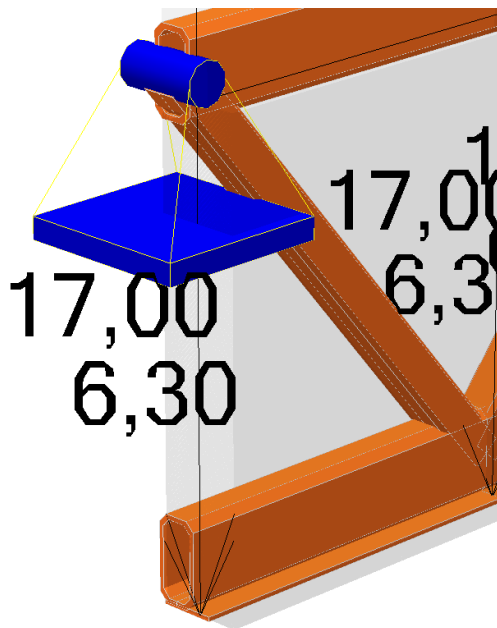
3.7.6 Fagverk i etasjeskille

I verksteddelen av bygget bæres etasjeskillet av en fagverksbjelke som spenner 18 meter parallelt med akse 4. Etasjeskillet består av hulldekker som er opplagt på undergurten til denne fagverksbjelken.

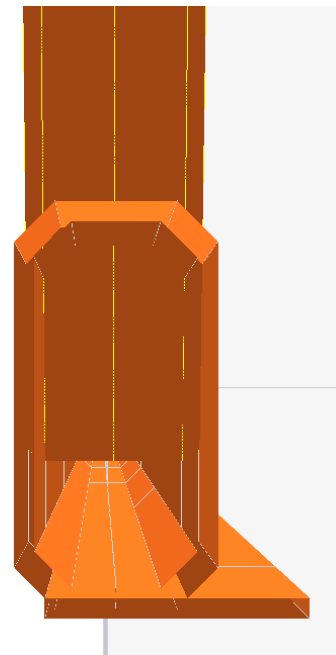


Rendering 20 Fagverksbjelke i verksteddel for opplegg til etasjeskillet

Det var ønskelig fra gruppen sin side å modellere dette fagverket i Focus Konstruksjon som en 3D modell med undergurt utført i HUP profiler med påsveiset flattstål i bunn hvor hulldekket får opplegg. Dette vil i praksis bli en fin løsning, da det skal plasseres en vegg på toppen av overgurten med skjørt ned til underkant av fagverksbjelken som vil skjule hele fagverket.



Figur 16 Skjermklipp viser undergurt med påsveiset flattstål



Figur 15 Skjermklipp viser tverrsnitt av undergurt med påsveiset flattstål

Poenget med å modellere slik Figur 15 og Figur 16 viser er å få plassert lasten eksentrisk på bjelken slik at det oppstår ett moment om x-aksen, torsjonsmoment.

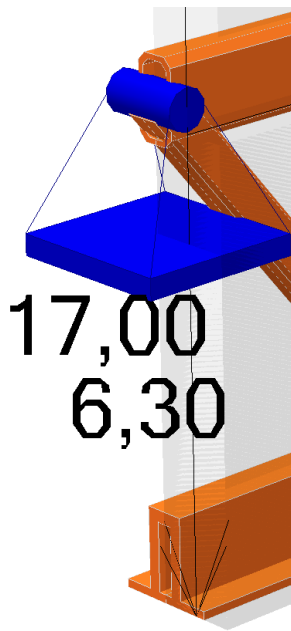
Det viste seg derimot at det ikke er fullt så enkelt å få Focus Konstruksjon til å forstå at flattstålet faktisk er sveiset fast i undergurten. Focus Konstruksjon forstår denne modellen slik at flattstålet kun har en eksentrisitet fra sitt knutepunkt som ligger midt i HUP profilen, det er mer eller mindre tilfeldig at underkanten på HUP bjelken akkurat sammenfaller med flattstålet. Det er altså ingen samvirke mellom undergurt og flattstål, følgelig kolliderer flattstålet totalt når dette påføres last og kapasitetskontrolleres.

Focus gir meget begrensede muligheter for å konstruere slike profiler med for eksempel en generator i programmet, som da automatisk regner ut aktuelle tverrsnittsdata for det konstruerte tverrsnittet. Eneste muligheten for å bruke egenkomponerte tverrsnitt av denne typen er og manuelt regne ut aktuelle tverrsnittsdata (Areal, Tyngdepunkt, Arealmoment, Motstandsmoment etc.) for så og kapasitetskontrollere dette i Focus Konstruksjon.

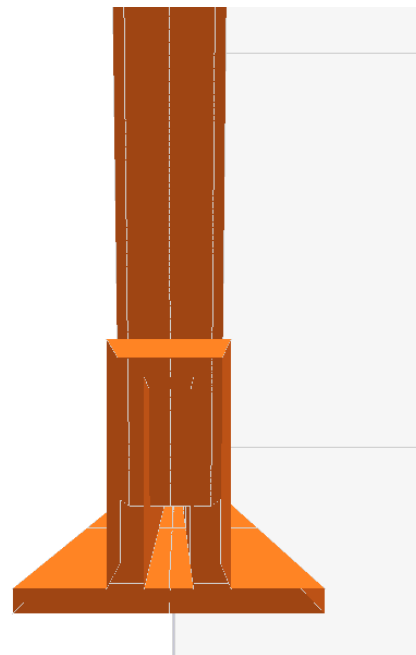
Etter samtale med Olav Dammen hos Focus support ble det konstatert at en slik manuell løsning vil være for tidkrevende og heller ikke noe Focus vil anbefale. Til orientering kan det

nevnes at Focus support noterte seg problemet og det skal ikke ses helt bort ifra at det vil komme en løsning i form av en generator for komponering av type utradisjonelle tverrsnitt i en senere versjon/oppdatering av Focus Konstruksjon.

En løsning på dette konkrete problemet per d.d. som anbefales av Focus support er å la undergurten være utført i en hatteprofilbjelke (HSQ), hvor lasten plasseres på flens ved hjelp av eksentrisitet.



Figur 18 Skjermklipp viser undergurte i hatteprofil med eksentrisk last



Figur 17 Skjermklipp viser tverrsnitt av hatteprofil

Det bemerkes fra ekstern veileder at her må det etableres en torsjonslås som låser vinkelen mellom flens og steg for å forhindre bjelken fra å knekke ut. Dette gjøres ved å sveise fast dubber på undergurten med c/c 1200 mm som det føres armeringsjern igjennom og utstøpes i utsparinger i hulldekket.

Data for modellering

Lengde mellom oppleggs punkter	= 18 000 mm
Høyde	= 1060 mm
Antall staver	= 20 stk.
Lastbredde	= 2250 mm

Laster

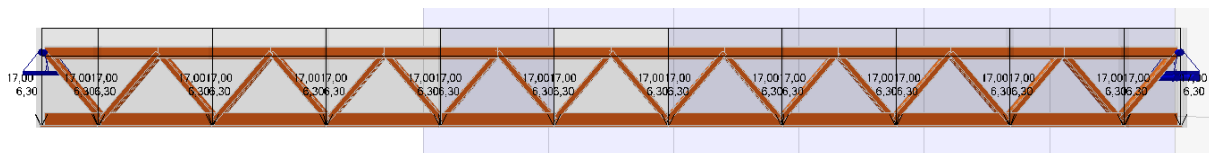
Egenlaster fagverket beregnes av Focus Konstruksjon. I tillegg utsettes fagverket for en egenlast fra hulldekket på $2,78\text{kN/m}^2$.

Av nyttelast brukes $7,5\text{kN/m}^2$ for lastkategori E, Lager (EC 3 tab. NA. 6.1 – Nyttelaster på gulv fra lagring), og ikke tidligere omtalt redusert nyttelast i denne etasjen (pkt. 3.4.11)

Eventuell på-støp og tekniske føringer på hulldekket regnes likevel som inkludert i nyttelasten, og gruppen mener de er godt dekket her.

$$\text{Egenlast} = 2,78\text{kN/m}^2 \times 2,25\text{m} = \underline{6,3 \text{ kN/m}^2}$$

$$\text{Nyttelast} = 7,5\text{kN/m}^2 \times 2,25\text{m} = \underline{17 \text{ kN/m}^2}$$



Figur 19 Fagverket i etasjeskillet ferdig modellert med påsatte laster

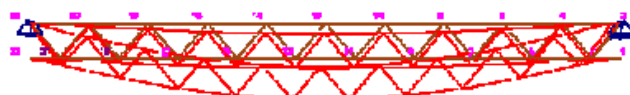
3.7.7 Presentasjon av resultater fra Focus Konstruksjon - Fagverk i etasjeskille

Overgurt = **HUP 200x100x12,5**

Undergurt = **HSQ 100x200x30x20** (Ikke standard profil)

Staver = **HUP 100x100x10**

Figur 20 Skjermklipp fra Focus Konstruksjon viser forskyvning, M- og N-diagram



Største forskyvning: 36,0 mm

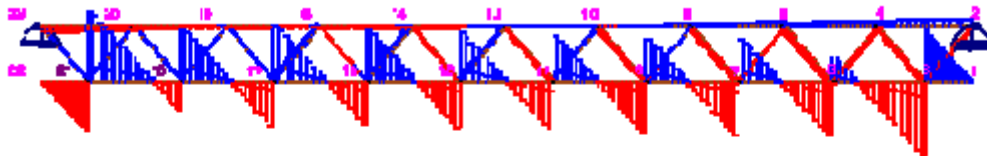


Største moment: -23,07 kN-m



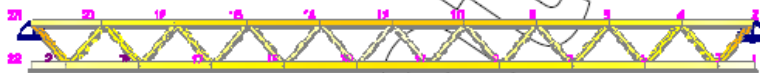
Største aksialkraft: 946,60 kN

Figur 21 Skjermklipp fra Focus Konstruksjon viser V-diagram



Største skjærkraft: 32,69 kN

Figur 22 Skjermklipp fra Focus Konstruksjon viser maksimal kapasitetsutnyttelse i henhold til EN 1993



Maksimal kapasitetsutnyttelse: 90,07 % (EN 1993-1-1 6.2.1 Elastisk spenningskontroll)

3.7.8 Kommentar til hele kapittel 3.7 Focus Konstruksjon

Fullstendige beregningsrapporter fra Focus Konstruksjon vil ligge vedlagt denne bacheloroppgaven.

I forbindelse med resultater fra Focus Konstruksjon og grafisk presentasjon av disse beklager gruppen den uhyre dårlige kvaliteten på grafikken. Dette er noe som i følge Focus support per. d.d. ikke er mulig å forbedre.

3.8 Betong dimensjonering

3.8.1 Hulldekke

Hulldekk elementer er prefabrikkerte betong-elementer som kommer med faste spesifikasjoner med enkelte variable. Disse variable er tykkelsen på elementene og antall spenntau, mens bredden på 1,2 meter er konstant uansett tykkelse.

På taket er det lengste spennet 9,0 meter, dekket på mesaninen er på det lengste 8,5 meter, dette legges til grunn for denne dimensjoneringen.

Bruker Spenncon sine tabeller for utregning av hvilke hulldekke tykkelse som skal brukes.

Tabell 6 Dimensjoneringsdiagram for hulldekker¹²

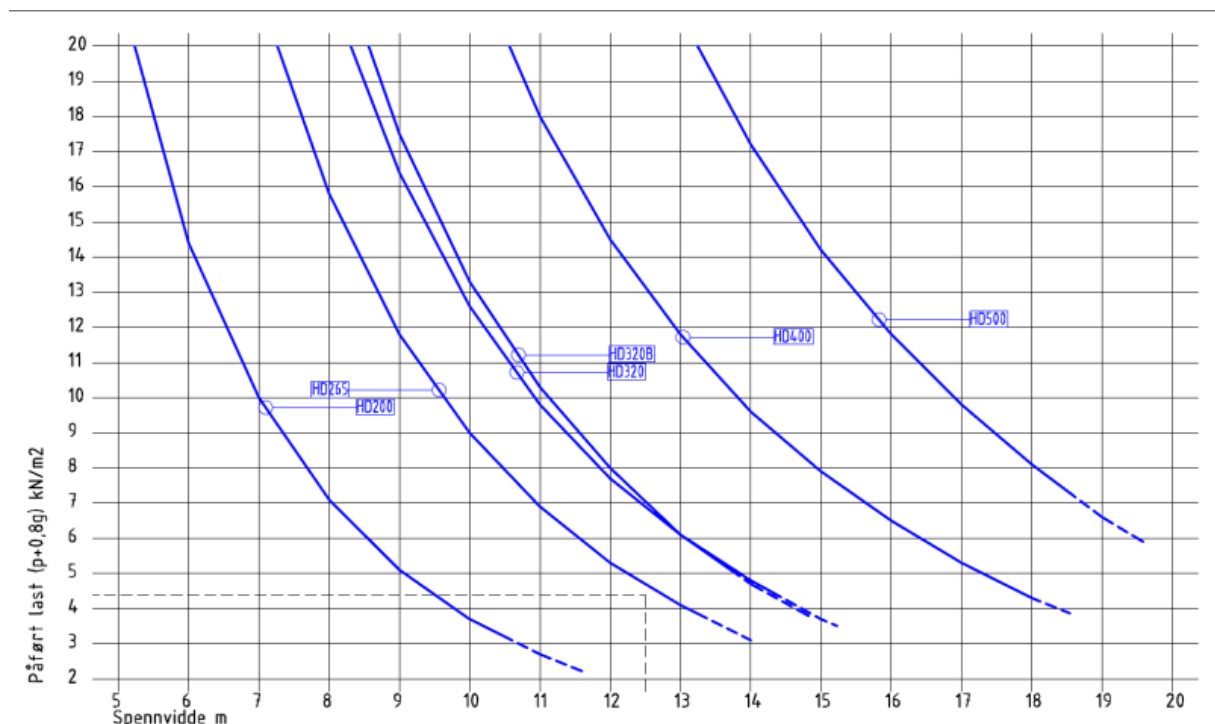


Diagram for last og spennvidde gjellende for hulldekkeelementene HD200 til HD500.

Kurvene angir maksimal last som kan påføres i bruksgrensetilstand. Dimensjonering foregår etter formelen: $p + 0,8g$, der g er egenlast (Hulldekkets egenlast skal ikke medtas) og p er nyttelast. Ved forhåndsdimensjonering anbefales det at man har 20 prosent i ekstra kapasitet for å ta høyde for utsparinger, uforutsette laster osv.

¹² <http://www.consolis.com/Spenncon/?node=1.1.1.2>

Valg av dekke:

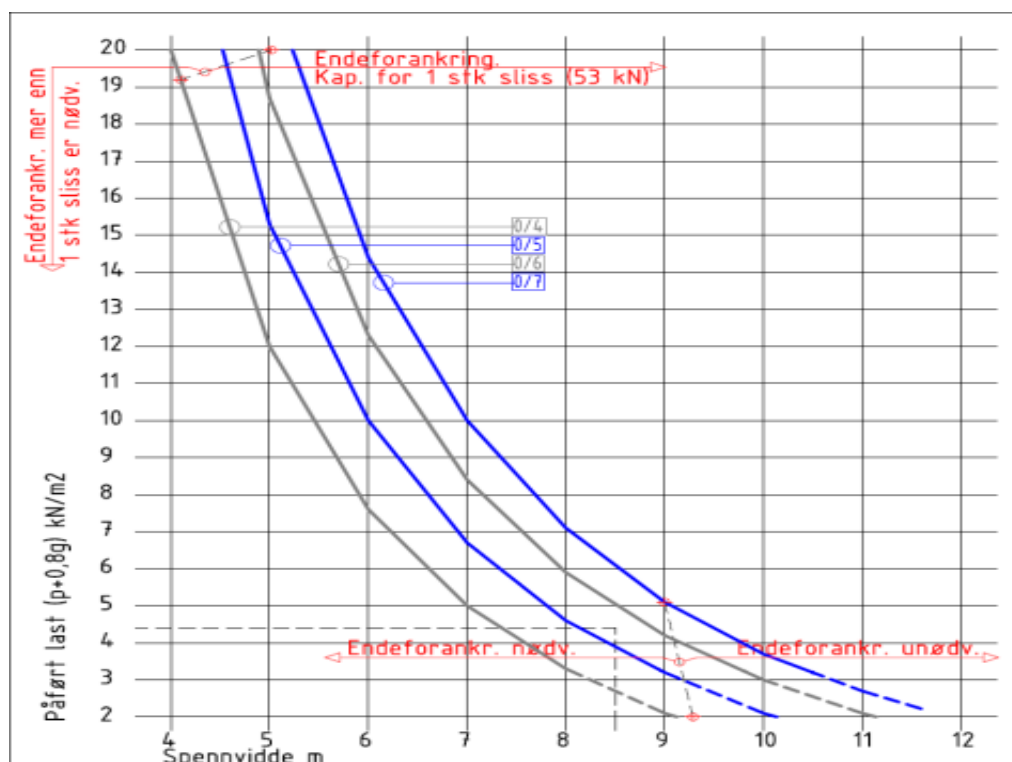
Tak:

Spennvidde: 9 meter

E.L: På-støp $g = 0,5 \text{ kN/m}^2$ Nyttelast: Snø $p = 4,0 \text{ kN/m}^2 \times 0,8 = 3,6 \text{ kN/m}^2$ Påført last: $3,6 + 0,8 \times 0,5 = 4,0 \text{ kN/m}^2$ gir nødvendig dimensjon: **HD200.**

Dekke mesanin:

Spennvidde: 8,5 meter

E.L: På-støp $g = 0,5 \text{ kN/m}^2$ Nyttelast: lager $p = 4,5 \text{ kN/m}^2$ Påført last: $4,5 + 0,8 \times 0,5 = 4,9 \text{ kN/m}^2$ gir nødvendig dimensjon: **HD200.**Tabell 7 For valg av antall spenntau¹³

Bruker samme formel som for valg av tykkelse, leser ut av tabellen at 6 spenntau må brukes både på taket og mesanin dekket.

Bruker HD200 med 6 spenntau i alle dekker hos Glenn`s Billakkering.

¹³ <http://www.consolis.com/Spenncon/?node=1.1.1.2>

3.8.2 Stripefundament

Etter EC2 NS-EN1992-1-1:2004+NA:2008 Prosjektering av betongkonstruksjoner (6) og kompendiet av Harald Fallsen (5)

Da bæresøyler for fagverket plasseres på gammel ringmur, beregnes her stripefundament for den vestlige delen av Glenn`s Billakkering som inneholder kontor, spiserom, garderobe og teknisk rom. Gruppen tar utgangspunkt i den delen av bygget hvor det vil bli påført de største lastene på fundamentet, for så å bruke denne løsningen over det hele hvor det skal støpes nytt stripefundament. Over stripefundamentet støpes det en ringmur for glassfasade og søyler i øst og halve nord del av kontordelen, mens det på resten av stripefundamentet støpes betongvegger, beregnet i pkt. 3.8.5.

Inndata

Betong B30 => $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$ Armering B500C

Antar tillatt grunntrykk $q_d = 220 \text{ kN/m}^2$ (5)

Antar $b = 600 \text{ mm}$ og $h = 200 \text{ mm}$

Eksponeringsklasse: **XC2** => $c_{nom} = 50 \text{ mm}$ (overdekning), $c_{min} = 35 \text{ mm}$

Rissviddekrav: $w_k \leq 0,30k_c = 0,30 \times c_{nom} / c_{min}$

$$w_k \leq 0,3 \times 50 / 35 \leq 0,3 \times 1,3 = \underline{0,39 \text{ mm}}$$

Laster:

Fra tak:

Lastbredde = 4,5 m \Rightarrow Beregnet over kontordel

EL: Hulldekke 200 + isolasjon og tekking.

$$(2,78+0,5) \times 4,5 = \underline{14,76 \text{ kN/m}}$$

NL snø:

$$3,6 \times 4,5 = \underline{16,2 \text{ kN/m}}$$

Fra dekke 2. etg:

Lastbredde = 3,5 m

EL: Hulldekke 200 + avretting

$$(2,78+0,5) \times 3,5 = \underline{10,66 \text{ kN/m}}$$

NL: Disponibel/mesinin

$$4,5 \times 3,25 = \underline{14,63 \text{ kN/m}}$$

Fra vegger:

EL: Leca ISO 30, h = 2,4m
 2,0×2,4 = 4,8 kN/m

EL: Betongvegg h = 3,4m, b = 0,2m
 25kN/m³ × 0,2×3,4 = 17 kN/m

EL: Fundament 0,6×0,2m
 25kN/m³ × 0,6×0,2 = 3 kN/m

∑ EL = 50,22 kN/m
 ∑ NL = 30,83 kN/m

q_d = 50,22×1,2 + 30,83×1,5 = 106 kN/m

Grunn-trykk

Total last på grunn er vekt av fundament med overliggende masser i tillegg til q_d. På forsiktig side settes gjennomsnittlig vekt av fundament og overliggende masser til 24 kN/m³.

σ_d = 220 kN/m² (max. tillatt grunntrykk)

Grunn-trykk per m² blir:

24×2×1,2 = 57,2 kN/m
 $\frac{q_d}{B} + 57,2 \leq 220 = \frac{106}{B} + 57,2 \leq 220$

=> B = 0,65 m

Bruker B = 0,7 m

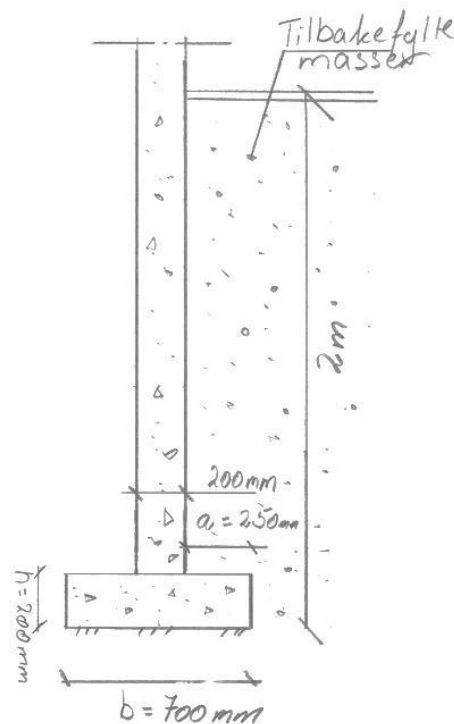
$\sigma_{nf} = \frac{q_d}{B} = \frac{106}{0,7} = \underline{151,4 \text{ kN/m}^2}$

Moment i sålen ved vegglivet blir:

=> a- mål 0,25 m = momentarm

$M_{Ed} = \sigma_{nf} \times a \times \frac{a}{2} = 151,4 \times 0,25 \times \frac{0,25}{2} = \underline{4,7 \text{ kNm}}$

$h_{min} \geq \frac{a}{3,5} = \frac{250}{3,5} = 71 \text{ mm, OK - bruker høyde 200 mm videre pga. overdekning av armeringsjern.}$



Skisse 7 Utgangspunkt for beregninger av stripefundament

Prøver h = 200 mm

$$d = 200 - (50 + 10) = \underline{140 \text{ mm}}$$

$$m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \times b \times d^2} = \frac{4,7 \times 10^6}{17 \times 1000 \times 140^2} = \underline{0,0141}$$

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{sd} \times \beta \times d} = \frac{4,7 \times 10^6}{435(1 - 0,61 \times 0,0141) \times 140} = \underline{77,8 \text{ mm}^2/\text{m}}$$

Prøver: h = 200 mm med ϕ 10 c/c 1000 mm $\Rightarrow A_s = 79 \text{ mm}^2/\text{m}$

Kontroll av skjær

EC 2 pkt. 6.2.2 (1) og 6.2.2 (2)

$$V_{Ed} = \sigma_{nf} \left(a - \frac{15}{16} d \right) = 151,4 \left(0,25 - \frac{15}{16} \times 0,14 \right) = \underline{17,98 \text{ kN}}$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k (100\rho \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} b d$$

hvor:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 = 1 + \sqrt{\frac{200}{140}} = 2,195 > 2 \Rightarrow 2.$$

$$\rho = \frac{A_{sl}}{bd} \leq 0,02 = \frac{79}{140 \times 1000} = 0,00056 < 0,02 \quad \mathbf{OK}$$

$$V_{Rd,c} = 0,12 \times 2 (100 \times 0,00056 \times 30)^{\frac{1}{3}} \times 140 \times 1000 = \underline{39,9 \text{ kN}} > 17,98 \text{ kN} = V_{Ed} \quad \mathbf{OK}$$

$$A_{s,\min} = 0,26 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) b_t d \geq 0,0013 b_t d$$

$$\Rightarrow 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 1000 \times 140 = 211 \text{ mm}^2 > 182 \text{ mm}^2 = 0,0013 \times 1000 \times 140$$

$A_{s,\min} = 211 \text{ mm}^2$ som tilsvarer $\phi 10$ c/c 350, $A_s = 224 \text{ mm}^2/\text{m}$.

Etter samtale med veileder får gruppen opplyst om at det i praksis aldri brukes c/c over 250 i fundamenter. Gruppen velger å bruke c/c 200 på hovedarmeringen, noe som medfører at armering arealet øker.

Som svinn- og fordelingsarmering brukes minimumsarmeringen multiplisert med 2.

$$\underline{A_s^{\text{Svinn og fordeling}} = 211 \text{ mm}^2 \times 2 = 422 \text{ mm}^2}$$

Bruker $h = 200 \text{ mm}$ med $\phi 10$ c/c 200, $A_s = 393 \text{ mm}^2/\text{m}$ som hovedarmering

Bruker $\phi 12$ c/c 250 $A_s = 452 \text{ mm}^2/\text{m}$ som svinn- og fordelingsarmering

Kontroll rissvidder:

$$\text{Riss} = k_w = s_{r,\max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

Rissvidder regnes ikke på grunnlag av bruddlast, men på grunnlag av såkalt tilnærmet permanent last. Antar overgangen fra M_{Ed} til $M_{T,P}$ omgjort med faktor 1,35.

$$M_{T,P} = \frac{M_{Ed}}{1,35} = \frac{4,7}{1,35} = \underline{3,48 \text{ kNm}}$$

Utgangspunkt av α

Utendørs/ fuktig

B30 $\Rightarrow n = 18,18$

$$n\rho = n \times \frac{A_{sl}}{bd} = 18,18 \times \frac{393}{140 \times 1000} = \underline{0,0280}$$

$$\alpha = n\rho \left[\sqrt{1 + \frac{2}{n\rho}} - 1 \right] = 0,0291 \left[1 + \sqrt{\frac{2}{0,028}} - 1 \right] = \underline{0,2366}$$

Utgangspunkt av $s_{r,\max}$

$$h_{c,ef} = \min \begin{cases} 2,5(h-d) \\ (h-x) \\ h/2 \end{cases} = \min \begin{cases} 2,5(200-140) & = 150 \\ 200 - (0,2139 \times 140) & = 170 \\ \frac{200}{2} & = 100 \end{cases} \quad (x = \alpha d)$$

$$\Rightarrow 100 \geq h - d + 1,5\phi = (200 - 140) + (1,5 \times 10) = 75 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

$$c = 50 \text{ mm} \text{ og } \phi = 10 \text{ mm} \Rightarrow 5 \left(c + \frac{\phi}{2} \right) = 5 \left(50 + \frac{10}{2} \right) = \underline{275 \text{ mm}}$$

$$s = 200 \text{ mm} < 275 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow s_{r,\max} = 3,4c + 0,17 \phi \frac{A_{c,eff}}{A_s} = 3,4 \times 50 + 0,17 \times 10 \times \frac{100 \times 1000}{393} = \underline{603 \text{ mm}}$$

$$\underline{s_{r,\max} = 603 \text{ mm}}$$

σ_s og $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$

$$\sigma_s = \frac{M_{T,P}}{\left[1 - \frac{\alpha}{3}\right] A_s \times d} = \frac{3,48 \times 10^6}{\left[1 - \frac{0,2139}{3}\right] \times 394 \times 140} = \underline{68,1 \text{ N/mm}^2}$$

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = \frac{1}{E_s} \left[\sigma_s - 0,4 f_{ctm} \left(\frac{A_{c,eff}}{A_s} + \frac{E_s}{E_{cm}} \right) \right] \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = \frac{1}{2,1 \times 10^5} \left[68,1 - 0,4 \times 2,9 \left(\frac{100 \times 1000}{393} + \frac{2,1 \times 10^5}{33000} \right) \right] = \frac{-234}{2,1 \times 10^5} < 0,6 \times \frac{68,1}{2,1 \times 10^5}$$

$$\Rightarrow \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \underline{0,6} \times \frac{68,1}{2,1 \times 10^5}$$

Innsatt:

$$k_w = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 603 \times \frac{0,6 \times 68,1}{2,1 \times 10^5} = \underline{0,11 \text{ mm}} < \underline{0,39 \text{ mm}} \quad \text{OK}$$

Kontroll av hovedarmeringens forankringslengde - l_{bd}

$$l_{bd} = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_4 \times \alpha_5 \times l_{b,rqd}$$

$$\text{Forenklet setter vi } l_{bd} = l_{b,rqd} = \frac{1}{4} \times \phi \times \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}$$

$$f_{bd} = 2,25 f_{ctd} = 2,25 \times 1,13 = \underline{2,54 \text{ N/mm}^2}$$

$$\phi = \underline{10 \text{ mm}}$$

$$x = \frac{h}{2} = \frac{200}{2} = \underline{100 \text{ mm}}$$

$$z_e = 0,2 - \frac{x}{2} + 0,15b = 0,2 - \frac{0,1}{2} + 0,15 \times 0,2 = \underline{0,18}$$

$$z_i = 0,9d = 0,9 \times 0,14 = \underline{0,126}$$

$$R = \sigma_{nf} \times x = 151,4 \times 0,1 = \underline{15,14 \text{ kN}}$$

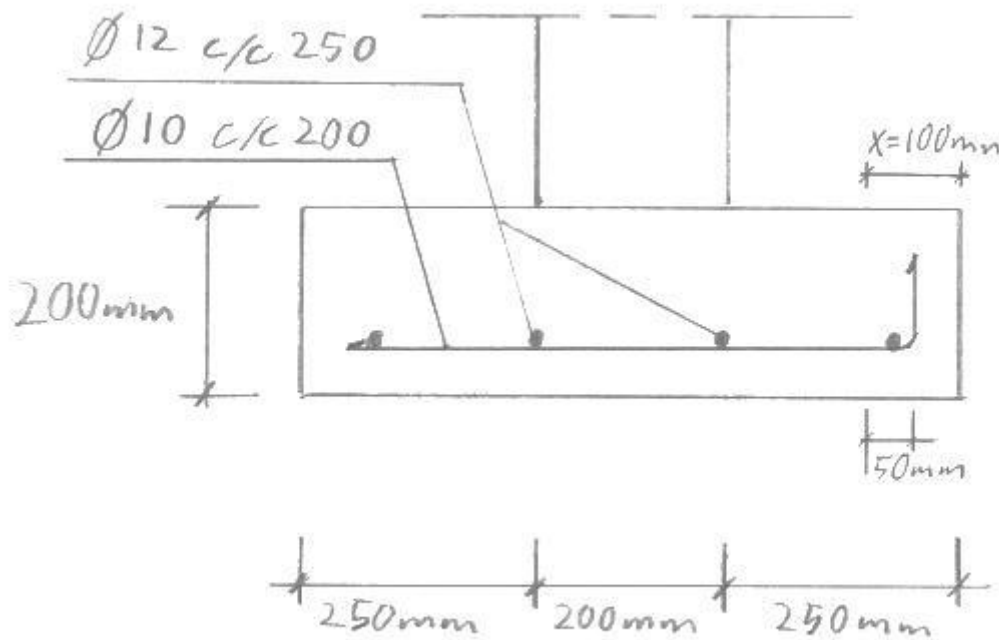
$$\Rightarrow F_s = R \times \frac{z_e}{z_i} = 15,14 \times \frac{0,18}{0,126} = \underline{22 \text{ kN}}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{F_s}{A_s} = \frac{22 \times 10^3}{224} = \underline{98,2 \text{ N/mm}^2}$$

$$l_{bd} = l_{b,rqd} = \frac{1}{4} \times \phi \times \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{1}{4} \times 10 \times \frac{98,2}{2,54} = \underline{96,5 \text{ mm}}$$

Forankringslengde settes til 100 mm

Siden $x = 100$ bøyes hvert annet armeringsjern i sålen opp. Dvs. at alle momentjern bøyes opp i kun en ende.



Skisse 8 Stripecfundament med inntegnet armeringsjern og forslag til hvordan forankringslengden på 100 mm skal løses.

Stripecfundament $h = 200$ mm, $b = 700$ mm med $\phi 10$ c/c 200 $A_s = 393$ mm²/m hovedarmering og $\phi 12$ c/c 250 $A_s = 452$ mm²/m som svinn- og fordeling.

3.8.3 Søyelfundament for betongsøyle, pkt. 3.4.20

Etter EC2 NS-EN1992-1-1:2004+NA:2008 Prosjektering av betongkonstruksjoner (6) og kompendiet i Konstruksjonslære 2 (5) av Harald Fallsen.

Inndata

Søyledimensjon rund Ø400 mm

Betong B30 $\Rightarrow f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$ Armering B500C

Overdekning mot grunn = 50 mm

Maks grunntrykk¹⁴ 220 kN/m² (5)

Eksponeeringsklasse XC 2 $\Rightarrow c_{\min} = 25 \text{ mm}$

Rissviddekrav (som stripefundament) $\Rightarrow w_k \leq 0,39 \text{ mm}$

Laster:

Fra tak (Focus) $Q_d = \underline{167 \text{ kN}}$ (Ref. pkt. 3.4.20)

Egenvekt Søyale

Areal = $\pi \times r^2 = \pi \times 0,2^2 = 0,126 \text{ m}^2$

Høyde = 6 m

Volum = $6 \times 0,126 = 0,754 \text{ m}^3$

Egenlast søyle = $0,754 \times 25 = 18,85 \text{ kN}$

Egenvekt fundament

Antar H = 0,35 m

Egenvekt fundament = $25 \times 0,35 \times 1,2 = 10,5 \text{ kN/m}^2$

$N_{Ed} = \text{Fra tak} + \text{EV. søyle}$

$N_{Ed} = 167 + (18,85 \times 1,2) = 190 \text{ kN}$

¹⁴ 511.101 Byggegrunn og terreng (Tab.32) – Byggforsk datablad

3.8.4 Beregning av søylefundament

Søker bredden B for fundamentet

$$\frac{N_{Ed}}{B^2} + EVfund. \leq 220 = \frac{190}{B^2} + 10,5 \leq 220 \Rightarrow \underline{B = 0,95 \text{ m}}$$

Bruk fundament 1,0 × 1,0 m

$$\text{Utstikkende fundamentdel} = \frac{1}{2}(1,0 - 0,4) = \underline{0,3 \text{ m}}$$

$$h_{min} \geq \frac{\text{Utstikk.fund.}}{3,0} = \frac{0,3}{3} = 0,1 \text{ m}$$

Prøver h = 0,2 m, antar ϕ16 mm armering

$$d_{eff} = d_{snitt} = h - (c + 1,25\phi) = 200 - (50 + 1,25 \times 16) = \underline{130 \text{ mm}}$$

$$\sigma_{nf} = \frac{N_{Ed}}{A_{fund.}} = \frac{190}{1} = \underline{190 \text{ kN/m}^2}$$

$$M_{Ed} = \sigma_{nf} \times (B - D) \times \frac{B-D}{2} = 190 \times 0,3 \times 0,15 = \underline{8,55 \text{ kNm}}$$

$$m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \times b \times d^2} = \frac{8,55 \times 10^6}{17 \times 1000 \times 130^2} = \underline{0,0298}$$

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{sd}(1-0,61m)d} = \frac{8,55 \times 10^6}{435 \times (1-0,61 \times 0,298) \times 130} = \underline{154 \text{ mm}^2/\text{m}}$$

$$A_{s,min} = 0,26 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \times b_t \times d \geq 0,0013 b_t d$$

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{2,9}{500} \times 200 \times 1000 = \underline{302 \text{ mm}^2/\text{m}} > 260 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Prøver h = 200 mm med ϕ8 mm c/c = 150 mm, A_s = 335 > A_{s,min} = 302 mm²/m

Kontroll av skjær

Kontrollarealet for skjær: $a = d$ (avstand fra søyle)

Kontrollareal:

$$A^{kontr} = \pi r^2$$

hvor $r = r^{søyle} + d$

$$A^{kontr} = \pi(200+130)^2 = \underline{0,342 \text{ m}^2}$$

$$A_{red} = A^{fund.} - A^{kontr} = 1 - 0,342 =$$

$$\underline{0,658 \text{ m}^2}$$

$$V_{Ed,red} = \sigma_{nf} \times A_{red} = 190 \times 0,658 = \underline{125 \text{ kN}}$$

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{A^{kontr}} = \frac{125 \times 10^3}{342 \times 10^3} = \underline{0,37 \text{ N/mm}^2}$$

$$v_{Rd} = C_{Rd,c} \times k(100 \times \rho \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} \times \frac{2d}{a}$$

$$\text{Hvor } k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$$

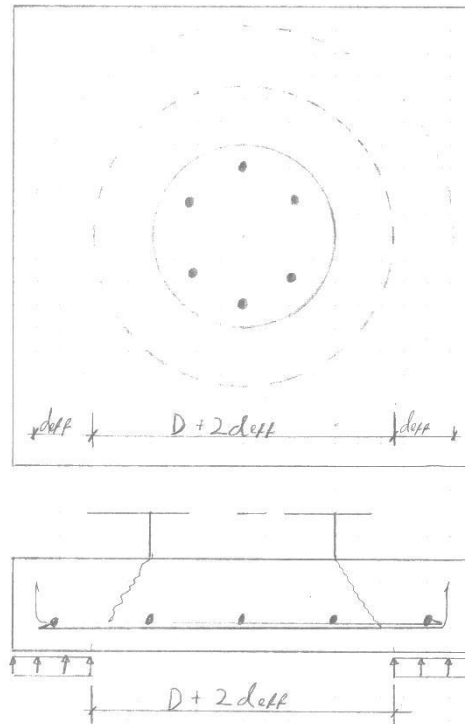
$$v_{Rd} = 0,12 \left[1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right] \times \left[100 \times \frac{A_s}{b \times d} f_{ck} \right]^{\frac{1}{3}} \times \frac{2d}{a} \geq v_{min} \times \frac{2d}{a}$$

$$v_{Rd} = 0,12 \left[1 + \frac{200}{130} \right] \times \left[100 \times \frac{335}{1000 \times 130} \times 30 \right]^{\frac{1}{3}} \times \frac{2d}{d} = 0,5315 \times 2 =$$

$$\underline{v_{Rd} = 1,06 \text{ N/mm}^2} > \underline{v_{Ed} = 0,37 \text{ N/mm}^2} \quad \mathbf{OK}$$

$$v_{Rd,min} = v_{min} \times \frac{2d}{a} \quad \text{hvor } v_{min} = 0,035 \times k^{\frac{2}{3}} \times \sqrt{f_{ck}}$$

$$v_{Rd,min} = 0,035 \left[1 + \sqrt{\frac{200}{130}} \right]^{\frac{2}{3}} \times \sqrt{35} \times 2 = \underline{0,709 \text{ N/mm}^2} < \underline{1,06 \text{ N/mm}^2} \quad \mathbf{OK}$$



Skisse 9 For utregning av kontrollareal

Kontroll – areal for skjær: $a = 2d$ Kontrollareal:

$$A^{\text{kontr}} = \pi r^2$$

hvor $r = r^{\text{søyle}} + 2d$

$$A^{\text{kontr}} = \pi(200+260)^2 = \underline{0,665 \text{ m}^2}$$

$$A_{\text{red}} = A^{\text{fund.}} - A^{\text{kontr}} = 1 - 0,665 = \underline{0,335 \text{ m}^2}$$

$$V_{\text{Ed,red}} = \sigma_{nf} \times A_{\text{red}} = 190 \times 0,335 = \underline{63,7 \text{ kN}}$$

$$v_{\text{Ed}} = \frac{V_{\text{Ed,red}}}{A^{\text{kontr}}} = \frac{63,7 \times 10^3}{335 \times 10^3} = \underline{0,1931 \text{ N/mm}^2}$$

$$v_{\text{Rd}} = 0,5315 \times \frac{2d}{2d} = \underline{0,5315 \text{ N/mm}^2} > v_{\text{Ed}} = 0,1931 \text{ N/mm}^2 \quad \mathbf{OK}$$

Kan bruke $h = 200 \text{ mm}$ med $\phi 8 \text{ mm}$ c/c 150 mm

Ifølge eksterne veileder er det ikke vanlig at man bruker så små dimensjoner som $\phi 8$ i fundamenter, og aldri noe særlig senteravstand større enn c/c 250 .

Velger å øke til $\phi 12$ og c/c 250 mm , $A_s = 452 \text{ mm}^2$ **Kontroll rissvidder:**

$$\text{Riss} = k_w = s_{r,\text{max}} (\epsilon_{\text{sm}} - \epsilon_{\text{cm}})$$

Rissvidder regnes ikke på grunnlag av bruddlast, men på grunnlag av såkalt tilnærmet permanent last. Antar overgangen fra M_{Ed} til $M_{\text{T,P}}$ omgjort med faktor $1,35$.

$$M_{\text{T,P}} = \frac{M_{\text{Ed}}}{1,35} = \frac{4,7}{1,35} = \underline{3,48 \text{ kNm}}$$

$$A_s = 452 \text{ mm}^2/\text{m} \quad \phi 12 \text{ mm c/c} = 250 \text{ mm}$$

Utregning av α ($x = \alpha d$)

Utendørs/ fuktig B30

$$\text{B30} \Rightarrow n = 18,18$$

$$n\rho = n \times \frac{A_{sl}}{bd} = 18,18 \times \frac{452}{1000 \times 130} = \underline{0,0632}$$

$$\alpha = n\rho \left[\sqrt{1 + \frac{2}{n\rho}} - 1 \right] = 0,0632 \left[\sqrt{1 + \frac{2}{0,0632}} - 1 \right] = \underline{0,2979}$$

Utregning av $s_{r,max}$

$$h_{c,ef} = \min \begin{cases} 2,5(h-d) \\ (h-x) \\ h/2 \end{cases} = \min \begin{cases} 2,5(200-130) = 175 \\ 200-38,727 = 161 \\ \frac{200}{2} = 100 \end{cases} = 100$$

$$\Rightarrow 100 \geq h-d + 1,5\phi = (200-130) + (1,5 \times 12) = 88 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \quad \mathbf{OK}$$

$$c = 50 \text{ mm og } \phi 12 \text{ mm} \Rightarrow 5 \left(c + \frac{\phi}{2} \right) = 5 \left(50 + \frac{12}{2} \right) = \underline{280 \text{ mm}}$$

$$s = 250 \text{ mm} < 280 \text{ mm} \Rightarrow s_{r,max} = \mathbf{3,4c + 0,17\phi} \frac{A_{c,eff}}{A_s}$$

$$s_{r,max} = 3,4 \times 50 + 0,17 \times 12 \times \frac{100 \times 1000}{452} = \underline{621 \text{ mm}}$$

σ_s og $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$

$$\sigma_s = \frac{M_{T,P}}{\left[1 - \frac{\alpha}{3} \right] A_s \times d} = \frac{3,48 \times 10^6}{\left[1 - \frac{0,2979}{3} \right] \times 452 \times 130} = \underline{65,8 \text{ N/mm}^2}$$

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = \frac{1}{E_s} \left[\sigma_s - 0,4 f_{ctm} \left(\frac{A_{c,eff}}{A_s} + \frac{E_s}{E_{cm}} \right) \right] \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = \frac{1}{2,1 \times 10^5} \left[65,8 - 0,4 \times 2,9 \left(\frac{100 \times 1000}{452} + \frac{2,1 \times 10^5}{33000} \right) \right] = \frac{-198,2}{2,1 \times 10^5} < 0,6 \times \frac{65,8}{2,1 \times 10^5}$$

$$\Rightarrow \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{0,6 \times 65,8}{2,1 \times 10^5}$$

Innsatt:

$$k_w = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 621 \times \frac{0,6 \times 65,8}{2,1 \times 10^5} = \underline{0,11} < 0,39 \quad \mathbf{OK}$$

Bruk $h = 200 \text{ mm}$, $\phi 12 \text{ mm}$ og $c/c A_s = 452 \text{ mm}^2$

Kontroll av hovedarmeringens forankringslengde - l_{bd}

$$l_{bd} = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_4 \times \alpha_5 \times l_{b,rqd}$$

$$\text{Forenklet settes } l_{bd} = l_{b,rqd} = \frac{1}{4} \times \phi \times \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{F_s}{A_s}$$

$$f_{bd} = 2,25f_{ctd} = 2,25 \times 1,13 = \underline{2,54 \text{ N/mm}^2}$$

$$\phi = \underline{12 \text{ mm}}$$

$$x = \frac{h}{2} = \frac{200}{2} = \underline{100 \text{ mm}}$$

$$z_e = \frac{B}{2} - \frac{x}{2} = 0,5 - \frac{0,1}{2} = \underline{0,45 \text{ m}}$$

$$z_i = 0,9d = 0,9 \times 0,13 = \underline{0,117}$$

$$R = \sigma_{nf} \times x = 190 \times 0,1 = \underline{19 \text{ kN}}$$

$$\Rightarrow F_s = R \times \frac{z_e}{z_i} = 19 \times \frac{0,45}{0,117} = \underline{73,1 \text{ kN}}$$

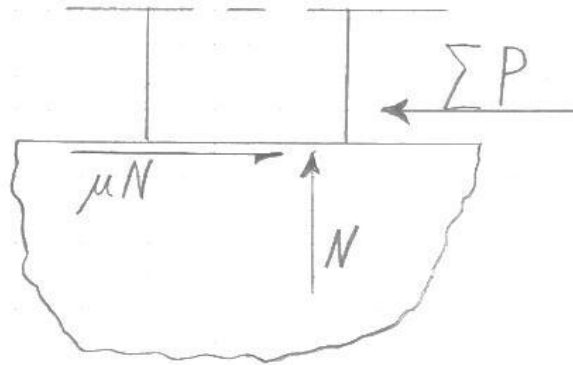
$$\sigma_{sd} = \frac{F_s}{A_s} = \frac{73,1 \times 10^3}{452} = \underline{161,7 \text{ N/mm}^2}$$

$$l_{bd} = l_{b,rqd} = \frac{1}{4} \times \phi \times \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{1}{4} \times 12 \times \frac{161,7}{2,54} = \underline{191 \text{ mm}}$$

For å få god nok forankringslengde, må hovedarmeringen bøyes opp i begge ender slik at det tilfredsstillers totalt 191 mm. Med $x = 100$ mm anbefales 50 mm opp i hver ende av rent praktiske grunner.

Skjær-belastning ved fot av vertikal betongsøyle

I forbindelse med utviklingen av prefab. industrien er det innført en Skjær-friksjons-hypotese, for utregning av armeringsjern som tar skjærkraften i overgangen søyle/fundament, A_s^v . Denne armeringen legges til eventuelt momentarmering.



Skisse 10 Prinsippkisse for skjære-friksjons-hypotesen

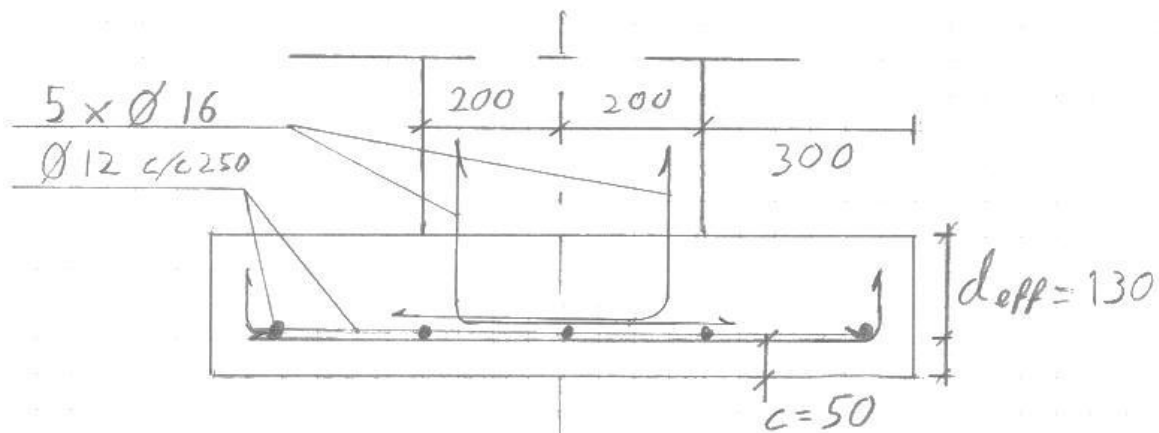
$$\text{Setter } \mu \times N = \Sigma P \Rightarrow \mu \times A_s^v \times f_{yd} = \Sigma P$$

$$A_s^v = \frac{\Sigma P}{\mu f_{yd}} \text{ her er } f_{yd} \text{ redusert til } 320 \text{ N/mm}^2 \text{ etter anbefaling fra veileder,}$$

friksjonskoeffisienten μ settes til 1,0

Beregningen i Focus gir skjærkraft i innspenningen (pkt. 3.4.22) = 265,5 kN = ΣP

$$A_s^v = \frac{265500}{320} = \underline{830 \text{ mm}^2} \Rightarrow \text{Bruker } 5 \times \phi 16 \text{ } A_s = 1005 \text{ mm}^2 \text{ i overgang fundament/søyle.}$$



Skisse 11 Søyelfundament med armering

3.8.5 Betongvegg akse 6-6

Etter EC2 NS-EN1992-1-1:2004+NA:2008 Prosjektering av betongkonstruksjoner (6) og kompendiet i Konstruksjonslære 2 (5) av Harald Fallsen.

Betongveggen i akse 6-6 er ca. 30m lang og har 3 ribbevegger stående innvendig på tvers av lengden i tillegg til hjørnene i hver ende. Det så i utgangspunktet fornuftig ut og prøve å dimensjonere bakveggen som en støttemur, men her kom ikke gruppen frem til noen fornuftig løsning.

Etter tips fra intern veileder var å se på veggen som et kontinuerlig dekke over flere spenn, sett ovenfra. Veggen ble modellert i Focus Konstruksjon for å finne de enkelte støtte- og feltmomentene, da det viste seg til de grader vrient å finne dette med manuelle beregninger (stikkord: 3-momentlikning, 4 ukjente og 4 ulike lengder), med Focus Konstruksjon var det betydelig lettere å finne momentene. Her viste det seg å bli et problem i og med at det siste spennet er 11,3m langt og med en last på 20kN/m^2 fra jordtrykket ble støttemomentet veldig høyt (ca. 270 kNm). Armerings beregningen ga som resultat et armeringsareal på over 8000 mm^2 noe som betyr $\text{Ø}40$ c/c 143 og følgelig helt hinsides all sunn fornuft i en slik konstruksjon.

Etter samtale med ekstern veileder Gisle Hveem har gruppen kommet frem til en metode som kan brukes for å løse problematikken;

Hulldekket som er lagt opp på veggen fungerer som en skive som overfører kraft til ribbeveggene som står langs bakveggens lengde. Bakveggen kan dermed dimensjoneres som et dekke over ett spenn som tilsvarer veggens høyde.

Inndata

Betong B30 $\Rightarrow f_{cd} = 17\text{ N/mm}^2$

Armering B500C

Jordtrykkskoeffisient:

Antar tilbakefylling av sand/pukk/grus – Leser ut fra figur E.2 (5) en K verdi 0,4. Fordi betong veggen er uforskyvelig økes denne med 50 %, dvs. multiplisert med 1,5.

$K = 0,4 \times 1,5 = 0,6$

Eventuelt vanntrykk blir neglisjert i denne beregningen

Laster:

Nyttelast på mark = 5 kN/m²

$$P_j = \frac{1}{2} \times \gamma \times H_0^2 \times K$$

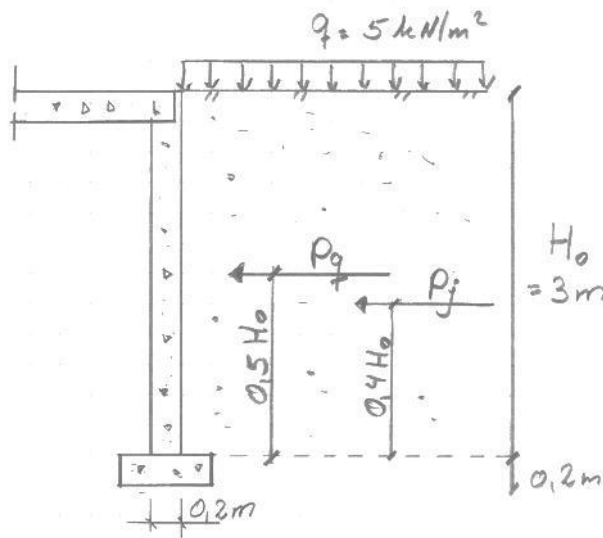
hvor γ settes til 20 kN/m³

$$P_q = q \times \gamma_f \times H_0 \times K$$

hvor $\gamma_f = 1,5$

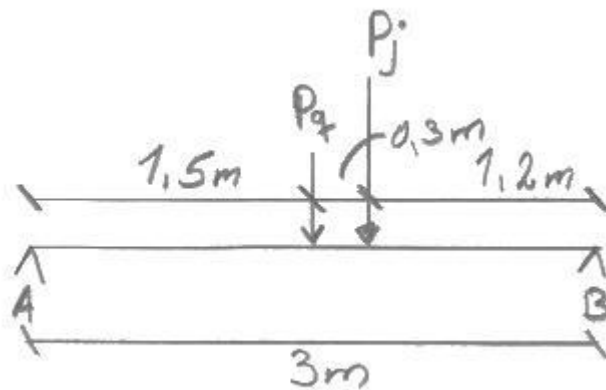
$$P_j = \frac{1}{2} \times 20 \times 3^2 \times 0,6 = \underline{54 \text{ kN/m}}$$

$$P_q = 5 \times 1,5 \times 3 \times 0,6 = \underline{13,5 \text{ kN/m}}$$



Skisse 12 Betongvegg med tilbakefylling

For å kunne beregne moment og skjærkrefter i denne veggen legges den ned og beregnes som en fritt opplagt bjelke som vist på skissen under:



A = topp vegg
B = bunn vegg

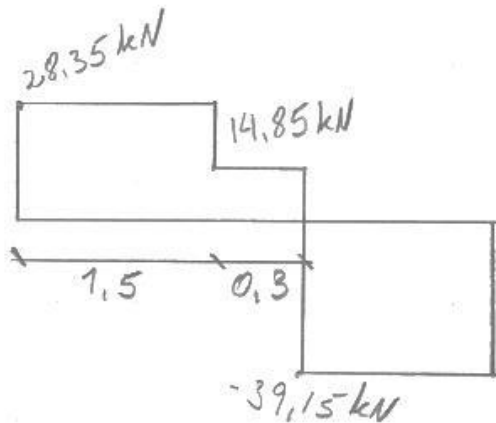
Skisse 13 Betongvegg som en fritt opplagt bjelke

3.8.6 Beregning betongvegg akse 6-6

$$F_A = 13,5 \times \frac{1}{2} + 54 \times \frac{1,2}{3} = \underline{28,35 \text{ kN}}$$

$$F_B = 13,5 \times \frac{1}{2} + 54 \times \frac{1,8}{3} = \underline{39,15 \text{ kN}}$$

Skisse 14 V- diagram for betongvegg



Bruker V-diagram for å finne maks moment:

$$\text{Areal} = M^{\text{Maks}} = 1,5 \text{ m} \times 28,35 \text{ kN} + 0,3 \text{ m} \times 14,85 \text{ kN} = \underline{46,98 \text{ kNm} \approx 47 \text{ kNm}}$$

$$d = h - c_{nom} - \frac{1}{2} \phi 1,25 = 200 - (50 + 10) \times \frac{1}{2} \times 16 \times 1,25 = \underline{130 \text{ mm}}$$

Strekkarmering (hovedarmering)

$$M_{Ed} = \underline{47 \text{ kNm}}$$

$$m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \times b \times d^2} = \frac{47 \times 10^6}{17 \times 1000 \times 130^2} = \underline{0,1636}$$

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \times (1 - 0,61m) d} = \frac{47 \times 10^6}{435(1 - 0,61 \times 0,1636) \times 132,5} = \underline{923 \text{ mm}^2/\text{m}}$$

Bruker $\phi 16$, c/c 200 mm, A = 1005 mm²/m



Svinn og fordelingsarmering

$$A_{s,min} = 0,26 \times b_w \times d \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,26 \times 1000 \times 130 \times \frac{2,9}{500} = \underline{196 \text{ mm}^2/\text{m}}$$

Bruker $\phi 8$ c/c 250 mm, $A_s = 201 \text{ mm}^2/\text{m}$, dette brukes i tillegg som armering på veggens trykkside i begge retninger.

Skjær armering ved overgang vegg/stripefundament regnes ut ved hjelp av skjær-friksjon-hypotesen.

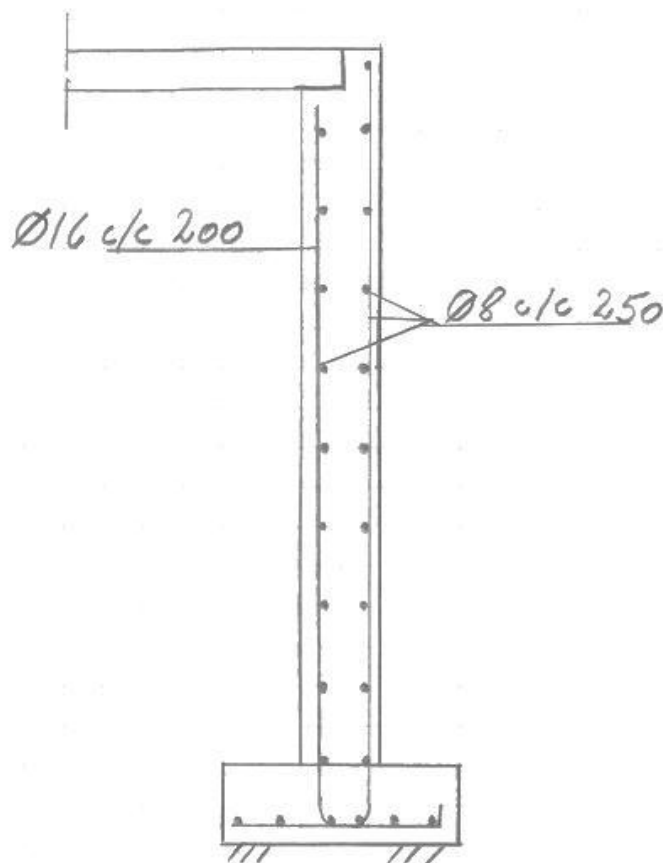
$$\text{Setter } \mu \times N = \sum P \Rightarrow \mu \times A_s^v \times f_{yd} = \sum P$$

$$\sum P = F_B = \underline{39,15 \text{ kN}}$$

$A_s^v = \frac{\sum P}{\mu f_{yd}}$ her er f_{yd} redusert til 320 N/mm^2 etter anbefaling fra veileder, friksjonskoeffisienten μ settes til 1,0

$$A_s^v = \frac{39150}{320} = \underline{122 \text{ mm}^2} \Rightarrow 1 \text{ stk. } \underline{\text{Ø16 } A_s = 201 \text{ mm}^2}.$$

Legger i ett ekstra Ø16 armeringsjern per. meter som skjærarmering.



Skisse 15 Betongvegg med armering

3.9 Massivtre

Gruppen ønsker å se på en alternativ løsning for bærekonstruksjonen til bygget ved bruk av massivtre. Gruppen velger å konsentrere seg i hovedsak om de store bygningsdelene som tidligere er dimensjonert i stål og betong, for og se om massivtre er et reelt alternativ til dette. Det er da i hovedsak 3 bygningsdeler;

- Søylor som bærer takverket
- Fagverket i taket – beregnes som en saltaksbjelke i tre
- Etasjeskille i vestlige delen av bygget

3.9.1 Generelt om massivtre

Rundt 1975 var det et stort behov for nye og rehabilitering av gamle broer i Canada. Canada er, i likhet med Norge, rikt på tømmer og man begynte å ta i bruk prinsippet med tversspente brodekker og dermed var de første massivtreelementene født. Et tversspent brodekke er i prinsippet planker på høykant som er lagt inntil hverandre og føyd sammen ved hjelp av gjennomgående stålstag. Oppspenningskraften fra stål-stagene samt senteravstanden mellom disse kan justeres etter hvilken belastning brodekket blir utsatt for, ikke ulikt prinsippet som brukes mye av betongelement industrien i dag for forspente hulldekker.



Figur 23 Prinsipp tversspent brodekke (19)

Videreutviklingen av disse brodekkene spredte seg videre og var kommet til Norden omkring 1995. I Norge i dag er det bygget en rekke trebroer for gang-, bil- og togtrafikk. Flisa bro i Hedmark er bygget over Glomma med en lengde på totalt 196 meter fordelt på tre spenn og er i dag trolig verdens lengste trebro¹⁵.

¹⁵ [http://www.snl.no/bilde/bro_\(Flisa_bru\)](http://www.snl.no/bilde/bro_(Flisa_bru)) [Lest 27.4.2011]

I Norge ble massivtreelementer første gang brukt som etasjeskiller i 1998, dette var i en enebolig i Asker. I dag kan massivtreelementer benyttes stort sett overalt som f.eks. boligprosjekter, næringsbygg, industribygg, skoler, balkonger og svalganger.

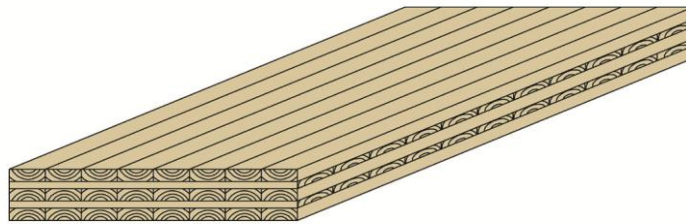
3.9.2 Oppbygning

Massivtreelementer er lameller satt sammen ved hjelp av ulike festemidler som spiker, skruer, stål/tredybler, stålstag eller lim.

Selve massivtreelementene kan deles inn i tre kategorier:

- Kantstilte elementer – Jf. Tverrspent brodekke. Festemidlene her er skruer, spiker, lim, tredybler eller stålstag
- Krysslagte elementer – Lameller i flere sjikt som ligger 45 eller 90 grader på hverandre. Festemidlene her er lim eller tredybler.
- Hulromselementer – Finnes i mange varianter, felles for disse er hulrommet mellom øvre- og nedre massivtreelement.

I denne oppgaven velger vi å benytte krysslagte elementer fordi det er disse som ble produsert av Moelven Massivtre på Krøderen, og håndboken som blir benyttet som underlaget for dette temaet i denne oppgaven stammer fra Treteknisk i samarbeid b.la Moelven Massivtre. Til orientering har Moelven Massivtre AS på Krøderen avviklet driften¹⁶ og er nå historie, en annen bedrift som produserer massivtreelementer i Norge er Holz100¹⁷ på Braskereidfoss i Våler kommune



Figur 24 Krysslagt element (19)

¹⁶ <http://dt.no/nyheter/moelven-massivtre-solgt-1.6194082> [Lest: 16.5.2011]

¹⁷ <http://www.holz100norge.com/om/omholz100.htm> [Lest: 16.5.2011]

3.9.3 Fordeler og ulemper ved massivtre

Fordelene ved bruk av massivtreelementer er mange, samtidig som det er noen ulemper. For å få ett grunnleggende og helhetlig bilde av dette, velger gruppen å gjengi de viktigste momentene som er hentet fra hefte til Treteknisk ”Håndbok, Bygge med massivtreelementer”. (19)

Kort byggetid og tørt bygg.

I dag er byggetiden en kritisk faktor ved små og store byggprosjekter. Finansieringskostnadene vektlegges gjerne sterkt og kortere byggetiden gir en bedre totaløkonomi for tiltakshaver.

Ved bruk av massivtreelementer oppnås det en kort montasjetid og ved montering av elementene ligger fuktigheten ett sted mellom 8-14 prosent slik at behovet for uttørking av byggfukt er minimal.

God utnyttelse av treets egenskaper.

Treverk er ett hygroskopisk materiale. Det vil si at treverket vil prøve å tilpasse seg omgivelsene de står i til enhver tid ved å oppnå likevekt både med tanke på fukt og temperatur. Massivtreelementer vil på denne måte bidra til å regulere fuktighetsnivået og temperaturen i de omgivelsene det er plassert i.

Godt arbeidsmiljø og ryddig byggeplass

Ved bruk av massivtre i byggearbeid oppnås det lettere en ryddig arbeidsplass og ved at tre oppfattes som et renselig materiale med lite støv, bidrar dette til et godt arbeidsmiljø på byggeplassen. Montering genererer minimalt med avfall og all bearbeiding kan foregå med håndverktøy.

Enkelt montering og tilpassing til tekniske installasjoner.

All montering av tekniske installasjoner kan enkelt gjøres direkte i massivtreelementene. Brukes elementene som etasjeskille er det i tillegg veldig fleksibelt i forhold til hulltagning og utsparinger fordi elementet tar opp krefter som en toveisplate.

Stor fleksibilitet ved formgivning og overflater

Massivtreelementer gir mange muligheter ved formgivning av rom og bygningsvolum ved bruk av ulike treslag, trestrukturer og overflatebehandling.

Stor fleksibilitet ved planløsning og konstruksjon

I mange tilfeller er det ønsket og krav til stor fleksibilitet i forhold til planløsning. En fleksibel planløsning vil gi brukeren av bygget mulighet til en fleksibel rominndeling og flere muligheter til innredning og brukertilpasning. Elementene kan oppta store punktlaster blant annet på grunn av elementets egenskaper til å fordele belastningen i to retninger.

Positive miljøegenskaper

Produksjon av massivtreelementer har lave utslipp av klimagasser, primært fordi størstedelen av energiforbruket kommer fra CO₂ nøytral biobrensel¹⁸. Tre som materiale regnes som en fornybar ressurs samtidig som det er klimanøytralt fordi den mengden CO₂ som frigis ved nedbrytning/forbrenning er den samme mengde som ble bundet i treverket i vekstfasen.

God totaløkonomi.

Bygging med massivtreelementer gir mange bidrag til god totaløkonomi i byggeprosjekter. På grunn av kort byggetid, mindre behov for energikrevende uttørring, kostnadsbesparende løsninger ved montering og tilpasning til tekniske installasjoner, færre arbeidsoppgaver og lettere bygg/enklere fundamentering vil det bli lavere finanskostnader og tiltakshaver vil raskere få inntekter på bygget.

Brann

Massivtre elementene vil beholde sin bæreevne i lang tid ved brann, dette fordi innbrenningshastigheten for massivtreelementer er relativt lav. Avhengig av elementtype, men typisk innbrenningshastighet er 0,7-0,8 mm/min. Bak det forkullede laget vil treverket ha tilnærmet uendret fasthet – og stivhetsegenskaper.

Lydegenskaper

Massivtreelementer har ikke tilfredsstillende egenskaper som lydskille i de fleste konstruksjoner. Det må monteres sekundære dempesystemer mellom doble vegger eller egne lydreduserende tiltak over eller under etasjeskillet. Dette vil øke både vegg- og dekke tykkelsen som vil føre til lavere takhøyde, eventuelt høyere bygg, og tykkere vegger.

Ømfintlig for skader og merker under montering

Massivtreelementene er ømfintlig for varige merker under transport og montering. Elementene er belagt med en plastfilm når de leveres fra fabrikk, noe som vil beskytte noe mot berøringsmerker fra f.eks. skitne hansker, men dette beskytter ikke mot mekanisk påkjenning.

¹⁸ Produksjon ved Moelven Massiv Tre



Montering

Massivtreelementer er veldig ømfintlige for vann. Når det settes opp råbygg i Norge kan man ikke regne med at det ikke regner før tak er tett. Dette gir noen følgelig utfordringer ved bruk av massivtreelementer. Ved montering av massivtreelementer er man avhengig av god tildekking og at alle involverte parter er klar over konsekvensene hvis dette arbeidet ikke gjøres tilstrekkelig. Vannansamlinger over tid på ett massivtreelement vil gi merker som kun lar seg fjerne mekanisk.

En måte å løse dette på er å dekke hele bygget med ett tak som eventuelt heises oppover etter hvert som bygget vokser i høyden. En fordel denne løsningen gir er at det kan monteres en traverskran i taket som er tilgjengelig under hele byggeperioden.

3.9.4 Dimensjonering av massivtre elementer

I bygget til Glenn`s billakkering velger gruppen å dimensjonere et etasjeskille i massivtre av type krysslåst elementer i vestlig del av bygget som inneholder kontor, spiserom, skifterom toalett etc. I denne beregningen legger vi de samme lastene som ble benyttet til dimensjoneringen av hulledekket i betong til grunn.

3.9.5 Stabilitet – Styrke og stivhet

Fordi treverk er et anisotrop materiale vil det ha forskjellige dimensjonsendringer i lengderetningen og tverretningen. Endringen er størst vinkelrett på fiberretningen. Siden det vil være ett kryssende sjikt med kryssende fiberretning vil dette bidra til å låse den totale dimensjonsendringen slik at man oppnår større styrke og stivhet mot denne endringen. Resultatet er ett element som er meget dimensjonsstabil.

Siden elementet vanligvis er oppbygd slik at det har størst styrke og stivhet i lengderetningen vil dimensjonsendringen være minst i denne retningen.

Elementets dimensjoneringsendringer:

- Elementets lengderetning: 0,010 % pr. % fuktighetsendring
- Elementets tverretning: 0,025 % pr. % fuktighetsendring

Ved beregning av styrke og stivhet hos krysslåste massivtre elementer, kan det brukes flere metoder for beregning. De mest brukte er:

Kompositteorien

Denne metoden tar hensyn til styrke og stivhetsegenskapene hos hvert enkelt sjikt i elementet. Den tar ikke hensyn til skjærdeformasjonen ved bøyepåkjøring og benyttes derfor det er stort forhold mellom spennvidde og elementtykkelse. Forsøk viser at der forholdet mellom spennvidde og elementtykkelse er over 25 ($\frac{L}{t} \geq 25$) gir denne metoden bra samsvar.

Mekanisk sammensatte bjelker/lameller

Denne metoden er nærmere beskrevet i NS-EN 1995. Den gir eksakt beregning bare for en fritt opplagt bjelke med parabelformet lastfordeling. På grunn av opptredende skjærdeformasjon i tversgående sjikt, er denne best egnet for små forhold mellom spennvidde og elementtykkelse.

Skjæranalogi – metoden (Schubanalogieverfahren)

Denne er en tysk modell som er en mer presis modell for beregning av krysslåste massivtreelementer. Denne beregningsmetoden tar hensyn til forskjellige elastisitetsmoduler og forskjell i skjærmoduler i de ulike sjikt. Denne metoden begrenses heller ikke av antall sjikt i elementet.

I de fleste tilfeller vil forholdet mellom spennvidde og elementtykkelse være større enn $\frac{L}{t} \geq 25$, slik at kompositteorien og skjæranalogimetoden gir gode resultater.

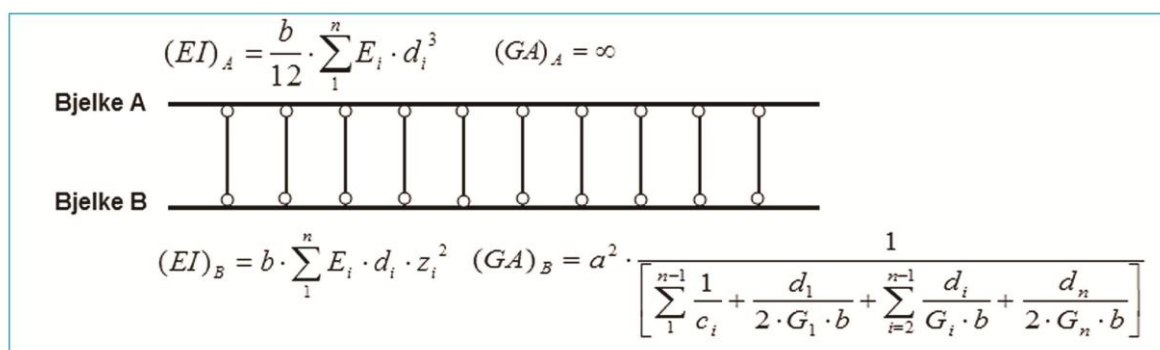
Et massivtreelement har i de fleste tilfeller samme oppbygning som limtrebjelker med betegnelsen GLc med tanke på fasthetsklassen til treverket i de ulike sjiktene pga. bøyepenninger, og det tas hensyn til sjiktene ulike E-modul ved beregning av styrke og stivhet i et krysslagt element. Ved en styrke og stivhets beregning vil de sjiktene som ligger 90 grader i forhold til retningen som blir beregnet gi et svært lite bidrag, dette fordi det er stor forskjell på E90- og E0 modulen til treverket.

I yttersjiktene ligger treverk med fasthetsklasse C24, mens i innersjiktene ligger tverrliggende treverk med fasthetsklasse C14. Her er det et forhold på ca. $\frac{1}{48}$ mellom E90 og E0, $\frac{E90}{E0} \approx \frac{1}{48}$. Til sammenligning vil et massivtreelement med samme fasthetsklasse i alle sjikt ha et forhold på ca. $\frac{1}{30}$. Dette betyr i praksis at de sjiktene som belastes vinkelrett på fiberretningen kan antas å gi null bidrag i beregningen av styrke og stivhet for et massivtreelement.

Som en oppsummering av dette kan man konkludere med at et massivtreelement vil ha en mye større styrke og stivhet i lengderetningen av elementet enn i tverrretningen pga. elementets oppbygning med høy fasthetsklasse i de langsgående yttersjiktene. Avhengig av antall sjikt et element er bygd opp av vil bøyestivheten i tverrretningen utgjøre mellom ca. 3 % og 40 % av bøyestivheten til lengderetningen.

Gruppen velger og ikke vise eksempel på hvordan tverrsnittsdata for et krysslagt element beregnes, men heller studere dette på egenhånd. Dette av flere grunner; for det første vil det kun være å gjengi eksempelet fra håndboken, noe som i liten grad vil være egenprodusert stoff, og for det andre skal vi i utgangspunktet kun bruke massivtreelement som etasjeskille, og da brukes tabeller for å finne riktig elementtykkelse.

For spesielt interesserte henviser gruppen til håndboken hefte 3 – dimensjonering for demonstrasjon av utregninger for tverrsnittsdata til massivtreelementer. (19)



Figur 25 Prinsippskisse av metoden med stiv forbindelse mellom bjelke A og Bjelke B med tilhørende stivhetsverdier (19)

3.9.6 Sammenføyning av etasjeskille

Massivtreelementene produseres normalt med ferdigfreste spor for sammenkobling av elementene. Sammenkoblingen utføres i de aller fleste tilfeller som en myk sammenkobling, slik at det kun overføres skjærkraft mellom elementene, og ikke moment.

Bildet under viser en not- og fjærløsning hvor fjæren er en kryssfinerplate som enten limes eller skrues fast, eventuelt begge deler. I tilfeller hvor skjøten ønskes skjult kan not og fjær løsningen legges inne i dekket. For Glenn`s Billakkering lar gruppen foreløpig dette valget stå åpent, da det kun har visuelle forskjeller.



Figur 26 Sammenføyning som er synlig fra oversiden (19)

3.9.7 Dimensjonering av etasjeskille

Her dimensjoneres hele etasjeskillet med utgangspunkt i det lengste spennet på 6 meter, et nedbøyningskrav på $\frac{L}{200}$ og en karakteristisk nyttelast på $4,5 \text{ kN/m}^2$

Dette gir følgende verdier:

$$\text{Nedbøyningskrav: } \frac{6000}{200} = \underline{30 \text{ mm}}$$

$$\text{Dimensjonerende nyttelast: } 4,5 \text{ kN/m}^2 \times 1,5 = \underline{6,75 \text{ kN/m}^2}$$

Bruker tabell og finner en dekketykkelse på 240 mm som tilsvarer en nedbøyning på 30 mm og en dimensjonerende nyttelast på $6,5 \text{ kN/m}^2$. Her er nyttelasten overskredet med $0,25 \text{ kN/m}^2$ i forhold til beregnet nyttelast, men fordi gruppen anser det som lite trolig¹⁹ at området med det lengste spennet vil bli belastet opp til $4,5 \text{ kN/m}^2$ fordi dette består av mye gangareal og eventuelle fremtidige kontorlokaler. Resten av arealet består av lager/mesainn og har det lengste spennet på 4,5 meter. Som tabellen viser klarer det seg i denne delen her med en dekketykkelse på 180 mm.

Tabell 5. Nødvendig elementtykkelse ut i fra nedbøyningskrav for ulike kombinasjoner av spennvidder i meter og nyttelast i kN/m^2 basert på maksimal nedbøyning L/200 eller L/300. Egenlast til elementene er tatt med, og tabellen gjelder for både klimaklasse 1 og 2.

kN/m ²	Spennvidde (m)																							
	2,5		3,0		3,5		4,0		4,5		5,0		5,5		6,0		6,5		7,0		7,5		8,0	
	L/200	L/300	L/200	L/300	L/200	L/300	L/200	L/300	L/200	L/300	L/200	L/300	L/200	L/300	L/200	L/300	L/200	L/300	L/200	L/300	L/200	L/300	L/200	L/300
1,0	63	63	63	75	75	100	100	100	100	120	120	140	140	140	140	160	160	180	180	200	180	240	200	-
1,5	63	63	75	100	100	100	100	100	120	140	140	140	140	160	160	180	180	200	200	220	200	-	220	-
2,0	63	75	75	100	100	100	100	100	140	140	140	160	160	180	180	200	180	220	200	-	220	-	-	-
2,5	63	75	100	100	100	120	120	140	140	140	140	160	180	160	200	180	200	200	240	220	-	240	-	-
3,0	75	100	100	100	100	120	120	140	140	160	160	180	180	200	200	220	200	-	240	-	-	-	-	-
3,5	75	100	100	100	100	140	140	140	140	140	160	160	180	180	200	200	240	220	-	240	-	-	-	-
4,0	75	100	100	100	120	140	140	160	140	180	160	200	180	220	200	-	240	-	-	-	-	-	-	-
4,5	100	100	100	120	120	140	140	160	160	180	180	200	200	240	220	-	240	-	-	-	-	-	-	-
5,0	100	100	100	120	140	140	140	160	160	180	180	200	200	240	220	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5,5	100	100	100	140	140	140	140	160	160	200	180	220	200	-	240	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6,0	100	100	100	140	140	140	160	180	180	200	200	220	200	-	240	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6,5	100	100	120	140	140	160	160	180	180	200	200	240	220	-	240	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7,0	100	100	120	140	140	160	160	180	180	200	200	240	220	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7,5	100	120	120	140	140	160	160	180	180	200	200	240	240	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8,0	100	120	120	140	140	160	160	200	180	220	200	-	240	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Figur 27 Nødvendig elementtykkelse (19)

Resultat:

Av praktiske årsaker brukes massivtre med tykkelse 240 mm som etasjeskille. Gruppen begrunner dette på bakgrunn av overnevnte dimensjonering med kommentarer, samt at det ikke er ønskelig med nivåforskjell på gulvet.

¹⁹ Henviser i tillegg til pkt. 3.4.15

3.9.8 Saltaksbjelke i tak

Her skal gruppen se på om en saltaksbjelke i massivtre kan være ett alternativ til fagverk i stål. Her beregnes en saltaksbjelke manuelt med utgangspunkt i kompendiet fra faget Stål- og Tre-Konstruksjoner med samme inndata som er brukt i Focus Konstruksjon når det gjelder laster. Dessuten brukes samme geometri på høyder så langt det lar seg gjøre, samt en kvalitet på limtre type GL36c

Laster:

$$\text{Snølast} = 21,6 \text{ kN/m} \times 1,5 = \underline{32,4 \text{ kN/m}}$$

$$\text{Egenlast takteking} = 3,3 \text{ kN/m} \times 1,2 = \underline{3,96 \text{ kN/m}}$$

Egenlastbjelke – Bruker gjennomsnittshøyde på 1035 mm $\left(\frac{770+1300}{2} = 1035 \text{ mm}\right)$ for utregning av dette, samt en bredde på bjelken = 215 mm.

Vekt pr. meter er 1046 N i følge limtretabeller for b=215mm og h= 1035

$$\Rightarrow 1046 \text{ N} \times 1,2 = \underline{1,255 \text{ kN/m}}$$

$$q_d = \text{egenvekt} + \text{egenlast takteking} + \text{snølast} = \underline{37,6 \text{ kN/m}}$$

Inndata

Limtre GL36c kvalitet med b = 215 mm

Klimaklasse 1 og lastv.kl. Kortidslast (snø) = $K_{\text{mod}} 0,9$ og $\gamma_m = 1,15$ for limtre.

Materialfasthet

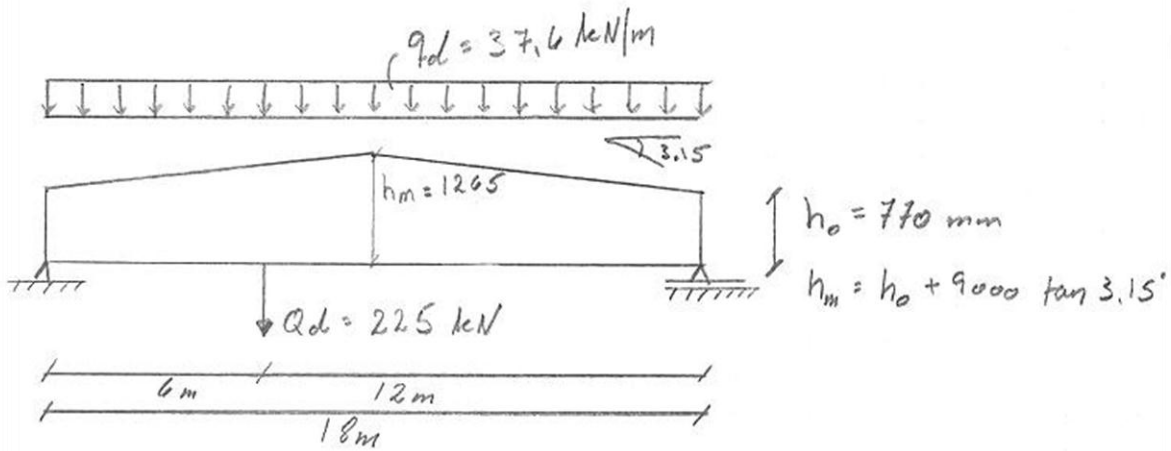
GL36c

b = 215 mm => prøver

$$f_{m,d} = f_{m,g,k} \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_m} = 36 \frac{0,9}{1,15} = \underline{28,17 \text{ N/mm}^2}$$

$$f_{v,d} = f_{v,g,k} \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_m} = 3,0 \frac{0,9}{1,15} = \underline{2,97 \text{ N/mm}^2}$$

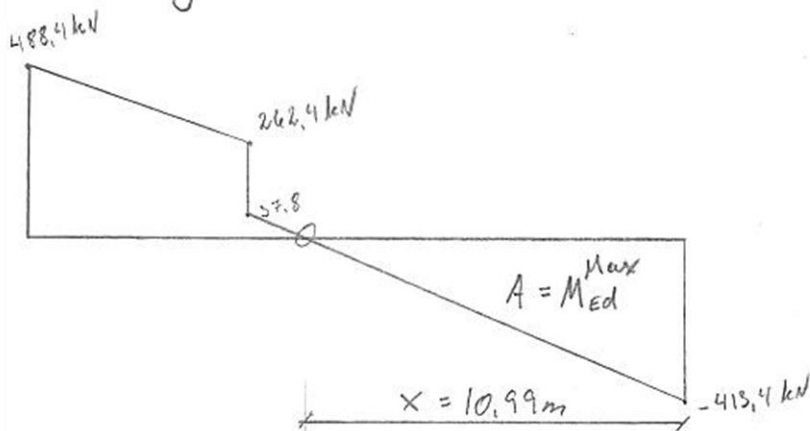
Skisse 16 Saltakshjelke – Prøver med samme h_0 som fagverksbjelke i stål



$$F_A = \frac{2}{3} \cdot 225 + 37,6 \cdot 9 = 488,4 \text{ kN} = V_A = V^{\max}$$

$$F_B = \frac{1}{3} \cdot 225 + 37,6 \cdot 9 = 413,4 \text{ kN} = V_B$$

V-diagram



3.9.9 Beregning saltaksbjelke i tak

$$h_0 = 770 \text{ mm}$$

$$h_0^{min} = \frac{V^{max}}{q_d + \frac{4}{9}b \times f_{v,d}} \leq h_0$$

$$h_0 = \frac{488 \times 10^3}{37,6 + \frac{4}{9} \times 215 \times 2,97} = \underline{1518 \text{ mm}} > h_0^{min} \quad \text{NG}$$

Skjærkapasitet ved opplegg er ikke tilfredsstillende, må øke h_0 .

Finner prøve h_0 ved å bruke en bredde på 430 mm. (2 stk. 215 mm sammen limte bjelker)

$$h_0 = \frac{488 \times 10^3}{37,6 + \frac{4}{9} \times 430 \times 2,97} = \underline{802 \text{ mm}}$$

Last øker pga. høyere egenvekt på bjelken.

$$h_0^{prøve} = 802 \text{ mm}$$

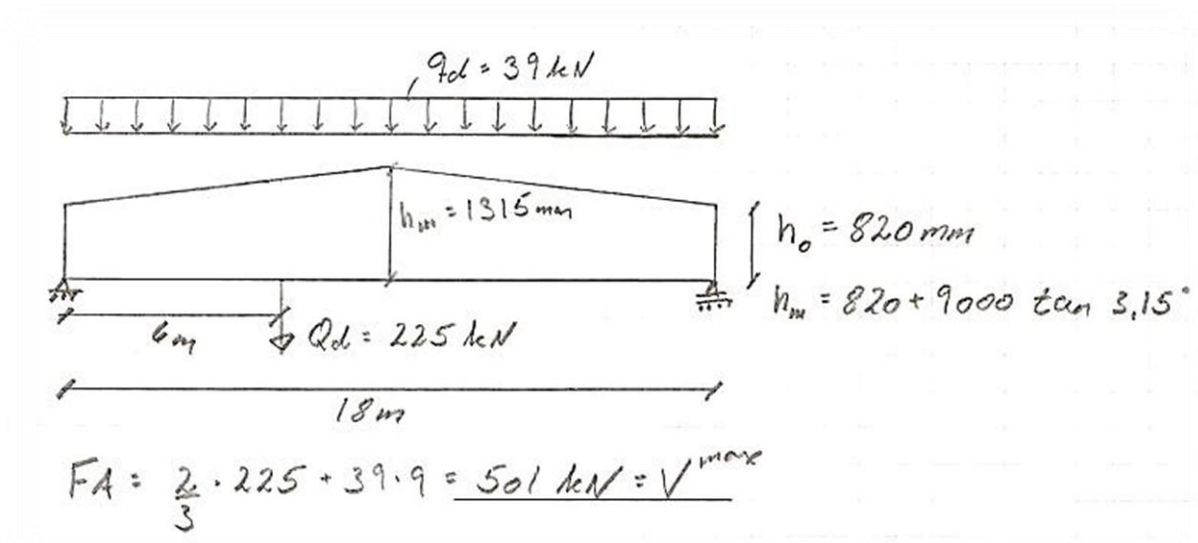
$$h_m = h_0 + \tan \alpha \times 9000 = 820 + \tan 3,15 \times 9000 = \underline{1315 \text{ mm}}$$

Egenvekt limtre 470 kg/m^3 (20)

$$\Rightarrow EV = \frac{h_0 + h_m}{2} \times b \times \rho \times g = \frac{0,82 + 1,315}{2} \times 0,43 \times 470 \text{ kg/m}^3 \times 10 \text{ m/s}^2 = \underline{2,157 \text{ kN/m}}$$

$$q_d^{ny} = q_d + (2,157 - 1,255) \times 1,2 = 38,948 \approx \underline{39 \text{ kN/m}}$$

Skisse 17 Saltaktsbjelke - Øker $b=430$ mm og finner prøve h_0



$$h_0^{\min} = \frac{501 \times 10^3}{39 + \frac{4}{9} \times 430 \times 2,97} = \underline{825 \text{ mm}} > h_0 \quad \text{NG, må øke } h_0$$

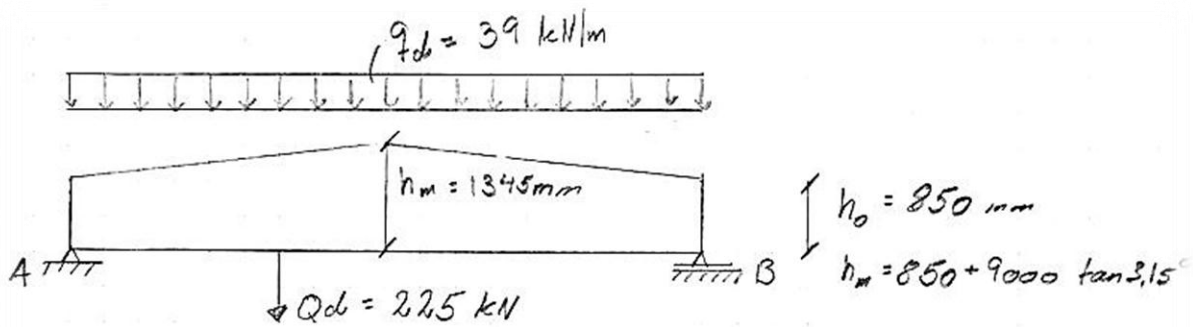
Prøver:

$$h_0 = 850 \text{ mm} \Rightarrow h_m = 850 + \tan 3,15 \times 9000 = \underline{1345 \text{ mm}}$$

$$EV^{ny} = \frac{0,85 + 1,345}{2} \times 0,43 \times 470 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 10 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = \underline{2,2 \text{ kN/m}}$$

$$q_d^{ny} \approx \underline{39 \text{ kN/m}}$$

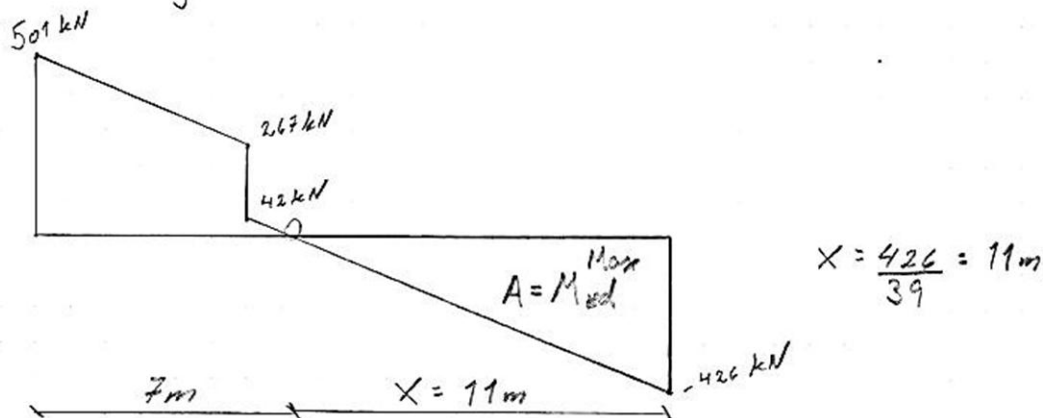
Skisse 18 Saltakstbjelke - Øker h_0 til 850 mm og skisserer V-diagram for V^{\max} og M_{ed}^{\max}



$$F_A = \frac{2}{3} \cdot 225 + 39 \cdot 9 = 501 \text{ kN} \Rightarrow V^{\max}$$

$$F_B = \frac{1}{3} \cdot 225 + 39 \cdot 9 = 426 \text{ kN}$$

V-diagram:



$$h_0^{\min} = \frac{501000}{39 + \frac{4}{9} \cdot 430 \cdot 2,97} = 825 < h_0 \text{ Ok}$$

$$\sigma^{\max} = \frac{M_{ed}^{\max}}{W_y^{\min}} \Rightarrow \text{Intreffer } 7\text{m fra A.}$$

$$M_{ed}^{\max} = \frac{1}{2} \cdot 426 \cdot 11 = 2343 \text{ kNm}$$

$$W_y^{\min} = \frac{1}{6} \cdot b \cdot h_f^2$$

$$h_f = 850 + 7000 \tan 3,15^\circ = 1235 \text{ mm}$$

Trykkspenning på skråsiden**EC5. Formel 6.38**

$$\sigma_m^{max} \times \sqrt{1 + \frac{4}{9} \times \tan^2 \alpha \left(\frac{f_{m,k}}{f_{v,k}}\right)^2 + \tan^4 \alpha \left(\frac{f_{m,k}}{f_{c,90,k}}\right)^2} \leq f_{m,d}$$

Hvor

$$\sigma_m^{max} = \frac{M_{Ed}^{max}}{W_y} = \frac{2343 \times 10^6}{\frac{1}{6} \times 430 \times 1235^2} = \underline{21,4349 \text{ N/mm}^2}$$

$$\Rightarrow 21,4349 \times \sqrt{1 + 39,9 \times \tan^2 3,15 + 119 \times \tan^4 3,15} \leq f_{m,d}$$

$$\Rightarrow 21,4349 \times \sqrt{1,1219} \leq f_{m,d}$$

$\Rightarrow 22,7 \text{ N/mm}^2 < 28,17 \text{ N/mm}^2$	OK
--	-----------

Ekstra kontroll – saltakbjelke**1. Krav til maksimal bøyespenning i møneparti.**

$$\sigma_{m,d}^{møne} \leq k_r \times f_{m,d} \text{ hvor } k_r = 1,0$$

$$\sigma_{m,d}^{møne} = (1 + 1,4 \times \tan \alpha + 5,4 \times \tan^2 \alpha) \times \frac{M_{E,d}^{møne}}{W_y^{møne}} \leq f_{m,d}$$

$$M_{E,d}^{møne} = \frac{75+426}{2} \times 9 = \underline{2254,5 \text{ kNm}} \text{ (Areal fra skisse)}$$

$$\Rightarrow \frac{2254 \times 10^6}{\frac{1}{6} \times 430 \times 1345^2} (1 + 1,4 \times \tan 3,15 + 5,4 \times \tan^2 3,15) \leq f_{m,d}$$

$17,389 \times 1,374 = 23,89 \text{ N/mm}^2 < 28,17 \text{ N/mm}^2$	OK
---	-----------



2. Krav til strekkspenning tvers på fiber i møne

$$\sigma_{t,90,d}^{møne} \leq k_{dis} \times k_{vol} \times f_{t,90,d}$$

$$\sigma_{t,90,d}^{møne} = 0,2 \tan \alpha \frac{M_{Ed}^{møne}}{W_y^{møne}}, k_{dis} = 1,4 \text{ og } k_{vol} = \left(\frac{V_0}{V}\right)^{0,2} = \left(\frac{0,01}{h_{ap}^2 \times b(1-0,25 \tan \alpha)}\right)^{0,2}$$

$$\sigma_{t,90,d}^{møne} = 0,2 \tan 3,15 \times \frac{2254 \times 10^6}{\frac{1}{6} \times 430 \times 1345^2} = \mathbf{0,191 \text{ N/mm}^2} \leq 1,4 k_{vol} \times f_{t,90,d}$$

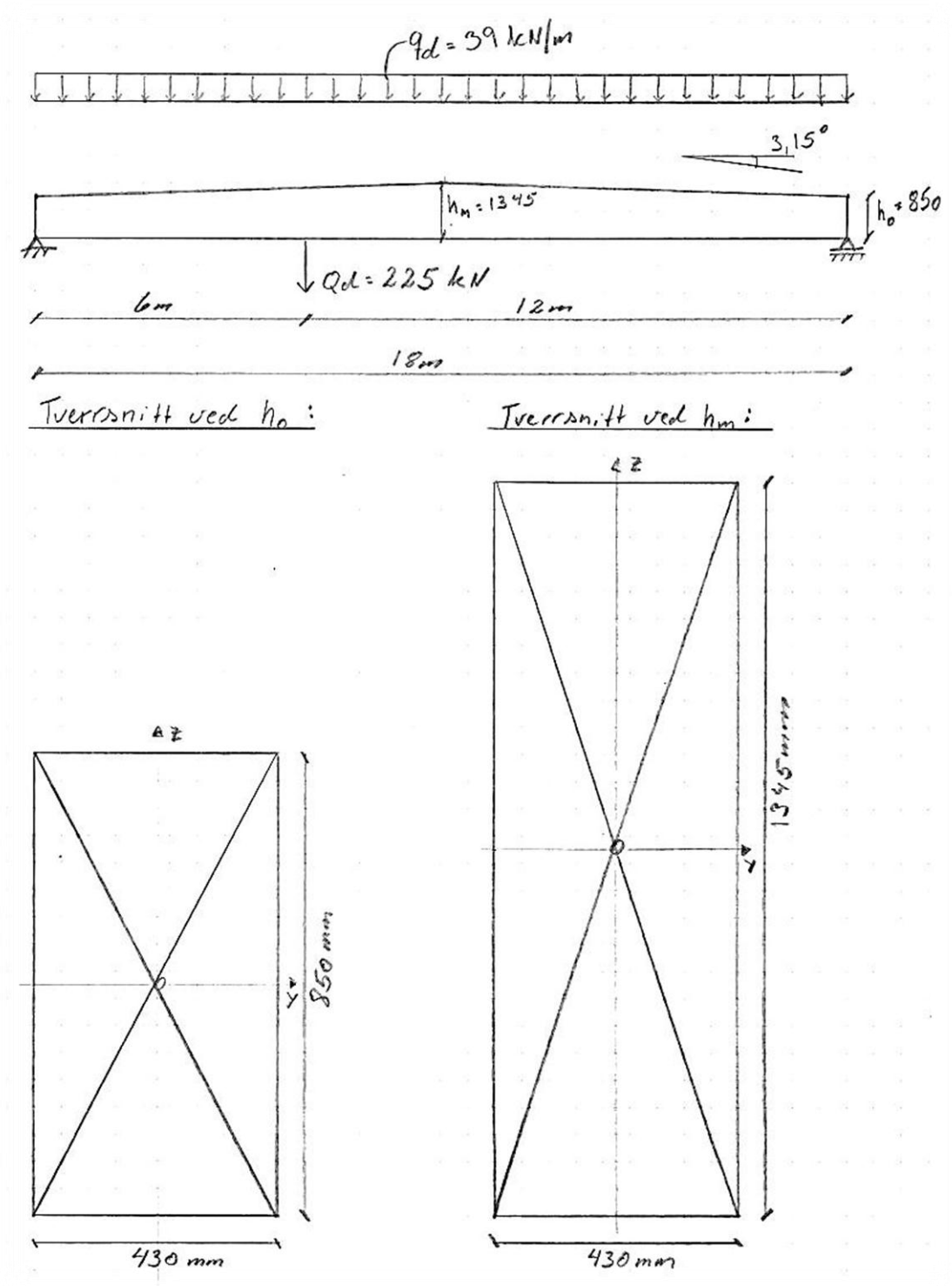
$$k_{vol} = \left(\frac{0,01}{1,345^2 \times 0,43(1-0,25 \tan 3,15)}\right)^{0,2} = \mathbf{0,41977}$$

$$f_{t,90,d} = 0,5 \frac{0,9}{1,15} = \mathbf{0,39 \text{ N/mm}^2}$$

$$\Rightarrow \mathbf{0,191 \leq 1,4 \times 0,41977 \times 0,39 = 0,22}$$

OK

Skisse 19 Saltaksbjelke - Resultat



**Bruker saltaksbjelke GL36c, $h_0 = 850 \text{ mm}$, $h_m = 1345 \text{ mm}$, $b = 430 \text{ mm}$. Totalt 4 stk.
 NB! Denne bjelken er ikke lagervare, må spesialbestilles.**

3.9.10 Limtresøyle for saltaksbjelke

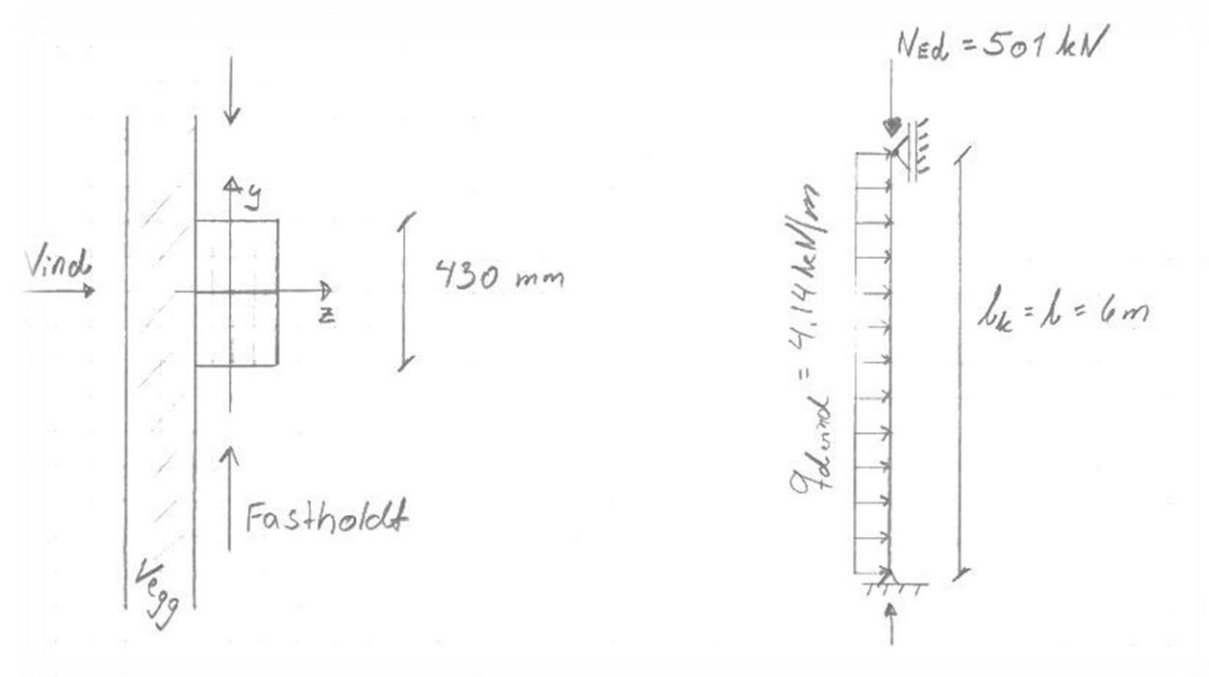
Knekke om y-aksen (svak akse)

$$b = 430 \text{ mm} \quad l_{ky} = 6 \text{ m} \quad \gamma_m = 1,15$$

$$k_{mod} = 0,9 \text{ Vertikal last (halvårs snø)}$$

$$k_{mod} = 1,1 \text{ Horizontal last (vind)}$$

Skisse 20 Limtresøyle for bæring av saltaksbjelke



Kun moment om y – aksen og knekking kun om y – aksen

EC5 Formel 6.23

$$\text{Dimensjonerende formel} = \frac{\sigma_{0,d}}{k_{c,y} \times f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1,0$$

$$N_{Ed} = \underline{501 \text{ kN}}$$

$$q_d^{vind} = 2,76 \times 1,5 = \underline{4,14 \text{ kN/m}}$$

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \times 4,14 \times 6^2 = \underline{18,63 \text{ kNm}}$$

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,k} \times \frac{k_{mod}}{\gamma_m} = \frac{1,1}{1,15} = \underline{27,74 \text{ N/mm}^2}$$

$$f_{m,y,d} = f_{m,y,k} \times \frac{k_{mod}}{\gamma_m} = \frac{1,1}{1,15} = \underline{34,4 \text{ N/mm}^2}$$

$$\text{Antar } \sigma_{c,0,d} = \underline{20 \text{ N/mm}^2}$$

$$A_{prøvd} = \frac{N_{Ed}}{\sigma_{c,0,d}} = \frac{501 \times 10^3}{20} = \underline{25\,050 \text{ mm}^2}$$

Prøver 2 stk. lam. 215×180 mm, A = 2×387×10² = 77,4×10², W_y = 2322×10³ mm³

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{Ed}}{W_y} = \frac{18,63 \times 10^6}{2322 \times 10^3} = \underline{8 \text{ N/mm}^2}$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{501 \times 10^3}{77,4 \times 10^3} = \underline{6,47 \text{ N/mm}^2}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{6000}{0,289 \times 180} = \underline{115,34}$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{115,34}{\pi} \sqrt{\frac{29}{11900}} = \underline{1,81}$$

$$k_y = \frac{1}{2} [0,97 + 0,1 \times \lambda_{rel,y} + \lambda_{rel,y}^2] = 0,5 \times (0,97 + 0,1 \times 1,81 + 1,81^2) = \underline{2,21}$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{2,21 + \sqrt{2,21^2 - 1,81^2}} = \underline{0,28}$$

Innsatt formel 6.23

$$\frac{6,47}{0,28 \times 27,74} + \frac{8}{34,4} = 1,06 > 1,0 \quad \text{NG}$$

Prøver 2 stk. lam. 215×225 mm, 2×48,4×10² = 96,8×10², W_y = 3628,2×10³ mm³

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{Ed}}{W_y} = \frac{18,63 \times 10^6}{3628,2 \times 10^3} = \underline{5,13 \text{ N/mm}^2}$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{501 \times 10^3}{96,8 \times 10^3} = \underline{5,17 \text{ N/mm}^2}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{6000}{0,289 \times 225} = \underline{92,27}$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{92,27}{\pi} \sqrt{\frac{29}{11900}} = \underline{1,45}$$

$$k_y = \frac{1}{2} [0,97 + 0,1 \times \lambda_{rel,y} + \lambda_{rel,y}^2] = 0,5 \times (0,97 + 0,1 \times 1,45 + 1,45) = \underline{1,6}$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{1,6 + \sqrt{1,6^2 - 1,45^2}} = \underline{0,43}$$

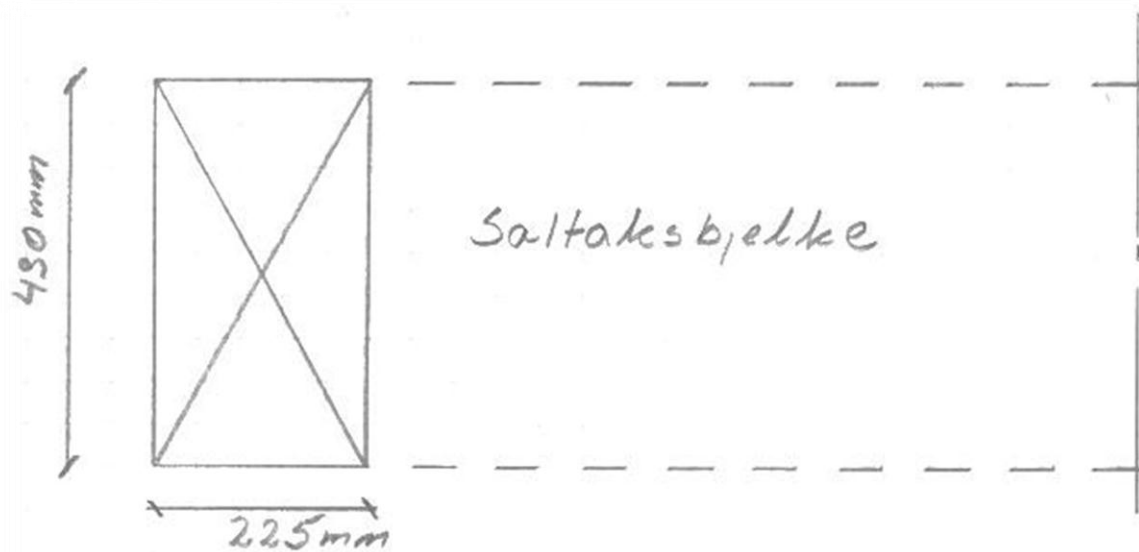
Innsatt formel 6.23

$$\frac{5,17}{0,43 \times 27,74} + \frac{85,13}{34,4} = \underline{0,58 < 1,0}$$

OK

Bruker 2 stk. Lam 215 × 225

Skisse 21 Limtresøyle - Resultat



3.9.11 Trykk tvers på fiber-retningen

Ved overgang søyle/saltaksbjelke er det nødvendig å kontrollere at spenningen på tvers av fibrene til bjelke ikke blir for stor. (17) Hvis $\frac{N_d^{søyle}}{A_{ef}} > k_{c,90} \times f_{c,90,d}$ må kraften ved differansen $N_d^{søyle} - k_{c,90} \times f_{c,90,d} \times A_{ef}$ tas med lask.

Sjekk av flattrykk på tvers av fiberretningen

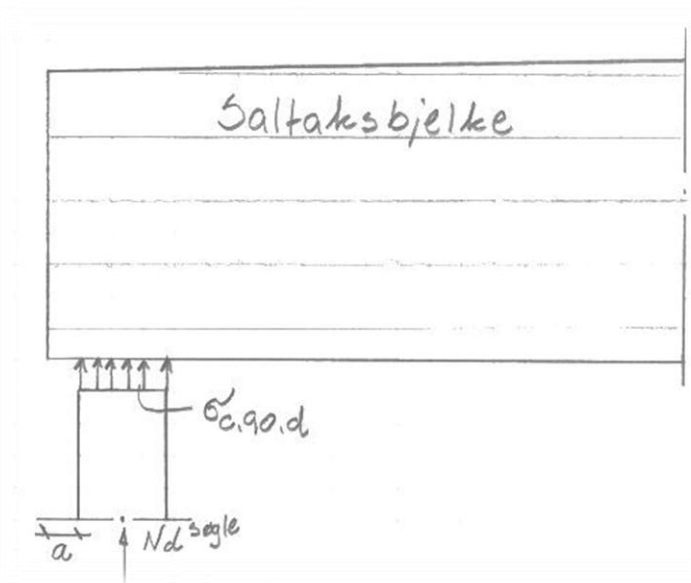
$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} \times f_{c,90,d}$$

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}}$$

$k_{c,90} \Rightarrow$ Tar hensyn til lastkonfigurasjonen, mulighet for oppsplitting og trykkdeformasjons størrelse.

$k_{c,90} = 1,75$ for limtre forutsatt at berøringslengden $l \leq 400$ mm, her 225 mm.

Skisse 22 Trykk tvers på fiber-retningen ved overgang saltaksbjelke/søyle



$$\sigma_{c,90,d} = \frac{N_d^{søyle}}{A_{ef}} \leq k_{c,90} \times f_{c,90,d}, \text{ hvor } N_d^{søyle} = f_{c,90,d}$$

$$A_{ef} = b(l+2x)$$

a settes til 30 mm for å kunne utnytte trykksonen i treverket fullt ut.

$$x \leq \begin{cases} a \\ l \\ \frac{l_1}{2} \end{cases} \leq \begin{cases} 30 \\ 225 \\ \infty \end{cases} \Rightarrow x = 30 \text{ mm}$$

$$A_{ef} = 430(225 + 2 \times 30) = \underline{122\,550 \text{ mm}^2}$$

$$N_d^{søyle} = \frac{501 \times 10^3}{122550} = 4,09 \leq k_{c,90} \times f_{c,90,d}$$

$$f_{c,90,d} = f_{c,90,k} \times \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 3,3 \times \frac{0,9}{1,15} = \underline{2,58 \text{ N/mm}^2}$$

$$\Rightarrow 4,09 \leq 2,58 \times 1,75$$

$$\Rightarrow \underline{4,09 \leq 4,15} \quad \text{OK}$$

Det er ikke behov for avlastningsplate mellom søyle og saltaksbjelke.

3.9.12 S sammensatt søyle

Limtre bjelker/søylar leveres som standard opp til en bredde på 215 mm. I gruppens beregninger er resultatet en bredde på 430 mm, dette oppnås ved bruk 2 stk. 215 x 225 mm som må mekanisk forbindes ved hjelp av bolter og bulldog.

Dette må dimensjoneres etter NS-EN 1995 (18) tillegg C for sammensatte søylar. Denne beregningen er ikke gjennomført i denne oppgaven.

4 Konklusjon

Utgangspunktet for denne oppgaven er prosjektering av bæresystemet til Glenn`s Billakkering som består av stål og betong etter gjeldene NS-EN. I tillegg valgte gruppen å modellere bygget i Revit Structure og se på en alternativ løsning for bærekonstruksjonen ved bruk av massivtre.

Med utgangspunkt i arkitekttegningene fra oppdragsgiver ble bygget modellert som en 3D modell. Dette viste seg å bli til dels mer omfattende og arbeidsomt enn først antatt fordi det var en stor utfordring å tolke arkitekttegningene og omsette dette til en 3D modell. Etter hvert som arbeidet med oppgaven skred frem og gruppen fikk en viss oversikt over bæresystemet, ble modellen komplettert med riktige dimensjoner og fremstår ved innlevering av denne oppgaven som en komplett modell av bæresystemet til Glenn`s Billakkering.

Modellen kan videreutvikles hvis det er ønskelig av eier og brukes som ett styringssystem til forvaltning, drift, vedlikehold og utvikling av bygget, kjøre ulike analyser, visualiseringer osv. Med den utviklingen som nå foregår i forbindelse med 3D modellering, er det umulig og si hva modellen ikke kan brukes til i fremtiden.

I forbindelse med brannklassifiseringen var det forbundet størst problematikk rundt antall tellende etasjer i bygget. I utgangspunktet er dette et bygg med to tellende etasjer, men fordi mesanin/hems vil bli benyttet til lager og teknisk rom kan dette fravikes. Etter møte med Gjøvik Brannvesen hvor gruppen fikk belyst problemstillingen, ble det besluttet av gruppen at antall tellende etasjer kan settes til 1 og Glenn`s Billakkering kan klassifiseres med brannkrav R15 for bærende bygningsdeler.

I møte med ekstern veileder Gisle M. Hveem ble det bekreftet at det er riktig klassifisering i følge rapport Norconsult har mottatt fra ekstern brannrådgiver. Gruppen tar selvkritikk på at de ikke forhørte seg med ekstern veileder tidligere, men samtidig er det utrolig lærerikt å løse slike problemstillinger på egenhånd, og ikke alltid velge den korteste veien til mål.

I forbindelse med lastutredninger er snø- og vind-lastene som brukes i senere beregninger nøye utredet og illustrert. Gruppen var enig om at det er viktig å bruke tid på dette i starten av prosjektet slik at alle gruppemedlemmene har ett entydig sett med laster å forholde seg til.

Når det gjelder dimensjonering av bjelker og søyler i stål, har gruppen i valg av profil tatt lite hensyn til om profilet er lagervare, ugunstig med tanke på pris eller valgt profiler som vil lette monteringen. Alle profiler er dermed valgt etter opptredende laster og dimensjonerings kriterium, og er således korrekte, men dette har ført til at gruppen har endt opp med omtrent like mange ulike profiler som det er beregninger, noe som er uoversiktlig og rotete.

Ved dimensjonering av bjelker er særlig kravet til nedbøyning lagt stor vekt på av gruppen, dette har gitt i alle tilfeller større dimensjoner på bjelkene i forhold til moment beregning.

Etter møte med ekstern veileder får gruppen opplyst om at i praksis blir hulldekkets egenvekt tilegnet det aller meste av nedbøyningen. Nedbøyningen skjer med en gang hulldekket legges på bjelken, slik at når dekket støpes ut og avrettes, er det meste av nedbøyningen eliminert bort.

I utgangspunktet ønsket gruppen å sammenligne valgte stål profiler i denne bacheloroppgaven opp mot de stål profilene som er brukt under oppføringen av Glenn`s Billakkering som er dimensjonert av ekstern veileder. Det viste seg dessverre å være lettere sagt enn gjort, da ekstern veileder tilstreber det å få færrest mulige ulike profiler å forholde seg til for å lette arbeidet med bl.a. bestilling og montering. Dette er en erfaring som gjerne tilegnes i arbeidslivet hvor det må hensyn tas andre faktorer ved valg av profiler. Dette er gjerne pris, tilgjengelighet og generelt mer oversiktlig rent praktisk.

Uten å ha gjort direkte sammenligninger kan gruppen slå fast etter visuelle observasjoner på byggeplass at det generelt er brukt mindre dimensjoner på stål profilene enn det gruppen har kommet frem til i sine beregninger.

Dette gjelder nok også i stor grad for branndimensjoneringen hvor gruppens kontrollerte profiler tilfredsstillte brannkravet R15, mens ekstern veileder bruker litt mindre dimensjoner som brannisoleres for å tilfredsstille kravet R15.

Dimensjonering av fagverk i Focus Konstruksjon er ett kapittel for seg selv, i dobbel forstand. Det har oppstått endel problemstillinger både i forbindelse med bruken av programvaren og begrensningen den har og hvilke laster som opptrer på hems. Gruppen velger og ikke utdype dette noe mer i denne konklusjonen og henviser til kapittel. 3.7 hvor problemstillingene er nøye utredet og kommentert.

Betong dimensjoneringen av fundamenter og særlig vegg i akse 6-6 har til tider vært uoversiktlig og vanskelig for gruppen å løse. Med hjelp fra både intern og ekstern veileder er det kommet frem til løsninger som er tilfredsstillende etter gruppens mening. Det kan nevnes at en betong vegg har meget høy kapasitet på rent trykk, slik at her brukes kun minimumsarmering i utgangspunktet. Fordi veggen blir utsatt for jordtrykk må veggen derfor tilleggs armeres på strekk siden for å ta dette momentet. Gruppen har fått opplyst at ekstern veileder kun bruker beregningsprogrammer ved slike beregninger.

I kapittelet som omhandler massivtre er det først tatt med litt generelt om massivtre samt hvilke fordeler og ulemper bruk av massivtre gir etter gruppens mening. Dette for å gi leseren mulighet til å sette seg inn emnet generelt, noe som også var målet til gruppe medlemmene i dette prosjektet.

Selve dimensjoneringen av saltaksbjelken, søylen og massivtredekke fremkalte ikke de største utfordringene for gruppen fordi det ikke var lagt noen føringer på hvilke dimensjoner som kunne brukes. Spesielt under dimensjoneringen av saltaksbjelken er størrelsen økt fritt i både

høyde og bredde til den har stor nok kapasitet til å ta bruddlasten. Som en kort oppsummering kan det sies at det er fullt mulig med ett bæresystem i massivtre for Glenn`s Billakkering, men særlig dimensjonene på saltaksbjelkene og søylene blir kraftige.

Fordeler etter gruppens mening ved bruk av massivtre er; Gode brann egenskaper, massivtre er meget motstandsdyktig mot brann. Det skapes dessuten en lunere atmosfære for personer som oppholder seg i bygget samt at det er miljøriktig. Ironisk nok er så er utgangspunktet for denne oppgaven nettopp en brann i januar 2010.

Ulemper ved bruk av massivtre slik gruppen ser det er den forholdsvis kraftige dimensjonen som kreves på bæresystemet. Særlig når det gjelder saltaksbjelken vil denne ha en høy egenvekt og sannsynligvis få stor nedbøyning, som rent visuelt ikke er ønskelig, et alternativ kan være å konstruere saltaksbjelken med krum underside. Det påpekes at dette er noe gruppen ikke har sett på i denne oppgaven, det er kun antagelser basert på erfaringer og kunnskap. Dessuten ser gruppen det som problematisk med bruk av treverk i bygget med tanke på renhold i og med at det er ett billakkeringsverksted.

Problemstillinger som gruppen sitter igjen med etter arbeidet med denne oppgaven og som de gjerne skulle studert nærmere, eventuelt som et utgangspunkt for senere bacheloroppgaver er:

- Sveis forbindelser i fagverk, særlig i stavene ved oppleggs punkter. Det er viktig å være klar over at i praksis har dette stor betydning og blir lagt stor vekt på av konstruktør.
- Energi og energibruk – Hvordan er kravene i TEK tilfredsstilt? Det er observert særdeles dårlige løsninger utført på bygget med tanke på kuldebro i utvendige hjørner.
- Valg av profiler og dimensjoner generelt. Hva skal vektlegges mest? Styrke, pris eller skal det kun tas hensyn til det å lette bestilling og montering. Dette er vanskelig å få oversikt over på skolebenken da pris gjerne er uvesentlig og de ulike elementene kun dimensjoneres enkeltvis uten å settes i sammenheng til ett helt bygg.

Det har vært utrolig lærerik og utfordrende å arbeide med denne bacheloroppgave. Det har oppstått en hel del problemstillinger underveis som er vanskelig å forutse, men som er desto mer tilfredsstillende å løse ved bruk av metoder som er tilegnet i forbindelse med utdanningen på Høgskolen i Gjøvik. Det faktum at oppføringen av Glenn`s Billakkering har pågått parallelt med denne bacheloroppgaven har vært ekstra motiverende for gruppe medlemmene, som regelmessig har vært på byggeplass for å observere og lære.

Gruppe medlemmene er takknemlig for å ha fått arbeide med akkurat dette prosjektet i sin bacheloroppgave og føler seg godt rustet til å møte utfordringer i arbeidslivet.



5 Litteraturliste

1. **Høgskolen i Gjøvik.** Studiehåndbok. [Internett] [Sitert: 13 Mai 2011.] http://hig.no/studiehaandbok/studiehaandboeker/2011_2012/emner/avdeling_for_teknologi_og_ekonomi_og_ledelse/toel3901_bacheloroppgave_20.
2. **Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-3: Allmenne laster - Snølaster.** *NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008.*
3. **Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster.** *NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009.*
4. **Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger.** *NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008.*
5. **Fallsen, Harald B.** Konstruksjonslære 2 (v/HiG). *Kompendium.* s.l. : Høgskolen i Gjøvik, 2010.
6. **Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger.** *NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008.*
7. **Fallsen, Harald B.** Stål- og tre-konstruksjoner (v/HiG). *Kompendium.* s.l. : Høgskolen i Gjøvik, 2011.
8. **Miljøverndepartementet.** Lov om planlegging og byggesaksbehandling (plan- og bygningsloven). [Internett] [Sitert: 11 April 2011.] <http://www.lovdatab.no/all/nl-20080627-071.html>.
9. **Justis- og politidepartementet.** Lov om vern mot brann, eksplosjon og ulykker med farlig stoff og om brannvesenets redningsoppgaver (brann- og eksplosjonsvernloven). [Internett] [Sitert: 11 April 2011.] <http://www.lovdatab.no/all/nl-20020614-020.html>.
10. **Statens Bygningstekniske Etat.** Veiledning om tekniske krav til byggverk. [Internett] [Sitert: 12 April 2011.] <http://byggeregler.be.no/dxp/content/tekniskekrav/>.
11. **Kommunal- og regionaldepartementet.** FOR 2010-03-26 nr 489: Forskrift om tekniske krav til byggverk (Byggteknisk forskrift). [Internett] [Sitert: 12 April 2011.] <http://www.lovdatab.no/cgi-wift/ldles?doc=/sf/sf/sf-20100326-0489.html>.
12. **Statens Bygningstekniske Etat.** REN TEKNISK 1997. [Internett] [Sitert: 12 April 2011.] <http://www.be.no/beweb/regler/veil/ren2003/000tekveilinnh.html>.
13. **Espedal, Knut Jonas.** *Bygningsfysikk.* s.l. : Byggenæringens Forlag AS, 2007. 82-8021-042-3.
14. **Eurokode - Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.** *NS-EN 1990:2002+NA:2008.*
15. **Rørvik, Tarald.** Konstruksjonssikkerhet og belastning. *Kompendium i lastberegning.* 2007.
16. **Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger.** *NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008.*
17. **Fallsen, Harald B.** Konstruksjonslære 1 (v/HiG). *Kompendium.* s.l. : Høgskolen i Gjøvik, 2010.
18. **Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger.** *NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010.*



19. **Treteknisk.** *Håndbok - bygge med Massivtreelementer.* s.l. : Norsk Treteknisk Institutt, 2009. 82-7120-000-3.
20. **Carling, Olle.** *Limtreboka.* s.l. : Print & Media Center i Sundsvall AB, 2002. 91-631-1454-2.
21. **Sintef.** Byggforsk. [Internett] <http://www.sintef.no/byggforsk/>.
22. **Sørensen, Svein Ivar.** *Betong-konstruksjoner. Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2.* s.l. : Tapir Akademiske Forlag, 2010. 978-82-519-2539-6.
23. **Forthun, Svein M. og Vik, Bjørn.** *Betong og murkonstruksjoner.* s.l. : Byggenæringens Forlag AS, 2006. 82-8021-041-5.
24. **Weir, Thomas S.** *Mastering Revit Structure 2010.* 2009. 978-0-470-52141-0.
25. *Hulldekker på bæresystemer av stål - Anbefalte prinsipper og løsninger.*
- Betongelementforeningen.** 2008.
26. **Vollen, Øistein.** *Statikk og fasthetslære.* s.l. : NKI Forlaget, 2004. 82-562-5008-9.

Alle renderinger, skisser og skjermutklipp er produsert av gruppen og tilhører denne oppgaven. Tegninger fra arkitekt er vedlagt separat med tillatelse fra eier.

For tilgang til 3D modell av Glenn`s Billakkering som .rvt fil, kontakt et av gruppemedlemmene.

5.1 Figur liste

FIGUR 1 MODELLERING - SØYLER Plasseres med utgangspunkt i importert 2D fil fra oppdragsgiver	9
FIGUR 2 VEGGBETEGNELSER A TIL E.....	19
FIGUR 3 TAKTYPER MED TILHØRENDE BETEGNELSER	22
FIGUR 4 SKJERMKLIPP FRA FOCUS KONSTRUKSJON VISER FORSKYVNING, M- OG N-DIAGRAM	57
FIGUR 5 SKJERMKLIPP FRA FOCUS KONSTRUKSJON VISER V-DIAGRAM.....	58
FIGUR 6 SKJERMKLIPP FRA FOCUS KONSTRUKSJON VISER MAKSIMAL KAPASITETSUTNYTTELSE I HENHOLD TIL EN 1992.....	58
FIGUR 7 FAGVERKET ER FERDIG MODELLERT MED PÅSATTE LASTER	74
FIGUR 8 SKJERMUTKLIPP FRA FOCUS KONSTRUKSJON SOM VISER M-, N OG V-DIAGRAM FOR FAGVERKSBJELKE I TAK	76
FIGUR 9 SKJERMUTKLIPP FRA FOCUS KONSTRUKSJON VISER STØRSTE FORSKYVNING FOR FAGVERKSBJELKE I TAK (NOE OVER SKALERT).....	77
FIGUR 10 SKJERMUTKLIPP FRA FOCUS KONSTRUKSJON VISER MAKSIMAL KAPASITETSUTNYTTELSE FOR FAGVERK I TAK I HENHOLD TIL EN 1993.....	78
FIGUR 11 FERDIG MODELLERT TAKVERK MED LAST PÅ OVER- OG UNDERGURT	82
FIGUR 12 SKJERMKLIPP FRA FOCUS KONSTRUKSJON SOM VISER FORSKYVNING, M- OG N-DIAGRAM	83
FIGUR 13 SKJERMUTKLIPP FRA FOCUS KONSTRUKSJON VISER V-DIAGRAM	84
FIGUR 14 SKJERMUTKLIPP FRA FOCUS KONSTRUKSJON VISER MAKSIMAL KAPASITETSUTNYTTELSE I HENHOLD TIL EN 1993.....	84
FIGUR 15 SKJERMKLIPP VISER TVERRSNITT AV UNDERGURT MED PÅSVEISET FLATTSTÅL.....	86
FIGUR 16 SKJERMKLIPP VISER UNDERGURT MED PÅSVEISET FLATTSTÅL	86
FIGUR 17 SKJERMKLIPP VISER TVERRSNITT AV HATTEPROFIL.....	87
FIGUR 18 SKJERMKLIPP VISER UNDERGURT I HATTEPROFIL MED EKSENTRISK LAST	87
FIGUR 19 FAGVERKET I ETASJESKILLET FERDIG MODELLERT MED PÅSATTE LASTER	88
FIGUR 20 SKJERMKLIPP FRA FOCUS KONSTRUKSJON VISER FORSKYVNING, M- OG N-DIAGRAM	89
FIGUR 21 SKJERMKLIPP FRA FOCUS KONSTRUKSJON VISER V-DIAGRAM.....	90
FIGUR 22 SKJERMKLIPP FRA FOCUS KONSTRUKSJON VISER MAKSIMAL KAPASITETSUTNYTTELSE I HENHOLD TIL EN 1993.....	90
FIGUR 23 PRINSIPP TVERSSPENT BRODEKKE (19).....	112
FIGUR 24 KRYSSLAGT ELEMENT (19).....	113
FIGUR 25 PRINSIPPSKISSE AV METODEN MED STIV FORBINDELSE MELLOM BJELKE A OG BJELKE B MED TILHØRENDE STIVHETSVERDIER (19).....	118
FIGUR 26 SAMMENFØYNING SOM ER SYNLIG FRA OVERSIDEN (19)	119
FIGUR 27 NØDVENDIG ELEMENTTYKKELSE (19).....	120

5.2 Tabell liste

TABELL 1 MOBIL BRANNBELASTNING	12
TABELL 2 STØRSTE BRUTTOAREAL PER ETASJE/GRUNNFLATE PÅ EN BRANNSEKSJON	13
TABELL 3 RISIKOKLASSER I FORSKRIFTEN (9).....	13
TABELL 4 § 11-3 TABELL 1: BRANNKLASSE (BKL) FOR BYGGVERK.....	14
TABELL 5 § 11-4 TABELL 1: BÆRENDE BYGNINGSDELETS BRANNMOTSTAND AVHENGIG AV BRANNKLASSE	15
TABELL 6 DIMENSJONERINGSDIAGRAM FOR HULLDEKKER	91
TABELL 7 FOR VALG AV ANTALL SPENNTAU	92

5.3 Skisse liste

SKISSE 1 FONNDANNELSER PÅ TAK.....	17
SKISSE 2 FOTPLATE TIL SØYLE.....	29
SKISSE 3 BJELKE OVER SPISEROM OG VINDFANG, LANGS TRAPP	44
SKISSE 4 BJELKE OVER KONTORDEL	47
SKISSE 5 ARMERING I BETONGSØYLE.....	56
SKISSE 6 VINDAVSTIVNING I GAVLVEGG AKSE 0-0 – SETT INNEFRA.	70
SKISSE 7 UTGANGSPUNKT FOR BEREKNINGER AV STRIPEFUNDAMENT.....	94
SKISSE 8 STRIPEFUNDAMENT MED INNTEGNET ARMERINGSJERN OG FORSLAG TIL HVORDAN FORANKRINGSLENGDEN PÅ 100 MM SKAL LØSES.....	99
SKISSE 9 FOR UTREGNING AV KONTROLLAREAL	102
SKISSE 10 PRINSIPPSKISSE FOR SKJÆRE-FRIKSJONS-HYPOTEBSEN.....	106
SKISSE 11 SØYLEFUNDAMENT MED ARMERING.....	106
SKISSE 12 BETONGVEGG MED TILBAKEFYLLING.....	108
SKISSE 13 BETONGVEGG SOM EN FRITT OPPLAGT BJELKE	108
SKISSE 14 V- DIAGRAM FOR BETONGVEGG	109
SKISSE 15 BETONGVEGG MED ARMERING	111
SKISSE 16 SALTAKSBJELKE – PRØVER MED SAMME H_0 SOM FAGVERKSBJELKE I STÅL	122
SKISSE 17 SALTAKSBJELKE - ØKER $B=430$ MM OG FINNER PRØVE H_0	124
SKISSE 18 SALTAKSBJELKE - ØKER H_0 TIL 850 MM OG SKISSERER V-DIAGRAM FOR V^{MAX} OG $M_{\text{ED}}^{\text{MAX}}$	125
SKISSE 19 SALTAKSBJELKE - RESULTAT	128
SKISSE 20 LIMTRESØYLE FOR BÆRING AV SALTAKSBJELKE	129
SKISSE 21 LIMTRESØYLE - RESULTAT.....	131
SKISSE 22 TRYKK TVERS PÅ FIBER-RETNINGEN VED OVERGANG SALTAKSBJELKE/SØYLE.....	132



5.4 Rendering

RENDERING 1 VISER EKSEMPEL PÅ HVILKE MULIGHETER SOM FINNES VED 3D MODELLERING.	10
RENDERING 2 TAKOVERGANG PÅ VESTSIDEN AV BYGGET, OVER KONTORDEL.....	17
RENDERING 3 SØYLE I AKSE D-2	25
RENDERING 4 BJELKE I FRONT AV HEMS OPPHENG MED 4 STREKKSTAG TIL UNDERGURT PÅ FAGVERKET.....	30
RENDERING 5 STREKKSTAG FOR OPPHENG AV HEMS.....	33
RENDERING 6 BJELKE I BAKKANT AV HEMS.....	34
RENDERING 7 SØYLER I BAKKANT HEMS	36
RENDERING 8 BJELKE OVER SPISEROM OG VINDFANG, LANGS GLASSFASADE.....	37
RENDERING 9 SØYLER UNDER BJELKE VED SPISEROM. HUP TIL VENSTRE OG RUND SØYLE TIL HØYRE	41
RENDERING 10 VISER BJELKE OVER KONTORDEL - OPPLAGT PÅ BETONG SØYLE I HØYRE ENDE	47
RENDERING 11 STÅLSØYLE FOR BJELKE	52
RENDERING 12 ULYKKE VED PÅKJØRSEL AV BETONG SØYLE.....	53
RENDERING 13 NÆRBILDE AV ULYKKES SCENARIO	54
RENDERING 14 BETONG SØYLE.....	55
RENDERING 15 BJELKE OVER KONTOR YTTERVEGG.....	59
RENDERING 16 SØYLE FOR BJELKE OVER KONTOR YTTERVEGG.....	62
RENDERING 17 VINDKRYSS I GAVLVEGG	72
RENDERING 18 VEGGER VIL GÅ OPP TIL TAK RUNDT HELE HEMSEN. ADGANG TIL DETTE ROMMET VIL DA SKJE GJENNOM EN DØR Plassert på overgurtten til fagverket i etasjeskillet, som ligger til venstre i figuren.	75
RENDERING 19 VISER TAKVERKET I ØSTRE DEL TIL HØYRE OG VESTRE DEL TIL VENSTRE I FIGUREN. TAKVERKET I VESTRE DEL HAR LAST PÅ UNDERGURT	81
RENDERING 20 FAGVERKSBJELKE I VERKSTEDDEL FOR OPPLEGG TIL ETASJESKILLET	85

5.5 Vedlegg

- I. FREMDRIFTSPLAN BACHELOROPPGAVE GLENN`S BILLAKKERING
- II. SAMARBEIDSAVTALE FOR BACHELOROPPGAVEN ”GLENN`S BILLAKKERING ”
- III. PROSJEKTORGANISERING
- IV. FAKSIMILE FRA OPPLAND ARBEIDERBLAD
- V. LOGG FOR PROSJEKTET
- VI. MØTEREFERAT
- VII. BRUK AV ILLUSTRASJONER I BACHELOROPPGAVE
- VIII. MAILKORRESPONDANSE MED GEIR UDAHL
- IX. TILLATELSE TIL BRUK AV TEGNINGER SOM VEDLEGG
- X. OVERSIKT OVER EKSTERNE VEDLEGG



Fremdriftsplan Bacheloroppgave Glenn`s Billakkering

Uke 2010 / 2011	47	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	
Arbeidsoppgaver																								
Forslag til oppgave	■																							
Prosjektplan innlev.			■																					
Prosjektavtale innlev.			■																					
Nettside etablering				■	■																			
Tegne 3D modell					■	■	■																	
Identifisere laster							■	■																
Dimensjoneringer									■	■	■	■	■	■	■	■								
Brann / lyd												■	■	■	■	■								
Massivtre													■	■	■	■								
Milepeler								X									X					X		
Rapportskriving																	■	■	■	■	■			
Ferdigstilling																					■	■		
Prosjekt innlev. + plakat																						■		
Forberedelse presentasjon																							■	
Presentasjon																								■



**Samarbeidsavtale for Bacheloroppgaven
”Glenn`s Billakkering ”**

Gruppemedlemmer

Odd Arve Jensen
Glenn Andre Strand
Vegard Stensæter

I henhold til denne avtale forplikter medlemmene av prosjektet seg til følgende:

- Møte på de samlinger som blir avtalt innad i gruppen
- Gjøre de arbeidene som blir avtalt innen de frister som blir satt.
- Være samarbeidsvillig og hjelpe de andre medlemmene ved behov
- Sjekke sine kilder omhyggelig.

”Jeg forplikter meg til å følge de overfor nevnte punktene i forbindelse med prosjektarbeidet i gruppen.”

Gjøvik 18.januar 2011


Odd Arve Jensen


Glenn Andre Strand


Vegard Stensæter

Vegard Stensæter



Oppdragsgiver:

Norconsult AS v/Gisle Hveem 611 30 330
Gisle.Miljeteig.Hveem@norconsult.com

Ansvarsområder:

- Ekstern veileder

Veileder:

Harald Fallsen – Høgskolen i Gjøvik 611 35 221 Harald.Fallsen@hig.no

Ansvarsområder:

- Intern veileder
- Fremdriftsoppfølging
- Sikre kvalitet på arbeidet

Studenter:

Odd Arve Jensen 952 68 041 Odd.Jensen@hig.no
Kildalvegen 29, 2818 Gjøvik

Spesielle ansvarsområder:

- Føre loggbok
- Fremdriftsplan

Glenn Andre Strand 907 87 463 Glenn.Strand@hig.no
Kildalvegen 29, 2818 Gjøvik

Spesielle ansvarsområder

- Dokumentansvarlig

Vegard Stensæter 466 99 069 Vegard.Stensater@hig.no
Krokliveien 55, 0584 Oslo

Spesielle ansvarsområder:

- Webmaster

Felles ansvarsoppgaver for gruppemedlemmer:

- Fordeling av oppgaver
- Prosjektgjennomføring
- Kontinuerlig kvalitetssikring av prosjektgjennomføring

Forsiden > nyheter > Gjøvik og Toten



Brann hos billakkerer

Det startet å brenne i himlinga hos Glenn's billakkering i Hunndalen lørdag ettermiddag. Politiet fikk melding om brannen klokka 15.37.

Tips oss: TLF: 61 18 93 00 SMS/MMS: oatips til 2005 E-post: tips@oa.no

Publisert 09.01.2010 kl 16:04 Oppdatert 09.01.2010 kl 19:55

 Skriv ut
 Del på Origo
 Del

På grunn av kulda var en person i verkstedet for å holde temperaturen i bygget oppe. Da vedkommende skulle dra fra stedet, ble han gjort oppmerksom på at det kom røyk fra taket.

Politi, brannvesen og en ambulanse kom til stedet. Brannen lot seg slukke, men det oppsto mye røyk som til nå har hindret politiet i å gjøre nærmere undersøkelser av brannstedet. Årsaken til brannen er foreløpig ukjent.



Faksimile fra www.oa.no²⁰

²⁰ http://www.oa.no/nyheter/gjovik_toten/article4797130.ece [Lest:16.5.2011]



Dato: 18.1.11

Sted: Kildalvegen 29

Til stede: Vegard, Glenn og Odd A.

Agenda: Utarbeiding av prosjektplan

Startet utarbeidelse av prosjektplan.

Foreløpige ansvarsområder fordelt:

Vegard: Hjemmeside

Glenn: Dokumenter

Odd A: Logg og referat

Dato: 24.1.11

Sted: Kildalvegen 29

Til stede: Vegard, Glenn og Odd A.

Agenda: Ferdigstilling av prosjektplan

Prosjektplan og prosjektavtale utarbeidet, prosjektplan levert inn på Fronter.

Dato: 25.1.11

Sted: Kildalvegen 29/ Jernbanegata 4

Til stede: Glenn og Odd A.

Inngått formell avtale med Palm & Bratlie ved Gisle Hveem. Levert signet avtale til Hig, avdeling TØL

Dato: 1.2.11

Sted: Kildalvegen 29

Til stede: Vegard, Glenn og Odd A.

Revit Structure

Start modellering av prosjektet, bærende konstruksjon.

Dato: 8.2.11

Sted: Kildalvegen 29

Til stede: Vegard, Glenn og Odd A.

Pga. ikke godkjent prosjektplan er denne nå gjennomgått på nytt og vil bli levert inn igjen.

Gruppebilde tatt og lagt ut på hjemmesiden.



Dato: 1.3.11

Sted: Kildalvegen 29

Til stede: Vegard, Glenn og Odd A.

Glenn: Modellerer Focus fagverks- drager som sperre og rett fagverk for bæring av dekke i andre etasje.

Vegard: Modellerer i Revit

Odd A: Definere laster og beregning av bærende konstruksjon

Pga. forskjellige andre fag som ikke er ferdigstilte, jobber alle individuelt med sine oppgaver og skriver teori om sitt emne.

Dato: 12.4.11

Sted: Kildalvegen 29

Til stede: Vegard, Glenn og Odd A.

Glenn: Oppretter dokument i Google docs, teori Focus og massiv-tre

Vegard: Avslutter Revit og begynner å se på brann.

Odd A: Beregning

Fordelte oppgaver for påsken.

Teoridel ferdig i løper av uke 17, milepel.

Oppgaven samkjøres i Googles docs slik at alle skal kunne følge med på hva som skjer.

Alle beregninger blir gjort i Words pga. formatering og formel redigering.

Dato: 13.4.11

Sted: Kildalvegen 29

Til stede: Vegard, Glenn og Odd A.

Alle jobber med sine oppgaver

Dato: 28.4.11

Sted: Kildalvegen 29

Til stede: Vegard, Glenn og Odd A.

Møte med Fallsen kl. 1100, se ref.

Etter møte med Fallsen reiste vi innom brannvesenet i Gjøvik. Der hadde vi en rask prat med brannsjefen, som ville komme tilbake til en dato vi kunne ha et møte og få saken belyst fra brannvesenets sin side.

Mail kom senere på dagen, møte blir fredag 6.5.11 kl. 1200

Befaring byggeplass

Pratet først med Glenn Rune Fremstad vedrørende bruk nå og eventuelt tanker og bruken av deler av bygget i fremtiden.

Han ser for seg at det muligens vil kunne innredes til annet bruk enn lager en eller annen gang.

Vi møtte så byggeleder på byggeplassen, Gudmund, som veiledet oss og svarte på det vi lurte på. Vi fikk etter dette gå rundt på egenhånd å kikke. Hyggelig kar.



Odd A: Kontaktet Geir Udahl Contiga angående nedbøyning av stålbjelke ved trappeveksling. Mail.

Dato: 4.5.11

Sted: Kildalvegen 29

Til stede: Vegard, Glenn og Odd A.

Møte med Fallsen kl. 1300

Vegard: jobber med brann

Glenn: jobber med Focus. Kontaktet Olav Dammen hos Focus support

Problem: Last på undergurt innvendig fagverk. Flattstål kan ikke uten videre sveises på undergurt, Olav anbefaler annen løsning med eksentrisitet av last. Prøver å konstruere egen hatteprofil. Tar kontakt igjen når dette er gjort.

Odd A: jobber med beregninger og innføring av disse.

Kontaktet Almek og fikk avtalt møte til uka (19)

Dato: 5.5.11

Sted: Kildalvegen 29

Til stede: Vegard, Glenn og Odd A.

Agenda:

Alle jobber med sine oppgaver

Dato: 6.5.11

Sted: Kildalvegen 29

Til stede: Vegard, og Odd A.

Agenda: Møte med Gjøvik brannvesen kl. 1200 ang. brannklassifisering.

Kan vi sette forskjellige R-krav i verksted og kontordel. Prøver i fellesskap å tolke TEK 10.

Det viser seg at dette ikke er noen enkel sak.

Dato: 9.5.11

Sted: Kildalvegen 29

Til stede: Vegard, Glenn og Odd A.

Agenda:

Vegard: Jobber videre med brann

Glenn: Jobber med limtre delen

Odd A: Beregninger og innføring. Ringt Almek, avtalt møte på torsdag 12.5 kl. 1400



Dato: 10.5.11

Sted: Kildalvegen 29

Til stede: Vegard, Glenn og Odd A.

Agenda: Vegard og Glenn på infomøte angående bachelor oppgaven generelt, det ble informert om følgende:

Innleveringer senest 27.5.2011 kl. 1200:

Rapport elektronisk og 2 papirformat

Abstract på engelsk

Refleksjonsnotat, individuelt

Logg leveres separat

Plakat skal være levert innen 1.1.2011

Møte Kildalvegen 29 etter møte på skolen:

Oppgaver og frister internt i gruppa ble diskutert med følgende utfall:

Prosjektavtalen skannes og sendes

Nye obligatoriske arbeidstider 0800 – 1800, vi vil ta fri lørdag 14 og møtes igjen kl. 1500 søndag 15. Herfra og inn vil det bli jobbet fra “basen” uten flere fridager. Enstemmig

Gjøres snarest:

Skrive ut Focus Glenn

Lage sheets Revit Vegard

Massivtre Glenn

Stål og innskriking Odd A

Brannteknisk. Vegard

Del II

Sette sammen rapport Glenn

Fundament, betongvegg og betongsøyle Vegard og Odd A

Hulldekke Odd A

Vegard: Brannteknisk.

Glenn: Massivtre

Odd A: Stål og innføring

Dato: 11.5.11

Sted: Kildalvegen 29

Til stede: Vegard, Glenn og Odd A.

Vegard: Avslutter brann delen og starter på fundamenter

Glenn: Beregninger av laminert drager som sperre som en del av massivtre delen av oppgaven

Odd A: Beregninger og innføring

Glenn og Odd A innom hos Fallsen ang. søyler som er aksial og momentbelastet

Vegard reiser hjem for jobbintervju på torsdag



Dato: 12.5.11

Sted: Kildalvegen 29

Til stede: Glenn og Odd A.

Møte hos Almek kl. 1400

Bomtut til Lena, Peder måtte reise til Jevnaker. Han hadde prøvd å få tak i oss, men han hadde hverken nummer eller navn.

Ringer tilbake i morgen.

Vegard: Jobb intervju

Glenn: Skanner og sender prosjektavtalen, skriver ut Focus og redigerer

Odd A: Stål og innføring limtredrager

Dato: 13.5.11

Sted: Kildalvegen 29

Til stede: Glenn og Odd A.

Glenn: Redigering av dokumentet +++

Vegard: Jobber hjemmefra

Odd A: Innføringer limtresøyle +++

Dato: 15.5.11

Sted: Kildalvegen 29

Til stede: Vegard, Glenn og Odd A.

Samkjørte og definerte hva som måtte være ferdig til onsdag, da vi skal levere et utkast til Fallsen for gjennomlesning.

Dette skal være ferdig:

Vegard: Betongvegg.

Odd A: Innføring fundament, vindkryss og så mye som mulig av stålberegningen.

Glenn: Massiv-tre.

Dato: 16.5.11

Sted: Kildalvegen 29

Til stede: Vegard, Glenn og Odd A.

Alle jobber med sine oppgaver.

Dato: 17.5.11

Sted: Kildalvegen 29

Til stede: Vegard, Glenn og Odd A.

Siste finpuss på utkastet.

Glenn: Sendte utkast til Gisle hos Norconsult tidligere Palm og Bratlie



Dato: 18.5.11

Sted: Kildalvegen 29

Til stede: Vegard, Glenn og Odd A.

Lever utkast til Fallsen for gjennomlesing, lovte og komme med tilbakemelding på fredag.

Alle jobber med sine oppgaver.

Vegard: Reiser hjem for intervju på torsdag

Glenn: Redigering

Odd A: Fikk telefon fra Almek, avtalte møte ved bedriften kl. 0900 i morgen torsdag.

Dato: 19.5.11

Sted: Kildalvegen 29

Til stede: Vegard, Glenn og Odd A.

Møte hos Almek, Glenn og Odd A. Vegard på jobbintervju.

Odd A: Sjekket med Fallsen ang. vindlaster, dvs. moment i søyle, ved brannberegninger.

Dette må sjekkes ut nærmere.

Finner i NS-EN 1990 hvilke faktorer som skal brukes ved variable laster i
branndimensjonering.

Dato: 20.5.11

Sted: Kildalvegen 29

Til stede: Vegard, Glenn og Odd A.

Møte med Fallsen, Hig.

Befaring byggeplass

Alle jobber med sine oppgaver.

Dato: 21.5.11

Sted: Kildalvegen 29

Til stede: Vegard, Glenn og Odd A.

Alle jobber med sine oppgaver.

Dato: 22.5.11

Sted: Kildalvegen 29

Til stede: Vegard, Glenn og Odd A.

Alle beregninger skal være ferdige, finpussen begynner i morgen.

Vegard: Fundament for betongsøyle.

Glenn: Beregnet betongsøyle utvendig, kan bli utsatt for påkjørsel av kjøretøy.

Odd A:

Dato: 23.5.11

Sted: Kildalvegen 29

Til stede: Vegard, Glenn og Odd A.

Ferdig stilling av rapport



Dato: 24.5.11

Sted: Kildalvegen 29

Til stede: Vegard, Glenn og Odd A.

Ferdig stilling av rapport

Dato: 25.5.11

Sted: Kildalvegen 29

Til stede: Vegard, Glenn og Odd A.

Ferdig stilling av rapport

Dato: 26.5.11

Sted: Kildalvegen 29

Til stede: Vegard, Glenn og Odd A.

Ferdig stilling av rapport, leverer i dag eller i morgen. Jobber for fullt fra morgen til kveld.

Dato: 27.5.11

Sted: Kildalvegen 29

Til stede: Vegard, Glenn og Odd A.

Rapport leveres



Møte med Harald Fallsen

Sted: Hig, datarom

Dato: 28.4.11 0930 - 1100

Agenda:

Gjennomgang og diskusjon angående hvilke brannkrav som burde legges til grunn ved dimensjoneringen. Fallsen mente at klassifiseringen vi hadde gjort var riktige, men at vi pga. usikkerhet om vi skal bruke R15 eller R30 krav, tar kontakt med brannvesenet. Vi diskuterte også nedbøying av stålbjelke som bærer hulldekke ved trappeveksling, da det vil gjøre utslag i forhold til trappen fordi denne er prefabrikkert og ikke plass-støpt.

Det ble også diskutert fagverksdrager som vi har beregnet i Focus. Her kom Fallsen med nyttige innspill som vi tester ut hjemme.

Referent: Odd Arve Jensen

Møte med Harald Fallsen

Sted: Hig, datarom

Dato: 4.5.11 1300 – 1400

Agenda:

Spørsmål vedrørende innfesting av strekkstag som holder bjelke for hems, sveis eller bolt-forbindelse.

Gjennomgikk beregningene av fagverksdragerne (sperre og opplegg for hulldekke for lager).

Referent: Odd Arve Jensen



Møtereferat

Tid: 12.00-13.00

Sted: Gjøvik brannstasjon

Tilstede:

Brannsjef Jan Tore Karlsen

Branningeniør Dag Nilsen

Odd Arve Jensen

Vegard Stensæter

Agenda

Møte hos gjøvik brannvesen hvor vi diskuterte løsninger angående bæresystemet i Glenn`s Billakkeringsverksted. Vi la frem våre tanker og ideer i forhold til hvordan vi ville løse problemene rundt brann, vi ønsket å finne ut om det var mulig å benytte et R15 krav i stedet for et R30 krav for å slippe å bruke unødvendig store dimensjoner. I utgangspunktet var det ikke mulig å bruke R15 i og med at bygget har 2 etasjer.

Brannvesenets representanter var behjelpelige med å tyde teknisk forskrift og komme med egne synspunkter basert på erfaring. Fornuften tilsa at et R15 krav burde holde ute i verkstedhallen siden det er kort vei ut og flere utganger i umiddelbar nærhet, dette var brannvesenet enige i.

Vi fant ikke noe klar løsning på problemet i samråd med brannvesenet, men kom fram til at det burde være mulig og evt. dele opp bygget i flere brannceller slik at vi da kunne bruke forskjellige krav til bæring. Brannvesenet ble nysgjerrige på hva løsningen på problemet var og vi ble enige om å sende dem en mail med den endelige løsningen vi kom fram til.

Referent: Vegard Stensæter



Møte med Almek v/ Peder Lomsdalen

Sted: Kraby Næringspark, Lena

Dato: 19.5.11

Agenda: Ble noe generell siden vi er så nære innlevering.

Ble fortalt litt hvordan bransjen fungerer i forhold til anbudsgrunnlag, med hensyn til tegninger og beskrivelse. I dette tilfelle var det bare ei blyantskisse og noen muntlige ønsker. Grunnlaget kan ofte være ganske så tynt.

Sammenliknet vår gitterdrager som er modellert og beregnet i Focus av Glenn med drageren som de har modellert. Forskjellene var ikke store, våre dimensjoner er noe større, avvikene i valg av dimensjoner skyldes antagelig at Almek beregner bjelken som fast innspent i begge ender slik at oppleggs punktet overfører moment.

Referent: Odd Arve Jensen

Møte med Harald Fallsen

Sted: Hig

Dato: 20.5.11

Fikk tilbake oppgaveutkastet. Det var mye positivt med oppgaven, noen små justeringer her og der må gjøres.

Leverte for kvalitetssikring branndimensjonering av stålsøyle med både aksiallast og moment. Gjennomgikk også metode for beregning av lang betongvegg med jord-trykk, "bjelke over 5 opplegg".

Lurte også på hvordan innlevering av tegninger og annet som ikke er elektronisk skal skje.

Fallsen vet ikke så vi sender mail til Fred Johansen, som er ansvarlig for dette.

Referent: Odd Arve Jensen

Møte med Harald Fallsen

Sted: Hig

Dato: 23.5.11

Fallsen så på momentberegningen av brannbelastet søyle. Her var det bare mindre endringer, gangen i beregningene var riktige, men det hadde sneket seg inn en regnefeil som ga følgefeil videre. Gjennomgikk momentberegning av betongvegg med jordtrykk. Dette var ingen enkel sak, her kom den lange erfaringen til Fallsen til sin rett. Vi velger å prøve hjemme.

Referent: Odd Arve Jensen



Møte med Gisle Hvem, Norconsult

Sted: Norconsult

Dato: 23.5.11

Presentert det nesten ferdige dokumentet. Gisle hadde lest igjennom det foreløpige utkastet og var imponert. Det ble diskutert løst og fast rundt de valg vi hadde tatt, i forhold til de valg han

Referent: Odd Arve Jensen



Bruk av illustrasjoner i bacheloroppgave

☆ fra **Glenn Andre Strand** [skjul detaljer](#) 13. apr. ← Svar

glennastrand@gmail.com
til firmapost@treteknisk.no
dato 13. april 2011 11:30
emne Bruk av illustrasjoner i bacheloroppgave
sendt av gmail.com

Hei

Vi er en gruppe på 3 studenter fra Høgskolen i Gjøvik som er igang med å skrive bachelor oppgave som en avsluttende del av utdanningen. I den forbindelse ønsker vi å se litt på bruk av massivtre i bærende konstruksjoner som ett alternativ til stål og betong. Spørsmålet er om vi kan bruke og henvise til illustrasjoner fra Håndboka - bygge med massivtreelementer utgitt av **Treteknisk**, totalt 6 hefter, i vår bacheloroppgave? Alle illustrasjoner vi bruker oppgir vi selvfølgelig kilde til.

For mer info om oppgaven har vi laget en hjemmeside som finnes her - [Glenn`s Billakkering](#)

--
Mvh
Glenn A. Strand
Odd Arve Jense
Vegard Stensæther

Bruk av illustrasjoner HIG | X

☆ fra **Per Skogstad** [skjul detaljer](#) 13. apr. ← Svar

per.skogstad@treteknisk.no
til "odd.jensen@hig.no"
<odd.jensen@hig.no>,
"glenn.strand@hig.no"
<glenn.strand@hig.no>,
"vegard.stensater@hig.no"
<vegard.stensater@hig.no>
dato 13. april 2011 12:55
emne Bruk av illustrasjoner

Det er helt i orden med bruk av Massivtre illustrasjonene, med referanse.

Vi har evt. også andre bilder.

Hilsen
Per Skogstad
951 00 348

VEDLEGG – Mail korrespondanse med Geir Udahl

Bacheloroppgave 2011 – Glenn`s Billakkering



★ Odd Arve Jensen til Geir

[vis detaljer](#) 29. apr. [Svar](#) ▼

Hei

Vi er tre studenter som driver med Bachelor oppgave i konstruksjon ved Høgskolen i Gjøvik. Du var i fjor høst gjesteforeleser hos oss, og vi lurte på om vi kunne rådføre oss med deg vedrørende nedbøyning av en stålbejelke som ligger langs med en trappeveksling.

Slik vi ser det, vil det ved for stor nedbøyning, bli konflikt mellom dekke og trappeavslutningen øverst. Finnes det noen krav til nedbøyning eller bygger dere det på erfaring.

Hvordan løser dere slike problemer.

Har lagt ved en tegning, håper du ser problematikken.

Håper du har anledning til å hjelpe oss, noe du lurert på bare ring.

På forhånd takk og god helg.

--

Mvh
Odd Arve Jensen
mob 952 68 041

Bjelke ved trappeveksling.pdf
80 K [Vis](#) [Last ned](#)

[Svar](#) [Videresend](#)

★ Geir Udahl til meg

[vis detaljer](#) 5. mai [Svar](#) ▼

Hei

Det er ikke noen eksplisitte krav til nedbøyning mot andre konstruksjoner. Hvis dere er bekymret for et sprang i mellom dekke og trappeavslutningen bør dere begrense disse nedbøyningene. Det er kun nedbøyning pga nyttelast som vil være interessant her. Hvis dere forutsetter at det kan bli sprang i dekket løser entreprenøren dette med for eksempel en list på samme måte som benyttes i dilatasjonsfuger. Noen "krav/definisjoner" til nedbøyning står i NS-EN 1990 pkt. A1.4.3.

Håper dette var svar på dine spørsmål.

Med vennlig hilsen
Contiga AS

Geir Udahl
Konstruksjonssjef



VEDLEGG – Tillatelse til bruk av tegninger som vedlegg Bacheloroppgave 2011 – Glenn`s Billakkering

☆ Glenn Andre Strand til Hveem

Heisann Gisle

Vet vi fikk det muntlig av deg på møtet om mandagen... Men kan du bare skrive det på en mail at vi har tillatelse til vedlegge tegningene fra arkitekten i oppgaven så hadde det vært suverent.

Forresten hvis du vil ha et eksemplar av oppgaven skriftlig, så fikser vi det. Det står i prosjektavtalen at oppdragsgiver skal ha ett eksemplar... :-)

--

Mvh
Glenn A. Strand

← Svar → Videre send

☆ Hveem Gisle Miljeteig til meg

Hei,

Byggherren, som i prinsippet er eier av tegningene i dette totalentrepriseprosjektet har gitt sitt samtykke til at dere kan bruke de tegningene dere vil.

Med vennlig hilsen

Gisle Miljeteig Hveem
Sivilingeniør
Mob: +47 48 20 79 79
gisle.miljeteig.hveem@norconsult.com

Norconsult AS,
Jernbanegata 4, 2821 Gjøvik
Tel: +47 61 13 03 30
www.norconsult.no

From: Glenn Andre Strand [mailto:glennastrand@gmail.com]

Sent: 25. mai 2011 11:50

To: Hveem Gisle Miljeteig

Subject: Tillatelse til å legge ved arkitekt tegninger

- Via sitert tekst -



Focus Konstruksjon

- A1 – Fagverk i tak
- A2 – Takverk med last på over- og undergurt
- A3 – Fagverk i etasjeskille
- A4 – Betong søyle

Arkitekt tegninger

- B1 – Plan 1
- B2 – Plan 2
- B3 – Plan tegning – NB! Ikke målestokk, kun for oversikt over akser
- B4 – Fasade Nord og Øst
- B5 – Fasade Sør og Vest
- B6 – Snitt A-A, B-B og C-C
- B7 – Snitt D-D