

BACHELOROPPGAVE:

CC MART'N, GJØVIK

- TILBYGG OG OMBYGGING

FORFATTERE:

Einar Ask-Henriksen,
Audun Hovrud,
Thomas H. Gullaug og
Trond R. Næsset

Gruppe 1

Einar Ask-Henriksen, Audun Hovrud, Thomas Gullaug og Trond R. Næsset

Dato: 19. mai 2010

Sammendrag av Bacheloroppgaven

| | | | |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------|-------------------|
| Tittel: | <u>CC Mart'n Gjøvik – tilbygg og ombygging</u> | Nr. : | |
| | | Dato : | <u>19/5- 2010</u> |
| Deltaker(e): | <u>Einar Ask-Henriksen, Audun Hovrud, Thomas H. Gullaug og Trond R. Næsset</u> | | |
| Veileder(e): | <u>Harald Fallsen</u> | | |
| Oppdragsgiver: | <u>Norconsult AS, Hamar</u> | | |
| Kontaktperson: | <u>Ole Hokstad</u> | | |
| Stikkord (4 stk) | <u>Stålfagverk, brannkrav, L-fundament, kontrollberegninger</u> | | |
| Antall sider: 48 | Antall bilag: 48 | Tilgjengelighet (åpen/konfidensiell): Åpen | |
| Kort beskrivelse av bacheloroppgaven: | | | |
| <p>Prosjektet omfatter byggeteknisk prosjektering ved til- og ombygging av CC Mart'n Gjøvik. Oppgaven er utført på oppdrag fra og i samarbeid med Norconsult AS, Hamar.</p> <p>Rapporten inneholder sammenlikning av stålfagverk og NIB 1800 prefabrikkert betongbjelke, beregning av L-fundament mot eksisterende bygning samt kontrollberegninger av fundamenter, søyler, bjelker og dekker i tilbygget.</p> <p>I forbindelse med vurderingen av stålfagverk kontra prefabrikkert betongbjelke, utførte gruppen en forenklet frekvensanalyse med hensyn til svingninger. Beregningene ble utført på stålfagverk og betongbjelke. Disse vil funksjonere som hovedbærene til etasjeskilleren som i fremtiden vil bli utsatt for laster fra persontrafikk.</p> <p>Gruppen kan konkludere med at betong har en noe raskere egensvingefrekvens. Prismessig er stålfagverket noe billigere enn betongbjelken. Vi vurderer det likevel slik at både stål og betong kan benyttes til denne konstruksjonen.</p> <p>Når det gjelder L-fundamentet mot eksisterende bygning, har vi prosjektert en løsning med glidesjikt i mellom nytt og eksisterende. Dette vil være en fordel med tanke på eventuelle setningsdifferanser i fremtiden.</p> <p>Våre kontrollberegninger har ført frem til dimensjoner som harmonerer bra med det som er prosjektert av byggeteknisk rådgiver, med kun mindre avvik i forsiktig retning.</p> <p>Grappesamarbeidet fungerte bra under hele prosessen, og alle overordnede mål ble nådd på en tilfredsstillende god måte.</p> | | | |

Gruppe 1

Einar Ask-Henriksen, Audun Hovrud, Thomas Gullaug og Trond R. Næsset

1.1. Forord

Bakgrunnen for denne rapporten er at vi som avgangsstudenter ved studiet Bachelor i ingeniørfag - bygg, konstruksjon ved Høgskolen i Gjøvik, skulle skrive en avsluttende bacheloroppgave.

Bacheloroppgaven skulle løses i samarbeid med en oppdragsgiver, som gjerne kunne være en bedrift fra næringslivet. Oppgaven skulle gjennomføres i løpet av våren 2010.

Vi kontaktet Ole Hokstad i Norconsult AS, Hamar for å undersøke om de kunne bidra med relevante oppgaver til vår bacheloroppgave. Norconsult AS, Hamar foreslo at vi kunne være med på prosjektet CC Mart'n Gjøvik, der det skulle oppføres et tilbygg på om lag 8000 m² samt foretas ombygging av ca. 2000 m² eksisterende bygningsmasse.

Gruppen syntes det var spennende å få muligheten til å arbeide med et prosjekt som skulle bygges i virkeligheten, og i samarbeid med en bedrift som har bred erfaring fra prosjektering av denne typen bygg. Gruppen valgte derfor Norconsult som samarbeidspartner og oppdragsgiver i vår bacheloroppgave.

Når det gjelder tidsrammene i dette prosjektet, startet vi opp allerede 27.11.2009 med et oppstartsmøte hos Norconsult AS, Hamar. Sluttrapporten skal være ferdig og levert til kopisentralen innen tirsdag 25. mai klokken 12.00, mens en informasjonsplakat vedrørende bacheloroppgaven skal leveres inn til laminering senest mandag 31. mai kl. 12.00.

Gruppen skal presentere arbeidet som er gjort for oppdragsgiver, veileder, sensor og medstudenter torsdag 3. juni 2010, klokken 12.30.

Vi har fått mye hjelp og veiledning av Ole Hokstad, som har vært vår hovedkontaktperson i Norconsult AS, Hamar. Før oppstart og underveis i prosjektarbeidet hadde vi jevnlig kontakt med våre kontaktpersoner i Norconsult og ved Høgskolen i Gjøvik, som har tilrettelagt for oss på best mulig måte hele tiden.

Vi vil rette en stor takk til alle de involverte veilederne, for god hjelp ved gjennomføring av denne bacheloroppgaven. Spesielt vil vi takke Ole Hokstad, Ole Erik Holestøl og Tomas Nilsen hos Norconsult, som har satt av mye tid til oss i løpet av denne prosjektperioden.

Vi vil også takke Harald Fallsen, som har vært vår veileder ved Høgskolen i Gjøvik. Harald Fallsen har bistått på mange områder med sin brede kunnskap i byggfaget, spesielt innen betong- og stålkonstruksjoner. Hans gode evner til å formidle kunnskap gjennom hele studietiden ved Høgskolen i Gjøvik, har vært avgjørende for vårt resultat i denne avsluttende bacheloroppgaven.

Veidekke Entreprenør AS, som er hovedentreprenør på prosjektet CC Mart'n Gjøvik, har vært til god hjelp underveis ved utarbeidelsen av bacheloroppgaven, blant annet med tilgang til projekthotell der alle tegninger og dokumenter for prosjektet ligger samt befaringer.

Vi takker også Olav Aakre i Sweco Norge, DBC bygg AS samt student Hans Kristian Jorde ved NTNU i Trondheim vedrørende svingningsberegninger av stålfagverk. Dette stålfagverket er fra vår side er tenkt benyttet som et alternativ til prefabrikkert betong. Sweco Norge, DBC bygg AS og student Hans Kristian Jorde bidro med god informasjon og veiledning rundt dette temaet, da dette er noe som er forholdsvis lite kjent blant byggingeniører flest.

Til slutt vil vi takke Næsset Mek. verksted AS for overslagsprising av stålfagverk. Vi takker også Thermax AS og Roar Jørgensen AS, for bistand vedrørende brannbeskyttelse av fagverk samt Spenncon AS, for tegninger og assistanse vedrørende prefabrikkert betong. Anders Næsset skal også ha takk for assistanse med diverse illustrasjoner. Høgskolebiblioteket har også vært behjelpelige med spørsmål vedrørende behandling av kilder og detaljer rundt dette i rapporten.

I løpet av oppgavens gang har vi støtt på interessante utfordringer som vi har måttet løse som en gruppe, og i samarbeid med veileder og oppdragsgiver. Det har vært veldig motiverende å arbeide med noe som skal bygges i virkeligheten.

Gruppe 1, konstruksjon ved Høgskolen i Gjøvik har bestått av:

Einar Ask-Henriksen, Audun Hovrud, Thomas Gullaug og Trond R. Næsset.

Gjøvik, 19. mai 2010

Einar Ask-Henriksen

Audun Hovrud

Thomas H. Gullaug

Trond R. Næsset

Innholdsfortegnelse

| | |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 2.1. Innledning..... | 7 |
| 2.2. Metode og gjennomføring..... | 9 |
| 2.3. Målgruppe | 10 |
| Del A: Beregning av fagverk for forsterkning av tak over gamle kaldtlager CC Mart'n, Gjøvik | 11 |
| 3.1. Innledning..... | 12 |
| 4.1. Problemstilling | 12 |
| 5.1. Brannbeskyttelse av fagverk | 12 |
| 6.1. Lastberegninger og dimensjonering av fagverket | 13 |
| 6.1.1. Beregning av snølast på eksisterende tak på kaldtlager | 13 |
| 6.1.2. Beregning av nytt tak over kaldtlager. Antagelser og dimensjonering | 13 |
| 6.1.3. Lastberegningene for fagverket..... | 13 |
| 6.1.4. Antagelser vedr. teknisk rom | 14 |
| 7.1. Svingningskontroll av fagverk og teori vedr. svingningsberegninger generelt | 16 |
| 8.1. Prisberegning av fagverkene | 20 |
| 9.1. Diskusjon..... | 20 |
| 10.1. Konklusjon | 23 |
| 11.1. Kildehenvisninger, del A..... | 24 |
| 12.1. Samarbeidspartnere, del A | 25 |
| 13.1. Oversikt over vedlegg, del A..... | 26 |
| Del B: Beregning av L-fundament mot eksisterende bygg CC Mart'n, Gjøvik | 27 |
| 14.1. Innledning..... | 28 |
| 15.1. Problemstilling | 28 |
| 16.1. Beskrivelse av utforming av L-fundament..... | 28 |
| 17.1. Lastberegninger av L-fundamentet | 29 |
| 18.1. Dimensjonering av L-fundamentet..... | 29 |
| 19.1. Diskusjon..... | 30 |
| 20.1. Konklusjon | 31 |
| 21.1. Kildehenvisninger, del B..... | 32 |
| 22.1. Oversikt over vedlegg, del B..... | 33 |
| Del C: Kontrollberegning av fundamenter, søyler, dekker og bjelker i tilbygget til CC Mart'n, Gjøvik..... | 35 |
| 23.1. Innledning..... | 36 |
| 24.1. Problemstilling | 36 |
| 25.1. Kontrollberegning av søylefundament | 36 |
| 25.1.1. Forutsetninger..... | 36 |

| | |
|-----------------------------------------------------------------|----|
| 25.1.2. Data for søylefundament, akse B | 36 |
| 25.1.3. Karakteristiske laster søylefundamenter i akse B: | 37 |
| 25.1.4. Konklusjon – søylefundament, akse B | 38 |
| 26.1. Kontrollberegning av betongsøyler, akse B | 39 |
| 26.1.1. Forutsetninger..... | 39 |
| 26.1.2. Data for betongsøyler, akse B | 39 |
| 26.1.3. Konklusjon – betongsøyler, akse B:..... | 41 |
| 27.1. Kontrollberegning av hulldekker | 42 |
| 27.1.1. Forutsetninger..... | 42 |
| 27.1.2. Data for hulldekker..... | 43 |
| 27.1.3. Konklusjon – hulldekker | 43 |
| 28.1. Kontrollberegning av hyllebjelker | 44 |
| 28.1.1. Forutsetninger..... | 44 |
| 28.1.2. Data for hyllebjelker..... | 44 |
| 28.1.3. Konklusjon – hyllebjelker | 45 |
| 29.1. Kildehenvisninger, del C | 46 |
| 30.1. Oversikt over vedlegg, del C | 47 |
| 31.1. Oversikt over vedlegg, del D..... | 48 |

2.1. Innledning

Vår bacheloroppgave ved Høgskolen i Gjøvik omhandler i all hovedsak nytenkninger og forskning for oss som bachelorstudenter, da vi utvider vår horisont og utfordrer oss selv gjennom arbeidet med de forskjellige problemstillingene og vinklingene vedrørende disse. Vi har underveis i arbeidet lagt stor vekt på å oppnå en god originalitet i oppgaven. I tillegg til en slik nyskapende og tenkende prosess, kontrollerer vi de forskjellige konstruksjonsdelene i tilbygget til CC Mart'n, Gjøvik. Dette er et tilbygg som måler hele 8000 m² fordelt over 4 etasjer, der den nederste etasjen rommer parkeringskjeller.

Alle beregninger utføres i henhold til de nye, gjeldende europeiske standardene "Eurokoder" med tilhørende nasjonale tillegg. Delen som omhandler betongvegger i rapporten utarbeides på bakgrunn av standard NS 3473 som er på vei ut. Denne standarden benyttes fordi det ikke er utarbeidet noen regler på dette området i de nye Eurokodene foreløpig.

Forskningsområdene vi tar for oss i denne oppgaven omhandler både fundamentering for nybygget og forsterkning av eksisterende takkonstruksjon i den eldste delen av bygget. Disse to problemstillingene både utfordrer og nærmest tvinger oss til å tenke utenfor pensum og tilgjengelige læremidler ved Høgskolen i Gjøvik. Herunder benytter vi oss en god del av internasjonal litteratur, enten i form av lærebøker eller publikasjoner funnet på internett.

Det som er sammenlignbart for samtlige problemstillinger i vår rapport, er at vi legger stor vekt på å utarbeide og vedlegge godt forklarende tegninger modellert i DAK-programmet Revit Structure 2010. Disse tegningene utarbeides på bakgrunn av våre egne beregninger basert på de respektive aktuelle standarder og forskrifter.

Beregningene som utføres i forbindelse med denne bacheloroppgaven, gjøres ved hjelp av programmet Microsoft Excel. Vi har valgt å bruke mye tid på disse regnearkene med innlagte formler og forklarende tekst for å gjøre brukerterskelen så lav som mulig. Ved å vektlegge arbeidet med disse regnearkene såpass tungt, kan en utenforstående medstudent eller andre i fagmiljøet med litt innsats både forstå og bruke regnearkene. Bakerst i omslaget for denne rapporten har vi derfor lagt ved en CD-plate som inneholder nettopp disse regnearkene i tillegg til bilder av prosjektet CC Mart'n, og tegningene i PDF-format.

Når det gjelder forsterkningen av eksisterende takkonstruksjon, beregner vi ny hovedbæring i form av stålfagverk. Rådgivende ingeniør byggteknikk har på forhånd valgt å benytte betongdragerer som forsterkning. I den forbindelse sammenligner vi derfor valg av disse to hovedbæringene med størst vekt på prisdifferanser. Videre ser vi nærmere på svingninger og egensvingningsfrekvenser i stålfagverket kontra betongdrageren. En av årsakene til at de prosjekterende velger å bruke betong er de antatte fordelene betongdrageren og dets høye vekt har når det gjelder dette. Beregningene av stålfagverket gjøres i Focus Konstruksjon, mens svingningsberegninger utarbeides i henhold til "Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 2: Trafikklast på bruer", som for øvrig ikke er oversatt til norsk, og boka "Dynamics of Structure" skrevet av Professor of Civil Engineering ved University of California, Anil K. Chopra (2005). Disse svingningsberegningene utføres med assistanse av en student ved NTNU i Trondheim.

Under arbeidet med disse svingningsberegningene og forskning på svingninger i konstruksjoner generelt, har vi opplevd at dette er et tema som er vanskelig å finne informasjon om her i landet. Årsaken til dette kan være at en slik problemstilling ikke har vært veldig aktuell her til lands foreløpig, og er dermed noe konsulentene og entreprenørene jobber svært lite med til daglig.

Alle tall og antagelser tatt underveis i våre svingningsberegninger baserer seg til enhver tid på innhold gitt i ulike kilder med mer eller mindre samme informasjon og regler. Det er altså ikke gjengitt noe i rapporten som ikke kan forankres i en eller flere troverdige kilder eller presise og seriøse utsagn fra ressurspersoner innenfor dette området.

Tilbygget skal bygges helt inntil eksisterende kjøpesenter. Dette gir noen utfordringer vedrørende hvordan det skal løses med tanke på fundamenteringen. I rapporten gjøres vurderinger om tilbygget skal være adskilt fra eksisterende bygg, eller om det skal sammenkobles. Også her utføres beregninger i Microsoft Excel. Vi beregner her et passende L-fundament med tilhørende plasstøpt vegg- og bjelkesystem.

Kontrollberegninger av forskjellige konstruksjonsdeler i tilbygget er den delen av oppgaven som er relatert til pensum som byggingeniørstudenter ved Høgskolen i Gjøvik. Excel har også blitt benyttet her, der vi har beregnet søylefundamenter i akse B, betongsøyler og hyllebjelker i samme akse og overslagsdimensjonert hulldekker.

Våre problemstillinger er blitt litt forandret i forhold til de som var opplistet i prosjektplanen som ble levert inn i begynnelsen av februar 2010. Problemstillingen som omhandlet knutepunkt hatteprofil/betongsøyle har falt ut da de prosjekterende snudde spennretningen i bygget og dermed valgte en annen løsning i form av hyllebjelker i betong. Prosjektplanen ligger vedlagt denne sluttrapporten, vedlegg D.1.

Denne sluttrapporten er trykt tosidig for å hindre en unødvendig tykk rapport. Videre har vi valgt å bruke ensidig trykk for vedleggene. Dette medvirker til at vedleggene er lettere å bla opp i samtidig som sluttrapporten leses.

Gruppen har også utarbeidet en hjemmeside for bacheloroppgaven.

URL: <http://hovedprosjekter.hig.no/v2010/tol/bygg/ccmarten/>

Under hele arbeidet med sluttrapporten har vi fulgt reglene satt i dokumentet ”Retningslinjer for bacheloroppgave ved Høgskolen i Gjøvik”, datert 10.02.2010.

URL: <http://www.hig.no/student/bacheloroppgave/retningslinjer>

2.2. Metode og gjennomføring

Foruten individuelle arbeidsoppgaver og/eller arbeid sammen i grupper i form av to eller flere deltakere med forskjellige arbeidsoppgaver, som for eksempel utarbeidelse av tegninger eller beregninger, er det også andre metoder vi har benyttet oss av underveis i arbeidet med bacheloroppgaven. Deriblant befaringer på byggeplass, møter med ekstern oppdragsgiver (Norconsult AS, Hamar), møter med utførende entreprenør (Veidekke AS), møter med veileder ved HiG (Harald Fallsen) og regelmessige interne gruppemøter. I tillegg til møter med disse veilederne, har vi også hatt kontakt over telefon og e-post. Møtereferater ligger vedlagt under vedlegg D.

Vi har også ført prosjektdagbok. Denne ligger vedlagt som vedlegg D.13.

Utover dette har vi fått hjelp av noen eksterne og utenforstående parter til forskjellige utfordringer, enten via telefon eller e-post. Disse utenforstående samarbeidspartnerne er for øvrig også nevnt og takket i forordet, pkt. 1.1. Utover dette har vi benyttet troverdige publikasjoner funnet på nett, utgitt av forskjellige universiteter og rådgivende ingeniørfirmaer rundt om i verden. Alt dette i tillegg til annen god internasjonal og nasjonal litteratur i form av lærebøker.

I og med oppgaven stort sett omhandler beregninger og utarbeidelse av tegninger på grunnlag av disse, har vi valgt å bruke dataprogrammene Microsoft Excel og tegneprogrammet Revit Structure til dette. Vi innførte tidlig i gruppen noen enkle retningslinjer som tilsa at all filbehandling og alle dokumenter ble gjort digitalt, slik at samtlige gruppemedlemmer med internettilkobling hadde tilgang til alle filene uansett hvor vedkommende måtte befinne seg. Måten vi la opp dette på var å bruke Fronter som et slags ”prosjekthotell” der vi delte inn området i passende mapper tilhørende hver problemstilling. Et skjermbilde av dette område ligger som vedlegg D.12.

Alle beregninger i denne rapporten er gjort i henhold til Eurokoder med tilhørende nasjonale tillegg og norske forskrifter. I tillegg til disse standardene, har vi benyttet gjeldende teknisk forskrift TEK 07 og veiledning til denne.

Av benyttede Eurokoder vil vi nevne:

Eurokode 1: Laster på konstruksjoner

Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner

Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner

Vi innførte sidemannskontroll som kvalitetssikring tidlig i arbeidet med oppgaven. Slike sidemannskontroller ble utført underveis i arbeidet med regnearkene, tegningene og de andre skriftlige dokumentene. Da disse var slutført utførte vi også en sidemannskontroll av det endelige resultatet. Videre sendte vi noen utvalgte tegninger og beregninger til veileder ved HiG for gjennomsyn, kontroll og tilbakemeldinger. Utover disse kvalitetssikringsrutinene har vi også lagt frem diverse beregninger og tegninger i møter med Norconsult. Måten vi gjorde dette på var å sende dokumenter som skulle gjennomgås i neste møte noen dager i forveien, slik at de hadde mulighet til å se nærmere på det og danne seg et godt nok grunnlag for å gi tilbakemeldinger.

Gruppen har valgt å dele inn bacheloroppgaven i tre deler:

Del A: Beregning av fagverk for forsterkning av tak over gamle kaldtlager CC Mart'n, Gjøvik (side 11)

Del B: Beregning av L-fundament mot eksisterende bygg CC Mart'n, Gjøvik (side 27)

Del C: Kontrollberegning av fundamenter, søyler, dekker og bjelker i tilbygget til CC Mart'n, Gjøvik (side 35)

Sluttrapporten er altså delt inn slik at hver problemstilling har sin egen adskilte del. Vi synes dette ble veldig ryddig og mest hensiktsmessig da disse tre problemstillingene tar for seg tre vidt forskjellige temaer.

Hver og en del er bygd opp i form av en innledning, altså hva den aktuelle rapporten inneholder, problemstilling, diverse antagelser tatt underveis i arbeidet, teori på bakgrunn av aktuell litteratur, konklusjon og tilhørende diskusjon. I tillegg inneholder hver del kildehenvisninger til benyttede kilder, opplisting av eventuelle samarbeidspartnere og vedleggsoversikt. Videre vises det til både tegninger og beregninger underveis i rapportene. Vedleggene er også merket med henholdsvis vedlegg A, vedlegg B, vedlegg C og vedlegg D.

Ved å dele opp sluttrapporten slik står hver og en rapport på egne ben dersom behov, i tillegg til at alt også hører sammen i og med det dreier seg om det samme tilbygget. En kombinasjon av dette skaper en god helhet i oppgaven, men tvinger ikke leseren til å være avhengig av å sette seg inn i den eventuelle uønskede teorien eller de uinteressante beregningene eller problemstillingene. Dersom en leser av sluttrapporten kun er interessert i teori, tegninger og beregninger som omhandler dimensjonering av fagverk for eksempel, kan vedkommende forholde seg kun til Del A: Beregning av fagverk for forsterkning av tak over gamle kaldtlager CC Mart'n, Gjøvik og vedlegg tilhørende denne merket med A.

2.3. Målgruppe

Mottakergruppen av denne rapporten er tenkt å være fagmiljøet her på skolen, samt utenforstående veiledere og samarbeidspartnere. Utover dette kan den også brukes som et oppslagsverk for aktører innen byggebransjen.

Sluttrapporten med vedlegg sendes i papirformat og digitalt til oppdragsgiver. Videre leveres det 3 papireksemplarer til skolen i tillegg til en digital innlevering i Fronter. Sluttrapporten vil være tilgjengelig på biblioteket her ved Høgskolen i Gjøvik, både online og i papirformat.

Gruppe 1

Einar Ask-Henriksen, Audun Gullik Hovrud, Thomas Gullaug og Trond R. Næsset

Del A: Beregning av fagverk for forsterkning av tak over gamle kaldtlager CC Mart'n, Gjøvik



3.1. Innledning

Bakgrunnen for dette dokumentet er at vi skulle konstruere og dimensjonere et fagverk som skal bære takkonstruksjon ved CC Mart'n Gjøvik. Dette er en av våre problemstillinger i bacheloroppgaven. Vi har beregnet fagverket i Focus Konstruksjon, samt modellert det i Revit Structure. I tillegg har vi beregnet en omtrentlig pris på disse fagverkene ferdig montert på byggeplass. Disse beregningene danner grunnlaget for en sammenligning av stålfagverk kontra betongdragerere, da det allerede er prosjektert med en slik drager i form av en NIB 1800, som er en normert parallell i-bjelke i betong. For øvrig er det verdt å nevne at det totalt skal leveres 14 fagverk/dragere. Se vedlegg A for oversiktsbilde av CC Mart'n (rendering av en 3D-modell).

4.1. Problemstilling

Kan et stålfagverk konkurrere prismessig med en NIB 1800 ved forsterkning av eksisterende takkonstruksjon, også med tanke på eventuelle fremtidlige bruksområder?

5.1. Brannbeskyttelse av fagverk

Når det gjelder krav til brannmotstand for denne konstruksjonen, har vi fått oppgitt av Norconsult at det er R90. Det vil si at den bærende konstruksjonen skal ha en kapasitet mot brann i 90 minutter. Kravene er hentet ut ifra en antagelse om et fremtidig videre påbygg i form av salgslokaler. Gruppen har kontrollert valg av krav til brannmotstand, og kommet frem til samme konklusjon listet opp i tabell A.1.

Tabell A.1. Brannklassifisering av fagverket

| Virksomhet | Risikoklasse | Ant. etasjer | BKL | Brannmotstand |
|-------------|--------------|--------------|-----|---------------------------|
| Salgslokale | 5 | 3 | 3 | R90 (bærende hovedsystem) |

(Kilde: Veiledning til teknisk forskrift, § 7-22, tabell 2 og 3, samt § 7-23 tabell 1)

Etter å ha kontaktet Thermax AS, har vi fått tilgang på priser av brannbeskyttelse av de aktuelle profilene. Excel-arket i vedlegg A.1, viser vår prisberegning av brannisolering av fagverkene. For å holde brannkravet på R90, må stålet brannisoleres med Conlit 150 brannisolasjon. Dette gjelder både staver og gurter. Slike Conlit plater er hardpressede Rockwool plater. Vanlig festemetode av platene til stålet er med sveisepinner.

Tabell A.2 gjengitt under, viser tykkelsen på brannisoleringen.

Tabell A.2. Tykkelse brannisolering

| Materiale | Profil | Godstykkelse | Materialtykkelse i mm |
|------------|--------|--------------|-----------------------|
| Conlit 150 | HE340B | | 20 |
| Conlit 150 | HE300A | | 25 |
| Conlit 150 | HUP140 | 5 | 25 |
| Conlit 150 | HUP140 | 10 | 50 |

Når det gjelder de antatt benyttede dimensjonene i fagverket, vises det her til vedlegg A.2 og A.3. Vedlegg A.2 er beregningene i Focus Konstruksjon, mens vedlegg A.3 er oppriss og 3D modell av fagverket.

6.1. Lastberegninger og dimensjonering av fagverket

6.1.1. Beregning av snølast på eksisterende tak på kaldtlager

Det eksisterende taket blir lavere enn takene rundt, ca 3,5 m mot glasstaket og 6,5 m mot nybygget. Dette vil føre til kraftig oppfonning av snø mot kantene. Ettersom denne delen av bygningen i tillegg er bygget på 60-tallet, vil de eksisterende takbjelkene ikke være godkjent for dagens krav. Vi har fått oppgitt at disse bjelkene er dimensjonert for en snølast på $1,5 \text{ kN/m}^2$. For snølastberegninger vedr. eksisterende tak, se vedlegg A.4, samt vedlegg A.5 for skisse av dette snølastbildet.

6.1.2. Beregning av nytt tak over kaldtlager. Antagelser og dimensjonering

Fagverkets spennvidde antas til å være 22,5 m. Det er ønskelig fra tiltakshavers side at fagverkene skal ha en nettohøyde på 1,8 m. De eksisterende SIBene er lagt med en senteravstand på 7 m. Gruppen har antatt samme akseavstand/lastbredde for fagverkene. Her vises det til vedlegg A.2 som er beregning av fagverkene foretatt i Focus Konstruksjon, samt figur A.1.



Figur A.1. Takplan gamle kaldtlager. Foto: Audun Hovrud

6.1.3. Lastberegningene for fagverket

Fagverkene vil bli belastet med hulldekkelementer HD 220, som har en egenvekt på $3,0 \text{ kN/m}^2$. I tillegg regner vi med en ekstra egenlast på $1,0 \text{ kN/m}^2$, som dekker fuge mellom hulldekkene, isolasjon, tekking og evt. tekniske føringer. Snølasten er beregnet ut i fra et fagverk som kommer i tilnærmet lik høyde med glasstaket mot øst og 3,2 m under nybygget mot vest. Her vil det bli fare for oppfonning av snø i mot nybygget. Fagverkene blir også kontrollert mot en nyttelast (her: butikklast), på $5,0 \text{ kN/m}^2$ i stedet for snølasten. Med dette lasttilfelle tar vi høyde for en eventuell videre påbygging senere. Det vil da være aktuelt med en etasje med tilsvarende næring. Vi har antatt butikklast som det verst tenkelige tilfellet.

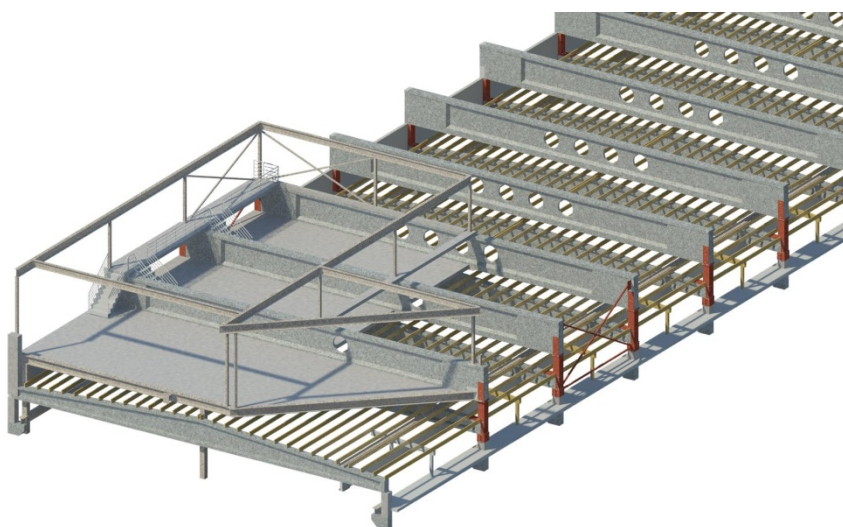
Se vedlegg A.6 for disse lastberegningene, samt vedlegg A.7 for skisse av snølastbildet som kan oppstå ved ny konstruksjon. Vedlegg A.9 viser snitt B av nybygg Møbelindustrien (tegningsnummer B-2010) tegnet av Norconsult, Hamar. På dette snittet er det tegnet inn den først antatte løsningen med en IB 2000 profil, men prinsippene og utformingen ellers er uforandret.

Konklusjonene som følger senere i rapporten er basert på snølast eller butikklast.

6.1.4. Antagelser vedr. teknisk rom

Det tekniske rommet antar vi at skal belaste den eksisterende hovedbæringen. Dette gjøres for å kunne forenkle beregningen av fagverkene og det gamle taket som ved ny hovedbæring ikke får noen annen nyttelast. Vi påfører derfor lasten fra det tekniske rommet på denne bæringen. Det er også behov for ekstra takhøyde i dette rommet, og det passer derfor bra at gulvet er på høyde med det gamle taket.

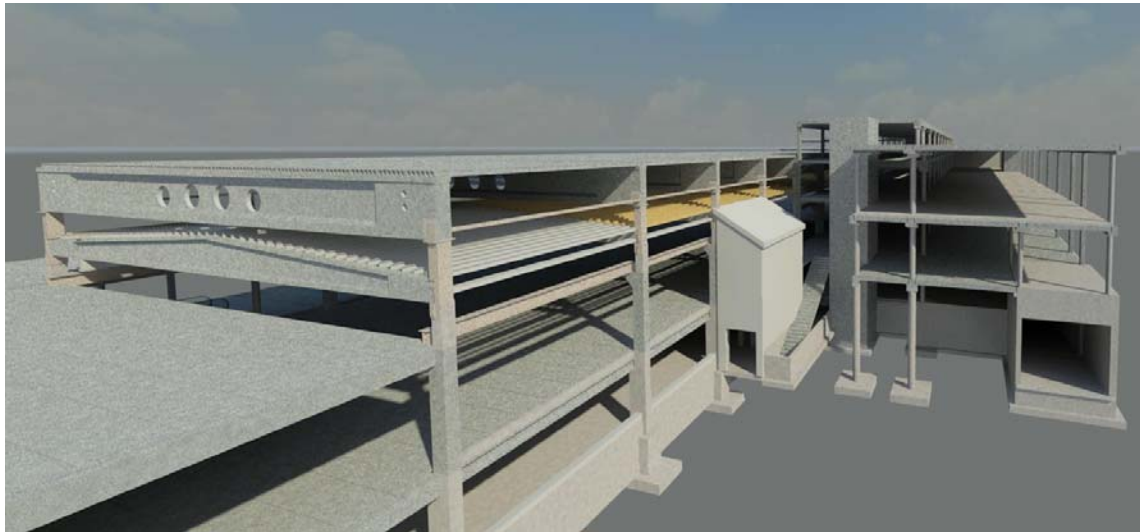
Vedlegg A.10 viser snitt A av nybygg Møbelindustrien (tegningsnummer B-2000), også tegnet av Norconsult, Hamar. På dette snittet vises det tekniske rommet vi antar blir belastet eksisterende takkonstruksjon. Se figur A.2 for Norconsults prosjekterte og benyttede løsning.



Figur A.2. Renderingen viser det tekniske rommet. Dette blir belastet NIB 1800. (Rendert og modellert av Norconsult AS, Hamar. Gjengitt med tillatelse.)

Under beregningen av fagverkene, har vi tatt hensyn til at nedbøyningen på disse ikke kan bli for stor da dette kan resultere i at lastene likevel belastes eksisterende bæring. Dersom dette skjer, er jo poenget borte med ny bæring, og et eventuelt brudd kan oppstå. Nedbøyningen vil være med på å bestemme kotehøyden på opplegget for fagverket. Også her vises det til beregninger gjort i Focus Konstruksjon, vedlegg A.2. Nedbøyningen på dette fagverket tilsvarer $L/360$, noe som kan karakteriseres som en tilfredsstillende stiv konstruksjon.

Illustrasjonen under viser innlagt NIB 1800 over eksisterende takkonstruksjon.



Figur A.3. Rendering av ny bæring i form av NIB 1800 betongdragere. (Rendert og modellert av Norconsult AS, Hamar. Gjengitt med tillatelse.)

Der HD-elementene skal endeskjøtes på overgurten, velger vi å legge en fuge mellom elementene. Denne fugen armeres og støpes ut for å ivareta kraftoverføringen. I og med at vi har benyttet en overgurt HE340B, vil vi ha 300 mm til rådighet hva opplegg for elementene angår. Benytter derfor en 100 mm fuge. Vi antar oppstikkende påsveiste pigger på overgurt $\geq \text{Ø}16$ mm. Hvert hulldekkelement vil da få en oppleggslengde på 100 mm. Denne løsningen hindrer i tillegg utknekning.

7.1. Svingningskontroll av fagverk og teori vedr. svingningsberegninger generelt

Som et ledd i vår forskningsprosess i bacheloroppgaven, har vi sett nærmere på svingninger som kan oppstå i det beregnede stålfagverket. Disse beregningene har vi gjort med assistanse fra en student ved NTNU i Trondheim. Etter tips fra denne samarbeidspartneren har vi benyttet litteratur som "Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 2: Trafikklast på bruer" (2010), og den engelske boka "Dynamics of Structure" (Professor of Civil Engineering ved University of California, Anil K. Chopra 2007), i tillegg til den norske boka "Svingning av konstruksjoner" (Bergan, Larsen og Mollestad 1986). Andre relevante kilder benyttet underveis blir vist til fortløpende gjennom rapporten.

Svingningsberegninger blir en mer og mer aktuell problemstilling vedrørende dimensjonering og prosjektering av konstruksjoner. Det er flere årsaker til dette, deriblant økende materialkvaliteter som igjen fører til mindre tverrsnitt og dermed lavere vekt i konstruksjonene. Dette, samtidig som at det oppleves en stadig større etterspørsel om økende spennvidder av bæresystemer på grunn av kundenes ønsker om større og mer åpne gulvarealer, som kan oppnås ved å redusere bruken av søyler ned til et minimum. Svingninger og vibrasjoner i bygninger er sjeldent dimensjonerende i bruddgrensetilstanden, og er derfor i all hovedsak en problematikk som gjelder for bruksgrensetilstanden. Det vil si at svingninger og vibrasjoner i konstruksjoner sjeldent fører til brudd, men kan oppleves som ubehagelig for brukerne av bygget.

Det beregnede stålfagverket med et spenn på 22,5 m kan sammenlignes med en gangbru når det gjelder laster og svingninger som skapes av menneskelast. I et eventuelt butikklonale som kan bygges på dette gulvet senere, vil det bli noe last og svingninger som skapes av mennesketrafikk. Likevel er ikke dette nødvendigvis snakk om noen nevneverdige store svingninger, da mennesker i et kjøpesenter ikke nødvendigvis går i takt. I følge standarden skaper mennesker i grupper svinginger mellom 1-3 Hz, altså 1-3 svinginger i sekundet.

Det finnes forskjellige normer for frekvenser. Vi skiller da mellom tribuner, gymsaler, dansesaler osv. Svingninger i rom med personer blir først og fremst gjeldende dersom folkemengden begynner å bevege seg i takt.

Frekvensen på 3 Hz som dannes av en gruppe mennesker, bygger mest sannsynlig på noen mer detaljerte og spesifikke målinger. I en publikasjon utgitt av "Structural and Material Computational Mechanics Department" ved Université Libre de Bruxelles og "Ney & Partners, Structural Engineering sa/nv", begge fra Brussel i Belgia, (C. Melchor Blanco, Ph. Bouillard, E. Bodarwè og L. Ney 2005, s. 2) nevnes det følgende frekvenser skapt av fotgjengere/mennesker i bevegelse:

| | |
|-------------------------------------------------------------|---------------|
| Normalfrekvens av mennesker i bevegelse ligger på mellom: | 1,6-2,4 Hz |
| 50 % av mennesker i bevegelse utgjør en frekvens på mellom: | 1,9-2,1 Hz |
| 95 % av mennesker i bevegelse utgjør en frekvens på mellom: | 1,65- 2,35 Hz |

I følge samme publikasjon nevnes det at den 1. harmoniske svingningsbevegelsen nærmest øker proporsjonalt med antall mennesker som beveger seg i takt. Svingningsbevegelsene reduseres ettersom de harmoniske stadiene øker. Det er altså i det 1. harmoniske stadiet de største svingningene opptrer. Se neste side for illustrasjoner av disse stadiene (figur A.4-A.6).

Figur A.4-A.6 under illustrerer disse ulike stadiene for svingninger.



Figur A.4. 1. harmoniske svingningsbevegelse



Figur A.5. 2. harmoniske svingningsbevegelse



Figur A.6. 3. harmoniske svingningsbevegelse

”Footbridges: Pedestrian induced vibrations”, utgitt av RWDI, som er et rådgivende ingeniørfirma med hovedkontor i Ontario, Canada (Stoyan Stoyanoff, Ph.D., P.Eng., Project Director og Mark Hunter, C.E.T., Principal 2006, s.1), er en annen publikasjon som også er funnet på internett som omhandler samme tematikk. Likevel er det en viss forskjell på oppgitte frekvenser skapt av mennesker i bevegelse. I denne publikasjonen står det at en vanlig frekvens som skapes av mennesker i bevegelse ligger på mellom 1,5-4 Hz. Disse dynamiske lastene blir altså skapt av mennesker i bevegelse, enten i form av jogging, gange eller hopping.

På bakgrunn av disse publikasjonene, har vi grunnlag for å si at verdien 1-3 Hz som står i Eurokode 1, punkt 5.7, dekker de fleste frekvensområdene som kan oppstå i lokaler der mennesker oppholder og beveger seg. Likevel er dette å beregne som en meget sikker og overdreven påkjent frekvens. Vi antar derfor på bakgrunn av Blanco, C. Melchor, Ph. Boullars, E, Bodarwèved og L. Ney (2005, s.2) at normalfrekvensen skapt av mennesker ligger på maksimum 2,4 Hz.

Standarden behandler også et punkt kalt komfortkriterier for svingninger. Slike kriterier kan enten spesifiseres i det nasjonale tillegget, eller spesifiseres for hvert enkelt prosjekt. Dersom svingningsfrekvensen er over 3 Hz, altså en rask frekvens, føles denne relativt trygg og behagelig. En treg frekvens derimot, altså en frekvens der hver svingning tar flere sekunder, føles heller usikker og er mer merkbar. For svingningskontroll av stålfagverket, se vedlegg A.11.

Et hefte ved navn ”Dimensjonering av bygninger utsatt for vibrasjoner” utgitt av RIF, Rådgivende Ingeniørers Forening (Morten Gjestvang, Bjørn Arve Lund og Øystein Løset 2003), tar for seg nettopp dette med svingningsberegninger av konstruksjonsdeler. Nærmere bestemt tar dette heftet for seg krav til dekker i bygg. Videre antar vi at det er tilnærmet like krav til hovedbæringen som for dekkene.

Slike stålfagverk vi her har prosjektert er sveiste konstruksjoner, der stavene er sveiset til gurtene. For øvrig helsveises det der gurtene skjøtes. En slik sveiset stålkonstruksjon kan betraktes som en fjær uten dempning. Det vil si at det skal veldig lite til for at fagverket kommer inn i en egensvingning dersom egenfrekvensen stemmer med påført frekvens som dannes av påført last. Dersom dette fagverket hadde vært boltet sammen i alle knutepunkter i stedet for sveis, ville den hatt en form for egendempning slik som betong har.

Hvert enkelt materiale og materialtype/utforming har forskjellige dempningstall. Tabell A.3 under viser disse dempningstallene.

Tabell A.3. Dempningstall

| ζ | Materiale |
|------------|---------------|
| 0,01-0,04 | Armert betong |
| 0,01 | Spennbetong |
| 0,005-0,04 | Stål |

(Kilde: Hefte ”Dimensjonering av bygninger utsatt for vibrasjoner” utgitt av RIF, s. 17. Gjengitt med tillatelse)

Gjestvang, (Multiconsult AS), Lund (Reinertsen Engineering AS) og Løset (Dr. techn. Olav Olsen AS) (2003, s. 17), skriver følgende om dempningstallene: “Det henvises generelt til litteraturen for andre typer dempningsmodeller, spesielt nevnes Rayleigh dempning. Ved utvidet kontroll bør man foreta særlige vurderinger av dempning og dempningstall.”

Videre står det skrevet at det første den prosjekterende må gjøre er å ta en vurdering om konstruksjonen har eller bør få sin egenfrekvens lavere eller høyere enn de påtrykte frekvensene. ”For konstruksjoner utsatt for menneskelig aktivitet fra tid til annen, vil det i de fleste tilfeller være riktig at de påtrykte frekvensene er lavere enn konstruksjonens største egenfrekvens. Derimot vil det for konstruksjoner utsatt for kontinuerlige vibrasjoner være riktig at egenfrekvensen er lavere enn de påtrykte frekvensene.”

Da det ikke er lett å velge et av disse utfallene for CC Mart’n, Gjøvik, velger vi å fortsette å forholde oss til grenseverdien 2,4 Hz. Det er viktig at materialets egenfrekvens ikke blir påvirket av den påtrykte i så stor grad at det oppstår resonans. Det vil si at frekvensene blir like og nærmest jobber sammen for å skape større svingninger.

Når det gjelder analysemetode, forenklet, utvidet eller grundig analyse, stilles det følgende krav i samme kompendium (s.25): ”Dersom egenfrekvensen er mellom 0,8 og 1,25 ganger påtrykt frekvens (dvs. $0,8 < \text{påtrykt frekvens i Hz} < 1,25$), anbefales grundig analyse”. Slik gruppen forstår dette punktet, kan denne klausulen kun benyttes dersom påtrykt frekvens er kjent. Ved å multiplisere den da antatt kjente påtrykte frekvensen med hhv. 0,8 og 1,25, kan man finne ut konstruksjonsdelens nødvendige egensvingningsfrekvens.

På bakgrunn av dette heftet har vi benyttet en såkalt forenklet metode for denne type beregninger, noe vi antar er på den sikre siden: ”Laveste egensvingefrekvens beregnes, der massene fra egenvekter og permanente laster tas med” (Gjestvang, Lund og Løset 2003, s. 28)

Denne publikasjonen sier videre at dersom den beregnede egensvingefrekvensen er større eller lik de verdier gitt i tabell A.4 som følger, vil denne konstruksjonsdelen normalt oppfylle krav i bruksgrense- og bruddgrensetilstand. Kort fortalt vil dette si at dersom dette kravet oppfylles, stilles det ingen ytterligere kontroll for dynamiske laster.

Tabell A.4. Frekvenskrav

| Konstruksjonsdel i type bygning | Laveste egenfrekvens |
|-------------------------------------------------------------------------|----------------------|
| Bolig | 5,5 Hz |
| Kontorer | 4 Hz |
| Arealer med sport og danseaktiviteter | 8 Hz |
| Laboratorier og verksteder med følsomt utstyr | 10 Hz |
| Publikumstribuner Arealer med stående forsamlinger eller faste seter | 7,5 Hz |
| Konsertarena | 9 Hz |

(Kilde: Hefte ”Dimensjonering av bygninger utsatt for vibrasjoner” utgitt av RIF, s. 28. Gjengitt med tillatelse)

8.1. Prisberegning av fagverkene

Vi kontaktet Næsset Mek. verksted AS, som er en stålentreprenør lokalisert på Østlandet, for å få en antatt pris på disse fagverkene ferdig montert på byggeplass ved CC Mart'n, Gjøvik. Prisen er gitt på grunnlag av antatt nattarbeid. Vi har kalkulert med en 90 tonns fagverkskran som kan stå fritt oppstilt på byggeplass også på dagtid. Antatt tidsforbruk på stålmontasjen er to arbeidsdager. For øvrig er prisen basert på stålpriser (råvarepris) per mars 2010.

Som nevnt tidligere i dokumentet kontaktet vi i tillegg Thermax AS angående pris på brannisolering av stålet. Prisen på brannisoleringen av stålet må økes med 30-40 % dersom også disse arbeidene må gjøres om natten, noe gruppen anser som lite sannsynlig.

Gruppen har kommet frem til følgende pris:

| | |
|-------------------------------------------------------------------------|------------|
| Fagverk montert på byggeplass (dvs. transport, montering og kran inkl.) | ≈ 75 000,- |
| Brannisolering (Conlit 150, ferdig utført på byggeplass) | ≈ 9 510,- |

| | |
|---------------------------------------------|-------------------|
| <u>Totalpris pr. fagverk ferdig montert</u> | <u>≈ 84 510,-</u> |
|---------------------------------------------|-------------------|

Alle priser er eks. mva.

9.1. Diskusjon

Rådgivende ingeniør byggteknikk har på tross av at stålfagverkene er billigere valgt å benytte prefabrikkerte betongdragere. Årsaken til dette er at det var et sterkt ønske om en tung konstruksjon med tanke på vibrasjoner og svinginger. Dette er spesielt aktuelt dersom det blir videre påbygg i form av butikklokaler. I tillegg ønsket de å ha kun en leverandør når det gjelder det bærende systemet.

Dersom vi skulle prosjektert denne takkonstruksjonen, ville vi undersøkt mer detaljert rundt valg av betong kontra stål. Dette skyldes selvfølgelig det store kostnadssprøket mellom disse to materialene. Her ser vi en mulighet for en besparelse på inntil 500 000,-. Se vedlegg A.8. Videre vil vi derfor diskutere og vurdere valg av bæring.

I og med at hvert enkelt fagverk beregnet i denne rapporten koster ca 35 500,- mindre enn pr. betongdrager, har vi relativt mye å gå på når det gjelder pris. Vi kunne dermed økt vekten på fagverket med nesten 2300 kg, og dermed økt stivheten, men fremdeles hatt en lavere pris. Beregnet kilospris her er omtrentlig 15,5 kroner ferdig brannisolert og montert. Ved å øke vekten av fagverket (øke dimensjonene på gurer og staver), ville vi oppnådd et enda stivere fagverk med mindre svingninger. Dersom et slikt tiltak skal få en positiv virkning hva svingninger angår, må den prosentvise økningen av stivheten overstige vekten.

Gruppen har foretatt svingningsberegninger både av fagverket og betongdrageren. Se vedlegg A.11 og A.12. Videre har vi regnet ut betongdragerens bøyestivhet på grunnlag av arbeidstegning med tegningsnummer NIB-1-1, tegnet av Spenncon AS, Hønefoss, vedlegg A.15. For øvrig regnet vi ut en ca. armeringsmengde før vi fikk tilgang til denne tegningen. Denne utregningen finnes i vedlegg A.14. For vår utregning av bøyestivheten, se vedlegg A.13. Bøyestivheten i svingningsberegningen er basert på Spenncons korttids E-modul.

Som beregningen viser, er betongdragerens egensvingningsfrekvens ca. 0,4 Hz større enn stålfagverkets. Det vil si at betongdrageren og stålfagverket har en tilnærmet lik opptredende svingning sett bort ifra materialets dempningssegenskaper. Som kommentert tidligere kan eventuelle langsomme svingninger i noen tilfeller oppleves som mer ubehagelig og mer merkbare enn kjappe svingninger. Disse beregnede svingningene vurderes som relativt kjappe og er dermed lite merkbare her.

I følge Gjestvang, (Multiconsult AS), Lund (Reinertsen Engineering AS) og Løset (Dr. techn. Olav Olsen AS) (2003), skal beregnet egensvingningsfrekvens "være større eller lik de verdier som er gitt i tabell 3" (her: tabell A.4). Videre skrives det at dersom dette kravet innfris, "vil konstruksjonsdelen normalt oppfylle krav i bruksgrense- og bruddgrensetilstand, relatert til virkning av harmoniske laster". Det er ikke oppgitt noen verdi for laveste egenfrekvens for salgslokaler verken i denne tabellen eller andre steder. Vi antar derfor at den er 2,4 Hz, som er en normalfrekvens skapt av mennesker som nevnt tidligere.

Etter våre beregninger oppfyller både fagverket og betongdrageren dette kravet, med marginer på hhv. 1,17 Hz og 1,55 Hz:

Egensvingningsfrekvens stålfagverk: $3,57 \text{ Hz} > 2,4 \text{ Hz}$, dvs. OK

Egensvingningsfrekvens betongdrager: $3,95 \text{ Hz} > 2,4 \text{ Hz}$, dvs. OK

I det nye tilbygget som skal bygges rett ved siden av og en etasje høyere enn dette taket/gulvet som fagverket bærer, skal romme et treningsstudio i den øverste etasjen. Det er vanskelig å forutse akkurat hvordan en eventuell senere påbygging av dette taket gjøres og hva dette eventuelle påbygget kommer til å romme. Vi har blitt fortalt at dette skal dimensjoneres for butikklast, altså har det veldig liten innvirkning på svingningene som dannes i hovedbæringen som nevnt tidligere.

På tross av dette ville vi som prosjekterende økt stivheten i fagverket for å gjøre det enda stivere for å være på den sikre siden. Ved å gjøre dette, har man i tillegg forsikret seg mot eventuelle svingninger og laster som kan dannes dersom det en gang blir vedtatt å utvide det nevnte treningsstudioet. Svingninger som dannes fra treningsstudio er mye høyere enn fra butikker, da mennesker ofte beveger seg i takt i slike lokaler. Mennesker i treningsstudio/aerobicsaler kan skape svingninger på hele 8 Hz, noe som tilsier at konstruksjonen må ha en egensvingningsfrekvens på $>8 \text{ Hz}$. Viser her til tabell A.3 for frekvenskrav.

Tiltaket med å øke fagverkets vekt for å redusere svingninger og øke stivheten støttes også i publikasjonen nevnt tidligere i rapporten utgitt av RWDI: "Increasing the weight of the footbridge will reduce the influence of human-induced vibration. A proportional increase in stiffness is required to maintain the natural frequency" (Stoyanoff og Hunter 2006, s.2). Her nevnes det også andre forslag til forbedringer, derav: avstivning av konstruksjonen i den retningen som kreves, redusering av spennvidde eller montasje av såkalte dempende systemer. Disse dempende systemene blir stilt inn på eksakte frekvenser eller eventuelt kan disse stilles inn til å dekke et helt spekter av frekvenser. Det står videre at slike systemer kan ettermonteres på allerede eksisterende konstruksjoner som et korrigerende tiltak.

Dersom det kun blir fokusert på nedbøyning, vil et annet alternativ enten i tillegg til økte dimensjoner, eller ved bruk av de beregnede dimensjonene, være å produsere fagverket i verkstedet med en overhøyde som tilsvarer nedbøyningen som dannes med kun egenlast. Ved et slikt tiltak vil endelig nedbøyning reduseres betraktelig, men det vil samtidig fordyre produksjonen en del.

Oppleggsdetaljer for den nye hovedbæringen er prosjertert og detaljert av Norconsult AS, Hamar. Denne utformingen og løsningen er mer eller mindre uavhengig av materialvalg for hovedbæring. Det vil si at oppleggsdetaljene ville blitt omtrent det samme for stålfagverk som for betongdrageren. Opplegget for betongbjelken er som vist på figur A.7 og A.8, en såkalt gaffellagring. For et fagverk ville dette knutepunktet vært utført i form av en topplate med hull til bolter. Muligens ville selve opplegget/konsollen også vært noe slankere.



Figur A.7. Oppleggsdetaljer for NIB 1800. (Rendert og modellert av Norconsult AS, Hamar. Gjengitt med tillatelse.)



Figur A.8. Gaffellagring for NIB 1800 montert ved CC Mart'n, Gjøvik. Foto: Audun Hovrud

10.1. Konklusjon

| | |
|-------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Pris pr. fagverk: | 84 510,- eks. mva., inkl. brannisolering og montering |
| Benyttede dimensjoner: | Overgurt: HE340B Undergurt: HE300A Staver ved opplegg: HUP 140x140x10 mm (4 stk totalt) Staver ved ”midte”: HUP 140x140x5 mm (8 stk totalt) |
| Spennvidde fagverk: | 22,5 m |
| Akseavstand: | 7,0 m |
| Høyde fagverk: | 1,8 m totalhøyde |
| Totalvekt fagverk: | 5418 kg eks. plater (stegavstivere osv.) 5475 kg inkl. plater (anslagsvis 1 % av beregnet vekt) |
| Egensvingningsfrekvens: | 3,58 Hz |

Vi har fått oppgitt at pris på NIB 1800 er ca. 120 000,- pr. bjelke ferdig montert eks. mva. Konklusjonen blir derfor at vårt beregnede stålfagverk er konkurransedyktig prismessig i dette tilfellet. Viser til vedlegg A.8 som viser totalpris og prisdifferanse.

Som nevnt over har stålfagverket en egensvingningsfrekvens på 3,58 Hz, mens betongdrageren har en egensvingningsfrekvens på 3,95 Hz. Begge er utenfor den antatt påtrykte frekvensen på 2,4 Hz. Gruppen anser det derfor som lite sannsynlig at resonans oppstår ved bruk av disse hovedbæringene i dette tilfellet.

11.1. Kildehenvisninger, del A

Bergan, Pål G., Per Kr. Larsen og Egil Mollestad (1986). *Svingning av konstruksjoner*. Trondheim: Tapir

Betongelementforeningen (2005-2010). *Betongelementboken*.

URL: <http://www.betongelement.no/betongbok/default.asp> (februar-mai 2010)

Blanco, C. Melchor, Ph. Boullars, E, Bodarwèved og L. Ney (2005). *Structural dynamic design of a footbridge under pedestrian loading*. Belgia: Structural and Material Computational Mechanics Department ved Université Libre de Bruxelles i samarbeid med Ney & Partners, Structural Engineering sa/nv.

URL: http://mecanique.in2p3.fr/JU-samtech/proceedings/02_11_ULB_Bouillard/02_11_ULB_Bouillard.pdf (28.04.2010)

Chopra, Anil K. (University of California) (3. utgave, 2007). *Dynamics of Structure*. San Francisco, California: Pearson Prentice Hall

Fallsen, Harald B. (2009). *Konstruksjonslære I*. Gjøvik: Høgskolen i Gjøvik

Fallsen, Harald B. (2009). *Konstruksjonslære II*. Gjøvik: Høgskolen i Gjøvik

Fallsen, Harald B. (2010). *Stål- og trekonstruksjoner*. Gjøvik: Høgskolen i Gjøvik

Gjestvang, Morten (Multiconsult AS), Bjørn Arne Lund (Reinertsen Engineering AS) og Øystein Løset (Dr. techn. Olav Olsen AS) (2003). *Dimensjonering av bygninger utsatt for vibrasjoner*. Oslo: RIF, Rådgivende Ingeniørers Forening.

Norsk Stålforbund (2008). *Stål Håndbok, Del 1: 2008*.

Norsk Standard (2009). *Eurokode 3: Dimensjonering av stål-konstruksjoner (2. del)*

Norsk Standard (2010). *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner*

Stoyanoff, Stoyan, Ph.D og Mark Hunter, C.E.T., principal (2006). *Footbridges: Pedestrian induced vibrations*. Ontario, Canada: RWDI.

URL: <http://www.rwdi.com/cms/publications/34/t15.pdf> (27.04.2010)

TEK (2007). *Forskrift om krav til byggverk og produkter til byggverk* [online] Lovdata. URL: <http://www.lovdata.no/for/sf/kr/kr-19970122-0033.html> (februar-mai 2010)

TEK (2007). *Veiledning til Teknisk Forskrift*. 4. utgave mars 2007

12.1. Samarbeidspartnere, del A

DBC Bygg AS. Byggeteknisk konsulent-virksomhet og prosjektledelse.

URL: <http://www.dbcbygg.no>

Hans Kristian Jorde. Student ved NTNU i Trondheim

Næset Mek. verksted AS. Stålentreprenør lokalisert på Jevnaker i Oppland.

URL: <http://www.nasset.no> / <http://www.nassetmek.no>

Spenncon AS. Leverandør av råbygg i form av prefabrikkert betong.

URL: <http://www.spenncon.no>

Sweco AS. Internasjonalt konsulentselskap.

URL: <http://www.sweco.no>

Thermax AS. Kompetanse på de aller fleste områder innen brannsikring.

URL: <http://www.thermax.no>

13.1. Oversikt over vedlegg, del A

Vedlegg A.: Oversiktsrendering av CC Mart'n, Gjøvik

Vedlegg A.1: Excelark vedr. pris på brannisolering

Vedlegg A.2: Beregning av fagverkene i Focus Konstruksjon

Vedlegg A.3: Oppriss og 3D modell av fagverket tegnet i Revit Structure

Vedlegg A.4: Snølastberegninger eksisterende takkonstruksjon

Vedlegg A.5: Skisse av snølastbilde eksisterende tak

Vedlegg A.6: Lastberegninger ny takkonstruksjon

Vedlegg A.7: Skisse av snølastbilde ny takkonstruksjon

Vedlegg A.8: Totalpris og prisdifferanse

Vedlegg A.9: Snitt B av nybygg Møbelindustrien (tegningsnummer B-2010), tegnet av Norconsult AS, Hamar.

Vedlegg A.10: Snitt A av nybygg Møbelindustrien (tegningsnummer B-2000), tegnet av Norconsult AS, Hamar.

Vedlegg A.11: Svingningskontroll av fagverk

Vedlegg A.12: Svingningskontroll av NIB 1800

Vedlegg A.13: Utrekning av bøyestivheten for NIB 1800

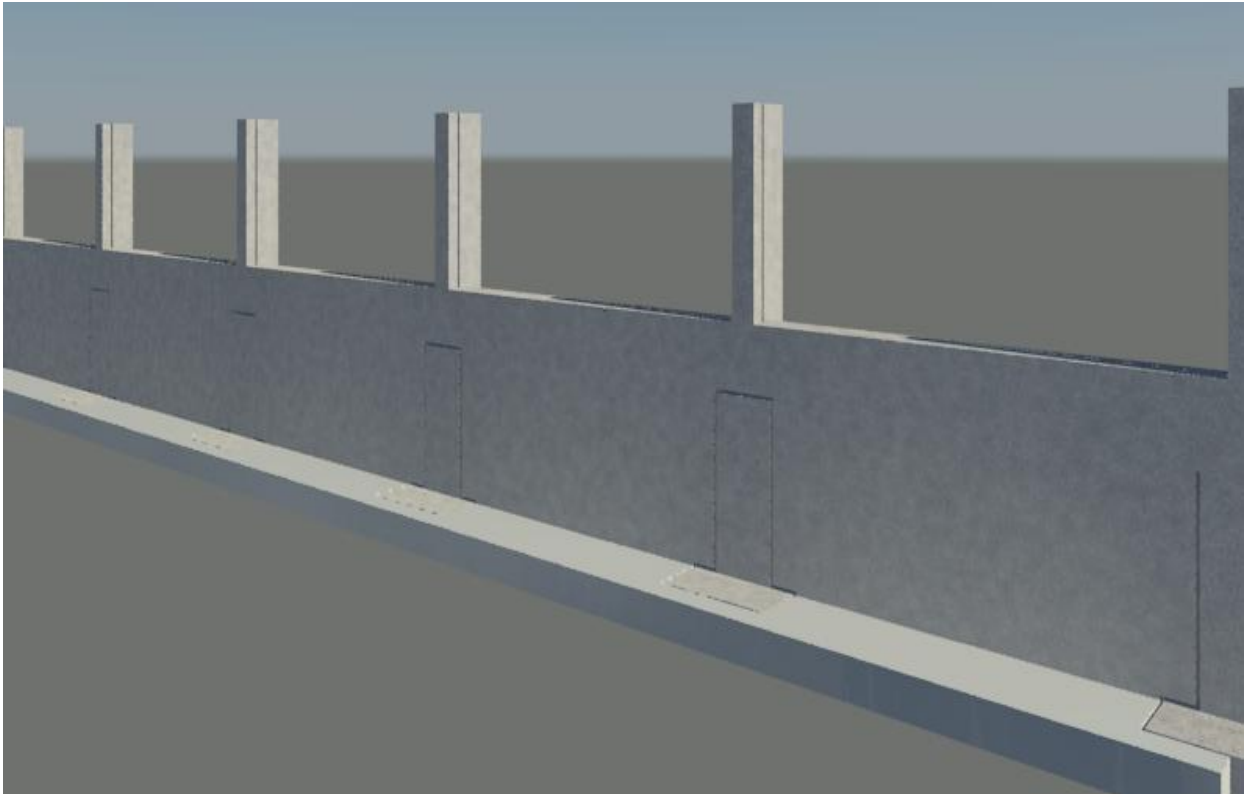
Vedlegg A.14: Utrekning av armeringsmengden i NIB 1800

Vedlegg A.15: Tegning av NIB 1800, tegnet av Spenncon AS. (Vedlagt med tillatelse.)

Gruppe 1

Einar Ask-Henriksen, Audun Hovrud, Thomas Gullaug og Trond R. Næsset

Del B: Beregning av L-fundament mot eksisterende bygg CC Mart'n, Gjøvik



14.1. Innledning

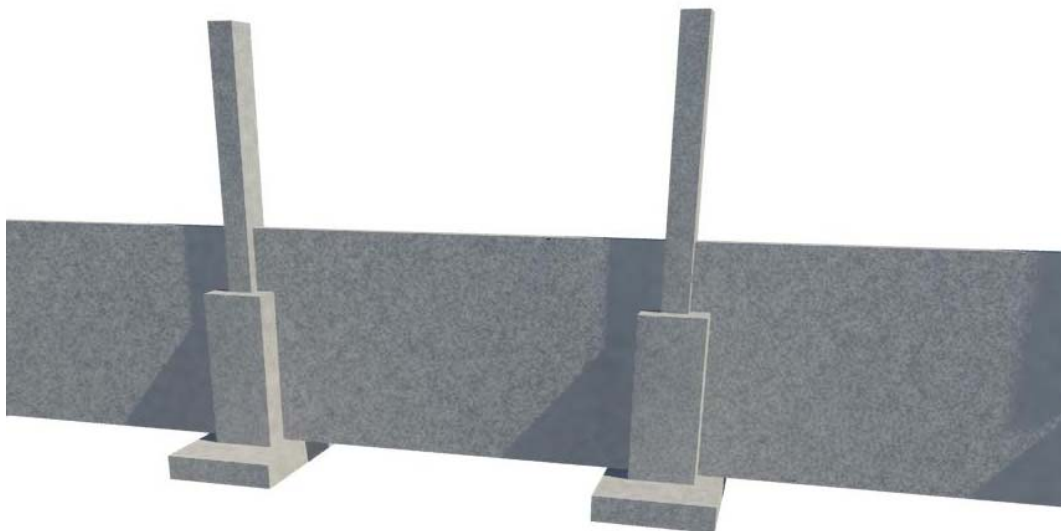
Utgangspunktet for disse beregningene er tegninger av eksisterende bygg og planlagt bygg fra Norconsult AS, Hamar. Se vedlagt tegning med tegningsnummer B-2001 rev. H 2, som viser snitt av tilbygget, vedlegg B.1. Eksisterende fundament har kapasitet til å ta laster fra forsterket tak, men ikke laster fra tilbygg. Derfor har vi valgt å lage det nye fundamentet som en L mellom eksisterende fundamenter med en bjelke over eksisterende fundament. Eksentrisiteten som oppstår blir tatt opp av gulv i ny parkeringskjeller og eksisterende gulv på grunn i det gamle kaldtlageret. Dette er den andre problemstillingen i vår bacheloroppgave. Beregninger er utført ved hjelp av Excel og fundamentet er modellert i Revit Structure. Se vedlegg B.2-B.6.

15.1. Problemstilling

Beregning av fundament mot eksisterende bygg. Hvordan løses det med tanke på eksentrisiteten? Hvordan påvirker dette eksisterende bygning?

16.1. Beskrivelse av utforming av L-fundament

Søylar i nybygg skal stå med samme c/c avstand og inntil eksisterende søylar. Fundament til eksisterende søylar er et bøttefundament. Dette består av såle på 1,8 x 3,0 m og en bøtte der søylen går ned, denne bøtten måler 1,0 x 1,2 m i firkant. Eksisterende søyle har dimensjon 400 x 600 mm. Figur B.1 viser utforming av eksisterende fundament.



Figur B.1. Eksisterende konstruksjon.

Vi har valgt å lage det nye fundamentet uavhengig av eksisterende bygg, bortsett fra horisontallast på grunn av eksentrisitet, som går inn i eksisterende gulv på grunn. Fundamentets veggdel støpes inntil eksisterende vegg med et glidesjikt i mellom. Over eksisterende fundament lages det plass til eventuelle setninger.

17.1. Lastberegninger av L-fundamentet

For detaljert lastberegning av L-fundament, se vedlegg B.2.

Fundamentet får laster fra fire etasjer og tak med snølast. Lastene kommer ned på fundamentet gjennom søyler med c/c avstand 7,0 m.

| | |
|----------------------------------|-----------------------|
| Nyttelast gulv: | 5 kN/m ² |
| Snølast på mark, Gjøvik kommune: | 4,5 kN/m ² |
| Lastareal: | 36 m ² |

Egenlasten består av prefabrikkerte hulldekker HD 285, hyllebjelker, søyler 250 x 400 og vekt av tekniske føringer og lettvegger.

Dimensjonerende bruddgrenselaster:

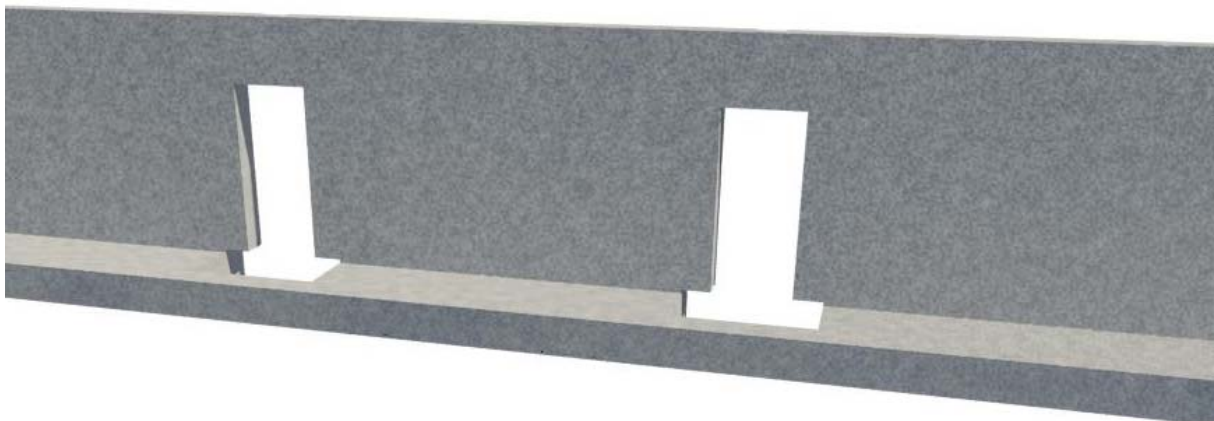
| | |
|------------------------------------|-----------------------|
| Punktlast fra søyler: | 1879 kN per søyle |
| Last på vegg fra dekke i 1.etasje: | 80 kN/m |
| Opptredende grunntrykk under såle: | 309 kN/m ² |

18.1. Dimensjonering av L-fundamentet

For detaljert beregning av L-fundament, se vedlegg B.3.

For detaljerte tegninger, se vedlegg B.4, B.5, B.6

Ettersom vi har valgt å la det nye fundamentet være uavhengig fra eksisterende fundament, må lastene fra søylene fordeles mellom eksisterende søyler. Dette gjøres ved å lage en bærende vegg som strekker seg over bøttefundamentene. Under veggen må det være såle som dimensjoneres etter riktig grunntrykk. Veggen og sålen må da dimensjoneres som en momentstiv L.



Figur B.2. Fundamentvegg med såle.

Den valgte løsningen fører til at lastene fra søylene og resultatene fra grunntrykket er forskjøvet i forhold til hverandre. Det gir et moment som prøver å velte L-fundamentet. For å hindre veltingen er man avhengig av at fundamentet kan støttes opp av kjellergulvene i ny og gammel konstruksjon.

Den delen av fundamentveggen som blir over eksisterende bøttefundament, regnes som en fast innspent kort bjelke. Søylelast regnes som punktlast på bjelken, ikke som jevnt fordelt last med lik lengde som søylens bredde. Dette er en forenkling på sikker side. En kan heller ikke være sikker på at lasten er jevnt fordelt over søylens areal.

Veggen mellom bøttene regnes som fritt opplagt vegg med jevnt fordelt last fra opptredende grunntrykk på undersiden. Her vil det opptre strekk i overkant av veggen og det er behov for ekstra armering.

Fundamentet står i parkeringskjelleren og er dermed utsatt for klorider fra kjøretøyer. Dette fører til at konstruksjonen får en eksponeringsklasse som er XD3. Armeringsoverdekningen blir dermed 50 mm. Grunnet eksponeringsklassen har vi også valgt betongkvaliteten til å være B45 for at betongen skal være bestandig mot klorider. Ved bruk av betongkvalitet B45 eller høyere, er det krav om utvidet kontroll av utførelsen. Det vil si at en utenforstående part skal kontrollere den utførte jobben.

19.1. Diskusjon

Som tidligere nevnt har vi valgt å prosjektere dette L-fundamentet adskilt fra eksisterende bygg. Dette har vi gjort for å ta hensyn til setninger som kan forekomme i fremtiden. Det bør utføres et glidesjikt av for eksempel Isopor eller lignende mellom fundamentvegg og eksisterende bøttefundament og vegg.

Alternativet til denne løsningen ville vært å bolte delene sammen med inngyste kam-jern, og overføre kreftene på den måten. Ulempen ved å bolte sammen delene vil være at det blir ekstra belastning på deler av bøttefundamentene, før nytt fundament overfører laster til grunnen. Når det gjelder setninger vil det være en fordel om nybygget kan bevege seg noe i forhold til det gamle, som vi antar har stabilisert seg.

Fundamentveggen (figur B.2) må støpes uansett. Vi anser det slik at dimensjonering av veggen for denne opptredende lasten ikke er en vesentlig ekstrakostnad kontra kjerneboring og fastgysing av kam-jern.

20.1. Konklusjon

Horisontallasten som følger av eksentrisiteten må tas opp av eksisterende gulv på grunn og av gulv i parkeringskjeller som overfører lastene til fylling mot strandgata. Størrelsen på denne lasten er 133 kN/m. Her vises det for øvrig til beregninger, se vedlegg B.2.

Gulvet som skal ta opp horisontallasten fra fundamentet er 150 mm tykt og dobbeltarmert. Vi har, på grunn av tidspress, ikke utført beregninger på om gulvet har kapasitet nok til å ta denne trykkraften, men har fått oppgitt av Norconsult at gulvet har kapasitet til dette.

Når det gjelder FDV-dokumentasjonen, er ovennevnte et viktig punkt. Det må forsikres at gulvet i det aktuelle området blir liggende i den stand det er i dag, og at det ikke foretas noen svekkelse av dette, i form av oppgraving, avkapping eller lignende i fremtiden.

Ved å skille eksisterende bygning og tilbygg fra hverandre, oppnår man større fleksibilitet med tanke på eventuelle setningsdifferanser i fremtiden.

Vi har kommet frem til følgende dimensjoner:

| | |
|-----------------------------|-----------------------|
| Fundamentsålen: | t x b: 550 x 1800 mm. |
| Fundamentveggen: | t x h: 400 x 3500 mm. |
| Bjelke over bøttefundament: | b x h: 300 x 950 mm. |

Armering: Se vedlagt tegning, vedlegg B.4 og B.5.

21.1. Kildehenvisninger, del B

Fallsen, Harald B. (2009). *Konstruksjonslære I*. Gjøvik: Høgskolen i Gjøvik

Fallsen, Harald B. (2009). *Konstruksjonslære II*. Gjøvik: Høgskolen i Gjøvik

Norsk Standard (2009). *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*

Norsk Standard (2009). *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner*

Norsk Standard (2009). *Eurokode 2: Dimensjonering av betongkonstruksjoner*

Røhne, Knut, Kjell Vangestad (2001). Kap. 10, Vegger. I: *Betongkonstruksjoner*. Gjøvik: Gyldendal

22.1. Oversikt over vedlegg, del B

Vedlegg B.1: Tegning med tegningsnummer B-2001 rev. H 2, som viser snitt av tilbygget

Vedlegg B.2: Lastberegning L-fundament.

Vedlegg B.3: Dimensjonering av L-fundament.

Vedlegg B.4: Armering fundament mellom bøttefundament

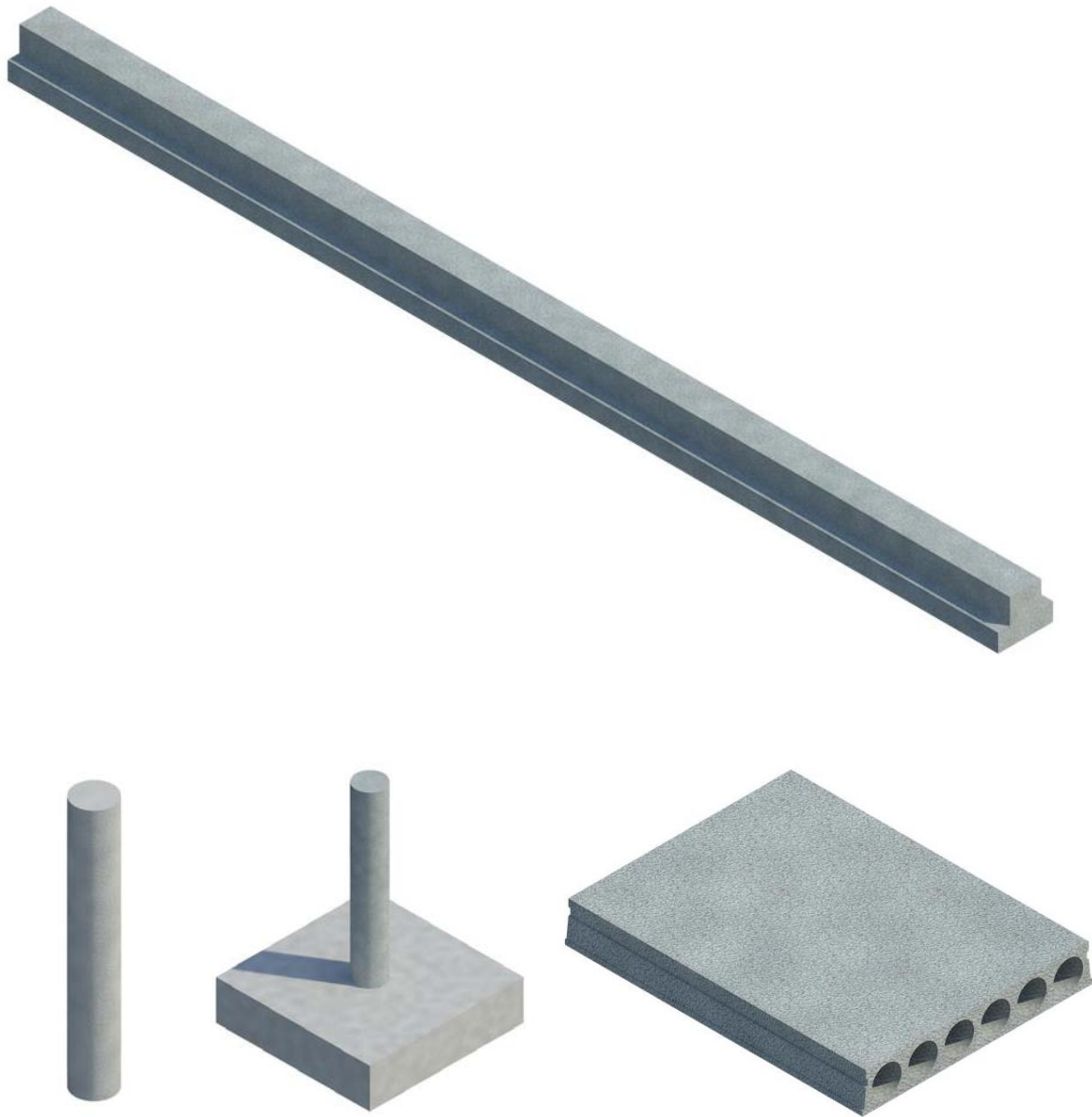
Vedlegg B.5: Armering ved bøttefundament

Vedlegg B.6: 3D tegning L-fundament

Gruppe 1

Einar Ask-Henriksen, Audun Hovrud, Thomas Gullaug og Trond R. Næsset

Del C: Kontrollberegning av fundamenter, søyler, dekker og bjelker i tilbygget til CC Mart'n, Gjøvik



23.1. Innledning

Bakgrunnen for dette dokumentet er at vi skulle kontrollberegne fundamenter, søyler, dekker og bjelker i tilbygget til CC Mart'n, Gjøvik. Dette er en av våre problemstillinger i vår bacheloroppgave. Vi har utført beregningene ved hjelp av egenproduserte regneark i Excel, samt modellert fundamentene, søyler og bjelker i Revit Structure.

24.1. Problemstilling

Kontrollberegne dimensjonene som Norconsult har kommet frem til. Er disse tilfredsstillende? Vi vil benytte de respektive Eurokodene til disse beregningene.

25.1. Kontrollberegning av søylefundament

Vi har valgt å kontrollberegne søylefundament i akse B. Se vedlegg C.5. som viser snitt A av nybygg Møbelindustrien (tegningsnummer B-2000) tegnet av Norconsult, Hamar (med feil fundamentstørrelse), samt vedlegg C.4., som er typisk tverrsnitt av nybygg Møbelindustrien (tegningsnummer B-2001), men her med korrekt inntegnet søylefundament med aktuell geometri.

25.1.1. Forutsetninger

Når det gjelder grunnforholdene på byggestedet, har vi fått opplyst av Norconsult at grunnen er god og stabil, og man kan akseptere et dimensjonerende grunntrykk på 450 kN/m^2 . Ved å velge fundamentstørrelsen som vist på tegning "Snitt, søylefundament akse B", vedlegg C.3, vil man oppnå en dimensjonerende grunntrykksspenning på rett i overkant av 400 kN/m^2 .

Når det gjelder fordelingen av armering i fundamentet, har vi valgt å fordele med $2/3$ i midtre B/2, og $1/3$ i ytre B/2. Armeringen er tegnet inn på tegningen av fundamentet, her vises også fordelingen av denne. For tegning av fundamentet, se vedlegg C.3.

25.1.2. Data for søylefundament, akse B

Søylefundamentet i akse B måler $3700 \times 3700 \times 850$ mm som vist i vedlegg C.3. Dette fundamentet skal bære lasten fra 4 etasjer samt et tak. Etasjeskillerene består av HD 320 og HD 265 som vi antar har egenvekt på hhv. $4,0 \text{ kN/m}^2$ og $3,6 \text{ kN/m}^2$. I tillegg til dette kommer $1,0 \text{ kN/m}^2$ til utstøping, isolasjon og tekking på tak samt eventuelle tekniske føringer og $0,5 \text{ kN/m}^2$ for avretting.

25.1.3. Karakteristiske laster søylefundamenter i akse B:

- Karakteristisk snølast på mark for Gjøvik kommune: 4,50 kN/m²
- Formfaktor for snø, flatt tak: 0,80
- Nyttelast gulv, kategori D forretninger: 5,00 kN/m²
- Egenlast: dekke, utstøping, tekn. føringer, avretting: 5,50 kN/m²
- Egenvekt søyle Ø500 mm: 19,6 kN
- Egenvekt hyllebjelke: 4,00 kN/m

De ovennevnte lastene gir følgende bruddlaster:

| | |
|--------------------------------------------------|---------|
| Samlet nytte- og snølast: | 2552 kN |
| Egenlast: | 3013 kN |
| Total dimensjonerende bruddlast til fundamentet: | 5565 kN |

Når det gjelder valg av søyledimensjon for utregning av egenlastene, valgte vi å bruke Ø500 mm. Denne dimensjonen kan ses på som en gjennomsnittlig søyledimensjon da disse varierer fra Ø400-Ø600 mm i etasjene.

For detaljert last- og armeringsberegning, samt bestemmelse av fundamentstørrelse, se hhv. vedlegg C.1. og C.2.

25.1.4. Konklusjon – søylefundament, akse B

Prosjektert størrelse: 3700 x 3700 x 850 mm
Armering i midtre halvdel: $\varnothing 20$ c/c 140 mm
Armering i ytre halvdel: $\varnothing 20$ c/c 225 mm

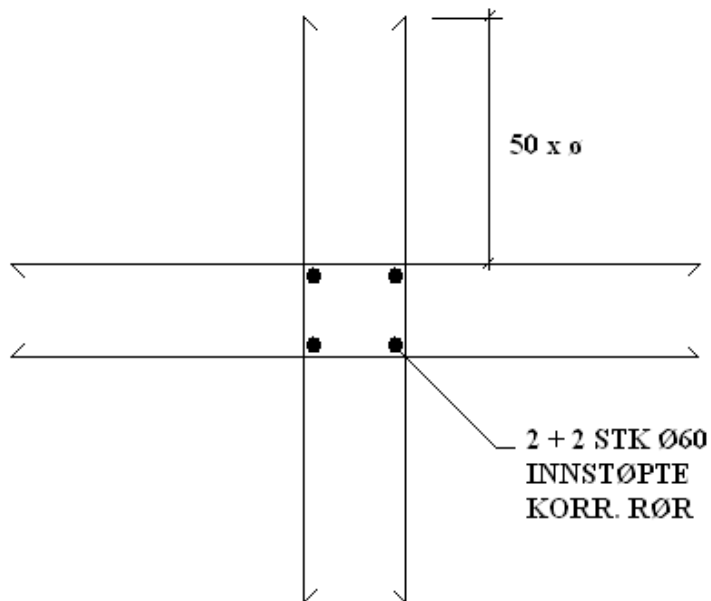
Vi legger også inn overkantarmring i fundamentet i henhold til Eurokode 2, pkt. 9.4.1 (3). Vi betrakter altså fundamentet som et omvendt flatdekke, med trykk i toppen.

Overkantarmring: 2 + 2 stk. $\varnothing 20$

Beregnet størrelse og armeringsmengde harmonerer ikke med Norconsults egne beregninger da de har beregnet fundamentstørrelsen til å være 3300 x 3300 x 850 mm.

Hovedårsaken til dette er at de opererer med en noe mindre last i fundamentet enn oss. Vi har tenkt konservativt og på eventuelle fremtidige bruksområder og beregnet last fra 4 hele etasjer. Slik det ser ut i dag tar fundamentet opp last fra 3,5 etasjer.

Se vedlegg C.3. for snitt av søylefundamentet med innlagt armering, samt figur C.1.

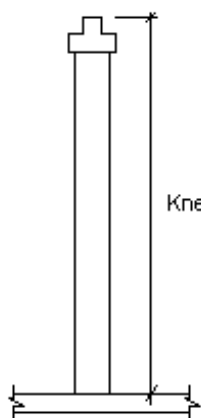


Figur C.1. Illustrasjon av overkantarmring i fundamentene under hver prefab. betongsøyle.

26.1. Kontrollberegning av betongsøyler, akse B

Her har vi beregnet armeringsmengden i betongsøylene i samtlige etasjer i tilbygget til CC Mart'n, Gjøvik. Diameteren på de sirkulære betongsøylene har vi hentet ut ifra tegning "CC Mart'n Gjøvik – Nye Møbelindustrien, tverrsnitt – typisk" med tegningsnummer B-2001 som ligger vedlagt rapporten som vedlegg C.4.

26.1.1. Forutsetninger



Søylenees knekk lengder har vi forutsatt måles fra OK gulv i etasjen til OK bjelke i den aktuelle etasjen som vist på figuren til venstre. Videre antas det at søylene er leddet i begge ender, noe som i følge Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, figur 5.7, gir en knekk lengde $l_0 = 1,0 \times l$.

I og med dette er prefabrikkerte betongsøyler, har vi antatt betongkvalitet B45. Dette har vi fått oppgitt at er en relativt vanlig betongkvalitet ved slike konstruksjoner. Antatt armeringskvalitet er B500C.

Fig. C.2. Knekk lengdeangivelse

Som regnearket i vedlegg C.7. tilsier, har vi på bakgrunn av samtaler med Spenncon, (leverandøren av prefabrikkert betongen på dette prosjektet), spesifisert tverrarmeringen i form av bøyler og ikke spiralarmering. Antagelsen om valg av bøyler $\varnothing 8$ mm er tatt på bakgrunn av EC 2, pkt. 9.5.3.

I følge tabell 4.1 i EC 2, havner søylene i 4. t.o.m. 1. etasje i eksponeringsklasse XC1, mens søylen i parkeringskjelleren tilhører eksponeringsklasse XD3, grunnet klorider som følge av at dette er parkeringsarealer.

26.1.2. Data for betongsøyler, akse B

På bakgrunn av tegning B-2001 vedlegg C.4, samt EC 2, finner vi følgende diametre, etasjehøyder fra OK gulv til UK bjelke, eksponeringsklasser, overdekningskrav og knekk lengder i de forskjellige søylene i hver enkelt etasje. Disse dataene er gjengitt i tabellen under. Alle mål er i millimeter.

Tabell C.1. Data for søyler

| Søylenavn | Etasje | Etasjehøyde | Søylediameter | Knekk lengde | Eksp.kl. | Overdekn. |
|------------------|--------|-------------|---------------|--------------|----------|-----------|
| S ₄ | 4. | 2830 | Ø400 | 2130 | XC1 | 25 |
| S ₃ | 3. | 2720 | Ø400 | 3290 | XC1 | 25 |
| S ₂ | 2. | 3700 | Ø400 | 4370 | XC1 | 25 |
| S ₁ | 1. | 3310 | Ø500 | 3880 | XC1 | 25 |
| S _{kj.} | P-kj. | 2580 | Ø600 | 3130 | XD3 | 50 |

Aksiallasten i hver søyle er regnet ut med tilhørende etasjereduksjonsfaktorer, se vedlegg C.6. I tabellen under er likevel disse lastene gjengitt. Alle verdier er i kN.

Tabell C.2. Aksiallaster

| Søylenavn | Aksiallast |
|------------------|------------|
| S ₄ | 1025 |
| S ₃ | 2247 |
| S ₂ | 3469 |
| S ₁ | 4505 |
| S _{kj.} | 5541 |

26.1.3. Konklusjon – betongsøyler, akse B:

Armering i søyle S₄:
Hovedarmering: 4 x ø20
Bøyler: ø8 c/c 300 mm
Søylediameter: Ø400

Armering i søyle S₃:
Hovedarmering: 4 x ø25
Bøyler: ø8 c/c 375 mm
Søylediameter: Ø400

Armering i søyle S₂:
Hovedarmering: 10 x ø32
Bøyler: ø8 c/c 400 mm
Søylediameter: Ø400

Armering i søyle S₁:
Hovedarmering: 6 x ø32
Bøyler: ø8 c/c 400 mm
Søylediameter: Ø500

Armering i søyle S_{kj}:
Hovedarmering: 7 x ø25
Bøyler: ø8 c/c 375 mm
Søylediameter: Ø600

Søyle S₂ får en veldig stor nødvendig armeringsmengde i forhold til de andre søylene. Dette skyldes den relativt store aksiallasten på 3469 kN og søylens forholdsvis slanke geometri. Gruppen har derfor beregnet samme søyle en gang til, men denne gang med en diameter Ø500 mm i stedet for Ø400 mm. Se vedlegg C.9 og følgende konklusjon:

Konklusjonen for søyle S₂ med en diameter Ø500 mm blir da:

Armering i søyle S₂:
Hovedarmering: 5 x ø25
Bøyler: ø8 c/c 375 mm

Vi konkluderer med at søyle S₂ med diameter Ø500 mm er å anbefale. De resterende søylene er tilfredsstillende.

Se vedlegg C.8. og C.10. for horisontalsnitt av samtlige betongsøyler med innlagt armering.

27.1. Kontrollberegning av hulldekker

Her vises det til beregninger utført i Excel, se vedlegg C.11.

Når det gjelder kontrollberegningen av hulldekker, har vi benyttet oss av Betongelementbokens diagrammer for overslagsdimensjonering av disse, da vi ikke har nødvendig kunnskap eller verktøy til å foreta nøyaktige beregninger.

Ved bruk av betongelementbokens diagrammer trenger man kun hulldekkets spennvidde og påførte laster, da tabellen tar hensyn til hulldekkets egenvekt. Påførte laster regnes ut som følger: $0,9g + p$, der g = påført karakteristisk egenlast og p = karakteristisk nyttelast. Ut i fra dette finner vi en dimensjon, som vi antar er på den sikre siden.

27.1.1. Forutsetninger

Hulldekkets spennvidde er forutsatt målt fra senter bjelke til senter bjelke. Dette er en noe konservativ forutsetning, men det er nøyaktig nok for overslagsdimensjonering. Taket, som også består av hulldekker, får snølast som er noe mindre enn butikklaster. Dette ses det bort ifra i overslagsberegningen.

Dekkene i første etasje har en påstøp på 80 mm, mens de andre dekkene er avrettet med ca 20 mm selvtjevne masse. I tillegg til denne egenlasten, kommer laster fra utstøping, lettvegger, tekniske føringer og lignende.

Karakteristiske laster, hulldekke:

- Nyttelast gulv, kategori D forretninger: 5,0 kN/m²
- Egenlast: tekn. føringer, lettvegger o.l.: 5,4 kN/m²
- Egenvekt påstøp 80 mm: 2,0 kN/m²
- Egenvekt avretting 20 mm: 0,5 kN/m²

Brannkrav R60 er tilfredsstilt med standard overdekning. Kravet til brannmotstand er hentet fra Teknisk forskrift, se tabell C.3.

Tabell C.3. Brannklassifisering

| Virksomhet | Risikoklasse | Ant. etasjer | BKL | Branntmotstand |
|-------------|--------------|--------------|-----|----------------------------------------------------------------------------------------|
| Salgslokale | 5 | 3 | 3 | R60 (sekundære, bærende konstruksjonsdeler, etasjeskillere som ikke er stabiliserende) |

(Kilde: Veiledning til teknisk forskrift, § 7-22, tabell 2 og 3, samt § 7-23 tabell 1)

27.1.2. Data for hulldekker

Påførte karakteristiske laster utregnet som anvist i Betongelementboken:

| | |
|---------------------|------------------------|
| 1.etasje: | 7,70 kN/m ² |
| Resterende etasjer: | 6,35 kN/m ² |

Spennvidder for hulldekke:

| | |
|--------------------------------------------------------------|--------|
| 1.etasje, begge felt: | 10,3 m |
| Resterende etasjer østlig felt (felt mot eksisterende bygg): | 10,3 m |
| Resterende etasjer vestlig felt (felt mot strandgata): | 13,3 m |

27.1.3. Konklusjon – hulldekker

Anbefalte hulldekkedimensjoner med bakgrunn i overslagsdimensjonering:

| | |
|--------------------------------------------------------------|--------|
| 1.etasje, begge felt: | HD 265 |
| Resterende etasjer østlig felt (felt mot eksisterende bygg): | HD 265 |
| Resterende etasjer vestlig felt (felt mot strandgata): | HD 400 |

Våre resultater stemmer overens med Norconsults beregnede dimensjoner, bortsett fra hulldekke i 1.-3. etasje, vestlig felt (felt mot strandgata), der vi har kommet fram til HD 400 istedenfor HD 320. Grunnen til dette kan være at Spenncon, som er leverandør av prefab., har mulighet til å armere opp hulldekkene for å tåle lengre spenn og høyere last, for å spare høyde på dekket. Siden overslagsdimensjoneringen viser at HD 320 ikke holder, med liten margin, kan det være at en mer nøyaktig beregning med noe ekstra armering gjøre til at HD 320 kan brukes. Dette går vi ikke nærmere inn på i vår oppgave, dette overlates også i praksis til prefableverandøren.

28.1. Kontrollberegning av hyllebjelker

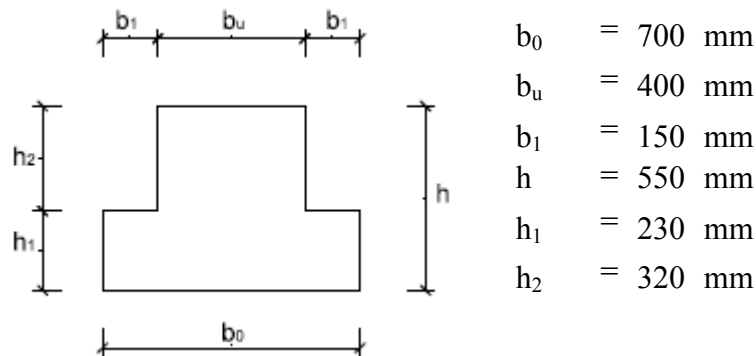
Her vises det til beregninger utført i Excel, se vedlegg C.12.

Vi har dimensjonert bjelke mellom søylene i akse B. Dette er hyllebjelker med opplegg for hulldekker på hver side.

28.1.1. Forutsetninger

Bjelkene legges opp på konsoller på søylene. Søylene har et kvadratisk tverrsnitt der bjelkene kommer inntil. Dette kvadratiske tverrsnittet forutsettes til å være 500 x 500 mm i våre beregninger. Derfor regner vi med en lengde på bjelken på 6,5 m. Bjelken legges opp på konsoller, slik at spennvidden i praksis blir enda litt kortere, men det har vi sett bort ifra i våre beregninger. Denne forenklingen er på sikker side.

28.1.2. Data for hyllebjelker



Figur C.3. Tverrsnitt hyllebjelke.

Beregnet deformasjon: 31 mm
Lengde/nedbøyningsforhold: L/211

28.1.3. Konklusjon – hyllebjelker

Bjelkene armeres med følgende jern. For plassering av jern, se tegning ”Snitt DLB med armering”, vedlegg C.13.

Armering i bjelke:

| | |
|-----------------|-------------------|
| Trykkarmering: | 4 stk ø25 |
| Strekkarmering: | 1. lag: 6 stk ø32 |
| | 2. lag: 2 stk ø32 |

| | |
|----------------------------|-------------|
| Bøyler ved opplegg: | ø10 c/c 140 |
| Lengde ekstrabøylesone: | 2,0 m |
| Bøyler midtdel av bjelken: | ø10 c/c 290 |

| | |
|-------------------------|-----------|
| Nåler i ende av bjelke: | 4 stk ø16 |
|-------------------------|-----------|

Armering i hylle:

| | |
|---------------------------|-------------|
| Bøyle | ø12 c/c 200 |
| Armering i overkant hylle | 4stk ø16 |

Beregnet armeringsmengde harmonerer med Norconsults egne beregninger. Hyllebjelkene har tilstrekkelig kapasitet.

Nedbøyningen som tilsvarende en stivhet på $L/211$, karakteriseres som en noe myk bjelke. Denne hyllebjelken bør derfor bestilles med en overhøyde som tilsvarende nedbøyningen som dannes fra egenvekter.

29.1. Kildehenvisninger, del C

Fallsen, Harald B. (2009). *Konstruksjonslære I*. Gjøvik: Høgskolen i Gjøvik

Fallsen, Harald B. (2009). *Konstruksjonslære II*. Gjøvik: Høgskolen i Gjøvik

Norsk Standard (2009). *Eurokode – grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*

Norsk Standard (2009). *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner*

Norsk Standard (2009). *Eurokode 2: Dimensjonering av betongkonstruksjoner*

Betongelementforeningen (2005-2010). *Betongelementboken*.

URL: <http://www.betongelement.no/betongbok/default.asp> (februar-mai 2010)

TEK (2007). *Forskrift om krav til byggverk og produkter til byggverk* [online] Lovdata.

URL: <http://www.lovdata.no/for/sf/kr/kr-19970122-0033.html> (februar-mai 2010)

TEK (2007). *Veiledning til Teknisk Forskrift*. 4. utgave mars 2007

30.1. Oversikt over vedlegg, del C

Vedlegg C.1: Lastberegning av fundament

Vedlegg C.2: Dimensjonering av fundament

Vedlegg C.3: Snitt, søylefundament akse B

Vedlegg C.4: Typisk tverrsnitt av nybygg Møbelindustrien

Vedlegg C.5: Snitt A av nybygg Møbelindustrien

Vedlegg C.6: Lastberegning av søyler, akse B

Vedlegg C.7: Dimensjonering av søyler, akse B

Vedlegg C.8: Horisontalsnitt av søyler, akse B

Vedlegg C.9: Dimensjonering av søyle S_2 med diameter $\varnothing 500$, akse B

Vedlegg C.10: Horisontalsnitt av søyle S_2 med diameter $\varnothing 500$, akse B

Vedlegg C.11: Kontrollberegning av hulldekker

Vedlegg C.12: Dimensjonering av hyllebjelke

Vedlegg C.13: Snitt DLB (hyllebjelke) med armering

31.1. Oversikt over vedlegg, del D

Vedlegg D.1: Prosjektplan med tilhørende prosjektavtale, fremdriftsplan og telefon- og adresseliste.

Vedlegg D.2: Møtereferat, 24.11.2009

Vedlegg D.3: Møtereferat, 27.11.2009

Vedlegg D.4: Møtereferat, 27.01.2010

Vedlegg D.5: Møtereferat, 18.02.2010

Vedlegg D.6: Møtereferat, 03.03.2010

Vedlegg D.7: Møtereferat, 10.03.2010

Vedlegg D.8: Møtereferat, 20.04.2010

Vedlegg D.9: Møtereferat, 28.04.2010

Vedlegg D.10: Møtereferat, 05.05.2010

Vedlegg D.11: Møtereferat, 10.05.2010

Vedlegg D.12: Skjerm bilde av gruppens ”prosjekthotell”

Vedlegg D.13: Prosjektdagbok bacheloroppgave, våren 2010