

Kristine Strøm Borgen
Aurora Marie Jørgensen
Kristin Indgaard Rotmo

Kranbane i tre: Dimensjonering av forbindelser og stabilitetsberegninger

Crane Supporting Wood Structure: Design of Connections and Stability Calculations

Prosjektnummer: 19-2019

Bacheloroppgave i Bachelor ingeniørfag bygg

Veileder: Per Otto Yttervoll, Joakim Dørum

Mai 2019

Kristine Strøm Borgen
Aurora Marie Jørgensen
Kristin Indgaard Rotmo

Kranbane i tre: Dimensjonering av forbindelser og stabilitetsberegninger

Crane Supporting Wood Structure: Design of
Connections and Stability Calculations

Prosjektnummer: 19-2019

Bacheloroppgave i Bachelor ingeniørfag bygg
Veileder: Per Otto Yttervoll, Joakim Dørum
Mai 2019

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for bygg- og miljøteknikk

Prosjektbeskrivelse

Prosjektet tar utgangspunkt i SIVA Åmot Eiendom AS sin nye massivrefabrikk, der Green Advisers har vært med på prosjekteringen. Kranbanene i fabrikkens er utført i limtre. Dette er en uvanlig utførelse ettersom stål vanligvis er foretrukket materiale for kranbaner.

I prosjekteringsfasen var det lite tid til å vurdere løsninger for sammenføring mellom kranbaner og søyler. Det ble derfor benyttet en kjent metode for disse forbindelsene. Oppdragsgiver ønsker at denne bacheloroppgaven skal komme med forslag til utførelse av knutepunktene, der materialet blir utnyttet best mulig. Det er i tillegg ytret ønske om en løsning uten konsoll.

For å begrense oppgaven skal det tas utgangspunkt i ett knutepunkt tilhørende traverskranen med spenn på 25 meter. Gjennom litteraturstudie skal ulike forbindelsesmidler som kan være relevante for treforbindelsen vurderes. Det skal også diskuteres hvilke faktorer som påvirker dimensjoneringen av forbindelsen og kranbanen.

Stikkord:	Keywords:
Limtre, bjelke, limtrebjelke, kranbane, forbindelse, knutepunkt, festemidler, nedbøyning, utbøyning, deformasjon, skruer, bolter, skråstilte skruer	Glulam, beam, glulam beam, crane supporting structure, connection, joint, fasteners, deflection, lateral deflection, deformation, screws, bolts, inclined screws

Forord

Denne rapporten er vår besvarelse på bacheloroppgave innenfor studieprogrammet byggingeniør ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU) våren 2019. Oppgaven er skrevet for Green Advisers AS, og omhandler Splitkon AS sin nye massivtrefabrikk, som er et av deres tidligere prosjekter.

Vi ønsket å rette oppgaven mot trekonstruksjoner, da tre er et dagsaktuelt og innovativt materiale. Fra ekstern veileder fikk vi presentert ulike tema, og valget falt på forbindelsesmetoder i tre. Forbindelser er vanligvis dimensjonerende i trekonstruksjoner. Mangel på god faglitteratur gjorde bacheloroppgaven en mulighet til å skaffe seg kunnskap om temaet.

Valget falt på massivtrefabrikken da hele bygget er bygget i tre, inkludert kranbanene. Å bygge kranbaner i tre er en ny løsning og det innovative elementet i oppgaven appellerte til oss.

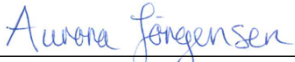
Det rettes stor takk til ekstern veileder Joakim Dørum v/Green Advisers AS for konstruktiv og lærerik veiledning, og til intern veileder Per Otto Yttervoll for gode råd og engasjement underveis i arbeidet. Vi ønsker også å takke øvrige ansatte ved Green Advisers AS for deres hjelpelighet.

En siste takk rettes til Moelven Limtre AS for oversendelse av faglitteratur.

Trondheim, 18. mai 2019



Kristine Strøm Borgen



Aurora Marie Jørgensen



Kristin Indgaard Rotmo

Sammendrag

I en trekonstruksjon er ofte forbindelsene det svakeste punkt, og dimensjonerende for bæresystemet. Knutepunkt i tre er også ofte synlige, og vil være en del av det arkitektoniske uttrykket. Denne oppgaven tar for seg ulike forbindelsesmidler, kranbanens stabilitet og dimensjonering av sammenføyning mellom kranbane og søyler.

Til å begynne med ble det gjennomført litteraturstudie av treets egenskaper og sammenføyninger i tre. Da Eurokode 5 har dårlig grunnlag for beregning av skråstilte skruer ble andre metoder fra nyere forskning undersøkt. Ireneusz Bejtka og Hans Joachim Bläß har presentert et forslag på ny beregningsmetode, som er benyttet i denne oppgaven. Denne metoden tar hensyn til friksjonen mellom treelementene, i tillegg til skruens vinkel og uttrekkskapasitet.

Det eksisterende tverrsnittet på kranbanen i limtre er 215 mm x 855 mm. Ut ifra deformasjonsberegninger og tverrsnittkontroll ble det undersøkt om høyden kunne reduseres. Resultatene viste at nedbøyning blir dimensjonerende og tverrsnittet kan maksimalt reduseres til 215 mm x 765 mm.

I forbindelsesberegningene ble det valgt å gå videre med bolter og skruer. Gjennom flere forsøk ble det undersøkt hva som var mest gunstige løsning med tanke på utnyttelse, forbinderenes dimensjon, plassering og innfestningsvinkel. I tillegg ble det undersøkt om det var behov for en konsoll, som kan gi mer plass til forbindere. Utregningene ble utført i beregningsprogrammet Mathcad. Deformasjoner, moment- og skjærkraftdiagram ble hentet fra analyser i Focus Konstruksjon.

Den beste løsningen for bolter ble 7 bolter med diameter 20 mm. Boltene er plassert i 3 rader, med 3 bolter i øverste og nederste rad og 1 i midten. Denne løsningen tillater et tverrsnitt på 215 mm x 810 mm. For skruer ble 12 skruer fordelt i topp og bunn plassert 45° på fiberretning beste alternativ. Skruene har diameter 13 mm og lengde 600 mm. Denne løsningen tillater et tverrsnitt på 215 mm x 810 mm. Ingen av løsningene hadde behov for konsoll.

For dette knutepunktet ble det konkludert med at løsningen med skruer var bedre enn bolter. Dette er grunnet lettere og mer effektiv montering, samt renere estetisk uttrykk da skruer blir mindre synlig enn bolter.

Abstract

Connections are often the weakest link in a timber construction, and therefore determines the design of the supporting structure. This thesis discusses different types of fasteners used in timber-to-timber connections, the stability of the crane supporting structure and design of the connection between the crane supporting structure and columns.

A literature study was conducted to better understand how timber-to-timber connections work. The current method proposed in Eurocode 5 for calculations of inclined screws, has proven to be partially unsuitable and more recent research on this topic was therefore examined. Ireneusz Bejtka and Hans Joachim Blaß has presented a new calculation method for inclined screws, which has been used in this report.

The existing structure consists of a glulam beam with cross-sectional dimensions 215 mm x 855 mm. Calculations for both deformations and the cross-section's capacity was carried out to examine whether the height of the cross-section could be reduced or not. The results show that deflection of the beam will be critical, and allows a reduction of the cross-section to a maximum of 215 mm x 765 mm.

Bolts and screws were considered to be the most suitable fasteners for this connection. The most ideal design was determined based on several tests. Properties such as the fastener's dimension, placement and the inclination between the fastener and the grain line was taken into account. In addition, it was considered whether or not the console used in the existing design was needed. Calculations was carried out in Mathcad, and analysis of deformations, moment- and shear force diagrams was done using Focus Konstruksjon.

The best proposal for a design with bolts consists of 7 bolts with diameter 20 mm. For screws, a design consisting of 12 screws with diameter 13 mm and length 600 mm, was considered the best option. For both bolts and screws the results allowed the use of a cross-section with dimensions 215 mm x 810 mm. Neither of the solutions needed a console for extra support.

It was concluded that screws would be a better option than bolts, due to easier and more efficient installation. Screws are less visible than bolts and will therefore give this connection a more aesthetic and cleaner expression.

Innhold

Forord.....	i
Sammendrag	iii
Abstract.....	v
1 Innledning	1
2 Figurliste	2
3 Tabelloversikt.....	4
4 Innovasjon og forskning.....	5
5 Treforbindelser	6
5.1 Tre som bygningsmateriale	6
5.2 Sammenføyninger i tre	8
5.2.1 Fuktighet og fuktvariasjoner	8
5.2.2 Korrosjon	9
5.2.3 Brannegenskaper.....	9
5.2.4 Montering.....	9
5.3 Forbindelsesmidler.....	10
5.3.1 Tradisjonelle forbindelser	10
5.3.2 Limte forbindelser.....	10
5.3.3 Spiker	11
5.3.4 Skruer.....	11
5.3.5 Bolter.....	12
5.3.6 Dybler	13
5.3.7 Tømmerforbindere	13
6 Laster og lastanalyse	14
6.1 Egenlast.....	14
6.2 Kran.....	14
6.3 Lastkombinasjoner	15
6.3.1 Bruddgrensetilstand	15
6.3.2 Bruksgrensetilstand.....	15
6.4 Lastanalyse.....	16
7 Valg av forbindelsesmidler	18
7.1 Valg av forbindelsesmidler til videre beregning.....	18
7.2 Leverandører av forbindelsesmidler	19

7.2.1	ESSVE	19
7.2.2	Arvid Nilsson	19
7.2.3	Rothoblaas.....	19
7.2.4	Christiania Spigerverk	19
7.2.5	SFS intec	19
7.2.6	Valg av leverandører.....	19
8	Teori.....	21
8.1	Hullkantfasthet	21
8.2	Bruddformer i tre-mot-tre forbindelser	22
8.2.1	Enkeltsnittede forbindelser – Likning 8.6.....	22
8.2.2	Dobbeltsnittede forbindelser – Likning 8.7	24
8.3	Taueffekten	25
8.4	Skråstilte skruer.....	26
8.4.1	Aksial- og tverrkapasitet.....	27
8.4.2	Hullkantfasthet.....	28
8.5	Karakteristisk og dimensjonerende verdi.....	29
8.6	Forbindere utsatt for kombinert aksial- og tverrbelastning.....	30
8.7	Avstander	31
8.7.1	Avstandskrav mellom forbindere.....	31
8.7.2	Effektivt antall forbindere.....	31
8.8	Matrisestatikk i nedbøyningsberegninger	32
9	Dimensjoneringsgrunnlag	34
9.1	Valg av dimensjonerende laster	34
9.1.1	Bolter.....	34
9.1.2	Skruer.....	35
9.2	Deformasjon.....	36
9.3	Tverrsnittskontroll.....	37
9.4	Valg av dimensjoneringsmetoder.....	38
9.5	Focus Konstruksjon.....	39
10	Metode	40
10.1	Kranbanen	40
10.2	Forbindelsen.....	41
11	Resultater	43
11.1	Kranbanen	43

11.1.1	Deformasjon.....	43
11.1.2	Tverrsnittskontroll.....	43
11.2	Bolter.....	44
11.3	Skruer.....	45
12	Drøfting.....	47
12.1	Kranbane.....	47
12.2	Forbindelse.....	48
12.2.1	Tverrkapasitet og aksialkapasitet.....	48
12.2.2	Tverrstrekkskapasitet.....	49
12.2.3	Beregningsmodeller.....	50
12.2.4	Valg av n_{ef}	50
12.2.5	Plassering av forbindere.....	51
12.2.6	Pris og kostnader.....	51
12.2.7	Konsoll.....	51
12.3	Feilkilder.....	52
13	Konklusjon.....	53
14	Kilder.....	55
15	Vedleggsoversikt.....	57

1 Innledning

I 2018 ble SIVA Åmots nye bygg i Buskerud ferdigstilt, der Splitkon AS er leietaker. Splitkon AS driver produksjon av massivtre, og bygget reklameres for som verdens største massivtrefabrikk i massivtre.(1) Til produksjon av deres produkter er det nødvendig med kran-systemer som kan frakte massivtre rundt i fabrikk. Ettersom Splitkon AS produserer treprodukter, ble det bestemt at hele fabrikk skulle bygges i tre. Dette inkluderer kranbanene til traverskranene som fabrikk huser.

Hensikten med rapporten er å finne løsninger for sammenføring mellom kranbane og søyler, samt kontrollere kranbanens dimensjoneringskrav. Dette skal løses ut fra tre problemstillinger:

- Vurdere ulike forbindelsesmetoder til sammenføring av kranbane og søyle.
- Dimensjonering av kranbanen.
- Undersøke om det er behov for konsoll i forbindelsen

Ved dimensjonering tas det utgangspunkt i eksisterende løsning. Eksisterende løsning består av limtre i kvalitet GL30c. Kranbanen har dimensjon 215 mm x 855 mm, og søylen har et tverrsnitt på 360 mm x 380 mm. Det er plassert en konsoll under forbindelsen for å gi plass til forbindere. I oppgaven skal det undersøkes om det er mulig å utføre forbindelsen uten konsoll.

Gjennom beregninger skal det presenteres ulike forslag til utførelse av knutepunkt. Forbindelsen dimensjoneres etter kapasitets- og brukskrav som fremgår av Norsk Standard, relevante datablad og beregningsmodeller basert på nyere forskning. Ved å sammenligne forslagene skal det konkluderes med mest gunstige løsning. I tillegg til best utnyttelse av forbinde, blir løsningene vurdert etter faktorer som estetikk, pris og kundens behov. For å begrense oppgaven er det valgt å kun se på ett knutepunkt som tilhører traverskranen med spenn på 25 meter.

Rapporten er delt i hoveddel og vedlegg. Hoveddelen inneholder informasjon om bygningen, relevant teori om tre og forbindelsesmidler, oversikt over krav og dimensjoneringsgrunnlag, resultat, drøfting og konklusjon av resultatene. Focus Konstruksjon er benyttet for lastanalyse. Vedleggene inneholder beregninger utført i beregningsprogrammet Mathcad og diverse relevante grunnlagsdokumenter.

2 Figurliste

Figur 4.1 - Kran og kranbane. Figur: Green Advisers AS	5
Figur 5.1 - Mjøstårnet. Figur: Moelven	6
Figur 5.2 - Kombinert limtre. Illustrasjon: Limtreboka	6
Figur 5.3 - Sammenføyning i tre. Figur: Structural Wood Corporation	8
Figur 5.4 - Tradisjonell forbindelsesmetode. Illustrasjon: SINTEF Byggforsk	10
Figur 5.5 - Søyle leddet ved hjelp av innlimt bolt. Illustrasjon: Limtreboka.....	10
Figur 5.6 - Firkantet, glatt spiker. Figur: Christiania Spigerverk	11
Figur 5.7 - Dobbeltgjenget og helgjenget skrue fra SFS intec. Figur: SFS intec	12
Figur 5.8 - Gjengestang. Figur: Arvid Nilsson	12
Figur 5.9 - Dybel med avfaset ende. Illustrasjon: SINTEF Byggforsk	13
Figur 5.10 – Eksempel på innpressingsdybler: Ensidig og tosidig tannede forbindere. Illustrasjon: SINTEF Byggforsk	13
Figur 6.1 - Traverskranen i bruk. Figur: Siva	14
Figur 6.2 - Statisk system	16
Figur 6.3 - Lasttilfelle 1 og 2	16
Figur 6.4 - Alternativ 1 og 2 for lastplassering.....	17
Figur 8.1 – Illustrasjon av sammenhengen mellom lastpåføring og stavens belastning på trevirket.....	21
Figur 8.2 - Bruddform a-f for enkeltsnittede forbindelser. Illustrasjon: NS-EN 1995-1-1.....	22
Figur 8.3 - Bruddform g-k for dobbeltsnittede forbindelser. Illustrasjon: NS-EN 1995-1-1 ..	24
Figur 8.4 – Tau effekt i praksis. Figur: Timber engineering – Principles for design	25
Figur 8.5 - Skruens inntrengningsdybde i elementene.....	26
Figur 8.6 – Sammenlikning av kapasiteter etter beregningsmodell i Eurokode 5, Bejtka og Blaß og kapasiteter oppnådd ved praktiske forsøk. Illustrasjon: Tomasi, Crosatti, Piazza.....	26
Figur 8.7 – Avstander. Illustrasjon: NS-EN 1995-1-1	31

Figur 8.8 - Avstander for aksialbelastede skruer. Illustrasjon: NS-EN 1995-1-1.....	31
Figur 8.9 - Element med 6 frihetsgrader.....	32
Figur 9.1 - Nullet ut eksentrisitetsmoment på grunn av like store krefter.....	34
Figur 9.2 - Nedbøyningskomponenter. Illustrasjon: NS-EN 1995-1-1.....	36
Figur 9.3 - Aksestystem benyttet i Eurokode 5. Illustrasjon: Eurokode 5.....	37
Figur 9.4 - Skjerm bilde fra Focus Konstruksjon.....	39
Figur 10.1 - Orientering av fiberretninger.....	41
Figur 10.2 - Dekomponering av krefter på skråstilt skrue.....	41
Figur 11.1 - Forsøks oversikt bolter.....	44
Figur 11.2 - Forsøks oversikt skruer.....	45
Figur 12.1 – Forslag til løsning med konsoll.....	51

3 Tabelloversikt

Tabell 7.1 - Valg av forbindelsesmiddel.....	18
Tabell 11.1 - Deformasjon av ulike tverrsnitt.....	43
Tabell 11.2 - Tverrsnittskontroll.....	43
Tabell 11.3 - Utnyttelsesgrader for bolteforsøk.....	44
Tabell 11.4 - Utnyttelsesgrad for bolteforsøk med redusert tverrsnitt.....	44
Tabell 11.5 - Utnyttelsesgrad for skrueforsøk.....	45
Tabell 11.6 - Utnyttelsesgrad for skrueforsøk med redusert tverrsnitt.....	46

4 Innovasjon og forskning

Byggebransjens interesse for tre som byggemateriale de siste årene har ført til økt kunnskap om bruk av tre i større konstruksjoner. En utfordring her er at tre er relativt lett og mykt sammenliknet med andre materialer. I tillegg krymper og sveller tre som følge av endringer i luftfuktighet.

I SIVA Åmots fabrikk gir endringer i luftfuktighet en lengdeendring på 87 mm i kranbanen gjennom året. Kranskinnene i stål på kranbanen har en variasjon i lengde på 28 mm. Disse variasjonene forekommer ikke på samme tid i løpet av året. Kranbanen er laget for parallell kjøring, og for å hindre større deformasjoner enn tillatt i kranens kjøreretning, er det lagt inn flere skjøter langs kranbanen som kan ta opp lengdeendringene i trevirket. Tilsvarende for stålet i kranskinnene.(1)

Traverskraner og tilsvarende kransystemer er ofte forbundet med tunge løft. Kranene i massivtrefabrikken veier opp til 7,5 tonn og har en løftekapasitet på 8 tonn hver.(2) De strenge kravene til nedbøying og horisontal forskyvning gjør at stål tradisjonelt sett har vært det foretrukne materialet til bruk i kranbaner.

Per dags dato er det få kranbaner som er bygget i tre. Et tilsvarende eksempel på kranbaner i tre finnes hos Vinstra VGS. Dette bygget stod klart i 2016, med en helt ny traverskran på 2,5 tonn.(3) Bruk av tre i kranbanene hos Vinstra VGS og SIVA Åmot viser at det er mulig å benytte andre materialer enn stål til kranbaner. Likevel skal det påpekes at disse traverskranene har en beskjeden egenvekt og løftekapasitet sammenliknet med det markedet tilbyr. ABUS leverer til sammenlikning traverskraner som har en løftekapasitet på inntil 120 tonn.(4)

Kranbanene i SIVA Åmots bygg har en dimensjon på 215 mm x 855 mm, for å få tilfredsstillende dimensjoneringskrav. At det er nødvendig med så store dimensjoner for en relativt liten kran, gjør limtre til et foreløpig lite egnet materiale for understøttelse av større kraner, eller i bygninger med begrenset takhøyde.



*Figur 4.1 - Kran og kranbane.
Figur: Green Advisers AS*

5 Treforbindelser

I dette kapitlet gis det en innføring i treets egenskaper og ulike forbindelsesmidler som benyttes i trekonstruksjoner.

5.1 Tre som bygningsmateriale

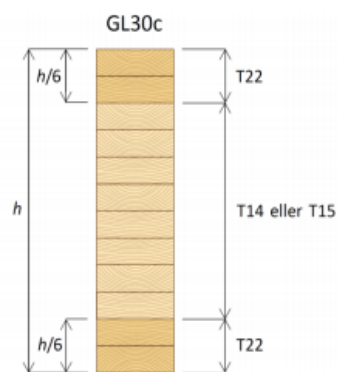
Bruk av trematerialer i større konstruksjoner har blitt svært populært de siste årene. Dette skyldes blant annet utviklingen av produkter som limtre og massivtre, som har høy styrke og stivhet sammenliknet med konstruksjonsvirke. Treets fornybare egenskaper er i tillegg et positivt aspekt med tanke på dagens klimapolitikk.(5) Mjøstårnet er et eksempel på en større konstruksjon, hvor det er benyttet både massivtre og limtre.(6)

Egenskapene til trevirke er forskjellige på tvers av og i fiberretningen. Generelt er tre svakere på tvers av fibrene, og her er både strekkfastheten og trykkfastheten lav. Unntaket er skjærfastheten, som er best på tvers av fibrene. Det vil si at det kreves mer kraft for å avskjære fibrene på tvers enn på langs.(7) Ved ytre belastning er påkjenningen som regel størst i ytterkant av tverrsnittet. Derfor benyttes ofte kombinert limtre i store trekonstruksjoner. Kombinert limtre er bygget opp av lameller med to ulike styrkeklasser, der den beste kvaliteten er benyttet i de ytre delene. Dette fører til optimal materialutnyttelse.(5)

Treets fasthet- og stivhetsegenskaper påvirkes av faktorer som fuktighetsinnhold og belastningsvarighet. Trevirkets massetetthet, også kalt densitet, bestemmer treets styrke. En høy massetetthet gir bedre styrkeegenskaper, og densiteten benyttes til utregning av treets egenvekt.(7) Tre er et pustende materiale som tar opp og avgir fuktighet. Variasjoner i fuktighet fører til problemer som krymping og svelling. Dette er også egenskaper som gir positiv effekt på innemiljøet ved for eksempel temperaturregulering og lyddemping.(8)



Figur 5.1 - Mjøstårnet.
Figur: Moelven



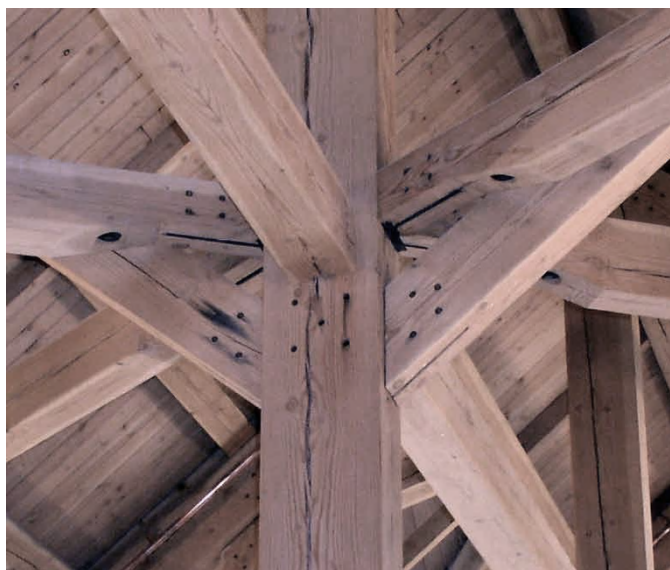
Figur 5.2 - Kombinert limtre.
Illustrasjon: Limtreboka

Miljø er et stort fokus i politikken, og Norges Regjering har som hovedmål å få Norge karbonnøytralt innen 2030. Målet fører til utfordringer hos de fleste aktører, da de må gjøre en endring i sine byggemetoder. Klimamålene gir derimot store muligheter for treindustrien.(8)

Tre er et fornybart materiale som binder CO₂ gjennom fotosyntesen. I dag er tilveksten av tre dobbelt så stor som trevirket vi tar ut av skogene, og nye trær tar opp mer CO₂ enn gamle trær. Under produksjon slippes det ut mindre CO₂ enn det treet lagrer i sin levetid. Når treproduktets levetid er over kan materialet gjenvinnes til energi eller nytt materiale. Ved gjenvinning slippes det ut mindre CO₂ enn det som blir tatt opp av den nye skogen. Miljøbelastningen vil derfor reduseres ytterligere om materialer med større miljøbelastning under produksjon erstattes av tre.(9, 10)

5.2 Sammenføyninger i tre

Sammenføyninger i trekonstruksjoner er ofte synlige, og vil bli en del av det arkitektoniske uttrykket. Estetikk må derfor vurderes i tillegg til dimensjonerende faktorer. I en trekonstruksjon er forbindelser ofte det svakeste punkt, og bestemmer konstruksjonens bæreevne.



*Figur 5.3 - Sammenføyning i tre.
Figur: Structural Wood Corporation*

God utforming av forbindelser er avgjørende for at konstruksjonen skal fungere tilfredsstillende. En uheldig utformet forbindelse kan føre til

«sprøbrudd», altså brudd uten forvarsel. Det er derfor viktig å vurdere forbindelsens stivhet, det vil si duktilitet eller fleksibilitet, i tillegg til dens styrke.(5) Noen festemidler vil føre til reduksjon i tverrsnitt. Dersom forbindelsesmidlene er plassert i en ren trykksone kan det ses bort fra en reduksjon i tverrsnittet.(11)

Ved utforming av knutepunkter i tre, er det viktig å ta hensyn til både treets og forbinderens materialegenskaper for å unngå ugunstige løsninger. Noen av de viktigste faktorene er beskrevet videre i dette kapittelet.(12)

5.2.1 Fuktighet og fuktvariasjoner

Som nevnt tidligere i kapittelet krymper og sveller trevirke som et resultat av endringer i luftfuktighet. Derfor er det viktig å utforme forbindelser der trevirket kan bevege seg uten at konstruksjonen skades. Dersom sammenføyningen er for stiv kan det oppstå sprekker i treet som følge av at treets naturlige bevegelser låses fast. Ettersom krymping kan oppstå, vil ofte etterstramming av forbindelsesmidlene være aktuelt. Knutepunkt må i tillegg utformes for at vann, fra for eksempel regn, kan renne ut av knutepunktet slik at det ikke forårsaker råte i trevirket og unødvendig korrosjon av festemidlene.(7, 12)

Tre er et inhomogent materiale, og vil derfor krympe og svulle ulikt, det vil si anisotrop, i de forskjellige retningene. Anisotrop krymping kan føre til sprekker og eventuelt redusere

bæreevnen til treet. Med større tverrsnitt og hurtigere tørking vil faren for oppsprekking bli større, da fordampingen starter i ytterkant og beveger seg innover i trevirket.(7)

5.2.2 Korrosjon

Det er viktig å beskytte festemidler mot korrosjon fordi det påvirker styrken til festemidlene. Korrosjon skyldes enten tilstedeværelse av fukt i forbindelsen, eller galvanisk korrosjon mellom to ulike metaller.(12) Etter hvert som korrosjonen vokser inn i festemiddelet, vil den effektive delen av tverrsnittet som kan ta opp laster minke. Den vanligste formen for korrosjonsbehandling er sinkbelegg. Da legges et belegg av sink utenpå festemiddelet, som oksideres vekk før stålet angripes.(11)

5.2.3 Brannegenskaper

Tre er et brennbart materiale, og kan derfor brytes helt ned under brann. Sammenliknet med metall er det en fordel å benytte tre, da tre har en forutsigbar oppførsel ved brann. Grunnen til at tre har gode brannegenskaper skyldes at forkullingen foregår langsomt, tre er en dårlig varmeleder, og de mekaniske egenskapene forblir tilnærmet uforandret ved temperaturer opptil 115°C. I tillegg har det forkullede sjiktet en isolerende evne som hindrer oksygentilførsel videre inn i treet. Det er også mulig å beskytte trekomponentene mot brann ved behandlinger som utsetter antennelse eller kledning av et ikke-brennbart materiale.(5, 7, 13)

Metallet i en forbindelse er ofte svakeste ledd ved brann, da metall raskt mister fasthet ved høye temperaturer. Metall er en god varmeleder, og vil kunne lede varmen inn i treet. Dette vil videre føre til forkulling inn i trevirket. Det kan benyttes beskyttelsesplater eller treplugger for å dekke til metallet. Det mest ideelle er en skjult forbindelse, slik at metallet er naturlig beskyttet mot varme ved brann. Det er også mulig å forbedre brannmotstanden til en forbindelse ved å øke forbinderenes kantavstand.(7, 13)

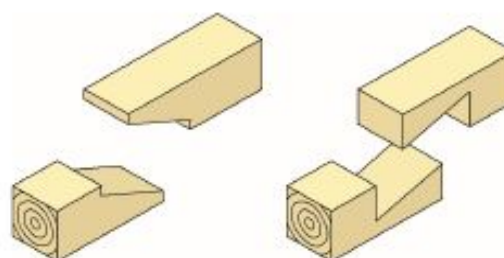
5.2.4 Montering

Ved valg av festemidler er det god praksis å tenke på at montering på byggeplass skal være effektiv og trygg for anleggsarbeiderne. Bruk av elektriske verktøy ved montering gjør jobben mye enklere. Dersom det er behov for forboring vil monterings tid øke. For effektivisering kan det benyttes en drill til forboring og en til montering der forboring er nødvendig. En del knutepunkt kan også delvis monteres på fabrikk, slik som for eksempel innslissede stålplater. Kostnadmessig er det en fordel med lavest mulig tidsforbruk på byggeplass.

5.3 Forbindelsesmidler

5.3.1 Tradisjonelle forbindelser

Tradisjonelle forbindelser er en samlebetegnelse for de metodene som ble benyttet før dagens moderne festemidler ble tatt i bruk. Disse metodene dreier seg i stor grad om tre-mot-tre forbindelser, der kreftene overføres mellom tredelene via kontakttrykk og friksjon. De tradisjonelle forbindelsesmetodene er derfor særlig gode på å ta opp og overføre trykkrefter.



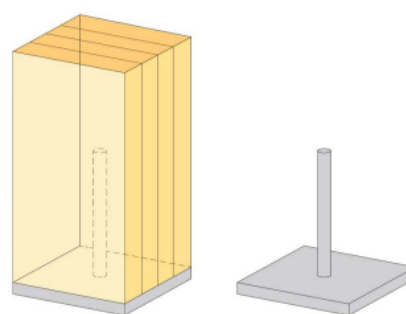
Figur 5.4 - Tradisjonell forbindelsesmetode.
Illustrasjon: SINTEF Byggforsk

For å tillate strekkrefter i forbindelsen må det benyttes andre forbindelser i tillegg, for eksempel treplugg eller treskruer. I en del tilfeller ble det også tatt i bruk nagler/plugg av jern, som kan sies å være en forløper til dagens festemidler.(7, 14)

Tradisjonelle forbindelsesmetoder finnes i hovedsak i eldre bygninger. Utførelsen av de tradisjonelle forbindelsene er komplisert og tidkrevende sammenlignet med nyere forbindelsesmetoder. I dag har arkitekter igjen fattet interesse for tradisjonelle forbindelsesmetoder, og de er gjerne benyttet i moderne bygninger der knutepunktets visuelle utforming er av betydning.(7)

5.3.2 Limte forbindelser

Limte forbindelser er enkle, og har generelt lave kostnader. Lim har stor styrke og stivhet, og siden forbindelsen er skjult har den gode brannegenskaper. Korrekt utførte forbindelser i lim, der snittflatene er parallelle med fiberretningen, vil ha minst like stor styrke som treet. Dette er et prinsipp som blant annet benyttes ved fremstilling av limtre. Bruk av lim gjør det mulig å oppnå momentstive forbindelser, også i kombinasjon med bolter. Dette utdypes nærmere i kapittel 5.3.5 Bolter.(14)



Figur 5.5 - Søyle leddet ved hjelp av innlimt bolt. Illustrasjon: Limtreboka

Det eksisterer ingen allmenn dimensjoneringsmetode for limte forbindelser, og det stilles store krav til utføringen. I tillegg er forbindelsen vanskelig å kontrollere da limet ligger mellom tredelene. Dersom forbindelsen overbelastes og limet ikke holder vil det oppstå sprøbrudd.(7)

5.3.3 Spiker

Spiker er et av de enkleste forbindelsesmidlene som finnes. Det eksisterer ulike typer tverrsnitt for spikre, blant annet rund, firkantet og skarp kantet. Overflaten på spikeren kan være glatt, rillet eller preget på andre måter.(12)



*Figur 5.6 - Firkantet, glatt spiker.
Figur: Christiania Spigerverk*

Kapasiteten til én spiker er relativt lav. Likevel kan spikerforbindelser oppnå en relativt stor bæreevne, da avstandskravene er små. Vanligvis er det heller ikke behov for forboring, noe som gjør spiker til et billig og effektivt forbindelsesalternativ.(14) Forboring kreves dersom spikeren har diameter større enn 6 mm eller trevirkets karakteristiske densitet er større enn 500 kg/m³.(7, 14, 15)

Uttrekksmotstanden til en spiker er avhengig av friksjon mellom stål og tre, samt forankringslengde. Glatte spikre har mindre uttrekksmotstand enn for eksempel rillete spikre, og kan ikke benyttes til permanent aksialbelastning. Gjennomtrekking kan bli dimensjonerende for aksialkraftkapasiteten dersom det benyttes spiker med stor forankringslengde, lite hode eller riller.(11)

5.3.4 Skruer

Skruer kan brukes i forbindelser i bærende trekonstruksjoner. På grunn av det gjengede partiet har skruer bedre aksialkapasitet enn spikre. Derfor er det mer gunstig å bruke skruer enn spiker der det stilles høyere krav til lastbærende egenskaper.

Det finnes flere ulike variasjoner i kvalitet, dimensjon, skruhode og gjenget parti. De senere årene har det blitt vanlig å benytte lange, selvborende skruer med lengder over 1 meter. Slike skruer er svært anvendelige ettersom de ikke krever forboring. For skruer som ikke er selvborende kan det være nødvendig med forboring. Skruhodet kan i tillegg være utformet slik at skruen kan senkes inn i virket. Disse skruene har estetiske fordeler, ettersom

forbindelsen blir mindre synlig. Slike skruer har i tillegg bedre beskyttelse mot brann og trenger sjeldent ekstra brannbeskyttelse.(13)



Figur 5.7 - Dobbeltgjenget og helgjenget skruer fra SFS intec. Figur: SFS intec

5.3.5 Bolter

Bolter er særlig egnet i konstruksjoner med store dimensjoner på tredelene. Bolter krever forboring, og hullene borres normalt litt større enn boltens diameter. Dette kan redusere bæreevnen og stivheten til knutepunktet.(7)

Det skal alltid benyttes underlagsplater under boltehode og mutter for å beskytte treet. Aksialkapasiteten til en bolt er minste verdi av boltens strekkfasthet og underlagsplatens lastbærende kapasitet.(7)



*Figur 5.8 - Gjengestang.
Figur: Arvid Nilsson*

Bolters kvalitet angis som 4.6, 8.8 og 10.9. Det første tallet er 1/100 av strekkfastheten til stålet i N/mm^2 . Det andre tallet beskriver flytegrensen til stålet som en prosentandel av strekkfastheten. Eksempelvis har en bolt med fasthetsklasse 8.8 strekkfasthet på $800 N/mm^2$, og flytegrense på 80 % av strekkfastheten, altså $640 N/mm^2$.(12, 13)

Innlimte bolter

Innlimte bolter muliggjør en skjult forbindelse, og benyttes særlig i limtrekonstruksjoner. Forbindelsesmetoden har mange gunstige egenskaper, som styrke og stivhet, men det er sparsomt med allment aksepterte beregningsmetoder. Det er en kombinasjon av limt og mekanisk forbindelse, noe som gir store forskjeller i stivhet og deformasjonsegenskaper. Et annet problem er injiseringen av limet, og kontroll. Denne typen forbindelsesmiddel kan ikke benyttes i klimaklasse 3 eller i forbindelser utsatt for dynamiske laster. Dette vil føre til store indre spenninger som kan ødelegge forbindele. Innlimte bolter er lite brukt i Norge.(7, 14)

5.3.6 Dybler

Dybler er glatte, sylindriske stålstaver. Størrelsen varierer i diameter fra 6 til 30 mm.(12) Dybler brukes vanligvis i kombinasjon med innslissede stålplater, og er i Norge den viktigste



Figur 5.9 - Dybel med avfasettete ende.
Illustrasjon: SINTEF Byggforsk

måten å forbinde komponenter i store limtrekonstruksjoner. Innslissede stålplater fører til flere snitt, som gir forbindelsen større kapasitet. Med innslissede stålplater får man en nesten usynlig forbindelse med gode brann tekniske egenskaper, ettersom stålet blir skjult.(7, 16)

Dybler har svært lik virkemåte som bolter ved tverrbelastning, men tar ikke opp aksialkrefter ettersom de ikke har klemvirkning. Dybler egner seg ikke i enkeltsnittede forbindelser, da dyblene vil rotere og komponentene gli fra hverandre på grunn av eksentrisk last.(12)

5.3.7 Tømmerforbindere

Tømmerforbindere er forbindelsesmidler utviklet for å øke de mekaniske stavforbinderenes tverrkapasitet. De kan deles i to typer når det kommer til prinsipp og virkemåte. En er spordybler som settes inn i utfreste spor, den andre er innpressingsdybler som presses inn i trevirket. Det finnes også kombinasjoner av disse.(17)



Figur 5.10 – Eksempel på innpressingsdybler: Ensidig og tosidig tannede forbindere.
Illustrasjon: SINTEF Byggforsk

Vanligvis benyttes tømmerforbindere i kombinasjon med bolter, men de kan også kombineres med skruer. Total kapasitet til en slik forbindelse er summen av kapasiteten til delkomponentene. Kapasiteten til tømmerforbindere må bestemmes ved testing. Her er det spesielt viktig med etterstramming av boltene, da en slakk forbindelse gir større deformasjon og lavere kapasitet.(7)

6 Laster og lastanalyse

I dette kapittelet er laster som påvirker systemet beskrevet.

6.1 Egenlast

Egenlasten er en permanent last og beregnet etter limtrekvalitetens densitet. Til kranbanen er det benyttet limtre med styrkeklasse GL30c, som har densitet $\rho_k = 390 \text{ kg/m}^3$. Densiteten er tatt fra tabell 1-1 i Limtreboka.(5)

6.2 Kran

Lastdata som er benyttet er tatt fra vedlegg E.2. Systemet blir belastet med en traverskran som har to løpekatter. Traverskranen kan bevege seg langs kranbanene, samtidig som løpekattene beveger seg på traverskranen. Belastning fra kranen, med eventuell last, overføres til bjelken som hjultrykk. Når løpekattene beveger seg oppstår det sidekrefter som overføres via kranskinnene til kranbanen.

Kranen er en dynamisk, variabel nyttelast. Den lengste perioden kranen er stillestående vil være 3 uker på grunn av ferie. Det er derfor valgt å betrakte kranen som en øyeblikkslast, og se bort fra krypdeformasjoner.



Figur 6.1 - Traverskranen i bruk. Figur: Siva

6.3 Lastkombinasjoner

De ulike grensetilstandene er hentet fra NS-EN 1990.(18)

6.3.1 Bruddgrensetilstand

Etter nasjonalt tillegg er det to dimensjonerende lasttilfeller ved kapasitetsberegninger (STR). Det ugunstigste tilfellet skal benyttes under dimensjonering. I denne oppgaven vil likning 6.10b fra tabell NA.A1.2(B) være dimensjonerende:

$$\xi \gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k$$

Der G_{kj} og Q_k er henholdsvis egenlast og hjultrykk fra kranen. ξ , γ_G og γ_Q er lastfaktorer, og finnes i tabell NA.A1.2(B).

6.3.2 Bruksgrensetilstand

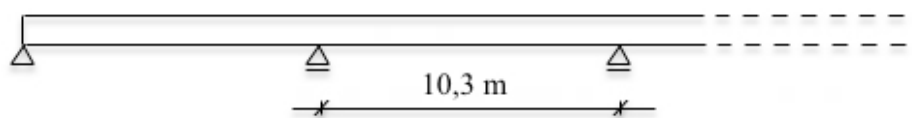
Denne grensetilstanden omhandler konstruksjonens funksjonsdyktighet, menneskers komfort og konstruksjonens utseende. I bruksgrensetilstand benyttes karakteristisk last, det vil si lastfaktorer lik 1,0. Likning 6.14 benyttes:

$$G_k + Q_k$$

6.4 Lastanalyse

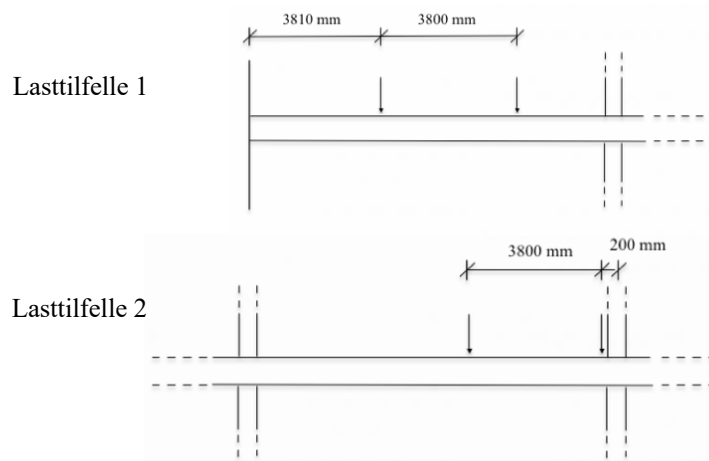
For å dimensjonere forbindelsen er det nødvendig å vite hvilket lasttilfelle som gir den minst gunstige belastningen. I denne oppgaven er Focus Konstruksjon benyttet som analyseprogram.

Den statiske modellen består av en kontinuerlig bjelke over flere spenn. Senteravstanden mellom søylene er 10,3 meter, og likt for hele systemet. Derfor vil skjærkraft og moment variere lite uansett hvilket spenn kranen plasseres i. Dette gjelder ikke endespennene, ettersom opplagene i endene ikke overfører moment, og vil gi større momentbelastning i dette spennet. Totalt antall spenn vil ikke påvirke belastningen mye, da kreftene blir kraftig redusert bare 2 spenn fra kranens plassering.



Figur 6.2 - Statisk system

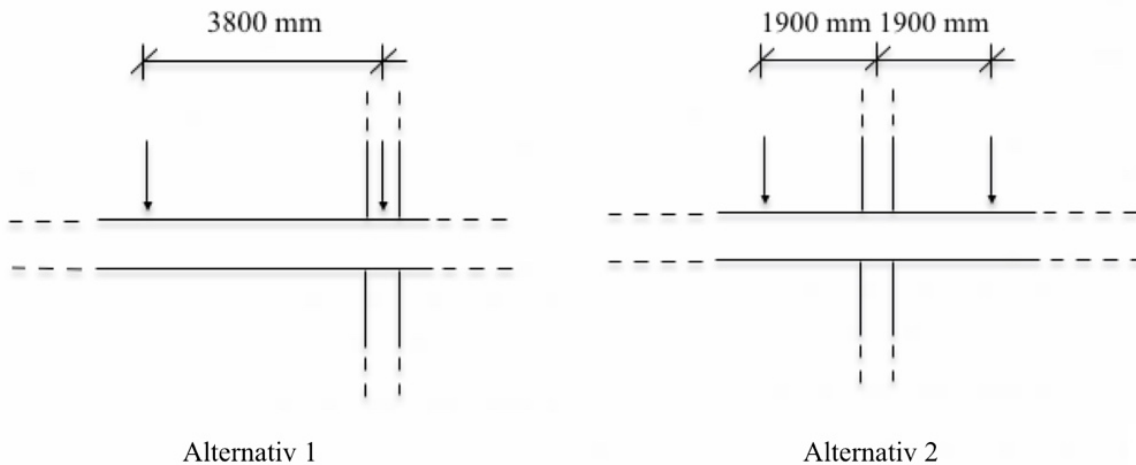
Bjelken må kontrolleres for to ulike lasttilfeller. Et som gir maksimalt moment og et som gir maksimal skjærkraft. For bjelken vil moment være dimensjonerende, da dette gir størst nedbøying. Focus Konstruksjon har en funksjon som finner plasseringen som gir størst moment eller skjærkraft. Dette kalles lasttoganalyse, og gir minst gunstige posisjon. Med tanke på moment er verst plassering med nærmeste hjul 3810 mm fra endeopplegg. Dette er kalt lasttilfelle 1. For skjærkraft gir lasttoganalysen lasttilfelle 2 som er plassert i et av de midtre spennene. Her er høyre hjul plassert 200 mm fra senter søyle, som vist på figur 6.3. Det ble undersøkt flere lasttilfeller for å bekrefte at dette var tilfellene med størst belastning på bjelken.



Figur 6.3 - Lasttilfelle 1 og 2

Momentet som oppstår i bjelken vil ikke overføres til søyle via knutepunkt da bjelken er kontinuerlig. Det overføres derimot skjærkrefter. To alternativ ble testet for å finne dimensjonerende skjærkraft i opplegget mellom spenn 1 og 2, se figur 6.4.

1. Ett hjul over knutepunkt
2. Ett hjul på hver side av knutepunktet med lik avstand



Figur 6.4 - Alternativ 1 og 2 for lastplassering

For kontroll ble det også testet kranplasseringer mellom disse. Testene viste at alternativ 2, med kranen midt over knutepunktet, er dimensjonerende. Dette er kalt lasttilfelle 3.

Det er derfor tre ulike lasttilfeller som blir benyttet ved dimensjonering. Lasttilfelle 1 og 2 for bjelken, og lasttilfelle 3 for knutepunkt. Vedlegg A.2 viser resultatene for disse lasttilfellene.

7 Valg av forbindelsesmidler

I dette kapittelet vurderes det hvilke forbindelsesmidler som er aktuelle for videre arbeid.

7.1 Valg av forbindelsesmidler til videre beregning

Basert på lastanalyse og teori presentert i kapittel 5.3 *Forbindelsesmidler* er det blitt foretatt en vurdering av hvilke festemidler som vil være aktuelle. Faktorer som har blitt vurdert inkluderer forbindelsesmidlernes generelle kapasiteter i forhold til de dimensjonerende lastene. I tillegg er tidsbruk og vanskelighetsgrad ved montering en problemstilling som er tatt i betraktning.

Tabell 7.1 - Valg av forbindelsesmiddel

Forbindelsesmiddel	Vurdering	Årsak
Tradisjonelle forbindelser	Uaktuell	Mer kostbare og tidkrevende ved montering enn stålforbindere. Dårlig egnet for å ta opp strekkreftene som oppstår i knutepunktet.
Limte forbindelser	Uaktuell	Vanskelige å dimensjonere da det ikke finnes noen allmenn dimensjoneringsmetode. Stor fare for sprøbrudd ved bruk av lim både alene og i kombinasjon med andre forbindelsesmidler.
Spiker	Uaktuell	For små dimensjoner og dårlig kapasitet per forbinder.
Skruer	Aktuell	Godt egnet for å ta opp store laster. Kan ta opp både tverr- og aksiallast. Enkelt å montere. Stort utvalg av dimensjoner.
Bolter	Aktuell	Godt egnet for å ta opp store laster. Kan ta opp både tverr- og aksiallast. Stort utvalg av dimensjoner.
Dybler	Uaktuell	Ikke egnet til å ta opp aksialkrefter, og er derfor ikke relevante.
Tømmerforbindere	Uaktuell	Kunne vært benyttet i kombinasjon med bolter/skruer dersom forbindelsen ikke får nok kapasitet. Komplisert og tidkrevende montering.

7.2 Leverandører av forbindelsesmidler

Under følger en kort oversikt over et utvalg leverandører for skruer og bolter, samt fordeler og ulemper ved disse.

7.2.1 ESSVE

ESSVE leverer både skruer og bolter, men skruene er ikke egnet til større konstruksjoner. Deres datablad inneholder oversikt over produktenes materialkvaliteter og tilgjengelige dimensjoner, men har ingen detaljer om forbinderenes kapasiteter. Det er enkelt å bestille og få tak i produktene deres.(19)

7.2.2 Arvid Nilsson

Arvid Nilson har et stort utvalg av bolter, og flere varianter av underlagsskiver. De leverer gode og oversiktlige datablad.(20)

7.2.3 Rothoblaas

Rothoblaas har et godt utvalg av skruer i forskjellige dimensjoner. Databladene deres inneholder kapasitetsverdier for ulike sammenføyninger, i tillegg til beregningsmetoder for disse. Rothoblaas har ingen varehus i Norden, og er dermed vanskelig å få tilgang til.(21)

7.2.4 Christiania Spigerverk

Christiania Spigerverk har et godt utvalg av skruer. De har datablad med relevante verdier, men de er derimot vanskelige å bruke.(22)

7.2.5 SFS intec

SFS intec har et godt utvalg av skruer. Databladene deres inkluderer beregningsmetoder og tabeller med oversikt over forbinderenes kapasiteter. De har også et beregningsprogram tilhørende databladet.(23)

7.2.6 Valg av leverandører

Valg av leverandør er gjort på grunnlag av informasjonen gitt tidligere i kapittelet. Kostnad for de ulike forbindelsene er relevant for valg av den mest gunstige utformingen av knutepunktet. Det oppgis derfor en oversikt over pris per forbinder for de dimensjonene som vil benyttes videre.

Bolter

Til leverandør av bolter, er det valgt å benytte Arvid Nilsson sine gjengestenger og underlagsskiver med tilhørende mutter. Arvids Nilsson leverer godkjente underlagsskiver i henhold til Eurokode 5, noe ESSVE ikke har. Det er valgt å benytte bolter med stålkvalitet 8.8, da det er mest vanlig i Norge.(13)

Prisoversikt:

M16: 148,3 kr/stk

M20: 263,6 kr/stk

Prisen som er oppgitt gjelder bolt med tilhørende mutter og underlagsskive. Prisene er mottatt fra forhandleren, og prislisten ligger vedlagt i vedlegg F.1.

Skruer

Ved kapasitetsberegninger av skruer er det valgt å benytte SFS intec. Deres datablad er enklest å forstå, samt det mest komplette når det gjelder materialdata og kapasiteter. Skruene som leveres er godkjent etter ETA (European Technical Approval), og det er derfor mulig å benytte deres verdier for blant annet karakteristisk flytemoment og karakteristisk uttrekkskapasitet i beregninger. Verdiene som er oppgitt er basert på praktiske tester eller beregninger. I begge tilfeller er regler og forutsetninger i Eurokode 5 tatt hensyn til.

Det er valgt å gå videre med helgjengede skruer av typen WR-T-13xL, da denne har høy kapasitet. Denne skruen trenger ikke å forbores.(23) Unntaket er om skruen skal senkes mer enn et par centimeter inn i virket, da må det forbores et hull tilsvarende skruhodets diameter, se korrespondanse med SFS intec i vedlegg F.2. Dobbeltgjengede skruer ble vurdert, men da de ikke har dimensjoner som gir like høy kapasitet som de helgjengede skruene er de ikke tatt med videre i beregningene.

Prisoversikt:

WR-T-13x500: 125,8 kr/stk

WR-T-13x600: 147,3 kr/stk

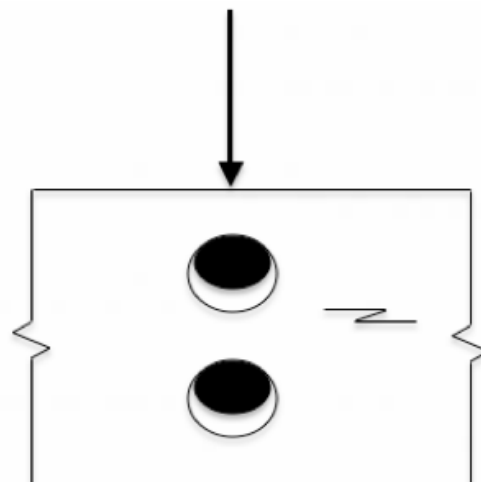
Prisene er tatt fra SFS intec sin prisliste.(24)

8 Teori

I dette kapitlet vil det bli gitt en introduksjon i teori som er sentral ved dimensjonering av kranbanen og forbindelsen.

8.1 Hullkantfasthet

Hullkantfasthet bestemmes etter den største kraften som kan overføres mellom det gitte trestykket og forbinderen, før det oppstår brudd i treet. Hullkantfastheten er avhengig av treet's densitet og fuktinnhold, stavdiameter, friksjon mellom materialene, vinkel mellom kraft og fiberretning, samt eventuelle forsterkninger av trevirket.(7) Uttrykkene for hullkantfasthet varierer for ulike festemidler og festemiddelets vinkel med fiberretningen.



Figur 8.1 – Illustrasjon av sammenhengen mellom lastpåføring og stavens belastning på trevirket

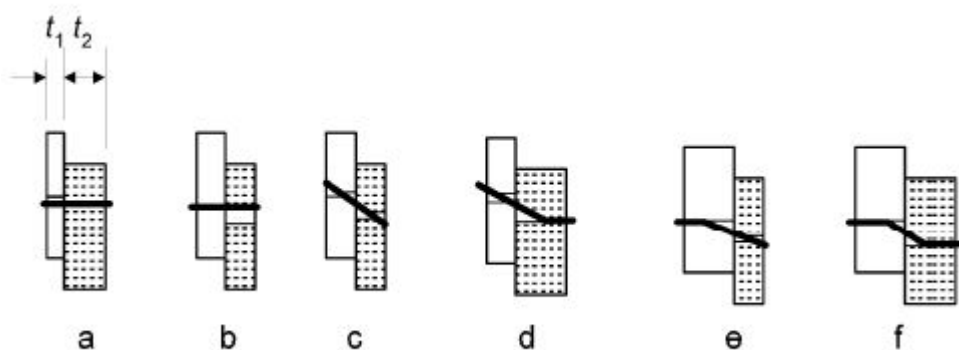
8.2 Bruddformer i tre-mot-tre forbindelser

Beregningsgangen for tre-mot-tre forbindelser i Eurokode 5 er basert på forsøk utført på 1940-tallet av K.W. Johansen(25), og omtales som Johansens flyteleddsteori. Disse kapasitetsberegningene baserer seg på forsøk med stavformede forbindere vinkelrett på fiberretningen.

Ved høy tverrbelastning kan det oppstå brudd i forbindelsen. I Eurokode 5 skilles det mellom ulike bruddformer, avhengig av type brudd som oppstår. Bruddformene har en sammenheng med materialegenskapene til både trevirket og forbindelsesmiddelet. Den bruddformen som gir lavest kapasitet blir dimensjonerende.(7) De fleste kapasitetsformlene er delt i to ledd. Det første leddet er kapasiteten beregnet etter Johansens flyteleddsteori, og det andre leddet er bidraget fra den såkalte «taueffekten». Tau-effekten omtales nærmere i kapittel 8.3 *Tau-effekten*.

8.2.1 Enkeltsnittede forbindelser – Likning 8.6

For enkeltsnittede forbindelser finnes det 6 ulike bruddformer, se figur 8.2.



Figur 8.2 - Bruddform a-f for enkeltsnittede forbindelser.
Illustrasjon: NS-EN 1995-1-1

Bruddform a, b og c – svikt i trevirket

Bruddform a tilsvare brudd i element 1, og bruddform b brudd i element 2. Bruddform c gir brudd i både element 1 og 2. Felles for de tre bruddformene er at tredelen svikter som følge av at hullkantfastheten nås.(7, 26)

Bruddform d og e – svikt i trevirke og forbinder

Bruddform d gir brudd i element 1 i tillegg til at det dannes flyteledd i forbinderen. Tilsvarende gir bruddform e brudd i element 2, samt flyteledd i forbinderen. I begge tilfellene oppstår det kun ett flyteledd, som skjer der forbinderen utsettes for størst moment.

Bruddform f – svikt i forbinderen

Bruddform f gir svikt i forbinderen lokalt i virkesdelene. Forbinderen får maksimalt moment på to steder, og det oppstår dermed to flyteledd.

$$\begin{aligned} \text{a) } F_{v,Rk} &= f_{h,1,k} t_1 d \\ \text{b) } F_{v,Rk} &= f_{h,2,k} t_2 d \\ \text{c) } F_{v,Rk} &= \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1+\beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ \text{d) } F_{v,Rk} &= 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2+\beta} \left[\sqrt{2\beta(1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ \text{e) } F_{v,Rk} &= 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_2 d}{1+2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2(1+\beta) + \frac{4\beta(1+2\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ \text{f) } F_{v,Rk} &= 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{aligned}$$

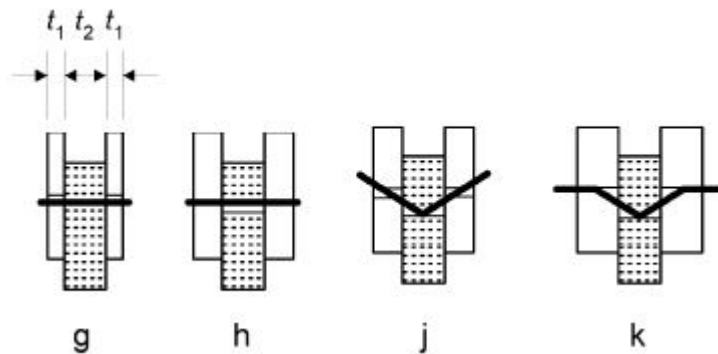
Der:

- $F_{v,Rk}$ er den karakteristiske kapasiteten per snitt per forbinder
- $f_{h,i,k}$ er karakteristisk hullkantfasthet til element i . Beregnes etter NS-EN 1995-1-1 for det aktuelle forbindelsesmiddelet.
- t_i er tykkelsen av tredelen eller forbinderens inntrengningsdybde i element i
- d er forbinderens diameter
- $M_{y,Rk}$ er forbinderens karakteristiske flytemoment
- β er forholdet mellom komponentenes hullkantfasthet; $\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}}$
- $F_{ax,Rk}$ er forbinderens karakteristiske uttrekkskapasitet, og beregnes etter NS-EN 1995-1-1 for det aktuelle forbindelsesmiddelet.(15)

I uttrykkene som inkluderer forbinderens karakteristiske flytemoment, $M_{y,Rk}$, er faktorene 1,05 og 1,15 innført for å kompensere for en relativt høy materialfaktor γ_M som benyttes for forbindelsesmidlene. Denne materialfaktoren er høyere enn den som brukes for stål.(7)

8.2.2 Dobbeltsnittede forbindelser – Likning 8.7

For dobbeltsnittede forbindelser finnes det 4 ulike bruddformer. Faktorene som inngår i formlene er de samme som for enkelt-snittede forbindelser. Forskjellen er faktorene t_1 og t_2 , se figur 8.3. t_1 er fortsatt den minste verdien av tredelens tykkelse og forbinderens inntrengningsdybde.



Figur 8.3 - Bruddform g-k for dobbeltsnittede forbindelser. Illustrasjon: NS-EN 1995-1-1

Bruddform g og h – svikt i trevirket

Bruddform g gir svikt i begge de ytre komponentene. Bruddform h gir svikt i den sentrale komponenten.

Bruddform j

Bruddform j gir svikt i forbinderen og begge de ytre komponentene.

Bruddform k

Bruddform k gir svikt i forbinderen lokalt i virkesdelene.

$$g) F_{v,Rk} = f_{h,1,k} t_1 d$$

$$h) F_{v,Rk} = 0,5 \cdot f_{h,2,k} t_2 d$$

$$j) F_{v,Rk} = 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2+\beta} \left[\sqrt{2\beta(1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$$

$$k) F_{v,Rk} = 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$$

8.3 Taueffekten

Johansens flyteleddsteori ser for seg en ideell situasjon der festemidlene kun utsettes for tverrbelastning. I virkeligheten vil enhver forbinder som utsettes for bøyedeformasjoner få en viss aksial belastning, dette skyldes en utbøyning fra opprinnelig posisjon som vist i figur 8.4. Avhengig av forbinderens



Figur 8.4 – Taueffekt i praksis.

Figur: Timber engineering – Principles for design

utforming kan dette bety at forbinderen får betydelig bedre tverrkapasitet ved å inkludere bidraget fra festemiddelets aksialkapasitet. Dette kalles for «taueffekten».(27) I Eurokode 5 er bidraget fra taueffekten inkludert på alle bruddformer hvor det oppstår flyt i forbinderen.

I henhold til NS-EN 1995-1-1 skal taueffekten settes lik den minste verdien av $F_{ax,Rk}/4$ eller en prosentandel av Johansen-delen. Denne prosentandelen avhenger av type forbindelsesmiddel, og samsvarer med forbinderens utforming og evne til å motstå aksial belastning. Eurokoden begrenser taueffektens kapasitet til følgende prosentdel av Johansen-leddet:

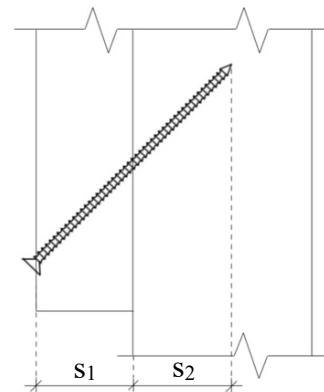
- Runde spikre: 15%
- Spikre med kvadratisk tverrsnitt: 25%
- Andre spikre: 50%
- Skruer: 100%
- Bolter: 25%
- Dybler: 0% (15)

Som en kan se dobles skruenes kapasitet som følge av 100% taueffekt-bidrag, dette skyldes skruens gjengede parti som gir god evne til å motstå aksiallast. Dybler vil derimot ikke få ekstra kapasitet, som en konsekvens av den helt glatte overflaten.

8.4 Skråstilte skruer

Johansens flyteleddsteori i Eurokode 5 er basert på forsøk utført med festemidler 90° på fiberretningen.(25) Denne beregningsmetoden vil derfor gi store avvik på kapasiteten til skråstilte skruer. Det er derfor blitt utarbeidet en ny beregningsmetode for tre-mot-tre forbindelser med skråstilte skruer av de to tyske doktor-ingeniørene Hans Joachim Blaß og Ireneusz Bejtka(28). Modellen er en videreutvikling av Johansens flyteleddsteori, der faktorer som skruens uttrekkskapasitet, vinkel mellom skruens lengdeakse og lastretning, i tillegg til friksjon mellom treelementene er tatt hensyn til.

En forskjell i beregningsmodellene er at Bejtka og Blaß bruker verdiene s_1 og s_2 i stedet for t_1 og t_2 . s_1 og s_2 i Bejtka og Blaß sin modell tilsvarer forbindelementens inntrengningsdybde langs bredden til tredelene, se figur 8.5.

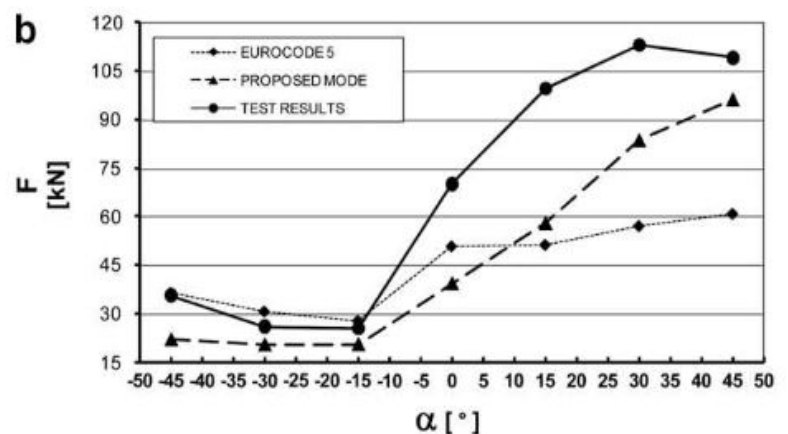


Figur 8.5 - Skruens inntrengningsdybde i elementene.

Det har i ettertid blitt utført praktiske tester av Tomasi, Crosatti og Piazza(29) for å sammenlikne kapasiteten som oppnås mot Eurokode 5 og Bejtka

og Blaß sin modell. Denne rapporten konkluderer med at Bejtka og Blaß sin modell gir et mer

realistisk bilde av kapasiteten til skruer som utsettes for skjær-strekk, og har en vinkel større enn 10° , se figur 8.6. Eksperimentelt nådde forbindelsen en høyere kapasitet enn begge beregningsmodellene, som kan antyde at begge modellene gjør en konservativ antakelse av forbindelsens kapasitet.



Figur 8.6 – Sammenlikning av kapasiteter etter beregningsmodell i Eurokode 5, Bejtka og Blaß og kapasiteter oppnådd ved praktiske forsøk. Illustrasjon: Tomasi, Crosatti, Piazza

8.4.1 Aksial- og tverrkapasitet

Bejtka og Blaß sin modell følger i likhet med Eurokode 5 bruddformene etter Johansens flyteleddsteori, og ser slik ut:

$$\begin{aligned}
 \text{a) } R_{v,a,Rk} &= R_{ax,k} \cdot \sin\alpha + f_{h,1,k} \cdot s_1 \cdot d \cdot \cos\alpha \\
 \text{b) } R_{v,b,Rk} &= R_{ax,k} \cdot \sin\alpha + f_{h,2,k} \cdot s_2 \cdot d \cdot \cos\alpha \\
 \text{c) } R_{v,c,Rk} &= R_{ax,k} \cdot (\mu \cdot \cos\alpha + \sin\alpha) + \frac{f_{h,1,k} \cdot s_1 \cdot d}{1+\beta} \cdot (1 - \mu \cdot \tan\alpha) \cdot \\
 &\quad \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \cdot \left(1 + \frac{s_2}{s_1} + \left(\frac{s_2}{s_1}\right)^2\right) + \beta^3 \cdot \left(\frac{s_2}{s_1}\right)^2} - \beta \cdot \left(1 + \frac{s_2}{s_1}\right) \right] \\
 \text{d) } R_{v,d,Rk} &= R_{ax,k} \cdot (\mu \cdot \cos\alpha + \sin\alpha) + \frac{f_{h,1,k} \cdot s_1 \cdot d}{2+\beta} \cdot (1 - \mu \cdot \tan\alpha) \cdot \\
 &\quad \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \left(\frac{4\beta \cdot (2+\beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot s_1^2}\right)} - \beta \right] \\
 \text{e) } R_{v,e,Rk} &= R_{ax,k} \cdot (\mu \cdot \cos\alpha + \sin\alpha) + \frac{f_{h,1,k} \cdot s_2 \cdot d}{1+2\beta} \cdot (1 - \mu \cdot \tan\alpha) \cdot \\
 &\quad \left[\sqrt{2\beta^2 \cdot (1 + \beta) + \left(\frac{4\beta \cdot (1+2\beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot s_2^2}\right)} - \beta \right] \\
 \text{f) } R_{v,f,Rk} &= R_{ax,k} \cdot (\mu \cdot \cos\alpha + \sin\alpha) + (1 - \mu \cdot \tan\alpha) \cdot \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \cdot \\
 &\quad \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d \cdot \cos^2\alpha}
 \end{aligned}$$

Der:

- $R_{v,i,Rk}$ er skruens karakteristiske tverrkapasitet parallelt med skruens skjærplan.
- $R_{ax,i,k}$ er karakteristisk uttrekkskapasitet for skruen i element i .
- s_i er inntrengningsdybden til skruen i element i .
- $f_{h,i,k}$ er karakteristisk hullkantfasthet element i .
- β er forholdet mellom hullkantfasthetene. $\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}}$
- d er skruens diameter
- $M_{y,Rk}$ er skruens karakteristiske flytemoment
- μ er friksjonskoeffisienten for tre-mot-tre forbindelser
- α er vinkelen mellom skruens lengdeakse og normalen på fiberretningen

Dersom $\alpha=0^\circ$ (dvs. vinkelrett på fiberretningen) blir uttrykkene de samme som Johansen-likningene.

For tre-mot-tre forbindelser settes friksjonskoeffisienten μ lik 0,25 for skruer som skjærstrekk-belastes, og lik 0 for skruer som utsettes for skjærtrykk. Dette skyldes at i forbindelser utsatt for trykkrefter vil tre-elementene dras fra hverandre, og det oppstår dermed ingen kontakt som kan bidra til friksjon.(29)

Aksialkapasiteten i de ulike elementene bestemmes av uttrykket:

$$R_{ax,i,k} = f_{1,k} \cdot l_{ef} \cdot d$$

$$f_{1,k} = 100 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$$

$$l_{ef} = \frac{S_i}{\cos \alpha}$$

Der:

- ρ_k er treets karakteristiske densitet i kg/m^3
- d er ytre diameter av den gjengede delen
- l_{ef} er lengden av skruens gjengede parti i aktuell tredel
- $f_{1,k}$ er karakteristisk uttrekkskapasitet

Aksial- og tverrkapasiteten bestemmes som følger:

Tverrkapasitet:

$$F_{v,Rk} = \min\{R_{v,a,Rk}; R_{v,b,Rk}; R_{v,c,Rk}; R_{v,d,Rk}; R_{v,e,Rk}; R_{v,f,Rk}\}$$

Aksialkapasitet:

$$F_{ax,Rk} = \min\{R_{ax,1,k}; R_{ax,2,k}\}$$

8.4.2 Hullkantfasthet

Hullkantfastheten for skråstilte skruer tar hensyn til skruens vinkel med treets fiberretning, densiteten av trevirket, samt skruens effektive diameter.

$$f_{h,\varepsilon,k} = \frac{0,019 \cdot \rho_k^{1,24} \cdot d^{-0,3}}{2,5 \cdot \cos^2 \varepsilon + \sin^2 \varepsilon}$$

Der ε er skruens vinkel i forhold til treets fiberretning. $\varepsilon=0^\circ$ tilsvarer at skruen ligger parallelt med trevirkets fiberretning.(29)

8.5 Karakteristisk og dimensjonerende verdi

Eurokode 5 gir karakteristiske verdier. For å kunne benytte disse til sammenlikning med dimensjonerende laster, er det nødvendig å gjøre om karakteristisk verdi til dimensjonerende verdi. Likning 2.14 og 2.17 angir hvordan karakteristisk verdi regnes om til dimensjonerende verdi for både materialegenskap og bæreevne:

$$X_d = k_{mod} \frac{X_k}{\gamma_M}$$

k_{mod} er en modifikasjonsfaktor som tar hensyn til lastvarighet og variasjon i fuktinnhold i treet. Lastvarighet og klimaklasse er to parametere som må bestemmes før valg av k_{mod} . Verdien for k_{mod} leses deretter av i tabell 3.1 i NS-EN 1995-1-1. Dersom en lastkombinasjon består av laster med ulik lastvarighet, skal k_{mod} bestemmes etter lasten som har kortest varighet.

γ_M er en partialfaktor for materialegenskaper og bestandighet. Materialfaktoren tar hensyn til variasjoner i dimensjoner, usikkerhet i forhold til modellering og materialegenskaper. Tabell 2.3 i Eurokode 5 angir anbefalte verdier for γ_M avhengig av type materiale som er benyttet.

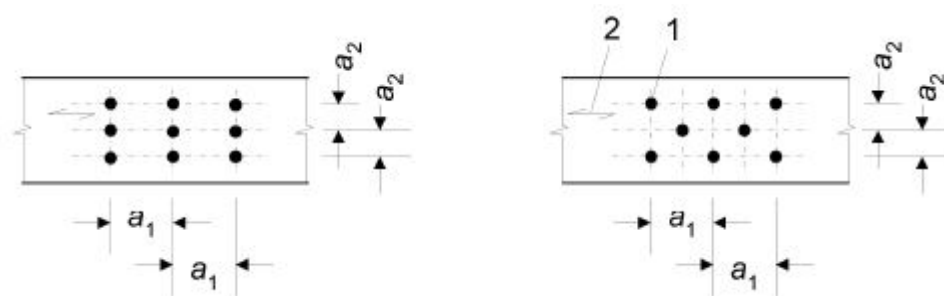
8.6 Forbindere utsatt for kombinert aksial- og tverrbelastning

Forbindere kan belastes i aksial- og tverretning. Dersom aksial- og tverrbelastning opptrer samtidig, krever Eurokode 5 at enkelte forbindelsesmidler testes for kombinert belastning. For skruer benyttes likning 8.28 i NS-EN 1995-1-1 for å verifisere at forbindelsen tåler den kombinerte belastningen. For bolter antas aksial- og tverrbelastning ikke å påvirke hverandre nevneverdig, og en kombinasjonskontroll er derfor ikke nødvendig.

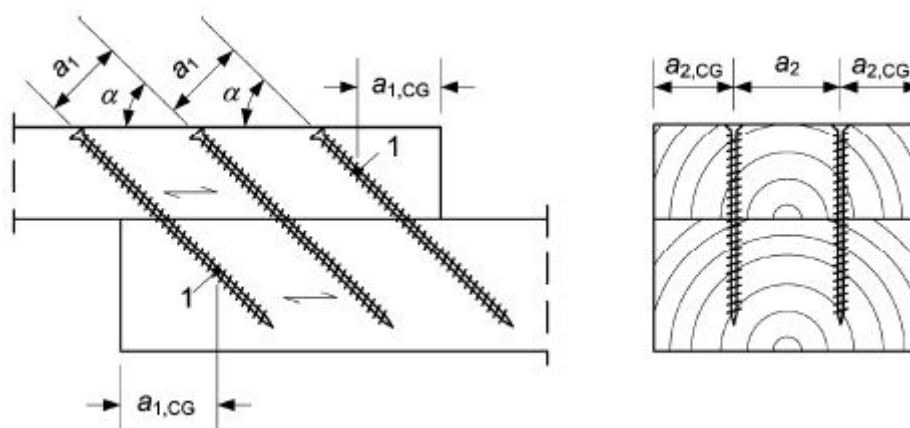
8.7 Avstander

8.7.1 Avstandskrav mellom forbindere

I Eurokode 5 oppgis det krav til minimumsavstander mellom forbindere i og på tvers av fiberretningen, samt minste kant- og endeavstander. Kantene og endene av et treelement kan være belastet eller ubelastet, avhengig av hvordan de ytre lastene er påført. Kraften fra stavforbinderen virker *mot* belastet ende/kant, og *fra* ubelastet ende/kant. Avstandskravene er strengere på belastet ende og kant, da det er større fare for brudd i treet ved trykkbelastning.(7)



Figur 8.7 – Avstander. Illustrasjon: NS-EN 1995-1-1



Figur 8.8 - Avstander for aksialbelastede skruer. Illustrasjon: NS-EN 1995-1-1

8.7.2 Effektivt antall forbindere

I en optimal forbindelse vil alle forbindere oppnå sin kapasitet samtidig, og forbindelsens totale kapasitet vil være summen av disse. I praksis er det variasjoner i trevirkets egenskaper og forbindevenes flytemoment som gjør at kraften blir fordelt ujevnt på forbindevene. Dette gjør at noen forbindere når optimal kapasitet, og går til brudd, før andre. Dermed vil forbindelsens totale kapasitet være lavere enn enkeltforbindevenes kapasiteter summert. Ved å innføre et effektivt antall forbindere n_{ef} , ivaretas denne kapasitetsreduksjonen. Forbindelsens samlede kapasitet bestemmes da ved å multiplisere enkeltforbindevenes kapasitet med n_{ef} .(7)

8.8 Matrisestatikk i nedbøyningsberegninger

Matrisestatikk deler en konstruksjon inn i elementer, for å finne blant annet forskyvninger og rotasjoner i elementenes endepunkter. Hvert element kan ha inntil 6 frihetsgrader; 2 forskyvninger (horisontalt og vertikalt) og 1 rotasjon i hver ende, se figur 8.9. Antall aktive frihetsgrader er med på å beskrive elementets egenskaper. Med egenskaper menes evnen til forskyvning og rotasjon i endepunktene. I tillegg spiller elementets bøyestivhet EI og lengde L en rolle. På elementnivå betegnes frihetsgradene som v , mens de på konstruksjonsnivå betegnes som r .



Figur 8.9 - Element med 6 frihetsgrader.

Hvert element har sin egen kraftvektor \mathbf{S} , forskyvningsvektor \mathbf{v} , og stivhetsmatrise \mathbf{k}_e . Kraftvektoren beskriver lastpåkjenningen i elementets endepunkter. Forskyvningsvektoren er knyttet til antall aktive frihetsgrader i elementet. Stivhetsmatrisen beskriver elementets egenskaper, og avhenger av antall frihetsgrader, bøyestivheten EI og lenden av elementet L . Sammenhengen mellom elementets kraftvektor \mathbf{S} , forskyvningsvektor \mathbf{v} og stivhetsmatrise \mathbf{k}_e er som følger:

$$\mathbf{S} = \mathbf{k}_e \cdot \mathbf{v}$$

For konstruksjonen finnes tilsvarende sammenheng:

$$\mathbf{R} = \mathbf{K} \cdot \mathbf{r}$$

Der \mathbf{R} er konstruksjonens lastvektor, \mathbf{K} er konstruksjonens stivhetsmatrise, og \mathbf{r} er konstruksjonens forskyvningsvektor.

I et element der ikke alle frihetsgradene er aktive, nulles radene og kolonnene for den respektive frihetsgraden ut. Dersom det ikke opptrer aksialkrefter i elementet, er det kun 4 aktuelle frihetsgrader, og stivhetsmatrisen ser slik ut:

$$\mathbf{k}_e = \frac{EI}{L^3} \begin{bmatrix} +12 & -6L & -12 & -6L \\ -6L & +4L^2 & +6L & +2L^2 \\ -12 & +6L & +12 & +6L \\ -6L & +2L^2 & +6L & +4L^2 \end{bmatrix}$$

Konstruksjonens stivhetsmatrise \mathbf{K} , finnes ved å addere bidragene fra alle elementenes stivhetsmatriser. Bidragene fra hvert element plasseres i samsvar med den aktive frihetsgraden på konstruksjonsnivå.

Konstruksjonens lastvektor \mathbf{R} består av to ulike lasttyper; knutepunktslaster som virker direkte i knutepunktene \mathbf{R}_k , og ekvivalente knutepunktslaster for laster som virker utenfor knutepunktene \mathbf{R}_0 :

$$\mathbf{R} = \mathbf{R}_k - \mathbf{R}_0$$

Konstruksjonens forskyvninger og rotasjoner finnes ved å beregne

$$\mathbf{r} = \mathbf{K}^{-1} \cdot \mathbf{R} = \begin{bmatrix} r_1 \\ r_2 \\ \vdots \\ r_i \end{bmatrix}$$

Der r_1, r_2, \dots, r_i beskriver frihetsgradene på det aktuelle stedet i konstruksjonen.

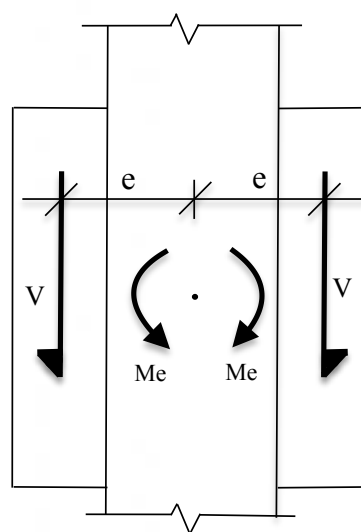
9 Dimensjoneringsgrunnlag

I dette kapitlet er alle krav for dimensjonering av kranbanen og tilhørende knutepunkt beskrevet. Materialdata og avstandskrav er oppgitt i Vedlegg A.

9.1 Valg av dimensjonerende laster

Som beskrevet under lastanalysekapitlet, er lasttilfelle 1 og 2 dimensjonerende for bjelken, og lasttilfelle 3 er dimensjonerende for forbindelsen. Bolter er gjennomgående festemidler, og må derfor kunne ta opp laster fra kranbanene på hver side av søylen. Dette er ikke tilfellet for skruer, da dette er en enkeltsnittet forbindelse. Dimensjonerende tverrbelastning blir derfor forskjellig for de to festemidlene.

Skjærkraften gir et eksentrisitetsmoment på grunn av avstanden fra senter bjelke til senter søyle. Dette momentet blir tatt opp aksialt i forbindelsen. Eksentrisitetsmomentet er størst ved maksimal skjærkraft i den ene bjelken og ingen skjærkraft i den andre. I praksis er dette en konservativ vurdering da det alltid vil være skjærkrefter tilstede. Hvis det er lik skjærkraft i begge bjelkene, vil eksentrisitetsmomentet nulles ut og derfor ikke belaste forbindelsen, se figur 9.1.



Figur 9.1 - Nullet ut eksentrisitetsmoment på grunn av like store krefter

Sidelastene er relativt små i forhold til aksiallastene som oppstår på grunn av eksentrisitetsmoment. Dermed utgjør de ingen stor økning i belastningen knutepunktet må motstå. Ved dimensjonering av knutepunktet er det derfor besluttet å se bort ifra de ytre sidelastenes påvirkning, slik at $V_{Ed}=V_z$.

9.1.1 Bolter

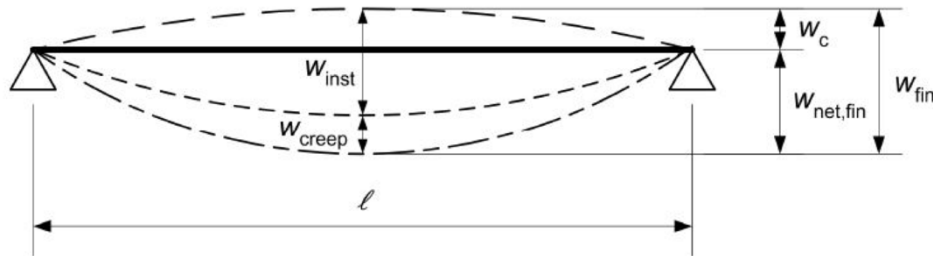
På grunn av eksentrisitetsmomentet er det for bolter benyttet to ulike tilfeller. Ved kontroll av tverrkapasitet blir tilfellet med en kran på hver side av søylen dimensjonerende, slik at tverrbelastningen blir $2xV_{Ed}$. Tilfellet der kun én kranbane er belastet brukes for å kontrollere boltens aksialkapasitet.

9.1.2 Skruer

Som for bolter oppstår verste aksialbelastning på grunn av skjærkraftens eksentrisitetsmoment. Dimensjonerende tverrbelastning som skruene skal ta opp tilsvarer last fra én kran, og er dermed V_{Ed} .

9.2 Deformasjon

Deformasjon beregnes i bruksgrensetilstand. Krav til sideveis utbøyning og total nedbøyning etter NS EN 1993-6 er $L/600 \cdot (30)$



Figur 9.2 - Nedbøyningskomponenter. Illustrasjon: NS-EN 1995-1-1

Ved beregning av total nedbøyning er likning 7.2 fra NS-EN 1995-1-1 benyttet. Bjelken er antatt å ikke ha overhøyde, $w_c = 0$. Dermed er likningen:

$$w_{net,fin} = w_{inst} + w_{creep}$$

Hvor $w_{net,fin}$ er endelig nedbøyning av kranbjelken, w_{inst} er umiddelbar nedbøyning og w_{creep} er nedbøyning som følge av kryp.

w_{creep} beregnes ut ifra permanente laster, og reguleres ved hjelp av faktoren k_{def} . k_{def} tar hensyn til materialtype og klimaklasse, og finnes i tabell 3.2 i NS-EN 1995-1-1. Kryp for egenlasten blir beregnet etter:

$$w_{creep} = k_{def} \cdot w_{inst,G}$$

Sideveis utbøyning må også kontrolleres. Denne utbøyningen er kun avhengig av sidelastene, og vil ikke få noen krypeffekter.

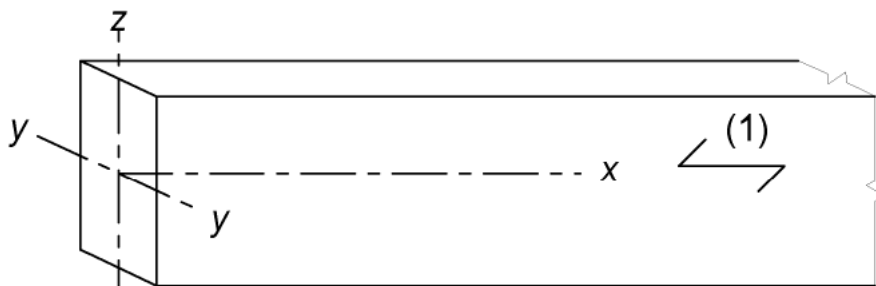
$$w_{net,fin} = w_{inst}$$

w_{inst} beregnes ved hjelp av matrisestatikk. For enkelhetsskyld blir nedbøyningsberegningene begrenset til 3 spenn. Videre deles de inn i en gunstig elementinndeling for å finne nedbøyningen. Dette er en forenkling som vil gi avvik. Intensjonen bak matriseberegningene er å verifisere om deformasjonene gitt i Focus Konstruksjon er pålitelige eller ikke.

9.3 Tverrsnittskontroll

I tverrsnittskontrollen kontrolleres det at tverrsnittet i bruddgrensetilstand har nok kapasitet til å ta opp spenningene som oppstår på grunn av bøyning, skjær, torsjon og biaksial bøyning. Disse skal beregnes etter NS-EN 1995-1-1, og kontrolleres mot dimensjonerende fastheter for limtre i styrkeklasse GL30c.

Bjelkens geometri og lastpåkjenning gjør at bøyespenning om y-aksen antas å være lav i forhold til bøyespenning om z-aksen. Derfor beregnes kombinert bøyespenning kun for



Figur 9.3 - Aksesystem benyttet i Eurokode 5. Illustrasjon: Eurokode 5

reduisert spenning om z-aksen. Av samme grunn vil bøyekontroll kun utføres for bøyning om y-aksen. Skjærspenning kontrolleres kun for z-retning, da skjærspenningen her er dimensjonerende. Aksene er vist i figur 9.3.

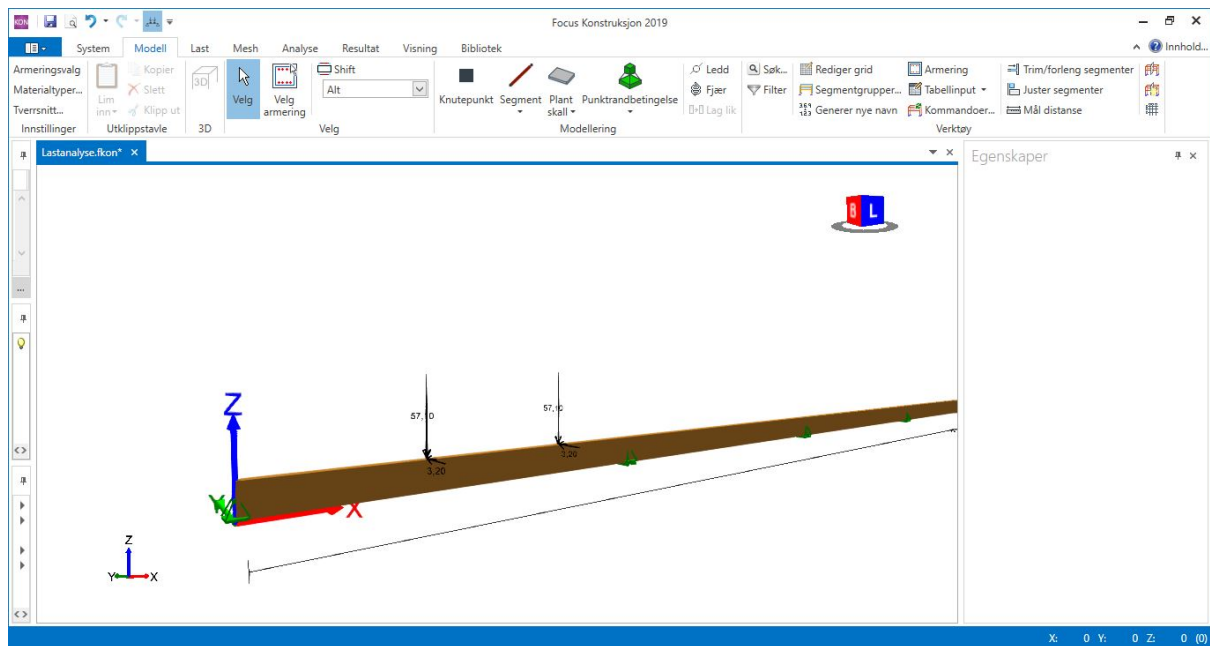
Trevirkets splittingskapasitet skal kontrolleres. Tverrstrekkskontrollen utføres også i henhold til NS-EN 1995-1-1, og avhenger av forbinderenes kantplassering.

9.4 Valg av dimensjoneringsmetoder

Bolter og skruer vinkelrett på fiberretning blir beregnet etter Eurokode 5. For å sammenlikne vil i tillegg SFS intec sin beregningsmetode benyttes for skruene. Ettersom SFS intec må forholde seg til Norsk Standard for å få beregningsmetodene sine godkjent antas det at disse vil gi dårligere kapasiteter enn Eurokode 5.

Ved dimensjonering av skråstilte skruer er Eurokode 5 vist seg dårlig egnet, og det velges å se bort fra denne beregningsmetoden. En sammenlikning av SFS intec og Bejtka og Blaß sine modeller vil bli benyttet.

9.5 Focus Konstruksjon



Figur 9.4 - Skjermbilde fra Focus Konstruksjon

Focus Konstruksjon er et analyseprogram som benytter elementmetoden for å analysere alt fra enkle elementer til komplekse konstruksjoner. Programmet har et oversiktlig oppsett og gjør beregninger etter gjeldende Norsk Standard for blant annet betong, stål og tre.(31) Elementmetoden er en generalisering av beregningsmetoder for rammekonstruksjoner, basert på matrisestatikk, som bruker numeriske løsningsmetoder. Disse løsningsmetodene lar seg matematisk beskrives av partielle differensiallikninger eller integrallikninger.(32)

Focus Konstruksjon inneholder diverse profiler for betong, stål og tre. I tillegg er det mulig å legge inn egne tverrsnitt. Programmet generer ulike lastkombinasjoner for brudd- og bruksgrensetilstand, og viser i resultatet hvilken lastkombinasjon som gir verst nedbøyning og belastning.

10 Metode

I dette kapitlet vil fremgangsmåten for forsøkene bli gjennomgått.

10.1 Kranbanen

Bjelkens tverrsnitt er det første som kontrolleres, for å undersøke mulige begrensninger som finnes for knutepunktet ved senere beregninger.

Det tas utgangspunkt i den opprinnelige bjelkedimensjonen i det eksisterende bygget, se Vedlegg E.1. Først vil det undersøkes om eksisterende tverrsnitt oppfyller deformasjonskravene etter NS EN 1993-6. Her er ikke sidelastene neglisjert, slik som for knutepunktsberegningene. Deretter vil det undersøkes hvor mye tverrsnittet eventuelt kan reduseres. Dersom tverrsnittet kan reduseres vil dette skje ved en høydereduksjon. En reduksjon av bjelkens høyde vil gjøre vipping mindre aktuelt, da høyde/bredde-forholdet blir lavere. I tillegg vil en reduksjon i bredde være ugunstig for en del av faktorene som inngår i kapasitetsberegningene for forbindere. Eksempelvis vil faktorene l_{ef} og t_1 bli mindre. For hver tverrsnittsreduksjon vil det derfor reduseres med 45 mm, som tilsvarer høyden på 1 lamell.

Etter valg av minste tverrsnitt med hensyn til deformasjoner, vil det bli utført tverrsnittskontroller som beskrevet i kapittel 9.3 *Tverrsnittskontroll*. Disse kontrollene vil kun utføres for minste tverrsnitt.

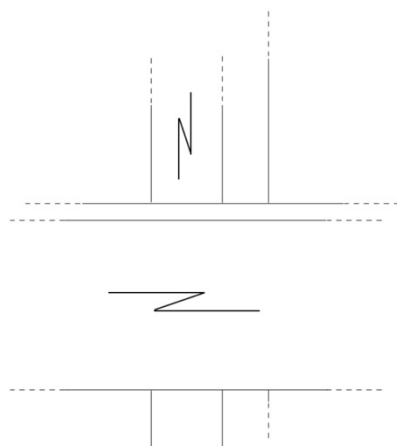
10.2 Forbindelsen

For forbindelsen vil det først bli gjennomgått beregninger for bolter. Deretter vil det bli utført beregninger for skruer vinkelrett på fiberretningen, samt skråstilte skruer.

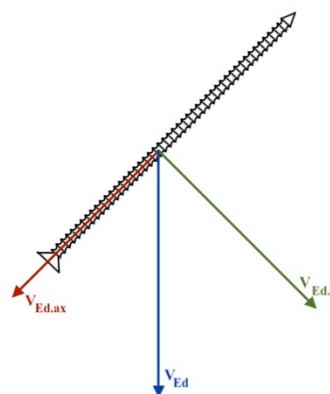
For alle forsøkene vil det først utføres tester med uredusert tverrsnitt. Minimumskravene for kantavstander i NS-EN 1995-1-1 vil følges, med små justeringer for å oppnå anvendelige monteringsavstander i forbindelsen. Dette er for å utnytte høyden av tverrsnittet maksimalt, slik at n_{ef} blir så stor som mulig. I første omgang vil det bare plasseres forbindere i bjelken. Dersom det viser seg at forbindelsen ikke får nok kapasitet vil det settes på en konsoll for å ta opp de resterende kreftene. For forsøk der forbindelsens kapasitet ikke blir maksimalt utnyttet, vil det være aktuelt å se på mulighetene for å redusere tverrsnittet. Det skal ikke foretas reduksjon av tverrsnittet utover det som er tillatt etter deformasjons- og kapasitetskrav, som er testet tidligere.

For å ta opp eksentrisitetsmomentet er det gunstig å plassere forbindele så langt unna forbindelsens senter som mulig. Det vil derfor forsøkes å plassere flest mulig forbindere langs søylens bredde i topp- og bunn-sjiktet av bjelken.

For skråstilte skruer er det valgt å benytte en innfestningsvinkel på $\alpha=45^\circ$. Dette skyldes ulik orientering av fiberretningene i bjelken og søylen, se figur 10.1. Bjelken har sin fiberretning i horisontalplanet, mens søylen har fiberretning i vertikalplanet. En innfestningsvinkel på 45° for skruen, gir derfor det mest gunstige tilfellet for både bjelken og søylen. For å sammenlikne skruens kapasitet med dimensjonerende belastning, må V_{Ed} dekomponeres som vist på figur 10.2.



Figur 10.1 - Orientering av fiberretninger



Figur 10.2 - Dekomponering av krefter på skråstilt skrue

For skrueforsøkene vil det først utføres kapasitetsberegninger i henhold til Eurokode 5 eller Bejtka og Blaß. Det vil ikke utføres beregninger etter SFS intec sine datablader der det viser seg at forbindelsen ikke har nok kapasitet. Tilsvarende kontrolleres ikke kombinasjon av aksial- og tverrkapasitet dersom en av disse kapasitetene overstiger 100 %.

Forsøksnavnene som er valgt gir relevant informasjon om forbindelsen. Vedlegg A.4 gir en detaljert oversikt.

Under beregning av forbindelser i Mathcad er det av og til nødvendig å sette inn ekstra benevninger slik at sluttsvaret får korrekt benevning.

11 Resultater

I dette kapittelet vil det bli presentert resultater av forsøk og beregninger som er gjort ved hjelp av håndberegninger i Mathcad og simulering i Focus Konstruksjon, på grunnlag av forutsetningene beskrevet i kapittel 9 Dimensjoneringsgrunnlag.

11.1 Kranbanen

11.1.1 Deformasjon

Vedlegg B.1 viser at Focus Konstruksjon kan benyttes for deformasjonsresultater. Resultatene fra Focus Konstruksjon er vist i tabell 11.1.

Tillatt deformasjon for kranbanen er:

$$\delta = \frac{L}{600} = \frac{10300 \text{ mm}}{600} = 17,2 \text{ mm}$$

Tabell 11.1 - Deformasjon av ulike tverrsnitt

Tverrsnitt b x h [mm]	Nedbøyning [mm]	Sideveis utbøyning [mm]
215 x 855	12,5	8,8
215 x 810	14,4	9,3
215 x 765	16,8	9,8
215 x 720	19,8	10,4

Focus Konstruksjon viser at tverrsnittet maksimalt kan reduseres med to lameller, slik at tverrsnittet blir 215 mm x 765 mm.

11.1.2 Tverrsnittskontroll

Tverrsnittskontrollen er utført for maksimalt redusert tverrsnitt (215 mm x 765 mm), og er vist i vedlegg B.2. Resultatene er presentert i tabell 11.2.

Tabell 11.2 - Tverrsnittskontroll

Bruddgrensetilstand	Utnyttelsesgrad [%]
Bøyespennning	46,0
Kombinerte bøyespenninger	40,8
Skjærspennning	57,8
Torsjonsspennning	20,0

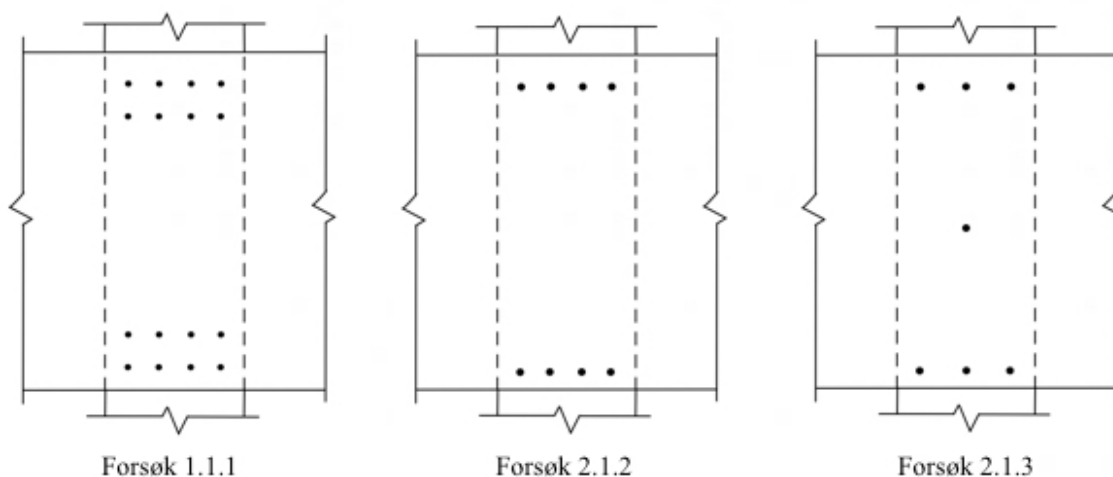
11.2 Bolter

Beregning av de ulike forsøkene er vist i vedlegg C.1. Figur 11.1 viser oversikt over bolteplasseringene i de ulike forsøkene som er utført. Tabell 11.3 viser resultater i utnyttelsesgrad for tverrrkapasitet, aksialkapasitet og tverrstrekk.

Tabell 11.3 - Utnyttelsesgrader for bolteforsøk

Forsøk	Antall bolter	Diameter [mm]	Utnyttelsesgrad [%]			Pris [kr]
			Tverr	Aksial	Tverrstrekk	
1.1.1	16	16	91,3	96,2	56,5	2373 kr
2.1.2	8	20	82,9	68,7	62,9	2109 kr
2.1.3	7	20	96,0	91,7	62,9	1845 kr

Prisen gjelder kun materialkostnader. Beregningene viser at samtlige forsøk har bruddform k.



Figur 11.1 - Forsøksoversikt bolter

Etttersom det er nødvendig med et høyt antall bolter ved bruk av diameter 16 mm, ble det valgt å gå over til diameter 20 mm.

Forsøk 2.1.3 har færrest bolter, og det vil undersøkes om tverrsnittsreduksjon er mulig. Beregningene er utført i vedlegg C.2, og utnyttelsesgradene kan ses i tabell 11.4.

Tabell 11.4 - Utnyttelsesgrad for bolteforsøk med redusert tverrsnitt

Forsøk	Tverrsnitt [mm]	Utnyttelsesgrad [%]		
		Tverr	Aksial	Tverrstrekk
2.1.3a	215 x 810	96,6	97,7	66,6
2.1.3b	215 x 765	97,3	104,9	70,6

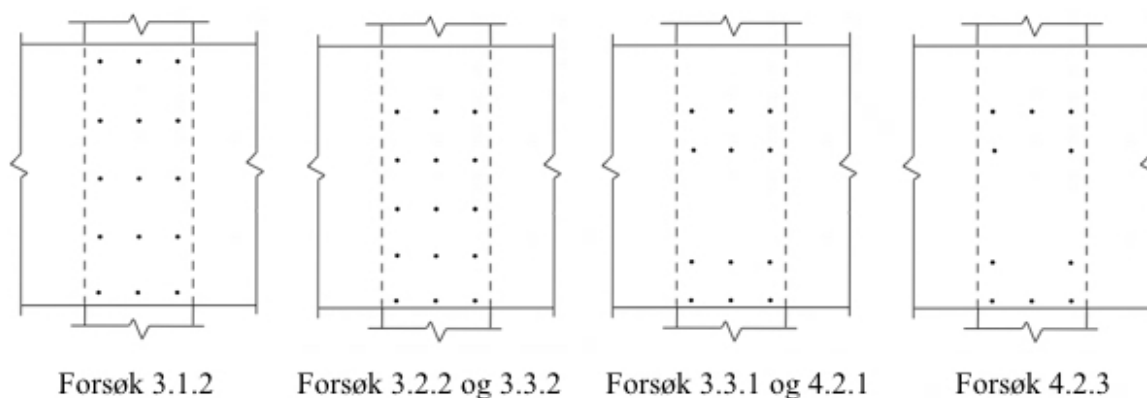
11.3 Skruer

I skrueforsøkene er det benyttet skruer med lengde 500 mm og 600 mm. Beregninger av de ulike forsøkene er vist i vedlegg D.1. Tabell 11.5 viser utnyttelsesgrad for tverrkapasitet, aksialkapasitet og tverrstrekk for de ulike beregningsmetodene som er benyttet.

Tabell 11.5 - Utnyttelsesgrad for skrueforsøk

Forsøk	Lengde [mm]	Antall skruer	Utnyttelsesgrad Eurokode/ Bejtka & Blaß [%]			Utnyttelsesgrad SFS intec [%]			Utn.grad tverrstrekk [%]	Pris [kr]
			Tverr	Aks	Komb	Tverr	Aks	Komb		
3.1.2	500	15	84,3	56,6	103,0	121,5	54,4	-	58,3	2265
3.2.2	500	15	27,9	116,9	-	-	-	-	88,5	1887
3.3.2	500	15	23,0	91,6	89,2	38,2	99,0	112,7	97,0	1887
3.3.1	500	12	29,6	91,1	91,7	49,2	98,4	121,0	97,0	1510
4.2.1	600	12	25,7	76,9	65,8	42,4	84,8	89,9	88,5	1768
4.2.3	600	10	28,9	86,3	82,9	34,7	95,2	102,6	88,5	1473

Pris gjelder kun materialkostnader. Beregningene viser at samtlige forsøk har bruddform f.



Figur 11.2 - Forsøksoversikt skruer

Ettersom forsøk 4.2.1 og 4.2.3 har færrest skruer er det valgt å undersøke om de har mulighet for tverrsnittsreduksjon. Disse beregningene er utført i vedlegg D.2. Utnyttelsesgradene kan ses i tabell 11.6.

Tabell 11.6 - Utnyttelsesgrad for skrueforsøk med redusert tverrsnitt

Forsøk	Tverrsnitt [mm]	Utnyttelsesgrad Bejtka & Blaß [%]			Utnyttelsesgrad SFS [%]			Utn.grad tverrstrekk [%]
		Tverr	Aks	Komb	Tverr	Aks	Komb	
4.2.1a	215 x 810	25,7	82,9	75,4	42,4	91,4	101,5	93,8
4.2.1b	215 x 765	25,7	90,2	88,1	-	-	-	99,8
4.2.3a	215 x 810	28,9	92,4	93,8	-	-	-	93,8
4.2.3b	215 x 765	28,9	99,7	107,8	-	-	-	99,8

12 Drøfting

I dette kapitlet sammenliknes resultatene som fremkommer i kapittel 11 Resultater.

12.1 Kranbane

Kravet til nedbøyning og sideveis utbøyning er ca. 17,2 mm. Oversikten over deformasjoner i tabell 11.1 viser at tverrsnittet kun kan reduseres med to lameller i høyden, for å tilfredsstille nedbøyningskravet. Ved ytterligere reduksjon oppfylles ikke deformasjonskravet.

Resultatene fra tverrsnittskontrollen viser at skjærspenningene vil være mest belastende i bruddgrensetilstand. Det er derimot ingen av utnyttelsesgradene som overstiger 60 %. Dette tyder på at tverrsnittet er overdimensjonert med tanke på bruddkapasitet. Dog er det ikke mulig å oppnå bedre utnyttelsesgrad ved å redusere tverrsnittet, på grunn av nedbøyningskravet.

Alternativt kan det vært mulig å endre tverrsnittets geometri for å undersøke om et annet tverrsnitt vil gi bedre utnyttelse av kapasitet, i tillegg til at deformasjonskravene oppfylles.

12.2 Forbindelse

12.2.1 Tverrkapasitet og aksialkapasitet

Bolter

Alle bolteforsøkene som ble testet hadde utnyttelsesgrader på under 100 %. Kapasitetsmessig viser bolteforsøkene at det er gunstigere å øke diameteren og samtidig redusere antallet bolter. Ved økning i dimensjon fra 16 mm til 20 mm kan antallet bolter halveres. Forsøk 1.1.1 og 2.1.3 er tilnærmet likt utnyttet i både tverr- og aksialkapasitet, selv med stor forskjell i boltediameter og plassering av boltene. Forsøk 2.1.3 har færre antall bolter og derfor mer effektiv monteringsstid enn forsøk 1.1.1. Ettersom det er plassert fire bolter i bredden i forsøk 2.1.2 vil dette forslaget få en mindre utnyttelsesgrad i aksialkapasitet enn forsøk 2.1.3, hvor det er 3 bolter i bredden. Dette kommer av at det er flere bolter til å ta opp aksialbelastningen.

Økningen i utnyttelse av tverrkapasitet fra forsøk 2.1.2 til 2.1.3 antyder at 6 bolter ikke vil ha nok kapasitet til å ta opp tverrbelastningen. Derfor ble det valgt å redusere tverrsnittet i forsøk 2.1.3 for å oppnå best mulig utnyttelse av boltene. Tabell 11.4 viser at det er mulig å redusere tverrsnittet med 1 lamell. Ved reduksjon av to lameller er tverrkapasiteten fortsatt god nok, mens aksialkapasiteten overstiges med ca. 5 %.

Skruer

I motsetning til bolter er det stor spredning i utnyttelsesgradene for skrueforsøkene. Forsøk 3.1.2 og 3.2.2 er utført for å få et bilde av hvordan skruenes innfestningsvinkel påvirker kapasiteten til forbindelsen. Hensikten med forsøk 3.3.2 er tilsvarende å kunne gi et inntrykk av hvordan kapasiteten endres dersom skruens effektive lengde økes.

Resultatene for skruer vinkelrett på fiberretningen viser at det er tverrbelastningen som blir dimensjonerende. Bruddform f er avhengig av skruens diameter, og er den dimensjonerende bruddformen. Diameteren som er benyttet er den største tilgjengelige fra SFS intec, og kan derfor ikke økes. For å bedre tverrkapasiteten for skruer vinkelrett på fiberretningen er eneste løsning å øke antall skruer. Økning i skruelengde utover 500 mm vil ikke gi bedre kapasitet, da maksimalt bidrag fra taueffekten allerede er oppnådd. Dette skyldes at l_{ef} for skruer ikke kan bli større enn bjelkens bredde, som er 215 mm.

For skråstilte skruer er aksialkapasiteten kritisk. Dette skyldes dekomponeringen av skjærkraften som virker i bjelken, som vil gi mindre tverrbelastning og større aksialbelastning.

I motsetning til skruer vinkelrett på fiberretningen er det for skråstilte skruer mulig å øke kapasiteten uten å øke antall skruer. I forsøk 3.3.2 er skruene senket inn slik at inntrengningsdybden er lik i bjelken og søylen. Dette øker skruens effektive lengde, og det oppnås bedre aksialkapasitet. Dette vises ved sammenlikning av resultatene fra forsøk 3.2.2 og 3.3.2. Andre resultater viser at en økning i skruelengde fra 500 mm til 600 mm også gir en bedre aksialkapasitet. Dette skyldes at l_{ef} økes ytterligere. For skråstilte skruer kan l_{ef} maksimalt bli 304 mm som tilsvarer skruens lengde på skrå i bjelken, ved 45 graders vinkel. Derfor vil en ytterligere økning i skruelengde fra 600 mm til 700 mm ikke gi et bedre resultat. Resultatene viser at økningen i l_{ef} som oppnås gir bedre kapasitet i forsøk 3.3.1, 4.2.1 og 4.2.3, slik at det er mulig å redusere antall skruer.

Forsøk 3.3.2 og 3.3.1 er basert på skruer som er senket 5,4 cm inn i bjelken. Dette krever forboring, noe som vil gi en økning i monteringsstid.

For skruer er det gjort beregninger for redusert tverrsnitt på forsøk 4.2.1 med 12 skruer, og forsøk 4.2.3 med 10 skruer. Forsøk 4.2.1 er av disse forsøkene det eneste som ikke overskrider utnyttelsesgraden etter begge beregningsmodellene. Forsøk 4.2.1a er godkjent for beregninger etter Bejtka og Blaß, og overskrider kapasiteten med 1,5 % etter SFS intec, 4.2.1b og 4.2.3a er kun godkjent etter Bejtka og Blaß, mens forsøk 4.2.3b ikke har nok kapasitet. Benyttes Bejtka og Blaß, kan tverrsnittet reduseres mer ved bruk av 12 skruer enn 10 skruer.

12.2.2 Tverrstrekkskapasitet

Tverrstrekkskapasiteten har vist seg å være tilstrekkelig i alle utførte forsøk. For skråstilte skruer er treets splittingskapasitet utnyttet omtrentlig mellom 90-100 %. For bolter og skruer vinkelrett på fiberretningen viser resultatene en utnyttelsesgrad på rundt 60 % for ureduisert tverrsnitt. Dette skyldes at forbinderene i disse forsøkene er plassert nærmere underkant av bjelken. Forsøk utført med redusert tverrsnitt viser at tverrstrekk blir mer utnyttet for hver reduksjon, da avstanden mellom topp bjelke og nederste forbinder blir mindre. Forsøk 4.2.1b er det eneste forsøket som tillater reduksjon på 2 lameller. Det vil mest sannsynlig ikke være mulig å redusere dette forsøket med enda en lamell uten at tverrstrekkskapasiteten overstiges, da utnyttelsesgraden for hver tverrsnittsreduksjon øker med 5-6 %. I tillegg overskrides deformasjonskravet.

12.2.3 Beregningsmodeller

Generelt er kapasitetene for skruer beregnet etter SFS intec sitt datablad dårligere enn beregningene gjort i henhold til Eurokode 5 eller Bejtka og Blaß sin modell. Forsøk 4.2.1 er det eneste forsøket som har utnyttelsesgrad under 100 % for begge beregningsmetoder.

Sammenliknes resultatene i forsøk 3.1.2, med skruer vinkelrett på fiberretningen, har forbindelsen over 40 % bedre kapasitet ved beregninger av tverrkapasitet etter Eurokode 5 enn ved beregninger etter SFS intec. Dette verifiserer de antakelsene som ble gjort angående SFS intec sine beregninger. SFS intec må levere beregninger som svarer til kravene gitt i Eurokode 5. Konsekvensen av dette er at de må tilpasse kapasitetene til sine skruer, for å være på den sikre siden. Det poengteres også at forsøkene som er utført for denne rapporten ikke stemmer helt overens med forsøkseksemplene vist i SFS intec sine datablader, og dette kan være en årsak til avvik i resultatene. Hovedforskjellen er orientering av fiberretning.

For skråstilte skruer er det også her større avvik i tverrkapasitet enn i aksialkapasitet ved sammenlikning av SFS intec og Bejtka og Blaß sine beregningsmodeller. Tverrkapasiteten avviker med over 60 %. Som diskutert i *kapittel 8.4 Skråstilte skruer*, viser forsøkene i rapporten til Tomasi, Crosatti og Piazza at Eurokode 5 gir mindre kapasitet for skråstilte skruer som strekkbelastes enn Bejtka og Blaß sin beregningsmodell. Ettersom SFS intec baserer sine oppgitte kapasiteter på praktiske tester og dimensjoneringsmetoder etter Eurokode 5, var det som forventet at SFS intec ville gi dårligere kapasiteter enn Bejtka og Blaß. Bejtka og Blaß sin beregningsmodell er ikke en del av Eurokode 5, og er foreløpig ikke en del av et godkjent lovverk i Norge. Den nåværende Eurokode 5 begynner å bli noen år gammel, og siden dens utgivelse har det oppstått ny kunnskap om tre og dets egenskaper som byggemateriale. Det kan derfor diskuteres om denne beregningsmetoden kan benyttes i valg av beste forbindelsesutførelse.

12.2.4 Valg av n_{ef}

Ved bestemmelse av n_{ef} i vertikal retning er det tatt utgangspunkt i minste avstand mellom forbinderene. Forsøk 1.1.1, 3.3.1, 4.2.1 og 4.2.3 kan derfor tenkes å ha bedre tverrkapasitet enn beregnet. Det kan argumenteres for at benyttet n_{ef} er en konservativ antakelse, da avstanden mellom rad 2 og 3 her er betydelig større enn oppgitt a_2 .

12.2.5 Plassering av forbindere

I metodekapittelet ble det antatt at den mest gunstige plasseringen av festemidlene ville være i topp- og bunnsjiktet av bjelken, for å få utnyttet festemidlenes aksialkapasitet mest mulig. Lamellene her har bedre egenskaper, og ved å plassere forbindere i dette området, vil det føre til mindre sannsynlighet for brudd i trevirket. En ulempe ved denne plasseringen er at forsøkene baserer seg på at minstekravene til kantavstander er fulgt. Ved montering kan det tenkes at menneskelige feil gjør at disse avstandene avviker noe fra kravet. Dette er det ikke er tatt høyde for ved beregning.

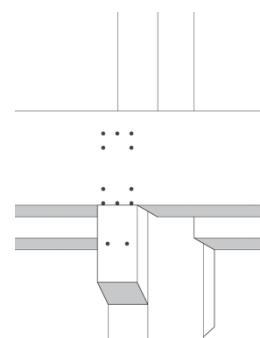
12.2.6 Pris og kostnader

Det er ingen stor forskjell mellom materialkostnadene for bolter og skruer. En gjenganger for begge forbindelsesmidlene er at det vil være billigere å redusere antallet forbindere, og i stedet øke diameter/lengde på forbindeeren. Den største forskjellen prismessig vil gå på tidsbruk ved montering. Erfaringsmessig tar det 6 ganger lengre tid å montere bolter enn skruer, ettersom bolter krever forboring.

12.2.7 Konsoll

Beregningene som er utført viser at det ikke er behov for en konsoll, selv om den eksisterende løsningen benytter dette. Konsollen er tatt i bruk av estetiske hensyn, fordi kunden mente det så tryggere ut. Tradisjonelt har kranbaner blitt utført med konsoll, uavhengig av materialtype. En ulempe ved bruk av konsoll er at det vil føre til ekstra monteringsarbeid, noe som er unødvendig bruk av arbeidskraft.

Det er ikke utført beregninger for et tilfelle med konsoll, men det vil likevel legges frem et forslag på en slik løsning. Forslaget innebærer at 2 forbindere flyttes fra bjelken ned til konsollen. Disse forbindere bør da plasseres i en horisontal rad. Dette vil hindre at forbindere må ta opp et eksentrisitetsmoment som følge av den overførte skjærkraftens eksentrisitet fra senter søyle til senter konsoll.



Figur 12.1 – Forslag til løsning med konsoll

Dersom det er ønsket, kan en konsoll benyttes for å gi en ekstra følelse av sikkerhet. Det finnes få argumenter for å benytte konsollen, annet enn av estetiske årsaker. Beregningene viser at alle festemidlene får plass i bjelken, og i tillegg vil en reduksjon av bjelkehøyden være mulig, uten at minimumskrav til avstander overstiges.

12.3 Feilkilder

Kranbanen er i oppgaven modellert som en kontinuerlig bjelke. I virkeligheten består kranbanen av flere bjelkedeler, som hver går over to spenn. Dette kan gi avvik fra resultatene.

Ved bestemmelse av dimensjonerende laster ble det valgt å se bort fra sidelastenes påvirkning på knutepunktet. Dette kan føre til overvurdering av forbindelsens kapasitet, som spesielt må tenkes på der forbindelsens kapasitet er tilnærmet 100 % utnyttet ved beregninger. På den annen side er det inkludert sikkerhetsfaktorer ved beregning av dimensjonerende kapasiteter. Disse vil undervurdere forbindelsens egentlige kapasitet, og således er det mulig at forbindelsen har tilstrekkelig kapasitet selv ved å neglisjere sidelastene.

I beregningene er det benyttet lastdata for moment- og skjærkrefter fra Focus Konstruksjon. Feil inntasting eller avlesning av data kan forekomme som følge av menneskelige feil, og lastdata som er benyttet vil derfor kunne være en mulig feilkilde. Det samme gjelder for nedbøyningsberegningene. Matriseberegningene som er utført viser et avvik på rundt 20 % sammenliknet med dataene som er hentet fra Focus Konstruksjon. Selv om matriseberegningene er forenklet og det var forventet at de ville gi avvik, skal det ikke utelukkes at det kan være feil i dataprogrammet også.

Beregningene er utført ved hjelp av Mathcad, hvor feil bruk av programmet eller andre menneskelige feil kan være en feilkilde.

13 Konklusjon

Formålet med denne oppgaven har vært å få en økt forståelse av hvilke faktorer som påvirker dimensjonering av forbindelser i tre-mot-tre konstruksjoner. Dette har inkludert dimensjonering av festemidlenes kapasiteter og kranbanens stabilitet, i tillegg til en vurdering av om det er nødvendig med konsoll.

I vurderingen av festemidler har det vært undersøkt forbindelser med bolter, skruer vinkelrett på fiberretningen og skruer med en innfestningsvinkel på 45°. Resultatene viser at boltene er de festemidlene som har minst variasjon i utnyttelsesgrad på aksialkapasitet og tverrkapasitet innenfor samme forsøk. For skruene er tverrbelastningen dimensjonerende ved plassering vinkelrett på fiberretningen, mens aksialbelastningen blir dimensjonerende for de skråstilte skruene. Resultatene viser også at det ikke har noen effekt å endre innfestningsvinkelen fra 90° til 45° på fiberretningen, uten å øke effektiv lengde.

Basert på resultatene vil det beste forslaget på en løsning med bolter som festemiddel være forsøk 2.1.3a. Løsningen består av 7 bolter med diameter 20 mm, og et bjelketverrsnitt på 215 mm x 810 mm.

De ulike beregningsmetodene for skruer gjør valg av beste løsning mer utfordrende enn for bolter. Skruer 45° på fiberretning er en bedre løsning for denne sammenføyningen enn skruer vinkelrett på fiberretningen. Det eneste forslaget som har nok kapasitet etter både Bejtka og Blaß og SFS intec sine beregningsmodeller er forsøk 4.2.1 med 12 skruer. Forsøk 4.2.1a som er redusert med 1 lamell aksepteres også. Sees det bort i fra beregningene etter SFS intec, vil forsøk 4.2.1b og 4.2.3a være de beste løsningene for skråstilte skruer. Forsøk 4.2.1b har mindre tverrsnitt, men flere skruer. 4.2.3a vil derfor gi mindre monterings tid, noe som vil skape bedre effektivitet og lavere monteringskostnader.

Bejtka og Blaß sin beregningsmodell er foreløpig ikke en del av et godkjent lovverk i Norge, og den beste løsningen for skråstilte skruer må derfor tilfredsstillende SFS intec sine datablader. Derfor ansees forsøk 4.2.1a med 12 skruer og et bjelketverrsnitt på 215 mm x 810 mm som den beste løsningen for skråstilte skruer.

Ved sammenlikning av valgt løsningen for bolter og skruer, er forslaget med skruer beste løsning. Prismessig er det tilnærmet ingen forskjeller i materialkostnader. Valg av skruer

skyldes blant annet kortere monterings tid, som er gunstig både prismessig og for byggeprosessen effektivitet. I tillegg gir skruer en skjult forbindelse, som gir et renere og mer estetisk uttrykk for dette knutepunktet.

I oppgaven skulle det også vurderes om det er behov for konsollen som er brukt i dagens løsning. Beregninger viser at dette ikke er nødvendig.

14 Kilder

1. Kraner i tre [Internet]. www.greenadvisers.no: Green Advisers AS; 2018 [updated 06.07.2018; cited 2019 02.02]. Available from: <https://greenadvisers.no/?p=1862>.
2. Presise kraner i limtre [Internet]. www.fremtidensbygg.no: Fremtidens Byggenæring; 2018 [updated 10.08.2018; cited 2019 04.02]. Available from: <https://fremtidensbygg.no/artikler/presise-kraner-i-limtre/443413>
3. Hindklev J. Vinstra videregående skole. 2016 [cited 2019 26.03]. Available from: <http://www.bygg.no/article/1288658?image=dp-image83459-1288691>.
4. Traverskran [Internet]. www.industrikran.no: Industrikran Norge AS; [cited 2019 30.04]. Available from: <https://www.industrikran.no/standard/kraner/traverskraner>
5. Bell K, Liven H. Limtreboka. Bergen: John Grieg Norske limtreprodusenters forening; 2015.
6. Hindklev J. Mjøstårnet. 2019 [cited 2019 13.05]. Available from: <http://www.bygg.no/article/1388256?fbclid=IwAR2Tz-XzRNnjXNR-dEqeGyVfHzmERae2rZmijx-3NzII0O7D6Ei0TfHjqE>.
7. Bell K. Dimensjonering av trekonstruksjoner. Bergen: Fagbokforlaget; 2017.
8. Treindustriens lille grønne www.treindustrien.no: Treindustrien; 2009 [cited 2019 08.02]. Available from: <http://www.treindustrien.no/resources/Treindustriens-lille-gronne.pdf>.
9. Treindustrien T, Skogeierforbundet, TreFokus. Treindustriens lille grønne. In: Treindustrien, editor. Treindustrien. Treindustrien.no: Treindustrien; 2009. p. 16.
10. Hylén G, Dalén LS. Skog gjør Norge mer klimavennlig. Samfunnsspeilet. 2008(4).
11. Bovim NI. Mekaniske treforbindelser: dimensjonering. 5. ed. Oslo: Norsk treteknisk institutt; 2007.
12. Ellingsrud O. 573.151 Mekaniske treforbindelsesmidler. Byggforskserien: SINTEF Byggforsk; 2008.
13. Frøstrup A. Tømreorteori: konstruksjoner i tre. 4. ed. Oslo: Gyldendal undervisning; 2012.
14. Larsen HJ. Trækonstruksjoner: forbindelser. 3. ed. Riberholt H, editor. Hørsholm: Statens byggeforskningsinstitut; 1999.
15. Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner. Del 1-1 : Allmenne regler og regler for bygninger. NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010. Lysaker: Standard Norge; 2010.
16. Bovim NI. Mekaniske treforbindelser : dimensjonering. 5. utg. ed. Oslo: Norsk treteknisk institutt; 2007.
17. Aune P. Trekonstruksjoner: 1: Materialer, dimensjonering, forbindelser. Trondheim: Tapir; 1992.
18. Eurokode : grunnlag for prosjektering av konstruksjoner NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016. Lysaker: Standard Norge; 2016.
19. Produkter [Internet]. www.essve.no: ESSVE Norge AS; [cited 2019 11.03]. Available from: <http://essve.no/produkter/>.

20. Produktkatalog. www.arvidnilsson.com: Arvid Nilsson; 2018.
21. Screws for wood. www.rothoblaas.com: Rothoblaas; 2014.
22. Byggskruer [Internet]. www.spigerverket.no: Christiania Spigerverk; [cited 2019 11.03]. Available from: http://www.spigerverket.no/9SVTFII56n_d2Z-0ow_j1X9i_IF14IVBt6705hRfO07.ips?template=webshop.
23. Timber Work: Inovative fastening systems and application expertise. SFS intec; 2015.
24. Prisliste treinnfesting 2017/18. SFS Intec; 2018.
25. Johansen KW. Theory of Timber Connections. Bern, Switzerland: International Association for Bridge and Structural Engineering; 1949.
26. Eie J. Trekonstruksjoner: beregning og dimensjonering. 3. ed. Bekkestua: NKI; 2012.
27. Blaß HJ, Sandhaas C. Timber Engineering - Principles for Design. Karlsruhe: KIT Scientific Publishing; 2017.
28. Bejtka I, Blaß HJ. Joints with Inclined Screws. Kyoto, Japan: International Council for Research and Innovation in Building and Construction; 2002. Report No.: 35.
29. Tomasi R, Crosatti A, Maurizio P. Theoretical and experimental analysis of timber-to-timber joints connected with inclined screws. Trento, Italy: University of Trento; 2010.
30. Eurokode 3 : Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 6: Kranbaner. NS-EN 1993-6:2007+NA:2010. Lysaker: Standard Norge; 2009.
31. Fokus Konstruksjon www.focus.no: focus software; [cited 2019 23.03]. Available from: <https://www.focus.no/focus-konstruksjon/>.
32. Bell K. Elementmetoden [Internet]. www.snl.no: Store norske leksikon; 2009 [updated 06.05.2019; cited 2019 07.05]. Available from: <https://snl.no/elementmetoden>.

15 Vedleggsoversikt

Populærvitenskapelig artikkel

Plakat

Vedlegg A: Dimensjoneringsgrunnlag

A.1 Materialelegenskaper

A.2 Snittkrefter

A.3 Avstandskrav

A.4 Forsøksnummer

Vedlegg B: Beregninger bjelke

B.1 Deformasjoner – Matriseberegninger

B.2 Tverrsnittskontroll

Vedlegg C: Beregninger bolter

C.1 Bolter

C.2 Bolter – Redusert tverrsnitt

Vedlegg D: Beregninger skruer

D.1 Skruer

D.2 Skruer – Redusert tverrsnitt

Vedlegg E: Grunnlagsdata

E.1 Snittegning

E.2 Kran ELK

Vedlegg F: Relevant korrespondanse

F.1 Prisliste bolter

F.2 Korrespondanse med SFS intec

Artikel



Kranbanen i Splitkon AS sin massivtrefabrikk. Foto: Siva

Kranbane i tre: Optimalisering av sammenføring

Splitkon AS hadde i april 2019 offisiell åpning av sin nye massivtrefabrikk i Åmot. Under prosjektering var det ikke tid til å finne nye løsninger for sammenføringene mellom kranbaner og søyler, og forbindelsen er derfor antatt å ikke være optimal.

Av: Kristin Indgaard Rotmo, Aurora Marie Jørgensen og Kristine Strøm Borgen.

Rom for forbedringer

En bra løsning av sammenføyningen er viktig for god materialutnyttelse, som vil gi lavere pris og miljøbelastning. En bacheloroppgave av studenter ved Institutt for bygg- og miljøteknikk ved NTNU har utført en studie av sammenføyningen for å finne en godt utnyttet løsning.

Kranbanen er en limtrebjelke med tverrsnitt 215 x 855 mm. Bjelken er i sammenføyningen til søylene understøttet av en konsoll. Kranbanene skal kunne ta opp last fra traverskranene som veier 7,5 tonn, samt løftekapasiteten hver kran har på 8 tonn.

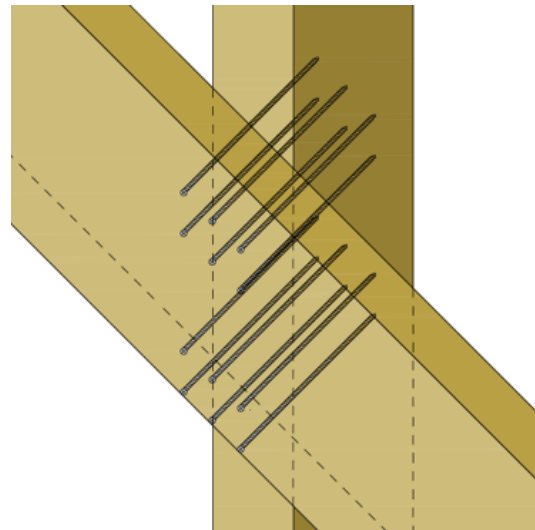
Kranbaner i tre gir utfordringer

De strenge deformasjonskravene som stilles til kranbanene skaper utfordringer ved prosjektering i tre. Nedbøyingskravet gir behov for en høy bjelke, noe som kan føre til stabilitetsproblemer.

Sammenføyningene mellom bjelker og søyler må også kunne ta opp den store belastningen fra traverskranen. Også her er det behov for et stort tverrsnitt slik at antallet forbindere som behøves for å ta opp de store lastene får plass. For å få bedre plass til forbindere er det ofte benyttet en konsoll ved slike løsninger.

Plassering er avgjørende

Studentene har utført forsøk med bolter og skruer for å finne en optimal løsning. Rapporten konkluderer med at skruer 45° på fiberretningen vil gi den beste sammenføyningen, og påpeker samtidig at plasseringen er viktig ved utforming av knutepunktet. Ved riktig plassering kan en gruppe forbindere få bedre kapasitet, samt lavere belastning. Skruene er derfor plassert i topp- og bunnsjikt for å oppnå størst mulig avstand.



Foreslått løsning

Tilfredsstillende resultater

Resultatene viser at konsollen som understøtter bjelken ikke har noen funksjon, foruten å gi en trygghetsfølelse. Ved taktisk plassering av skruene er det mulig å dimensjonere knutepunktet uten konsoll. I tillegg viser beregningene at kranbanen er overdimensjonert, som det tidligere ble antatt. Et lavere tverrsnitt vil tilfredsstillende både kravet til deformasjon og forbindelsens kapasitet.

Rapporten konkluderer med 12 skruer i 45° på fiberretningen som beste løsning. Da med reduksjon av høyden til 810 mm.

Plakat

Kranbane i tre: Dimensjonering av forbindelser og stabilitetsberegninger av limtrebjelke

Crane Supporting Wood Structure: Design of Connections and Stability Calculations of Glulam Beam

Kristine Strøm Borgen
Aurora Marie Jørgensen
Kristin Indgaard Rotmo

Prosjektnummer: 2019-19
Intern veileder: Per Otto Yttervoll
Ekstern kontakt: Green Advisers AS



Kranbane i tre

Oppgaven har vurdert løsninger til utforming av sammenføyning mellom kranbane og søyler, nødvendig tverrsnittsdimensjon for kranbanen, samt om det er behov for konsollen som er benyttet i eksisterende løsning.

Utfordringer:

- Store laster fra traverskranen som må tas opp av forbindelsen og limtrebjelken.
- Strenge deformasjonskrav for kranbaner.

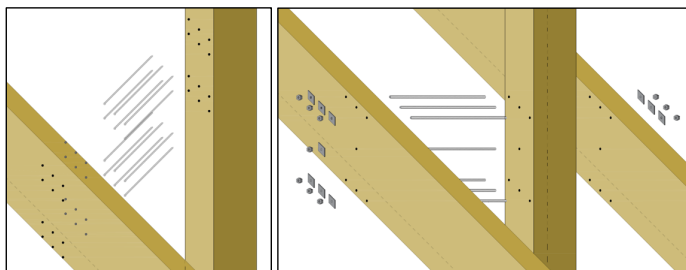
Dimensjoneringsgrunnlag:

- Lastanalyse i Focus Konstruksjon
- Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner
- Modell for skråstilte skruer av Bejtka og Blaß
- Datablad fra leverandør



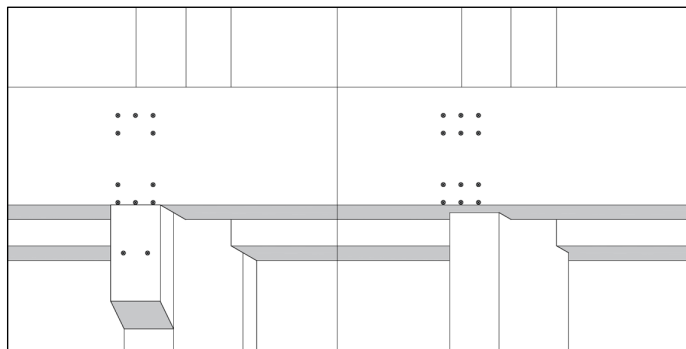
Sammenføyning av kranbane og søyle – resultater

- **Bolter:** 7 bolter med diameter 20 mm.
- **Skruer:** 12 skruer med diameter 13 mm og lengde 600 mm, med innfestningsvinkel på 45 grader.
- **Konsoll:** Ikke nødvendig, da forbindelsesmidlene i bjelken har nok kapasitet til å ta opp lastene fra kranen.



Kranbane – resultater

- Nedbøyning blir dimensjonerende.
- Nedbøyningskrav og tverrsnittskapasiteter er ivarett ved bruk av et tverrsnitt på 215 x 765 mm, mot eksisterende løsning på 215 x 855 mm.



Konklusjon

- 12 skråstilte skruer med lengde 600 mm ble ansett som beste løsning. Dette skyldes mulighetene for en mindre synlig forbindelse, i tillegg til kortere monterings tid.
- Nedbøyningskrav og krav til forbindelsens kapasitet tilfredsstilles med et bjelketverrsnitt på 215 x 810 mm.
- Konsollen ble ikke benyttet.

Vedlegg A: Dimensjoneringsgrunnlag

A.1 Materialegenskaper

Limtre GL30c

Egenskap	Karakteristisk		Dimensjonerende	
	Symbol	Limtre GL30c	Symbol	Limtre GL30c
Bøyefasthet [N/mm²]	$f_{m,k}$	30	$f_{m,d}$	28,7
Skjærfasthet [N/mm²]	$f_{v,k}$	3,5	$f_{v,d}$	3,3
Trykkfasthet [N/mm²]	$f_{c,90,k}$	2,5	$f_{c,90,k}$	2,4
Elastisitetsmodul [N/mm²]	$E_{0,mean}$	13000	X	
	$E_{0,05}$	10800		
Densitet [kg/m³]	ρ_k	390		

Bolt

Egenskap	Symbol	Bolter 8.8
Karakteristisk strekkfasthet [N/mm²]	$f_{u,k}$	800

Skrue

Egenskap	Symbol	WR-T-13xL
Karakteristisk flytemoment [N/mm²]	$M_{y,Rk}$	84,6
Karakteristisk uttrekkskapasitet [N/mm²]	$f_{ax,k}$	12,9
Tilhørende densitet [kg/m³]	ρ_a	350

Flytemoment og uttrekkskapasitet er hentet fra SFS intec

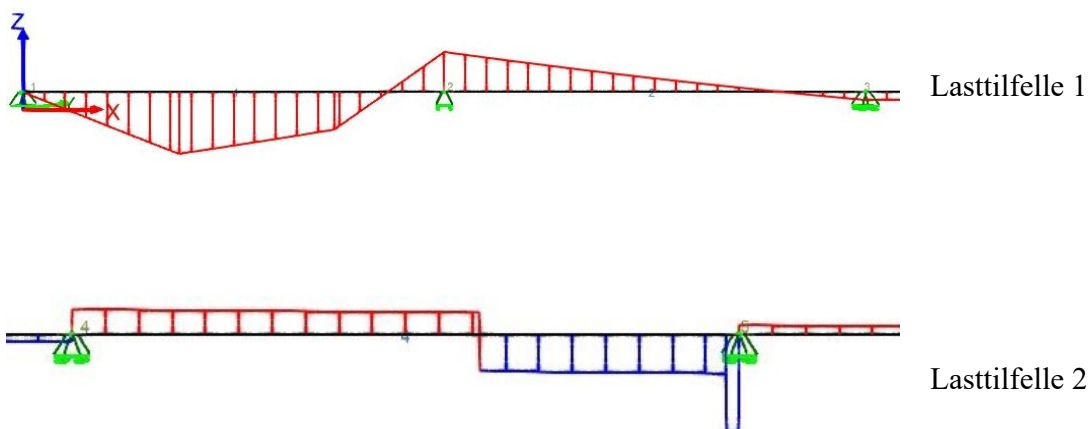
Faktorer

Egenskap	Symbol	Verdi
Friksjonsfaktor	μ	0,25
Fasthetsfaktor	k_{mod}	1,1
Partialfaktor limtre	γ_M	1,15
Partialfaktor forbindelse	γ_M	1,3

A.2 Snittkrefter

Det statiske systemet er beskrevet i kapittel 6.4 Lastanalyse. Lastdata er hentet fra databladet til kranen, vedlegg E.2. De dimensjonerende verdiene blir brukt til å utføre tverrsnittskontroll (Vedlegg B.2) og forbindelsesberegninger (Vedlegg C og D).

Kritiske snittkrefter i bjelkespennet



Største dimensjonerende moment

$$M_{y.Ed} := 243.53 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z.Ed} := 13.10 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Største dimensjonerende skjærkraft

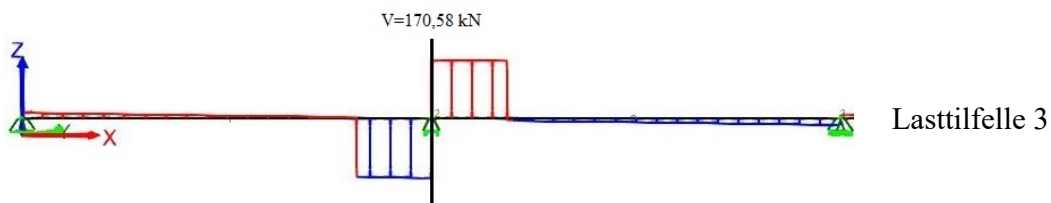
$$V_{z.Ed} := 142.04 \text{ kN}$$

$$V_{y.Ed} := 7.77 \text{ kN}$$

Største dimensjonerende torsjonsmoment

$$M_{x.Ed} := 10.37 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kritiske snittkrefter i forbindelsen



Største dimensjonerende skjærkraft

$$V_{Ed} := 170,58 \text{ kN}$$

Total skjærkraft i bolteforbindelse

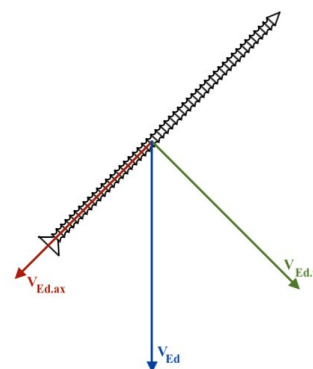
$$V_{Ed, \text{total}} := V_{Ed} \cdot 2 = 341,16 \text{ kN}$$

Dekomponerte skjærkrefter pga skråstilte skruer

$$\alpha := 45 \text{ deg}$$

$$V_{Ed, ax} := V_{Ed} \cdot \cos(\alpha) = 120,618 \text{ kN}$$

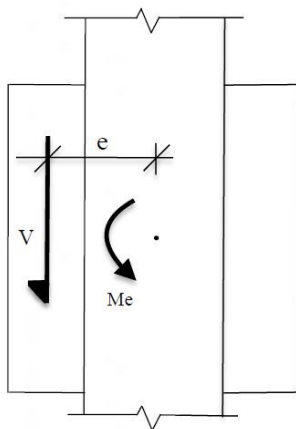
$$V_{Ed, v} := V_{Ed} \cdot \sin(\alpha) = 120,618 \text{ kN}$$



Største eksentrisitetsmoment

$$e := 297,5 \text{ mm}$$

$$M_e := V_{Ed} \cdot e = 50,748 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



A.3 Avstandskrav

Beregninger gjort ihht.
NS-EN 1995-1-1

Avstandskravene som må oppfylles er vist på figurene under. a_1 og a_2 er illustrert med hensyn på bjelkens fiberretning, og vil derfor være omvendt for søylen. Det er den største av disse kravene som blir dimensjonerende for avstand mellom forbindebrakene.

Bolter

Relevante avstandskrav for bolter med diameter 16 mm etter Tabell 8.4

$$d := 16 \text{ mm}$$

$$\alpha_{\text{bjelke}} := 90 \text{ deg}$$

$$\alpha_{\text{søyle}} := 0 \text{ deg}$$

I fiberretning

$$a_1 := \max \left((4 + |\cos(\alpha_{\text{bjelke}})|) \cdot d, 4d \right) = 64 \text{ mm}$$

Vinkelrett på fiberretning

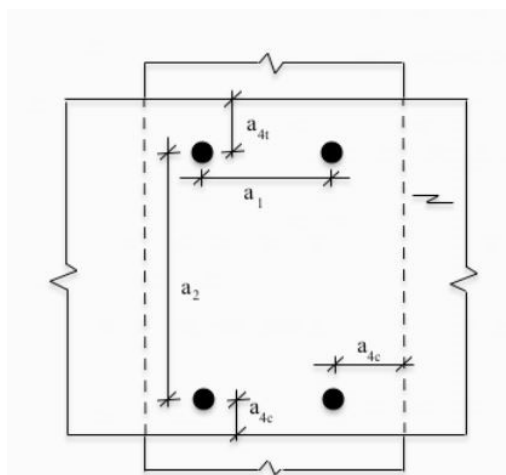
$$a_2 := \max \left(4 \cdot d, (4 + \cos(\alpha_{\text{søyle}})) \cdot d \right) = 80 \text{ mm}$$

Belastet kant

$$a_{4,i} := \max \left((2 + 2 \sin(\alpha_{\text{bjelke}})) \cdot d, 3d \right) = 64 \text{ mm}$$

Ubelastet kant

$$a_{4,c} := 3d = 48 \text{ mm}$$



Relevante avstandskrav for bolter med diameter 20 mm etter Tabell 8.4

$$d := 20 \text{ mm}$$

$$\alpha_{\text{bjelke}} := 90 \text{ deg}$$

$$\alpha_{\text{søyle}} := 0 \text{ deg}$$

I fiberretning

$$a_1 := \max \left((4 + |\cos(\alpha_{\text{bjelke}})|) \cdot d, 4d \right) = 80 \text{ mm}$$

Vinkelrett på fiberretning

$$a_2 := \max \left(4 \cdot d, (4 + \cos(\alpha_{\text{søyle}})) \cdot d \right) = 100 \text{ mm}$$

Belastet kant

$$a_{4,i} := \max \left((2 + 2 \sin(\alpha_{\text{bjelke}})) \cdot d, 3d \right) = 80 \text{ mm}$$

Ubelastet kant

$$a_{4,c} := 3d = 60 \text{ mm}$$

Skruer

Relevante avstandskrav for skruer etter Tabell 8.6

$d := 13 \text{ mm}$

I fiberretning

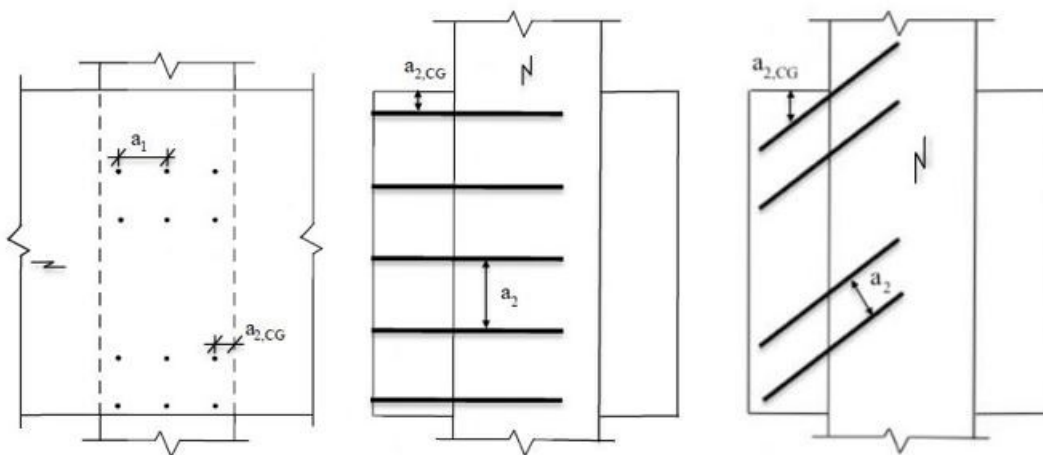
$$a_1 := \max(7 d, 5 d) = 91 \text{ mm}$$

Vinkelrett på fiberretning

$$a_2 := \max(5 d, 7 d) = 91 \text{ mm}$$

Avstand fra kant til skruens tyngdepunkt

$$a_{2,CG} := 4 d = 52 \text{ mm}$$



A.4 Forsøksnummer

Tabellen gir en beskrivelse av informasjonen som oppgis i forsøksnumrene.

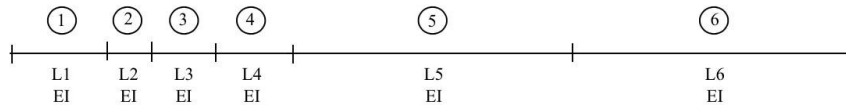
Beskrivelse av forsøksnummer

x.y.z	Beskrivelse
x	Type
1.y.z	Bolt med diameter 16 mm
2.y.z	Bolt med diameter 20 mm
3.y.z	Skrue med lengde 500 mm
4.y.z	Skrue med lengde 600 mm
y	Innfesting
x.1.z	Rett
x.2.z	Skrå
x.3.z	Skrå, innsenket
z	Plassering
x.y.1	Spredd
x.y.2	Jevnt
x.y.3	Ulikt
Tillegg	Redusert tverrsnitt
a	Redusert høyde med 1 lamell
b	Redusert høyde med 2 lameller

Vedlegg B: Beregninger bjelke

B.1 Deformasjoner - Matriseberegninger

Elementinndeling:



Frihetsgrader:



Nedbøyning

Geometri [mm]

$$b := 215$$

$$h := 855$$

$$L_1 := 3810$$

$$L_4 := 2690$$

$$L_2 := 825$$

$$L_5 := 10300$$

$$L_3 := 2975$$

$$L_6 := 10300$$

Bøyestivhet [Nmm]

$$EI := 13000 \cdot \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = 1.456 \cdot 10^{14}$$

Karakteristisk egenvekt [kN/m]

$$k_{\text{def}} := 0.8$$

$$g := 9.81$$

$$g_k := b \cdot h \cdot \rho_k \cdot g \cdot (1 + k_{\text{def}}) = 1.266$$

Konstruksjonens lastvektor, R

$$R_0 := \begin{bmatrix} \frac{g_k \cdot L_1^2}{12} \\ \frac{g_k \cdot L_1}{2} + \frac{g_k \cdot L_2}{2} \\ \frac{g_k \cdot L_1^2}{12} - \frac{g_k \cdot L_2^2}{12} \\ \frac{g_k \cdot L_2}{2} + \frac{g_k \cdot L_3}{2} \\ \frac{g_k \cdot L_2^2}{12} - \frac{g_k \cdot L_3^2}{12} \\ \frac{g_k \cdot L_3}{2} + \frac{g_k \cdot L_4}{2} \\ \frac{g_k \cdot L_3^2}{12} - \frac{g_k \cdot L_4^2}{12} \\ \frac{g_k \cdot L_4}{2} + \frac{g_k \cdot L_5}{2} \\ \frac{g_k \cdot L_4^2}{12} - \frac{g_k \cdot L_5^2}{12} \\ \frac{g_k \cdot L_5}{2} + \frac{g_k \cdot L_6}{2} \\ \frac{g_k \cdot L_5^2}{12} - \frac{g_k \cdot L_6^2}{12} \\ \frac{g_k \cdot L_6^2}{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.5 \cdot 10^6 \\ 2.9 \cdot 10^3 \\ 1.5 \cdot 10^6 \\ 2.4 \cdot 10^3 \\ -8.6 \cdot 10^5 \\ 3.6 \cdot 10^3 \\ 1.7 \cdot 10^5 \\ -1 \cdot 10^7 \\ 0 \\ 1.1 \cdot 10^7 \end{bmatrix}$$

$$R_k := \begin{bmatrix} 0 \\ -57.1 \cdot 10^3 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -57.1 \cdot 10^3 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$R := R_k - R_0 = \begin{bmatrix} -1.5 \cdot 10^6 \\ -6 \cdot 10^4 \\ -1.5 \cdot 10^6 \\ -2.4 \cdot 10^3 \\ 8.6 \cdot 10^5 \\ -6.1 \cdot 10^4 \\ -1.7 \cdot 10^5 \\ 1 \cdot 10^7 \\ 0 \\ -1.1 \cdot 10^7 \end{bmatrix}$$

Konstruksjonens stivhetsmatrise, K

$$K_1 := \frac{EI}{L_1^3} \cdot \begin{bmatrix} 4 L_1^2 & 6 L_1 & 2 L_1^2 & & \\ 6 L_1 & 12 & 6 L_1 & & \\ 2 L_1^2 & 6 L_1 & 4 L_1^2 & & \\ & & & \ddots & \end{bmatrix}$$

$$K_2 := \frac{EI}{L_2^3} \cdot \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 12 & -6 L_2 & -12 & -6 L_2 \\ 0 & -6 L_2 & 4 L_2^2 & 6 L_2 & 2 L_2^2 \\ 0 & -12 & 6 L_2 & 12 & 6 L_2 \\ 0 & -6 L_2 & 2 L_2^2 & 6 L_2 & 4 L_2^2 \\ & & & & \ddots \end{bmatrix}$$

$$K_3 := \frac{EI}{L_3^3} \cdot \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 12 & -6 L_3 & -12 & -6 L_3 \\ 0 & 0 & 0 & -6 L_3 & 4 L_3^2 & 6 L_3 & 2 L_3^2 \\ 0 & 0 & 0 & -12 & 6 L_3 & 12 & 6 L_3 \\ 0 & 0 & 0 & -6 L_3 & 2 L_3^2 & 6 L_3 & 4 L_3^2 \\ & & & & & & \ddots \end{bmatrix}$$

$$K_4 := \frac{EI}{L_4^3} \cdot \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 12 & -6 L_4 & -6 L_4 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -6 L_4 & 4 L_4^2 & 2 L_4^2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -6 L_4 & 2 L_4^2 & 4 L_4^2 \\ & & & & & & & \ddots \end{bmatrix}$$

$$K_5 := \frac{EI}{L_5^3} \cdot \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 4 L_5^2 & 2 L_5^2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2 L_5^2 & 4 L_5^2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$K_6 := \frac{EI}{L_6^3} \cdot \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 4 L_6^2 & 2 L_6^2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2 L_6^2 & 4 L_6^2 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$K := K_1 + K_2 + K_3 + K_4 + K_5 + K_6$$

Konstruksjonens forskyvningsvektor, r

$$\begin{bmatrix} r_1 \\ r_2 \\ r_3 \\ r_4 \\ r_5 \\ r_6 \\ r_7 \\ r_8 \\ r_9 \\ r_{10} \end{bmatrix} := K^{-1} \cdot R = \begin{bmatrix} 0.003 \\ -9.806 \\ 0.001 \\ -10.361 \\ 2.299 \cdot 10^{-4} \\ -6.954 \\ -0.002 \\ -0.002 \\ 6.799 \cdot 10^{-4} \\ -5.379 \cdot 10^{-4} \end{bmatrix}$$

Maksimal nedbøyning

$$\delta_{\text{maks}} := r_4 \cdot \text{mm} = -10.361 \text{ mm}$$

Maksimal nedbøyning - Resultat fra Focus Konstruksjon

$$\delta := -12.5 \text{ mm}$$

Avvik

$$\frac{\delta}{\delta_{\text{maks}}} = 1.206$$

Det er et avvik på ca 20 % mellom matriseberegningen og Focus Konstruksjon.

B.2 Tverrsnittskontroll

Beregninger gjort ihht.
NS-EN 1995-1-1

Effektiv lengde

$$l_{ef} := 0.8 \cdot l + 2 h = 9.77 \text{ m}$$

Arealtreghetsmoment

$$I_y := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = (8.021 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$I_z := \frac{1}{12} \cdot b^3 \cdot h = (6.336 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

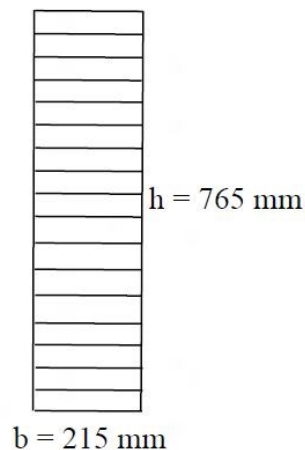
Bøyespenning

$$z_{maks} := 382.5 \text{ mm}$$

$$\sigma_{m.y.d} := \frac{M_{y.Ed}}{I_y} \cdot z_{maks} = 11.613 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$y_{maks} := 107.5 \text{ mm}$$

$$\sigma_{m.z.d} := \frac{M_{z.Ed}}{I_z} \cdot y_{maks} = 2.223 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$



Bøyning etter 6.1.6

$$k_m := 0.7$$

$$k_h := \min \left(\left(\frac{600 \text{ mm}}{h} \right)^{0.1}, 1.1 \right) = 0.976 \quad (3.2)$$

$$\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.d} \cdot k_h} = 0.46 < 1 \quad (6.11)$$

Bjelker utsatt for bøyning eller en kombinasjon av bøyning og trykk etter 6.3.3

$$\sigma_{m.crit.y} := \frac{0.78 \cdot b^2}{h \cdot l_{ef}} \cdot E_{0.05} = 52.1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (6.32)$$

$$\lambda_{rel.m.y} := \sqrt{\frac{f_{m.k}}{\sigma_{m.crit.y}}} = 0.759 \quad (6.30)$$

$$k_{crit.y} := 1.56 - 0.75 \cdot \lambda_{rel.m.y} = 0.991 \quad \text{for } 0.75 < \lambda_{rel.m} < 1.4 \quad (6.34)$$

$$\frac{\sigma_{m.y.d}}{k_{crit.y} \cdot f_{m.d}} = 0.408 < 1 \quad (6.33)$$

Skjærspenning

Skjær etter 6.1.7

$$k_{\text{crit}} := 0.67$$

$$\tau_d := \frac{3}{2} \cdot \frac{V_{z,\text{Ed}}}{k_{\text{crit}} \cdot b \cdot h} = 1.933 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (6.13)$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = 0.578 < 1$$

Torsjonsspenning

Torsjon etter 6.1.8

$$\tau_{\text{tor},d} := \frac{M_{x,\text{Ed}} \cdot (3h + 1.8b)}{h^2 b^2} = 1.028 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_{\text{shape}} := \min\left(1.0 + 0.15 \cdot \frac{h}{b}, 2\right) = 1.534 \quad (6.15)$$

$$\frac{\tau_{\text{tor},d}}{k_{\text{shape}} \cdot f_{v,d}} = 0.2 < 1 \quad (6.14)$$

Vedlegg C: Beregninger bolter

C.1 Bolter

Beregninger gjort ihht.
NS-EN 1995-1-1

Geometri bjelke

$$h := 855 \text{ mm}$$

$$b := 215 \text{ mm}$$

Generelt for bolter med diameter 16 mm

Diameter til bolt og underlagsskive

$$d := 16 \text{ mm}$$

$$D := 50 \text{ mm}$$

Karakteristisk flytemoment

$$M_{yRk} := 0.3 \text{ mm}^{0.4} \cdot f_{u,k} \cdot d^{2.6} = (3.243 \cdot 10^5) \text{ N} \cdot \text{mm} \quad (8.30)$$

Hullkantfasthet

Karakteristisk hullkantfasthet

$$k_{90} := 1.35 + 0.015 \text{ mm}^{-1} \cdot d = 1.59 \quad (8.33)$$

$$f_{h,0,k} := 0.082 \cdot 10^6 \left(\frac{\text{m}}{\text{s}} \right)^2 (1 - 0.01 \cdot \text{mm}^{-1} \cdot d) \cdot \rho_k = 26.863 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (8.32)$$

$$f_{h,\alpha,k}(d, \rho_k, \alpha) := \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \sin(\alpha)^2 + \cos(\alpha)^2} \quad (8.31)$$

Vinkel mellom last og fiberretning

$$\phi_b := 90 \text{ deg}$$

$$\phi_s := 0 \text{ deg}$$

1) Bjelke (del 1)

$$f_{h,1,k} := f_{h,\alpha,k}(d, \rho_k, \phi_b) = 16.895 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

2) Søyلة (del 2)

$$f_{h,2,k} := f_{h,\alpha,k}(d, \rho_k, \phi_s) = 26.863 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Aksialkapasitet

Karakteristisk aksialkapasitet pr. forbinder

$$F_{ax,Rk,1} := \pi \cdot \left(\frac{d - 2 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot f_{u,k} = 123.15 \text{ kN}$$

$$F_{ax,Rk,2} := \frac{3 \pi}{4} \cdot \left((D)^2 - (d + 1 \text{ mm})^2 \right) \cdot f_{c,90k} = 13.024 \text{ kN}$$

$$F_{ax,Rk} := \min(F_{ax,Rk,1}, F_{ax,Rk,2}) = 13.024 \text{ kN}$$

Dimensjonerende aksialkapasitet pr. forbinder

$$F_{ax,Rd} := F_{ax,Rk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 11.02 \text{ kN}$$

Forsøk 1.1.1

Boltegruppe 4x4

$$n := 16$$

$$n_h := 4$$

$$n_v := 4$$

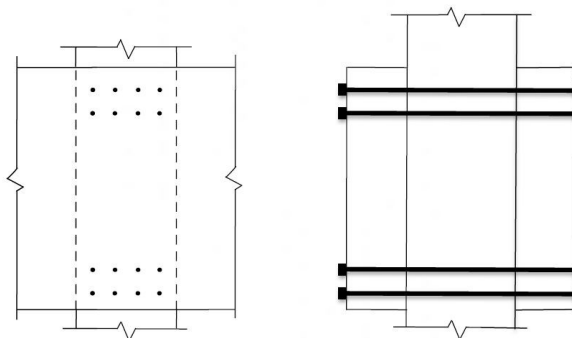
Antall snitt pr. forbinder

$$n_{\text{snitt}} := 2$$

Avstand mellom boltene vertikalt

$$a_{2,\text{min}} := 80 \text{ mm}$$

$$a_{2,\text{maks}} := 583 \text{ mm}$$



Effektiv antall bolter (tverr)

$$n_{\text{ef}} := \min \left(n_v, n_v^{0.9} \sqrt[4]{\frac{a_{2,\text{min}}}{13 d}} \right) = 2.742 \quad (8.34)$$

Fordeling av krefter

$$F_{\text{vd}} := \frac{V_{\text{Ed}}}{n} = 21.323 \text{ kN}$$

Karakteristisk tverrkapasitet for bolter etter kapittel 8.2.2

$$\beta := \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}}$$

For dobbeltsnittede forbindere

$$F_{v,\text{Rk},g} := f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d = 58.119 \text{ kN}$$

$$F_{v,\text{Rk},h} := 0.5 \cdot f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d = 81.664 \text{ kN}$$

$$F_{v,\text{Rk},j0} := 1.05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left(\sqrt{2 \beta (1 + \beta) + \frac{4 \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y\text{Rk}}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right) = 23.481 \text{ kN}$$

$$F_{v,\text{Rk},j} := F_{v,\text{Rk},j0} + \min \left(0.25 \cdot F_{v,\text{Rk},j0}, \frac{F_{\text{ax},\text{Rk}}}{4} \right) = 26.737 \text{ kN}$$

$$F_{v,\text{Rk},k0} := 1.15 \cdot \sqrt{\frac{2 \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 M_{y\text{Rk}} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} = 16.872 \text{ kN}$$

$$F_{v,\text{Rk},k} := F_{v,\text{Rk},k0} + \min \left(0.25 \cdot F_{v,\text{Rk},k0}, \frac{F_{\text{ax},\text{Rk}}}{4} \right) = 20.128 \text{ kN}$$

$$F_{v,\text{Rk}} := \min (F_{v,\text{Rk},g}, F_{v,\text{Rk},h}, F_{v,\text{Rk},j}, F_{v,\text{Rk},k}) = 20.128 \text{ kN}$$

Tverrkapasitetskontroll

Dimensjonerende tverrkapasitet pr. bolt

$$F_{v,Rd} := n_{\text{snitt}} \cdot F_{v,Rk} \cdot \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_M} = 34.063 \text{ kN}$$

Dimensjonerende tverrkapasitet boltegruppe

$$R_{v,Rd} := n_{\text{ef}} \cdot n_h \cdot F_{v,Rd} = 373.646 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad

$$\frac{V_{Ed}}{R_{v,Rd}} = 0.913 < 1$$

Aksialkapasitetskontroll

Momentarm

$$z_1 := 370.5 \text{ mm}$$

$$z_2 := 290.5 \text{ mm}$$

$$I_p := 8 \cdot z_1^2 + 8 \cdot z_2^2 = (1.773 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

Bidrag i y-retning pga eksentrisitetsmoment

$$F_{My} := \frac{M_e \cdot z_1}{I_p} = 10.603 \text{ kN}$$

Total belastning på en bolt

$$F_{N,Ed} := F_{My} = 10.603 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad

$$\frac{F_{N,Ed}}{F_{ax,Rd}} = 0.962 < 1$$

Tverrstrekkskontroll

$$a_{4,c} := 49 \text{ mm}$$

$$H_e := h - a_{4,c} = 806 \text{ mm}$$

Karakteristisk splittingskapasitet

$$F_{90.Rk} := 14 \cdot b \cdot \sqrt{\frac{H_e}{1 \text{ mm}} \cdot \frac{H_e}{1 - \frac{H_e}{h}}} \cdot 10^3 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}} = 356.96 \text{ kN} \quad (8.4)$$

Dimensjonerende splittingskapasitet

$$F_{90.Rd} := F_{90.Rk} \cdot \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_M} = 302.043 \text{ kN}$$

Dimensjonerende skjærkraft i en bjelke

$$F_{V.Ed} := \frac{V_{Ed}}{2} = 170.58 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad

$$\frac{F_{V.Ed}}{F_{90.Rd}} = 0.565 < 1 \quad (8.2)$$

Generelt for bolter med diameter 20 mm

Diameter til bolt og underlagsskive

$$d := 20 \text{ mm}$$

$$D := 75 \text{ mm}$$

Karakteristisk flytemoment

$$M_{yRk} := 0.3 \text{ mm}^{0.4} \cdot f_{u,k} \cdot d^{2.6} = (5.793 \cdot 10^5) \text{ N} \cdot \text{mm} \quad (8.30)$$

Hullkantfasthet

Karakteristisk hullkantfasthet

$$k_{90} := 1.35 + 0.015 \text{ mm}^{-1} \cdot d = 1.65 \quad (8.33)$$

$$f_{h.0.k} := 0.082 \cdot 10^6 \left(\frac{\text{m}}{\text{s}} \right)^2 (1 - 0.01 \cdot \text{mm}^{-1} \cdot d) \cdot \rho_k = 25.584 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (8.32)$$

$$f_{h.\alpha.k}(d, \rho_k, \alpha) := \frac{f_{h.0.k}}{k_{90} \cdot \sin(\alpha)^2 + \cos(\alpha)^2} \quad (8.31)$$

Vinkel mellom last og fiberretning

$$\phi_b := 90 \text{ deg}$$

$$\phi_s := 0 \text{ deg}$$

1) Bjelke (del 1)

$$f_{h.1.k} := f_{h.\alpha.k}(d, \rho_k, \phi_b) = 15.505 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

2) Søyلة (del 2)

$$f_{h.2.k} := f_{h.\alpha.k}(d, \rho_k, \phi_s) = 25.584 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Aksialkapasitet

Karakteristisk aksialkapasitet

$$F_{ax.Rk.1} := \pi \cdot \left(\frac{d - 2.5 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot f_{u,k} = 192.423 \text{ kN}$$

$$F_{ax.Rk.2} := \frac{3\pi}{4} \cdot ((D)^2 - (d + 1 \text{ mm})^2) \cdot f_{c90k} = 30.536 \text{ kN}$$

$$F_{ax.Rk} := \min(F_{ax.Rk.1}, F_{ax.Rk.2}) = 30.536 \text{ kN}$$

Dimensjonerende aksialkapasitet

$$F_{ax.Rd} := F_{ax.Rk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 25.838 \text{ kN}$$

Forsøk 2.1.2

Boltegruppe 4x2

$$n := 8$$

$$n_h := 4$$

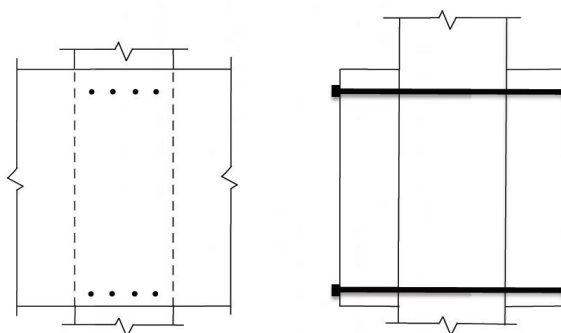
$$n_v := 2$$

Antall snitt pr. forbinder

$$n_{\text{snitt}} := 2$$

Avstand mellom boltene vertikalt

$$a_2 := 715 \text{ mm}$$



Effektiv antall bolter (tverr)

$$n_{\text{ef}} := \min \left(n_v, n_v^{0.9} \sqrt[4]{\frac{a_2}{13 d}} \right) = 2 \quad (8.34)$$

Fordeling av krefter

$$F_{\text{vd}} := \frac{V_{\text{Ed}}}{n} = 42.645 \text{ kN}$$

Karakteristisk tverrkapasitet for bolter etter kapittel 8.2.2

$$\beta := \frac{f_{h.2.k}}{f_{h.1.k}}$$

For dobbeltsnittede forbindere

$$F_{v.Rk.g} := f_{h.1.k} \cdot t_1 \cdot d = 66.673 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk.h} := 0.5 \cdot f_{h.2.k} \cdot t_2 \cdot d = 97.219 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk.j0} := 1.05 \cdot \frac{f_{h.1.k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left(\sqrt{2 \beta (1 + \beta) + \frac{4 \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{yRk}}{f_{h.1.k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right) = 28.146 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk.j} := F_{v.Rk.j0} + \min \left(0.25 \cdot F_{v.Rk.j0}, \frac{F_{\text{ax.Rk}}}{4} \right) = 35.182 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk.k0} := 1.15 \cdot \sqrt{\frac{2 \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 M_{yRk} \cdot f_{h.1.k} \cdot d} = 24.325 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk.k} := F_{v.Rk.k0} + \min \left(0.25 \cdot F_{v.Rk.k0}, \frac{F_{\text{ax.Rk}}}{4} \right) = 30.406 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk} := \min (F_{v.Rk.g}, F_{v.Rk.h}, F_{v.Rk.j}, F_{v.Rk.k}) = 30.406 \text{ kN}$$

Tverrkapasitetskontroll

Dimensjonerende tverrkapasitet pr. bolt

$$F_{v,Rd} := n_{\text{snitt}} \cdot F_{v,Rk} \cdot \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_M} = 51.456 \text{ kN}$$

Dimensjonerende tverrkapasitet boltegruppe

$$R_{v,Rd} := n_{\text{ef}} \cdot n_h \cdot F_{v,Rd} = 411.65 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad

$$\frac{V_{Ed}}{R_{v,Rd}} = 0.829 < 1$$

Aksialkapasitetskontroll

Momentarm

$$z_1 := 357.5 \text{ mm}$$

$$I_p := 8 \cdot z_1^2 = (1.022 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

Bidrag i y-retning pga eksentrisitetsmoment

$$F_{My} := \frac{M_e \cdot z_1}{I_p} = 17.744 \text{ kN}$$

Total belastning på en bolt

$$F_{N,Ed} := F_{My} = 17.744 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad

$$\frac{F_{N,Ed}}{F_{ax,Rd}} = 0.687 < 1$$

Tverrstrekk

$$a_{4,c} := 60 \text{ mm}$$

$$H_e := h - a_{4,c} = 795 \text{ mm}$$

Karakteristisk splittingskapasitet

$$F_{90.Rk} := 14 \cdot b \cdot \sqrt{\frac{H_e}{1 - \frac{H_e}{h}}} \cdot 10^3 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}} = 320.374 \text{ kN} \quad (8.4)$$

Dimensjonerende splittingskapasitet

$$F_{90.Rd} := F_{90.Rk} \cdot \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_M} = 271.086 \text{ kN}$$

Dimensjonerende skjærkraft i en bjelke

$$F_{V.Ed} := \frac{V_{Ed}}{2} = 170.58 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad

$$\frac{F_{V.Ed}}{F_{90.Rd}} = 0.629 < 1 \quad (8.2)$$

Forsøk 2.1.3

Boltegruppe 2+3+2

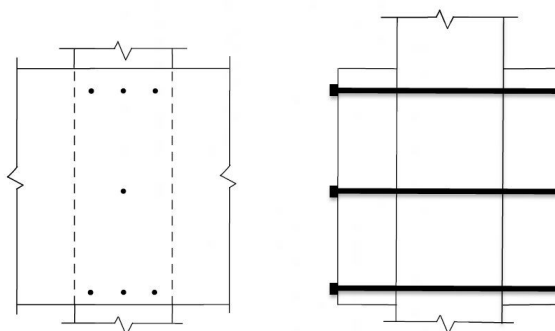
$$\begin{aligned}n &:= 7 \\n_{v.1} &:= 2 \\n_{v.2} &:= 3 \\n_{v.3} &:= n_{v.1} = 2\end{aligned}$$

Antall snitt pr. forbinder

$$n_{\text{snitt}} := 2$$

Avstand mellom boltene vertikalt

$$\begin{aligned}a_{2.\text{min}} &:= 357 \text{ mm} \\a_{2.\text{maks}} &:= 714 \text{ mm}\end{aligned}$$



Effektiv antall bolter rad 1 og 3

$$n_{\text{ef.1}} := \min \left(n_{v.1}, n_{v.1}^{0.9} \sqrt[4]{\frac{a_{2.\text{maks}}}{13 d}} \right) = 2 \quad (8.34)$$

Effektiv antall bolter rad 2

$$n_{\text{ef.2}} := \min \left(n_{v.2}, n_{v.2}^{0.9} \sqrt[4]{\frac{a_{2.\text{min}}}{13 d}} \right) = 2.91 \quad (8.34)$$

Fordeling av krefter

$$F_{\text{vd}} := \frac{V_{\text{Ed}}}{n} = 48.737 \text{ kN}$$

Tverrkapasitetskontroll

Dimensjonerende tverrkapasitet pr. bolt

$$F_{v.\text{Rd}} = 51.456 \text{ kN}$$

(Beregnet i forsøk 2.1.2)

Dimensjonerende tverrkapasitet boltegruppe

$$R_{v.\text{Rd}} := (2 \cdot n_{\text{ef.1}} + n_{\text{ef.2}}) \cdot F_{v.\text{Rd}} = 355.542 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad

$$\frac{V_{\text{Ed}}}{R_{v.\text{Rd}}} = 0.96 < 1$$

Aksialkapasitetskontroll

Momentarm

$$z_1 := 357 \text{ mm}$$

$$z_2 := 0 \text{ mm}$$

$$I_p := 6 \cdot z_1^2 + 1 \cdot z_2^2 = (7.647 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Bidrag i y-retning pga eksentrisitetsmoment

$$F_{My} := \frac{M_e \cdot z_1}{I_p} = 23.692 \text{ kN}$$

Total belastning på en bolt

$$F_{N.Ed} := F_{My} = 23.692 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad

$$\frac{F_{N.Ed}}{F_{ax.Rd}} = 0.917 < 1$$

Tverrstrekk

Utnyttelsesgrad

$$0.629 < 1$$

(Beregnet i forsøk 2.1.2)

C.2 Bolter - Redusert tverrsnitt

Beregninger gjort ihht.
NS-EN 1995-1-1

Forsøk 2.1.3a Reduserer tverrsnittet med 1 lamell

Geometri bjelke

$h := 810 \text{ mm}$

Avstand mellom boltene vertikalt

$a_{2,\min} := 335 \text{ mm}$

$a_{2,\max} := 670 \text{ mm}$

Effektiv antall bolter rad 1 og 3

$$n_{\text{ef.1}} := \min \left(n_{v,1}, n_{v,1}^{0.9} \sqrt[4]{\frac{a_{2,\max}}{13 d}} \right) = 2 \quad (8.34)$$

Effektiv antall bolter rad 2

$$n_{\text{ef.2}} := \min \left(n_{v,2}, n_{v,2}^{0.9} \sqrt[4]{\frac{a_{2,\min}}{13 d}} \right) = 2.864 \quad (8.34)$$

Tverrkapasitetskontroll

Dimensjonerende tverrkapasitet pr. bolt

$F_{v,Rd} = 51.456 \text{ kN}$

(Beregnet i forsøk 2.1.2)

Dimensjonerende tverrkapasitet boltegruppe

$R_{v,Rd} := (2 \cdot n_{\text{ef.1}} + n_{\text{ef.2}}) \cdot F_{v,Rd} = 353.18 \text{ kN}$

Utnyttelsesgrad

$$\frac{V_{Ed}}{R_{v,Rd}} = 0.966 < 1$$

Aksialkapasitetskontroll

Momentarm

$$z_1 := 335 \text{ mm}$$

$$z_2 := 0 \text{ mm}$$

$$I_p := 6 \cdot z_1^2 + 1 \cdot z_2^2 = (6.734 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Bidrag i y-retning pga eksentrisitetsmoment

$$F_{My} := \frac{M_e \cdot z_1}{I_p} = 25.248 \text{ kN}$$

Total belastning på en bolt

$$F_{N.Ed} := F_{My} = 25.248 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad

$$\frac{F_{N.Ed}}{F_{ax.Rd}} = 0.977 < 1$$

Tverrstrekkskontroll

$$a_{4.c} := 60 \text{ mm}$$

$$H_e := h - a_{4.c} = 750 \text{ mm}$$

Karakteristisk splittingskapasitet

$$F_{90.Rk} := 14 \cdot b \cdot \sqrt{\frac{H_e}{1 \text{ mm}} \cdot 10^3} \cdot \frac{N}{m} = 302.875 \text{ kN} \quad (8.4)$$

Dimensjonerende splittingskapasitet

$$F_{90.Rd} := F_{90.Rk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 256.279 \text{ kN}$$

Dimensjonerende skjærkraft i bjelken

$$F_{V.Ed} := \frac{V_{Ed}}{2} = 170.58 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad

$$\frac{F_{V.Ed}}{F_{90.Rd}} = 0.666 < 1 \quad (8.2)$$

Forsøk 2.1.3b Reduserer tverrsnittet med 2 lameller

Geometri bjelke

$$h := 765 \text{ mm}$$

Avstand mellom boltene vertikalt

$$a_{2.\text{min}} := 312 \text{ mm}$$

$$a_{2.\text{maks}} := 624 \text{ mm}$$

Effektiv antall bolter rad 1 og 3

$$n_{\text{ef.1}} := \min \left(n_{v.1}, n_{v.1}^{0.9} \sqrt[4]{\frac{a_{2.\text{maks}}}{13 d}} \right) = 2 \quad (8.34)$$

Effektiv antall bolter rad 2

$$n_{\text{ef.2}} := \min \left(n_{v.2}, n_{v.2}^{0.9} \sqrt[4]{\frac{a_{2.\text{min}}}{13 d}} \right) = 2.813 \quad (8.34)$$

Tverrkapasitetskontroll

Dimensjonerende tverrkapasitet pr. bolt

$$F_{v.Rd} = 51.456 \text{ kN}$$

(Beregnet i forsøk 2.1.2)

Dimensjonerende tverrkapasitet boltegruppe

$$R_{v.Rd} := (2 \cdot n_{\text{ef.1}} + n_{\text{ef.2}}) \cdot F_{v.Rd} = 350.583 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad

$$\frac{V_{Ed}}{R_{v.Rd}} = 0.973 < 1$$

Aksialkapasitetskontroll

Momentarm

$$z_1 := 312 \text{ mm}$$

$$z_2 := 0 \text{ mm}$$

$$I_p := 6 \cdot z_1^2 + 1 \cdot z_2^2 = (5.841 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Bidrag i y-retning pga eksentrisitetsmoment

$$F_{My} := \frac{M_e \cdot z_1}{I_p} = 27.109 \text{ kN}$$

Total belastning på en bolt

$$F_{N.Ed} := F_{My} = 27.109 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad

$$\frac{F_{N.Ed}}{F_{ax.Rd}} = 1.049 > 1$$

Tverrstrekkskontroll

$$a_{4,c} := 60 \text{ mm}$$

$$H_e := h - a_{4,c} = 705 \text{ mm}$$

Karakteristisk splittingskapasitet

$$F_{90.Rk} := 14 \cdot b \cdot \sqrt{\frac{H_e}{1 \text{ mm}} \cdot 10^3} \cdot \frac{N}{m} = 285.375 \text{ kN} \quad (8.4)$$

Dimensjonerende splittingskapasitet

$$F_{90.Rd} := F_{90.Rk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 241.471 \text{ kN}$$

Dimensjonerende skjærkraft i bjelken

$$F_{V.Ed} := \frac{V_{Ed}}{2} = 170.58 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad

$$\frac{F_{V.Ed}}{F_{90.Rd}} = 0.706 < 1 \quad (8.2)$$

Vedlegg D: Beregninger skruer

D.1 Skruer

Geometri bjelke

$$h := 855 \text{ mm}$$

$$b := 215 \text{ mm}$$

Skruer vinkelrett på fiberretning

Beregninger er gjort iht.
NS-EN 1995-1-1

Forsøk 3.1.2

Geometri

$$l := 500 \text{ mm}$$

$$t_1 := 215 \text{ mm}$$

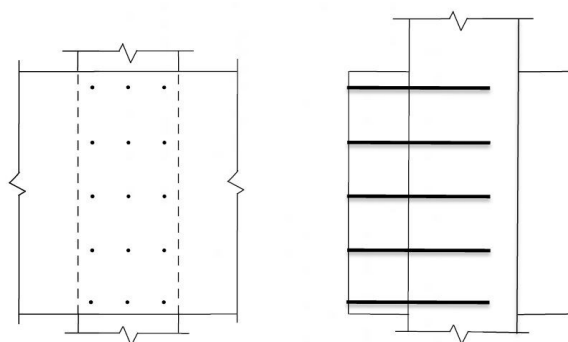
$$t_2 := l - t_1 = 285 \text{ mm}$$

Effektiv skruelengde

$$l_{ef} := \min(t_1, t_2) = 215 \text{ mm}$$

Inntregningsdybde (krav: $>4d$)

$$\frac{l - t_1}{d} = 21.923 > 4$$



Skruegruppe 3x5

$$n := 15$$

$$n_h := 3$$

$$n_v := 5$$

Antall snitt pr. forbinder

$$n_{snitt} := 1$$

Avstand mellom skruene vertikalt

$$a_2 := 187 \text{ mm}$$

Effektiv antall skruer (tverr)

$$n_{ef} := \min\left(n_v, n_v^{0.9} \sqrt[4]{\frac{a_2}{1.3 d}}\right) = 5 \quad (8.34)$$

Fordeling av krefter

$$F_{v.Ed} := \frac{V_{Ed}}{n} = 11.372 \text{ kN}$$

Hullkantfasthet

Karakteristisk hullkantfasthet

$$k_{90} := 1.35 + 0.015 \text{ mm}^{-1} \cdot d = 1.545 \quad (8.33)$$

$$f_{h.0.k} := 0.082 \cdot 10^6 \left(\frac{\text{m}}{\text{s}} \right)^2 (1 - 0.01 \cdot \text{mm}^{-1} \cdot d) \cdot \rho_k = 27.823 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (8.32)$$

$$f_{h.\alpha.k}(d, \rho_k, \alpha) := \frac{f_{h.0.k}}{k_{90} \cdot \sin(\alpha)^2 + \cos(\alpha)^2} \quad (8.31)$$

Vinkel mellom last og fiberretning

$$\phi_b := 90 \text{ deg}$$

$$\phi_s := 0 \text{ deg}$$

1) Bjelke (del 1)

$$f_{h.1.k} := f_{h.\alpha.k}(d, \rho_k, \phi_b) = 18.008 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

2) Søyلة (del 2)

$$f_{h.2.k} := f_{h.\alpha.k}(d, \rho_k, \phi_s) = 27.823 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Aksialkapasitet

Karakteristisk aksialkapasitet

$$F_{ax.Rk} := \frac{f_{ax} \cdot d \cdot l_{ef}}{1.2 \cdot \cos(90)^2 + \sin(90)^2} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0.8} = 37.798 \text{ kN} \quad (8.40a)$$

Dimensjonerende aksialkapasitet

$$F_{ax.Rd} := F_{ax.Rk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 31.983 \text{ kN}$$

Karakteristisk tverrkapasitet for skruer etter kapittel 8.2.2

$$\beta := \frac{f_{h.2.k}}{f_{h.1.k}}$$

For enkeltsnittede forbindere

$$F_{v.Rk.a} := f_{h.1.k} \cdot t_1 \cdot d = 50.333 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk.b} := f_{h.2.k} \cdot t_2 \cdot d = 103.083 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk.c0} := \frac{f_{h.1.k} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta} \cdot \left(\sqrt{\beta + 2 \beta^2 \left(1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right)} + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 - \beta \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right) = 32.684 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk.c} := F_{v.Rk.c0} + \min \left(1 \cdot F_{v.Rk.c0}, \frac{F_{ax.Rk}}{4} \right) = 42.133 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk.d0} := 1.05 \cdot \frac{f_{h.1.k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left(\sqrt{2 \beta (1 + \beta) + \frac{4 \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.1.k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right) = 19.227 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk.d} := F_{v.Rk.d0} + \min \left(1 \cdot F_{v.Rk.d0}, \frac{F_{ax.Rk}}{4} \right) = 28.676 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk.e0} := 1.05 \cdot \frac{f_{h.1.k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2 \beta} \cdot \left(\sqrt{2 \beta^2 (1 + \beta) + \frac{4 \beta \cdot (1 + 2 \beta) \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.1.k} \cdot d \cdot t_2^2}} - \beta \right) = 33.517 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk.e} := F_{v.Rk.e0} + \min \left(1 \cdot F_{v.Rk.e0}, \frac{F_{ax.Rk}}{4} \right) = 42.966 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk.f0} := 1.15 \cdot \sqrt{\frac{2 \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 M_{y.Rk} \cdot f_{h.1.k} \cdot d} = 7.975 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk.f} := F_{v.Rk.f0} + \min \left(1 \cdot F_{v.Rk.f0}, \frac{F_{ax.Rk}}{4} \right) = 15.95 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk} := \min (F_{v.Rk.a}, F_{v.Rk.b}, F_{v.Rk.c}, F_{v.Rk.d}, F_{v.Rk.e}, F_{v.Rk.f}) = 15.95 \text{ kN}$$

Tverrkapasitetskontroll

Dimensjonerende tverrkapasitet pr. forbinder

$$F_{v.Rd} := n_{snitt} \cdot F_{v.Rk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 13.496 \text{ kN}$$

Dimensjonerende tverrkapasitet forbindelsesgruppe

$$R_{v.Rd} := n_{ef} \cdot n_h \cdot F_{v.Rd} = 202.446 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad:

$$U_v := \frac{V_{Ed}}{R_{v.Rd}} = 0.843 < 1$$

Aksialkapasitetskontroll

Momentarm

$$z_1 := 374 \text{ mm}$$

$$z_2 := 187 \text{ mm}$$

$$z_3 := 0 \text{ mm}$$

$$I_p := 6 \cdot z_1^2 + 6 \cdot z_2^2 + 3 \cdot z_3^2 = (1.049 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

Bidrag i y-retning pga eksentrisitetsmoment

$$F_{My} := \frac{M_e \cdot z_1}{I_p} = 18.093 \text{ kN}$$

Total belastning på en skrue

$$F_{ax.Ed} := F_{My} = 18.093 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad pr.forbinder

$$U_{ax} := \frac{F_{ax.Ed}}{F_{ax.Rd}} = 0.566 < 1$$

Kombinert last på tvers og aksialt

$$(U_{ax})^2 + (U_v)^2 = 1.03 > 1 \quad (8.28)$$

Tverrstrekkskontroll

$$a_{2.CG} := 52 \text{ mm}$$

$$H_e := h - a_{2.CG} = 803 \text{ mm}$$

Karakteristisk splittingskapasitet

$$F_{90.Rk} := 14 \cdot b \cdot \sqrt{\frac{H_e}{1 \text{ mm}} \cdot 10^3 \cdot \frac{N}{m}} = 345.864 \text{ kN} \quad (8.4)$$

Dimensjonerende splittingskapasitet

$$F_{90.Rd} := F_{90.Rk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 292.654 \text{ kN}$$

Dimensjonerende skjærkraft

$$F_{V.Ed} := V_{Ed} = 170.58 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad:

$$\frac{F_{V.Ed}}{F_{90.Rd}} = 0.583 < 1 \quad (8.2)$$

Beregninger gjort ihht. SFS intec sitt datablad

Tverrkapasitetskontroll

Karakteristisk tverrkapasitet (Table 4, side 11.11)

$$F_{V,Rk} := 12.6 \text{ kN}$$

$$l_{ef,a} := 250 \text{ mm}$$

$$\rho_a := 380 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Dimensjonerende tverrkapasitet

$$F_{V,Rd} := \frac{F_{V,Rk} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \left(\frac{l_{ef}}{l_{ef,a}} \right) \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0.8} = 9.361 \text{ kN}$$

Dimensjonerende tverrkapasitet forbindelsesgruppe

$$R_{V,Rd} := n_{ef} \cdot n_h \cdot F_{V,Rd} = 140.422 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad:

$$U_v := \frac{V_{Ed}}{R_{V,Rd}} = 1.215 > 1$$

Aksialkapasitetskontroll

Karakteristisk aksialkapasitet (Table 2, side 11.10)

$$F_{1,Rk} := 44.8 \text{ kN}$$

$$F_{2,Rk} := 58.4 \text{ kN}$$

$$l_{ef,a} := 250 \text{ mm}$$

$$\rho_a := 380 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Dimensjonerende aksialkapasitet

$$F_{ax,Rd} := \min \left(\frac{F_{1,Rk} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \left(\frac{l_{ef}}{l_{ef,a}} \right) \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0.8}, \frac{F_{2,Rk}}{\gamma_M} \right) = 33.285 \text{ kN}$$

Total belastning på en skrue

$$F_{ax,Ed} = 18.093 \text{ kN}$$

(Beregnet tidligere)

Utnyttelsesgrad pr.forbinder

$$U_{ax} := \frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} = 0.544 < 1$$

Skråstilte skruer

Beregninger er gjort ihht. Bejtka og Blaβ sin beregningsmodell og SFS intec sitt datablad

Generelt

Geometri

$$l_1 := 500 \text{ mm}$$

$$l_2 := 600 \text{ mm}$$

Vinkel mellom skruer og fiberretning

$$\alpha := 45 \text{ deg}$$

Hullkantfasthet

Karakteristisk hullkantfasthet ihht. Bejtka og Blaβ sin rapport

$$f_{h.e.k}(\varepsilon) := \frac{0.019 \cdot \rho_k^{1.24} \cdot d^{-0.3}}{2.5 \cdot \cos(\varepsilon)^2 + \sin(\varepsilon)^2} \cdot \left(\frac{\frac{151}{50} \text{ m}}{\frac{6}{25} \text{ kg}^{0.25} \cdot \text{s}^2} \cdot 10^6 \right)$$

Vinkel mellom skruer og fiberretning

$$\varepsilon_b := 90 \text{ deg}$$

$$\varepsilon_s := 45 \text{ deg}$$

1) Bjelke (del 1)

$$f_{h.1.k} := f_{h.e.k}(\varepsilon_b) = 114.154 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

2) Søyler (del 2)

$$f_{h.2.k} := f_{h.e.k}(\varepsilon_s) = 65.231 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Generelt skruergruppe 3x5

$$x := \cos(\alpha) \cdot l_1 = 353.553 \text{ mm}$$

$$n := 15$$

$$n_h := 3$$

$$n_v := 5$$

$$n_{\text{snitt}} := 1$$

Avstand mellom skruenes lengdeakse

$$a_2 := 158 \text{ mm} \cdot \sin(\alpha) = 111.723 \text{ mm}$$

Effektiv antall skruer (tverr) etter NS-EN 1995-1-1

$$n_{\text{ef}} := \min \left(n_v, n_v^{0.9} \sqrt[4]{\frac{a_2}{13 d}} \right) = 3.838 \quad (8.34)$$

Fordeling av krefter

$$F_{v.Ed} := \frac{V_{Ed}}{n} = 11.372 \text{ kN}$$

Forsøk 3.2.2

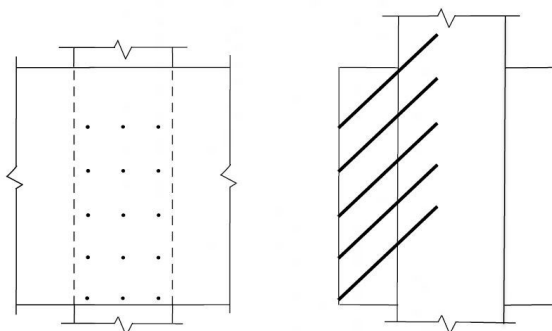
Geometri

$$s_1 := b = 215 \text{ mm}$$

$$s_2 := x - b = 138.553 \text{ mm}$$

Inntregningsdybde (krav: $>4d$)

$$\frac{l_1 - s_1}{d} = 21.923 > 4$$



Effektiv skruelengde i hver del:

$$l_{\text{ef.1}} := \frac{s_1}{\cos(\alpha)} = 304.056 \text{ mm}$$

$$l_{\text{ef.2}} := \frac{s_2}{\cos(\alpha)} = 195.944 \text{ mm}$$

Beregning av aksialkapasitet etter Bejtka og Bla β sin beregningsmodell

$$f_{1.k} := 100 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2 \cdot \left(\frac{\text{m}^5}{\text{kg} \cdot \text{s}^2} \cdot 10^6 \right) = 15.21 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$R_{\text{ax.Rk.1}} := f_{1.k} \cdot l_{\text{ef.1}} \cdot d = 60.121 \text{ kN}$$

$$R_{\text{ax.Rk.2}} := f_{1.k} \cdot l_{\text{ef.2}} \cdot d = 38.744 \text{ kN}$$

$$R_{\text{ax.Rk}} := \min(R_{\text{ax.Rk.1}}, R_{\text{ax.Rk.2}}) = 38.744 \text{ kN}$$

$$F_{\text{ax.Rk}} := R_{\text{ax.Rk}} = 38.744 \text{ kN}$$

Karakteristisk tverrkapasitet for skruer etter Bejtka og Bla β sin beregningsmodell

$$\beta := \frac{f_{h.2.k}}{f_{h.1.k}}$$

$$\gamma := F_{\text{ax.Rk}} \cdot (\mu \cdot \cos(\alpha) + \sin(\alpha))$$

$$\delta := (1 - \mu \cdot \tan(\alpha))$$

For enkeltsnittede forbindere

$$R_a := F_{\text{ax.Rk}} \cdot \sin(\alpha) + f_{h.1.k} \cdot s_1 \cdot d \cdot \cos(\alpha) = 253.006 \text{ kN}$$

$$R_b := F_{\text{ax.Rk}} \cdot \sin(\alpha) + f_{h.2.k} \cdot s_2 \cdot d \cdot \cos(\alpha) = 110.476 \text{ kN}$$

$$R_c := \gamma + \frac{f_{h.1.k} \cdot s_1 \cdot d}{1 + \beta} \cdot \delta \cdot \left(\sqrt{\beta + 2 \beta^2 \left(1 + \frac{s_2}{s_1} + \left(\frac{s_2}{s_1} \right)^2 \right) + \beta^3 \left(\frac{s_2}{s_1} \right)^2} - \beta \cdot \left(1 + \frac{s_2}{s_1} \right) \right) = 106.186 \text{ kN}$$

$$R_d := \gamma + \frac{f_{h.1.k} \cdot s_1 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \delta \cdot \left(\sqrt{2 \beta (1 + \beta) + \frac{4 \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.1.k} \cdot d \cdot s_1^2}} - \beta \right) = 106.03 \text{ kN}$$

$$R_e := \gamma + \frac{f_{h.1.k} \cdot s_2 \cdot d}{1 + 2 \beta} \cdot \delta \cdot \left(\sqrt{2 \beta^2 (1 + \beta) + \frac{4 \beta \cdot (1 + 2 \beta) \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.1.k} \cdot d \cdot s_2^2}} - \beta \right) = 66.54 \text{ kN}$$

$$R_f := \gamma + \delta \cdot \sqrt{\frac{2 \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 M_{y.Rk} \cdot f_{h.1.k} \cdot d} = 44.38 \text{ kN}$$

$$R_k := \min (R_a, R_b, R_c, R_d, R_e, R_f) = 44.38 \text{ kN}$$

Tverrkapasitetskontroll

Dimensjonerende tverrkapasitet pr. forbinder

$$R_{Rd} := n_{\text{snitt}} \cdot R_k \cdot \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_M} = 37.553 \text{ kN}$$

Dimensjonerende tverrkapasitet forbindelsesgruppe

$$R_{v.Rd} := n_{\text{ef}} \cdot n_h \cdot R_{Rd} = 432.412 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad:

$$U_v := \frac{V_{\text{Ed.V}}}{R_{v.Rd}} = 0.279 < 1$$

Aksialkapasitetskontroll

Momentarm

$$z_1 := 223.446 \text{ mm}$$

$$z_2 := 111.723 \text{ mm}$$

$$z_3 := 0 \text{ mm}$$

$$I_p := 6 \cdot z_1^2 + 6 \cdot z_2^2 + 3 \cdot z_3^2 = (3.745 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Bidrag i y-retning pga eksentrisitetsmoment

$$F_{My} := \frac{M_e \cdot z_1}{I_p} = 30.283 \text{ kN}$$

Total belastning på en skrue

$$F_{\text{ax.Ed}} := F_{My} + \frac{V_{\text{Ed.ax}}}{n} = 38.324 \text{ kN}$$

Dimensjonerende aksialkapasitet

$$F_{\text{ax.Rd}} := F_{\text{ax.Rk}} \cdot \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_M} = 32.783 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad pr.forbinder

$$U_{ax} := \frac{F_{ax.Ed}}{F_{ax.Rd}} = 1.169 > 1$$

Tverrstrekkskontroll etter NS-EN 1995-1-1

$$a_{2.CG} := 111 \text{ mm}$$

$$H_e := h - a_{2.CG} = 744 \text{ mm}$$

Karakteristisk splittingskapasitet

$$F_{90.Rk} := 14 \cdot b \cdot \sqrt{\frac{H_e}{1 \text{ mm}} \cdot 10^3} \cdot \frac{N}{m} = 227.863 \text{ kN} \quad (8.4)$$

Dimensjonerende splittingskapasitet

$$F_{90.Rd} := F_{90.Rk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 192.807 \text{ kN}$$

Dimensjonerende skjærkraft

$$F_{V.Ed} := V_{Ed} = 170.58 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad

$$\frac{F_{V.Ed}}{F_{90.Rd}} = 0.885 < 1 \quad (8.2)$$

Forsøk 3.3.2

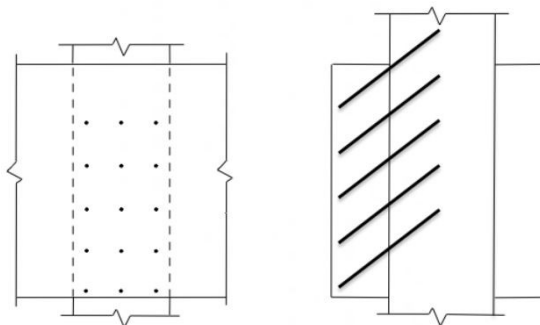
Geometri

$$s_1 := \frac{x}{2} = 176.777 \text{ mm}$$

$$s_2 := s_1 = 176.777 \text{ mm}$$

Inntregningsdybde (krav: $>4d$)

$$\frac{\frac{s_2}{\cos(\alpha)}}{d} = 19.231 > 4$$



Effektiv skruelengde i hver del:

$$l_{\text{ef.1}} := \frac{s_1}{\cos(\alpha)} = 250 \text{ mm}$$

$$l_{\text{ef.2}} := \frac{s_2}{\cos(\alpha)} = 250 \text{ mm}$$

Beregning av aksialkapasitet etter Bejtka og Bla β sin beregningsmodell

$$f_{1k} := 100 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2 \cdot \left(\frac{\text{m}^5}{\text{kg} \cdot \text{s}^2} \cdot 10^6 \right) = 15.21 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$R_{\text{ax.Rk.1}} := f_{1k} \cdot l_{\text{ef.1}} \cdot d = 49.433 \text{ kN}$$

$$R_{\text{ax.Rk.2}} := f_{1k} \cdot l_{\text{ef.2}} \cdot d = 49.433 \text{ kN}$$

$$R_{\text{ax.Rk}} := \min(R_{\text{ax.Rk.1}}, R_{\text{ax.Rk.2}}) = 49.433 \text{ kN}$$

$$F_{\text{ax.Rk}} := R_{\text{ax.Rk}} = 49.433 \text{ kN}$$

Karakteristisk tverrkapasitet for skruer etter Bejtka og Bla β sin beregningsmodell

$$\beta := \frac{f_{h.2.k}}{f_{h.1.k}}$$

$$\gamma := F_{\text{ax.Rk}} \cdot (\mu \cdot \cos(\alpha) + \sin(\alpha))$$

$$\delta := (1 - \mu \cdot \tan(\alpha))$$

For enkeltsnittede forbindere:

$$R_a := F_{\text{ax.Rk}} \cdot \sin(\alpha) + f_{h.1.k} \cdot s_1 \cdot d \cdot \cos(\alpha) = 220.454 \text{ kN}$$

$$R_b := F_{\text{ax.Rk}} \cdot \sin(\alpha) + f_{h.2.k} \cdot s_2 \cdot d \cdot \cos(\alpha) = 140.954 \text{ kN}$$

$$R_c := \gamma + \frac{f_{h.1.k} \cdot s_1 \cdot d}{1 + \beta} \cdot \delta \cdot \left(\sqrt{\beta + 2 \beta^2 \left(1 + \frac{s_2}{s_1} + \left(\frac{s_2}{s_1} \right)^2 \right) + \beta^3 \left(\frac{s_2}{s_1} \right)^2} - \beta \cdot \left(1 + \frac{s_2}{s_1} \right) \right) = 106.989 \text{ kN}$$

$$R_d := \gamma + \frac{f_{h.1.k} \cdot s_1 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \delta \cdot \left(\sqrt{2 \beta (1 + \beta) + \frac{4 \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.1.k} \cdot d \cdot s_1^2}} - \beta \right) = 102.814 \text{ kN}$$

$$R_e := \gamma + \frac{f_{h.1.k} \cdot s_2 \cdot d}{1 + 2 \beta} \cdot \delta \cdot \left(\sqrt{2 \beta^2 (1 + \beta) + \frac{4 \beta \cdot (1 + 2 \beta) \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.1.k} \cdot d \cdot s_2^2}} - \beta \right) = 84.644 \text{ kN}$$

$$R_f := \gamma + \delta \cdot \sqrt{\frac{2 \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 M_{y.Rk} \cdot f_{h.1.k} \cdot d} = 53.828 \text{ kN}$$

$$R_k := \min(R_a, R_b, R_c, R_d, R_e, R_f) = 53.828 \text{ kN}$$

Tverrkapasitetskontroll

Dimensjonerende tverrkapasitet pr. forbinder

$$R_{Rd} := n_{\text{snitt}} \cdot R_k \cdot \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_M} = 45.546 \text{ kN}$$

Dimensjonerende tverrkapasitet forbindelsesgruppe

$$R_{v.Rd} := n_{\text{ef}} \cdot n_h \cdot R_{Rd} = 524.461 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad:

$$U_v := \frac{V_{\text{Ed.V}}}{R_{v.Rd}} = 0.23 < 1$$

Aksialkapasitetskontroll

Total belastning på en skrue

$$F_{\text{ax.Ed}} = 38.324 \text{ kN}$$

(Beregnet i forsøk 3.2.2)

Dimensjonerende aksialkapasitet

$$F_{\text{ax.Rd}} := F_{\text{ax.Rk}} \cdot \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_M} = 41.828 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad pr.forbinder

$$U_{\text{ax}} := \frac{F_{\text{ax.Ed}}}{F_{\text{ax.Rd}}} = 0.916 < 1$$

Kombinert last på tvers og aksialt etter NS-EN 1995-1-1

$$(U_{\text{ax}})^2 + (U_v)^2 = 0.892 < 1$$

(8.28)

Tverrstrekkskontroll etter NS-EN 1995-1-1

$$a_{2.CG} := 130.11 \text{ mm}$$

$$H_e := h - a_{2.CG} = 724.89 \text{ mm}$$

Karakteristisk splittingskapasitet

$$F_{90.Rk} := 14 \cdot b \cdot \sqrt{\frac{H_e}{1 \text{ mm}} \cdot \frac{1 \text{ mm}}{H_e} \cdot 10^3} \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}} = 207.745 \text{ kN} \quad (8.4)$$

Dimensjonerende splittingskapasitet

$$F_{90.Rd} := F_{90.Rk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 175.784 \text{ kN}$$

Dimensjonerende skjærkraft

$$F_{V.Ed} := V_{Ed} = 170.58 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad

$$\frac{F_{V.Ed}}{F_{90.Rd}} = 0.97 < 1 \quad (8.2)$$

Beregninger gjort ihht. SFS intec sitt datablad

Tverrkapasitetskontroll

Karakteristisk tverrkapasitet (Table 3, side 11.10)

$$F_{1.Rk} := 31.7 \text{ kN}$$

$$F_{2.Rk} := 41.3 \text{ kN}$$

$$\rho_a := 380 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Dimensjonerende tverrkapasitet

$$F_{V.Rd} := \min \left(\frac{F_{1.Rk} \cdot k_{\text{mod}}}{\gamma_M} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0.8}, \frac{F_{2.Rk}}{\gamma_M} \right) = 27.386 \text{ kN}$$

Dimensjonerende tverrkapasitet forbindelsesgruppe

$$R_{V.Rd} := n_{ef} \cdot n_h \cdot F_{V.Rd} = 315.349 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad:

$$U_v := \frac{V_{Ed.V}}{R_{V.Rd}} = 0.382 < 1$$

Aksialkapasitetskontroll

Karakteristisk aksialkapasitet (Table 2, side 11.10)

$$F_{1.Rk} := 44.8 \text{ kN}$$

$$F_{2.Rk} := 58.4 \text{ kN}$$

$$\rho_a := 380 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Dimensjonerende aksialkapasitet

$$F_{ax.Rd} := \min \left(\frac{F_{1.Rk} \cdot k_{\text{mod}}}{\gamma_M} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0.8}, \frac{F_{2.Rk}}{\gamma_M} \right) = 38.704 \text{ kN}$$

Total belastning på en skrue

$$F_{ax.Ed} = 38.324 \text{ kN}$$

(Beregnet tidligere)

Utnyttelsesgrad pr. forbinder

$$U_{ax} := \frac{F_{ax.Ed}}{F_{ax.Rd}} = 0.99 < 1$$

Kombinert last på tverr og aksialt etter NS-EN 1995-1-1

$$\left(U_{ax}^2 + U_v^2 \right) = 1.127 > 1$$

(8.28)

Generelt skruegruppe 3x4

$$n := 12$$

$$n_h := 3$$

$$n_v := 4$$

$$n_{\text{snitt}} := 1$$

Avstand mellom skruenes lengdeakse

$$a_{2,\text{min}} := 129 \text{ mm} \cdot \sin(\alpha) = 91.217 \text{ mm}$$

$$a_{2,\text{maks}} := 374 \text{ mm} \cdot \sin(\alpha) = 264.458 \text{ mm}$$

Effektiv antall skruer (tverr) etter NS-EN 1995-1-1

$$n_{\text{ef}} := \min \left(n_v, n_v^{0.9} \sqrt[4]{\frac{a_{2,\text{min}}}{13 d}} \right) = 2.985 \quad (8.34)$$

Fordeling av krefter

$$F_{v,\text{Ed}} := \frac{V_{\text{Ed}}}{n} = 14.215 \text{ kN}$$

Forsøk 3.3.1

Geometri

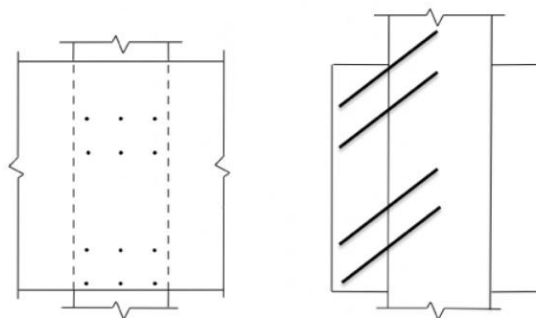
$$x := \cos(\alpha) \cdot l_1 = 353.553 \text{ mm}$$

$$s_1 := \frac{x}{2} = 176.777 \text{ mm}$$

$$s_2 := s_1 = 176.777 \text{ mm}$$

Inntregningsdybde (krav: $>4d$)

$$\frac{s_2}{\cos(\alpha)} = 19.231 > 4$$



Effektiv skruelengde i hver del

$$l_{\text{ef.1}} := \frac{s_1}{\cos(\alpha)} = 250 \text{ mm}$$

$$l_{\text{ef.2}} := \frac{s_2}{\cos(\alpha)} = 250 \text{ mm}$$

Aksialkapasitet

$$F_{\text{ax.Rk}} = 49.433 \text{ kN}$$

(Beregnet i forsøk 3.3.2)

Tverrkapasitetskontroll

Dimensjonerende tverrkapasitet pr. forbinder

$$R_{\text{Rd}} = 45.546 \text{ kN}$$

(Beregnet i forsøk 3.3.2)

Dimensjonerende tverrkapasitet forbindelsesgruppe

$$R_{\text{v.Rd}} := n_{\text{ef}} \cdot n_{\text{h}} \cdot R_{\text{Rd}} = 407.828 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad

$$U_{\text{v}} := \frac{V_{\text{Ed.V}}}{R_{\text{v.Rd}}} = 0.296 < 1$$

Aksialkapasitetskontroll

Momentarm

$$z_1 := 223.446 \text{ mm}$$

$$z_2 := 132.229 \text{ mm}$$

$$I_p := 6 \cdot z_1^2 + 6 \cdot z_2^2 = (4.045 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Bidrag i y-retning pga eksentrisitetsmoment

$$F_{My} := \frac{M_e \cdot z_1}{I_p} = 28.036 \text{ kN}$$

Total belastning på en skrue

$$F_{ax.Ed} := F_{My} + \frac{V_{Ed.ax}}{n} = 38.088 \text{ kN}$$

Dimensjonerende aksialkapasitet

$$F_{ax.Rd} := F_{ax.Rk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 41.828 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad pr.forbinder

$$U_{ax} := \frac{F_{ax.Ed}}{F_{ax.Rd}} = 0.911 < 1$$

Kombinert last på tvers og aksialt etter NS-EN 1995-1-1

$$\sqrt{(U_{ax})^2 + (U_v)^2} = 0.917 < 1 \quad (8.28)$$

Tverrstrekkskontroll etter NS-EN 1995-1-1

Utnyttelsesgrad

$$0.97 < 1$$

(Beregnet i forsøk 3.3.2)

Beregninger gjort ihht. SFS intec sitt datablad

Tverrkapasitetskontroll

Karakteristisk tverrkapasitet (Table 3, side 11.10)

$$F_{1.Rk} := 31.7 \text{ kN}$$

$$F_{2.Rk} := 41.3 \text{ kN}$$

$$\rho_a := 380 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Dimensjonerende tverrkapasitet

$$F_{V.Rd} := \min \left(\frac{F_{1.Rk} \cdot k_{\text{mod}}}{\gamma_M} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0.8}, \frac{F_{2.Rk}}{\gamma_M} \right) = 27.386 \text{ kN}$$

Dimensjonerende tverrkapasitet forbindelsesgruppe

$$R_{V.Rd} := n_{ef} \cdot n_h \cdot F_{V.Rd} = 245.22 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad:

$$U_v := \frac{V_{Ed.V}}{R_{V.Rd}} = 0.492 < 1$$

Aksialkapasitetskontroll

Karakteristisk aksialkapasitet (Table 2, side 11.10)

$$F_{1.Rk} := 44.8 \text{ kN}$$

$$F_{2.Rk} := 58.4 \text{ kN}$$

$$\rho_a := 380 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Dimensjonerende aksialkapasitet

$$F_{ax.Rd} := \min \left(\frac{F_{1.Rk} \cdot k_{\text{mod}}}{\gamma_M} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0.8}, \frac{F_{2.Rk}}{\gamma_M} \right) = 38.704 \text{ kN}$$

Total belastning på en skrue

$$F_{ax.Ed} = 38.088 \text{ kN}$$

(Beregnet tidligere)

Utnyttelsesgrad pr. forbinder

$$U_{ax} := \frac{F_{ax.Ed}}{F_{ax.Rd}} = 0.984 < 1$$

Kombinert last på tverr og aksialt etter NS-EN 1995-1-1

$$\left(U_{ax}^2 + U_v^2 \right) = 1.21 > 1$$

(8.28)

Forsøk 4.2.1

Geometri

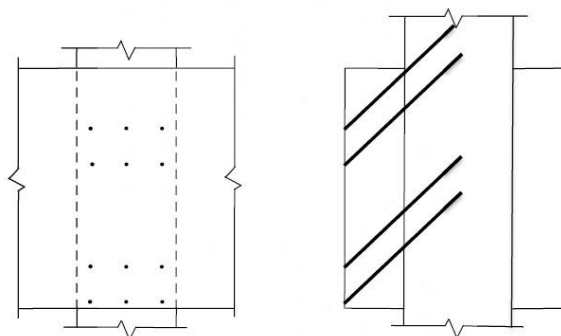
$$x := \cos(\alpha) \cdot l_2 = 424.264 \text{ mm}$$

$$s_1 := b = 215 \text{ mm}$$

$$s_2 := x - b = 209.264 \text{ mm}$$

Inntregningsdybde (krav: $>4d$)

$$\frac{l_2 - s_1}{d} = 29.615 > 4$$



Effektiv skruelengde i hver del:

$$l_{\text{ef.1}} := \frac{s_1}{\cos(\alpha)} = 304.056 \text{ mm}$$

$$l_{\text{ef.2}} := \frac{s_2}{\cos(\alpha)} = 295.944 \text{ mm}$$

Beregning av aksialkapasitet

$$f_{1,k} := 100 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2 \cdot \left(\frac{\text{m}^5}{\text{kg} \cdot \text{s}^2} \cdot 10^6 \right) = 15.21 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$R_{\text{ax.Rk.1}} := f_{1,k} \cdot l_{\text{ef.1}} \cdot d = 60.121 \text{ kN}$$

$$R_{\text{ax.Rk.2}} := f_{1,k} \cdot l_{\text{ef.2}} \cdot d = 58.517 \text{ kN}$$

$$R_{\text{ax.Rk}} := \min(R_{\text{ax.Rk.1}}, R_{\text{ax.Rk.2}}) = 58.517 \text{ kN}$$

$$F_{\text{ax.Rk}} := R_{\text{ax.Rk}} = 58.517 \text{ kN}$$

Karakteristisk tverrkapasitet for skruer etter Bejtka og Bla β sin beregningsmodell

$$\beta := \frac{f_{h.2,k}}{f_{h.1,k}}$$

$$\gamma := F_{\text{ax.Rk}} \cdot (\mu \cdot \cos(\alpha) + \sin(\alpha))$$

$$\delta := (1 - \mu \cdot \tan(\alpha))$$

For enkeltsnittede forbindere:

$$R_a := F_{\text{ax.Rk}} \cdot \sin(\alpha) + f_{h.1,k} \cdot s_1 \cdot d \cdot \cos(\alpha) = 266.987 \text{ kN}$$

$$R_b := F_{\text{ax.Rk}} \cdot \sin(\alpha) + f_{h.2,k} \cdot s_2 \cdot d \cdot \cos(\alpha) = 166.858 \text{ kN}$$

$$R_c := \gamma + \frac{f_{h.1,k} \cdot s_1 \cdot d}{1 + \beta} \cdot \delta \cdot \left(\sqrt{\beta + 2 \beta^2 \left(1 + \frac{s_2}{s_1} + \left(\frac{s_2}{s_1} \right)^2 \right) + \beta^3 \left(\frac{s_2}{s_1} \right)^2} - \beta \cdot \left(1 + \frac{s_2}{s_1} \right) \right) = 128.163 \text{ kN}$$

$$R_d := \gamma + \frac{f_{h.1,k} \cdot s_1 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \delta \cdot \left(\sqrt{2 \beta (1 + \beta) + \frac{4 \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.1,k} \cdot d \cdot s_1^2}} - \beta \right) = 123.507 \text{ kN}$$

$$R_e := \gamma + \frac{f_{h.1.k} \cdot s_2 \cdot d}{1 + 2 \beta} \cdot \delta \cdot \left(\sqrt{2 \beta^2 (1 + \beta) + \frac{4 \beta \cdot (1 + 2 \beta) \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.1.k} \cdot d \cdot s_2^2}} - \beta \right) = 100.063 \text{ kN}$$

$$R_f := \gamma + \delta \cdot \sqrt{\frac{2 \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 M_{y.Rk} \cdot f_{h.1.k} \cdot d} = 61.857 \text{ kN}$$

$$R_k := \min (R_a, R_b, R_c, R_d, R_e, R_f) = 61.857 \text{ kN}$$

Tverrkapasitetskontroll

Dimensjonerende tverrkapasitet pr. forbinder

$$R_{Rd} := n_{\text{snitt}} \cdot R_k \cdot \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_M} = 52.341 \text{ kN}$$

Dimensjonerende tverrkapasitet forbindelsesgruppe

$$R_{v.Rd} := n_{\text{ef}} \cdot n_h \cdot R_{Rd} = 468.665 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad:

$$U_v := \frac{V_{\text{Ed.V}}}{R_{v.Rd}} = 0.257 < 1$$

Aksialkapasitetskontroll

Total belastning på en skrue

$$F_{\text{ax.Ed}} = 38.088 \text{ kN}$$

(Beregnet i forsøk 3.3.1)

Dimensjonerende aksialkapasitet

$$F_{\text{ax.Rd}} := F_{\text{ax.Rk}} \cdot \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_M} = 49.514 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad pr.forbinder

$$U_{\text{ax}} := \frac{F_{\text{ax.Ed}}}{F_{\text{ax.Rd}}} = 0.769 < 1$$

Kombinert last på tvers og aksialt etter NS-EN 1995-1-1

$$(U_{\text{ax}})^2 + (U_v)^2 = 0.658 < 1 \quad (8.28)$$

Tverrstrekkskontroll etter NS-EN 1995-1-1

Utnyttelsesgrad

$$0.885 < 1$$

(Beregnet i forsøk 3.2.2)

Beregninger gjort ihht. SFS intec sitt datablad

Tverrkapasitetskontroll

Karakteristisk tverrkapasitet (Table 3, side 11.10)

$$F_{1.Rk} := 38.0 \text{ kN}$$

$$F_{2.Rk} := 41.3 \text{ kN}$$

$$l_{ef.a} := 300 \text{ mm}$$

$$\rho_a := 380 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Dimensjonerende tverrkapasitet

$$F_{V.Rd} := \min \left(\frac{F_{1.Rk} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \left(\frac{l_{ef.2}}{l_{ef.a}} \right) \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0.8}, \frac{F_{2.Rk}}{\gamma_M} \right) = 31.769 \text{ kN}$$

Dimensjonerende tverrkapasitet forbindelsesgruppe

$$R_{V.Rd} := n_{ef} \cdot n_h \cdot F_{V.Rd} = 284.465 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad:

$$U_v := \frac{V_{Ed.V}}{R_{V.Rd}} = 0.424 < 1$$

Aksialkapasitetskontroll

Karakteristisk aksialkapasitet (Table 2, side 11.10)

$$F_{1.Rk} := 53.7 \text{ kN}$$

$$F_{2.Rk} := 58.4 \text{ kN}$$

$$l_{ef.a} := 300 \text{ mm}$$

$$\rho_a := 380 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Dimensjonerende aksialkapasitet

$$F_{ax.Rd} := \min \left(\frac{F_{1.Rk} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \left(\frac{l_{ef.2}}{l_{ef.a}} \right) \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0.8}, \frac{F_{2.Rk}}{\gamma_M} \right) = 44.923 \text{ kN}$$

Total belastning på en skrue

$$F_{ax.Ed} = 38.088 \text{ kN}$$

(Beregnet tidligere)

Utnyttelsesgrad pr.forbinder

$$U_{ax} := \frac{F_{ax.Ed}}{F_{ax.Rd}} = 0.848 < 1$$

Kombinert last på tverr og aksialt etter NS-EN 1995-1-1

$$\left(U_{ax}^2 + U_v^2 \right) = 0.899 < 1$$

(8.28)

Forsøk 4.2.3

Geometri

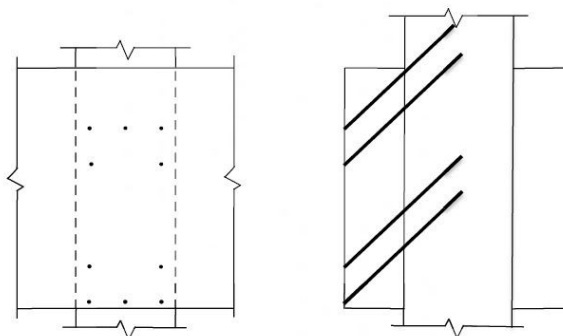
$$x := \cos(\alpha) \cdot l_2 = 424.264 \text{ mm}$$

$$s_1 := b = 215 \text{ mm}$$

$$s_2 := x - b = 209.264 \text{ mm}$$

Inntregningsdybde (krav: $>4d$)

$$\frac{l_2 - s_1}{d} = 29.615 > 4$$



Skruegruppe 4+2+4

$$n := 10$$

$$n_{v.1} := 4$$

$$n_{v.2} := 2$$

$$n_{v.3} := n_{v.1} = 4$$

Avstand mellom skruenes lengdeakse

$$a_{2.min} := 129 \text{ mm} \cdot \sin(\alpha) = 91.217 \text{ mm}$$

$$a_{2.maks} := 374 \text{ mm} \cdot \sin(\alpha) = 264.458 \text{ mm}$$

Effektiv antall skruer (tverr) etter NS-EN 1995-1-1

$$n_{ef.1} := \min \left(n_{v.1}, n_{v.1}^{0.9} \sqrt[4]{\frac{a_{2.min}}{13 d}} \right) = 2.985 \quad (8.34)$$

$$n_{ef.2} := \min \left(n_{v.2}, n_{v.2}^{0.9} \sqrt[4]{\frac{2 \cdot a_{2.min} + a_{2.maks}}{13 d}} \right) = 2$$

Fordeling av krefter

$$F_{v.Ed} := \frac{V_{Ed}}{n} = 17.058 \text{ kN}$$

Aksialkapasitet

$$F_{ax.Rk} = 58.517 \text{ kN}$$

(Beregnet i forsøk 4.2.1)

Tverrkapasitetskontroll

Dimensjonerende tverrkapasitet pr. forbinder

$$R_{Rd} = 52.341 \text{ kN}$$

(Beregnet i forsøk 4.2.1)

Dimensjonerende tverrkapasitet forbindelsesgruppe

$$R_{v.Rd} := (n_{ef.1} \cdot 2 + n_{ef.2}) \cdot R_{Rd} = 417.125 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad:

$$U_v := \frac{V_{Ed,V}}{R_{v,Rd}} = 0.289 < 1$$

Aksialkapasitetskontroll

Momentarm

$$z_1 := 223.446 \text{ mm}$$

$$z_2 := 132.229 \text{ mm}$$

$$I_p := 6 \cdot z_1^2 + 4 \cdot z_2^2 = (3.695 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Bidrag i y-retning pga eksentrisitetsmoment

$$F_{My} := \frac{M_e \cdot z_1}{I_p} = 30.689 \text{ kN}$$

Total belastning på en skrue

$$F_{ax,Ed} := F_{My} + \frac{V_{Ed,ax}}{n} = 42.751 \text{ kN}$$

Dimensjonerende aksialkapasitet

$$F_{ax,Rd} := F_{ax,Rk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 49.514 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad pr.forbinder

$$U_{ax} := \frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} = 0.863 < 1$$

Kombinert last på tvers og aksialt etter NS-EN 1995-1-1

$$(U_{ax})^2 + (U_v)^2 = 0.829 < 1 \quad (8.28)$$

Tverrstrekkkontroll etter NS-EN 1995-1-1

Utnyttelsesgrad

$$0.885 < 1$$

(Beregnet i forsøk 3.2.2)

Beregninger gjort ihht. SFS intec sitt datablad

Tverrkapasitetskontroll

Karakteristisk tverrkapasitet (Table 3, side 11.10)

$$F_{1.Rk} := 38.0 \text{ kN}$$

$$F_{2.Rk} := 41.3 \text{ kN}$$

$$l_{ef.a} := 300 \text{ mm}$$

$$\rho_a := 380 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Dimensjonerende tverrkapasitet

$$F_{V.Rd} := \min \left(\frac{F_{1.Rk} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \left(\frac{l_{ef.2}}{l_{ef.a}} \right) \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0.8}, \frac{F_{2.Rk}}{\gamma_M} \right) = 31.769 \text{ kN}$$

Dimensjonerende tverrkapasitet forbindelsesgruppe

$$R_{V.Rd} := (n_{ef.1} \cdot n_h + n_{ef.2}) \cdot F_{V.Rd} = 348.004 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad:

$$U_v := \frac{V_{Ed.V}}{R_{V.Rd}} = 0.347 < 1$$

Aksialkapasitetskontroll

Karakteristisk aksialkapasitet (Table 2, side 11.10)

$$F_{1.Rk} := 53.7 \text{ kN}$$

$$F_{2.Rk} := 58.4 \text{ kN}$$

$$l_{ef.a} := 300 \text{ mm}$$

$$\rho_a := 380 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Dimensjonerende aksialkapasitet

$$F_{ax.Rd} := \min \left(\frac{F_{1.Rk} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \left(\frac{l_{ef.2}}{l_{ef.a}} \right) \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0.8}, \frac{F_{2.Rk}}{\gamma_M} \right) = 44.923 \text{ kN}$$

Total belastning på en skrue

$$F_{ax.Ed} = 42.751 \text{ kN}$$

(Beregnet tidligere)

Utnyttelsesgrad pr.forbinder

$$U_{ax} := \frac{F_{ax.Ed}}{F_{ax.Rd}} = 0.952 < 1$$

Kombinert last på tverr og aksialt etter NS-EN 1995-1-1

$$\left(U_{ax}^2 + U_v^2 \right) = 1.026 > 1$$

(8.28)

D.2 Skruer - Redusert tverrsnitt

Beregninger er gjort ihht. Bejtka og Blaβ sin beregningsmodell og SFS intec sitt datablad

Forsøk 4.2.1a Reduserer tverrsnittet med 1 lamell

Geometri bjelke

$$h := 810 \text{ mm}$$

Avstand mellom skruenes lengdeakse

$$a_{2,\min} := 129 \text{ mm} \cdot \sin(\alpha) = 91.217 \text{ mm}$$

$$a_{2,\max} := 329 \text{ mm} \cdot \sin(\alpha) = 232.638 \text{ mm}$$

Effektiv antall skruer (tverr) etter NS-EN 1995-1-1

$$n_{\text{ef}} := \min \left(n_v, n_v^{0.9} \sqrt[4]{\frac{a_{2,\min}}{13 d}} \right) = 2.985 \quad (8.34)$$

Tverrkapasitetskontroll

Dimensjonerende tverrkapasitet pr. forbinder

$$R_{Rd} = 52.341 \text{ kN}$$

(Beregnet i forsøk 4.2.1)

Dimensjonerende tverrkapasitet forbindelsesgruppe

$$R_{v,Rd} := n_{\text{ef}} \cdot n_h \cdot R_{Rd} = 468.663 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad:

$$U_v := \frac{V_{\text{Ed},V}}{R_{v,Rd}} = 0.257 < 1$$

Aksialkapasitetskontroll

Momentarm

$$z_1 := 207.536 \text{ mm}$$

$$z_2 := 116.319 \text{ mm}$$

$$I_p := 6 \cdot z_1^2 + 6 \cdot z_2^2 = (3.396 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Bidrag i y-retning pga eksentrisitetsmoment

$$F_{My} := \frac{M_e \cdot z_1}{I_p} = 31.014 \text{ kN}$$

Total belastning på en skrue

$$F_{\text{ax.Ed}} := F_{My} + \frac{V_{\text{Ed,ax}}}{n} = 41.065 \text{ kN}$$

Dimensjonerende aksialkapasitet

$$F_{ax.Rd} := F_{ax.Rk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 49.514 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad pr.forbinder

$$U_{ax} := \frac{F_{ax.Ed}}{F_{ax.Rd}} = 0.829 < 1$$

Kombinert last på tvers og aksialt etter NS-EN 1995-1-1

$$(U_{ax})^2 + (U_v)^2 = 0.754 < 1 \quad (8.28)$$

Tverrstrekkskontroll etter NS-EN 1995-1-1

$$a_{2.CG} := 111 \text{ mm}$$

$$H_e := h - a_{2.CG} = 699 \text{ mm}$$

Karakteristisk splittingskapasitet

$$F_{90.Rk} := 14 \cdot b \cdot \sqrt{\frac{H_e}{1 \text{ mm}} \cdot \frac{1 \text{ mm}}{1 - \frac{H_e}{h}}} \cdot 10^3 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}} = 214.974 \text{ kN} \quad (8.4)$$

Dimensjonerende splittingskapasitet

$$F_{90.Rd} := F_{90.Rk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 181.901 \text{ kN}$$

Dimensjonerende skjærkraft

$$F_{V.Ed} := V_{Ed} = 170.58 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad:

$$\frac{F_{V.Ed}}{F_{90.Rd}} = 0.938 < 1 \quad (8.2)$$

Beregninger gjort ihht. SFS intec sitt datablad

Tverrkapasitetskontroll

Karakteristisk tverrkapasitet (Table 3, side 11.10)

$$F_{1.Rk} := 38.0 \text{ kN}$$

$$F_{2.Rk} := 41.3 \text{ kN}$$

$$l_{ef.a} := 300 \text{ mm}$$

$$\rho_a := 380 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Dimensjonerende tverrkapasitet

$$F_{V.Rd} := \min \left(\frac{F_{1.Rk} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \left(\frac{l_{ef.2}}{l_{ef.a}} \right) \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0.8}, \frac{F_{2.Rk}}{\gamma_M} \right) = 31.769 \text{ kN}$$

Dimensjonerende tverrkapasitet forbindelsesgruppe

$$R_{V.Rd} := n_{ef} \cdot n_h \cdot F_{V.Rd} = 284.465 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad:

$$U_v := \frac{V_{Ed.V}}{R_{V.Rd}} = 0.424 < 1$$

Aksialkapasitetskontroll

Karakteristisk aksialkapasitet (Table 2, side 11.10)

$$F_{1.Rk} := 53.7 \text{ kN}$$

$$F_{2.Rk} := 58.4 \text{ kN}$$

$$l_{ef.a} := 300 \text{ mm}$$

$$\rho_a := 380 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Dimensjonerende aksialkapasitet

$$F_{ax.Rd} := \min \left(\frac{F_{1.Rk} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \left(\frac{l_{ef.2}}{l_{ef.a}} \right) \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0.8}, \frac{F_{2.Rk}}{\gamma_M} \right) = 44.923 \text{ kN}$$

Total belastning på en skrue

$$F_{ax.Ed} = 41.065 \text{ kN}$$

(Beregnet tidligere)

Utnyttelsesgrad pr.forbinder

$$U_{ax} := \frac{F_{ax.Ed}}{F_{ax.Rd}} = 0.914 < 1$$

Kombinert last på tverr og aksialt etter NS-EN 1995-1-1

$$\left(U_{ax}^2 + U_v^2 \right) = 1.015 > 1$$

(8.28)

Forsøk 4.2.1b Reduserer tverrsnittet med 2 lameller

Geometri bjelke

$$h := 765 \text{ mm}$$

Avstand mellom skruenes lengdeakse

$$a_{2.\text{min}} := 129 \text{ mm} \cdot \sin(\alpha) = 91.217 \text{ mm}$$

$$a_{2.\text{maks}} := 284 \text{ mm} \cdot \sin(\alpha) = 200.818 \text{ mm}$$

Effektiv antall skruer (tverr) etter NS-EN 1995-1-1

$$n_{\text{ef}} := \min \left(n_v, n_v^{0.9} \sqrt[4]{\frac{a_{2.\text{min}}}{13 d}} \right) = 2.985 \quad (8.34)$$

Tverrkapasitetskontroll

Dimensjonerende tverrkapasitet pr. forbinder

$$R_{\text{Rd}} = 52.341 \text{ kN}$$

(Beregnet i forsøk 4.2.1)

Dimensjonerende tverrkapasitet forbindelsesgruppe

$$R_{\text{v.Rd}} := n_{\text{ef}} \cdot n_h \cdot R_{\text{Rd}} = 468.663 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad:

$$U_v := \frac{V_{\text{Ed.V}}}{R_{\text{v.Rd}}} = 0.257 < 1$$

Aksialkapasitetskontroll

Momentarm

$$z_1 := 191.626 \text{ mm}$$

$$z_2 := 100.409 \text{ mm}$$

$$I_p := 6 \cdot z_1^2 + 6 \cdot z_2^2 = (2.808 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Bidrag i y-retning pga eksentrisitetsmoment

$$F_{\text{My}} := \frac{M_e \cdot z_1}{I_p} = 34.631 \text{ kN}$$

Total belastning på en skrue

$$F_{\text{ax.Ed}} := F_{\text{My}} + \frac{V_{\text{Ed.ax}}}{n} = 44.683 \text{ kN}$$

Dimensjonerende aksialkapasitet

$$F_{\text{ax.Rd}} := F_{\text{ax.Rk}} \cdot \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_M} = 49.514 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad pr.forbinder

$$U_{ax} := \frac{F_{ax.Ed}}{F_{ax.Rd}} = 0.902 < 1$$

Kombinert last på tvers og aksialt etter NS-EN 1995-1-1

$$(U_{ax})^2 + (U_v)^2 = 0.881 < 1 \quad (8.28)$$

Tverrstrekkskontroll etter NS-EN 1995-1-1

(Generelt for alle skråstilte skruer som ikke er innsunken)

$$a_{2.CG} := 111 \text{ mm}$$

$$H_e := h - a_{2.CG} = 654 \text{ mm}$$

Karakteristisk splittingskapasitet

$$F_{90.Rk} := 14 \cdot b \cdot \sqrt{\frac{H_e}{1 \text{ mm}} \cdot 10^3 \cdot \frac{N}{m}} \cdot \frac{1}{1 - \frac{H_e}{h}} = 202.081 \text{ kN} \quad (8.4)$$

Dimensjonerende splittingskapasitet

$$F_{90.Rd} := F_{90.Rk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 170.991 \text{ kN}$$

Dimensjonerende skjærkraft

$$F_{V.Ed} := V_{Ed} = 170.58 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad:

$$\frac{F_{V.Ed}}{F_{90.Rd}} = 0.998 < 1 \quad (8.2)$$

Forsøk 4.2.3a Reduserer tverrsnittet med 1 lamell

Geometri bjelke

$$h := 810 \text{ mm}$$

Avstand mellom skruenes lengdeakse

$$a_{2.\text{min}} := 129 \text{ mm} \cdot \sin(\alpha) = 91.217 \text{ mm}$$

$$a_{2.\text{maks}} := 329 \text{ mm} \cdot \sin(\alpha) = 232.638 \text{ mm}$$

Effektiv antall skruer (tverr) etter NS-EN 1995-1-1

$$n_{\text{ef.1}} := \min \left(n_{v.1}, n_{v.1}^{0.9} \sqrt[4]{\frac{a_{2.\text{min}}}{13 d}} \right) = 2.985 \quad (8.34)$$

$$n_{\text{ef.2}} := \min \left(n_{v.2}, n_{v.2}^{0.9} \sqrt[4]{\frac{2 \cdot a_{2.\text{min}} + a_{2.\text{maks}}}{13 d}} \right) = 2$$

Tverrkapasitetskontroll

Dimensjonerende tverrkapasitet pr. forbinder

$$R_{Rd} = 52.341 \text{ kN}$$

(Beregnet i forsøk 4.2.1)

Dimensjonerende tverrkapasitet forbindelsesgruppe

$$R_{v.Rd} := (n_{\text{ef.1}} \cdot 2 + n_{\text{ef.2}}) \cdot R_{Rd} = (4.171 \cdot 10^5) \text{ N}$$

Utnyttelsesgrad:

$$U_v := \frac{V_{\text{Ed.V}}}{R_{v.Rd}} = 0.289 < 1$$

Aksialkapasitetskontroll

Momentarm

$$z_1 := 207.536 \text{ mm}$$

$$z_2 := 116.319 \text{ mm}$$

$$I_p := 6 \cdot z_1^2 + 4 \cdot z_2^2 = (3.125 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Bidrag i y-retning pga eksentrisitetsmoment

$$F_{My} := \frac{M_e \cdot z_1}{I_p} = 33.699 \text{ kN}$$

Total belastning på en skrue

$$F_{\text{ax.Ed}} := F_{My} + \frac{V_{\text{Ed.ax}}}{n} = 45.761 \text{ kN}$$

Dimensjonerende aksialkapasitet

$$F_{ax.Rd} := F_{ax.Rk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 49.514 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad pr.forbinder

$$U_{ax} := \frac{F_{ax.Ed}}{F_{ax.Rd}} = 0.924 < 1$$

Kombinert last på tvers og aksialt etter NS-EN 1995-1-1

$$(U_{ax})^2 + (U_v)^2 = 0.938 < 1 \quad (8.28)$$

Tverrstrekkskontroll etter NS-EN 1995-1-1

Utnyttelsesgrad

$$0.938 < 1$$

(Beregnet i forsøk 4.2.1a)

Forsøk 4.2.3b Reduserer tverrsnittet med 2 lameller

Geometri bjelke

$$h := 765 \text{ mm}$$

Avstand mellom skruenes lengdeakse

$$a_{2.\text{min}} := 129 \text{ mm} \cdot \sin(\alpha) = 91.217 \text{ mm}$$

$$a_{2.\text{maks}} := 284 \text{ mm} \cdot \sin(\alpha) = 200.818 \text{ mm}$$

Effektiv antall skruer (tverr) etter NS-EN 1995-1-1

$$n_{\text{ef.1}} := \min \left(n_{v.1}, n_{v.1}^{0.9} \sqrt[4]{\frac{a_{2.\text{min}}}{13 d}} \right) = 2.985 \quad (8.34)$$

$$n_{\text{ef.2}} := \min \left(n_{v.2}, n_{v.2}^{0.9} \sqrt[4]{\frac{2 \cdot a_{2.\text{min}} + a_{2.\text{maks}}}{13 d}} \right) = 2$$

Tverrkapasitetskontroll

Dimensjonerende tverrkapasitet pr. forbinder

$$R_{Rd} = 52.341 \text{ kN}$$

(Beregnet i forsøk 4.2.1)

Dimensjonerende tverrkapasitet forbindelsesgruppe

$$R_{v.Rd} := (n_{\text{ef.1}} \cdot 2 + n_{\text{ef.2}}) \cdot R_{Rd} = 417.127 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad:

$$U_v := \frac{V_{\text{Ed.V}}}{R_{v.Rd}} = 0.289 < 1$$

Aksialkapasitetskontroll

Momentarm

$$z_1 := 191.626 \text{ mm}$$

$$z_2 := 100.409 \text{ mm}$$

$$I_p := 6 \cdot z_1^2 + 4 \cdot z_2^2 = (2.607 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Bidrag i y-retning pga eksentrisitetsmoment

$$F_{My} := \frac{M_e \cdot z_1}{I_p} = 37.31 \text{ kN}$$

Total belastning på en skrue

$$F_{\text{ax.Ed}} := F_{My} + \frac{V_{\text{Ed.ax}}}{n} = 49.372 \text{ kN}$$

Dimensjonerende aksialkapasitet

$$F_{ax.Rd} := F_{ax.Rk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 49.514 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad pr.forbinder

$$U_{ax} := \frac{F_{ax.Ed}}{F_{ax.Rd}} = 0.997 < 1$$

Kombinert last på tvers og aksialt etter NS-EN 1995-1-1

$$(U_{ax})^2 + (U_v)^2 = 1.078 > 1 \quad (8.28)$$

Tverrstrekkskontroll etter NS-EN 1995-1-1

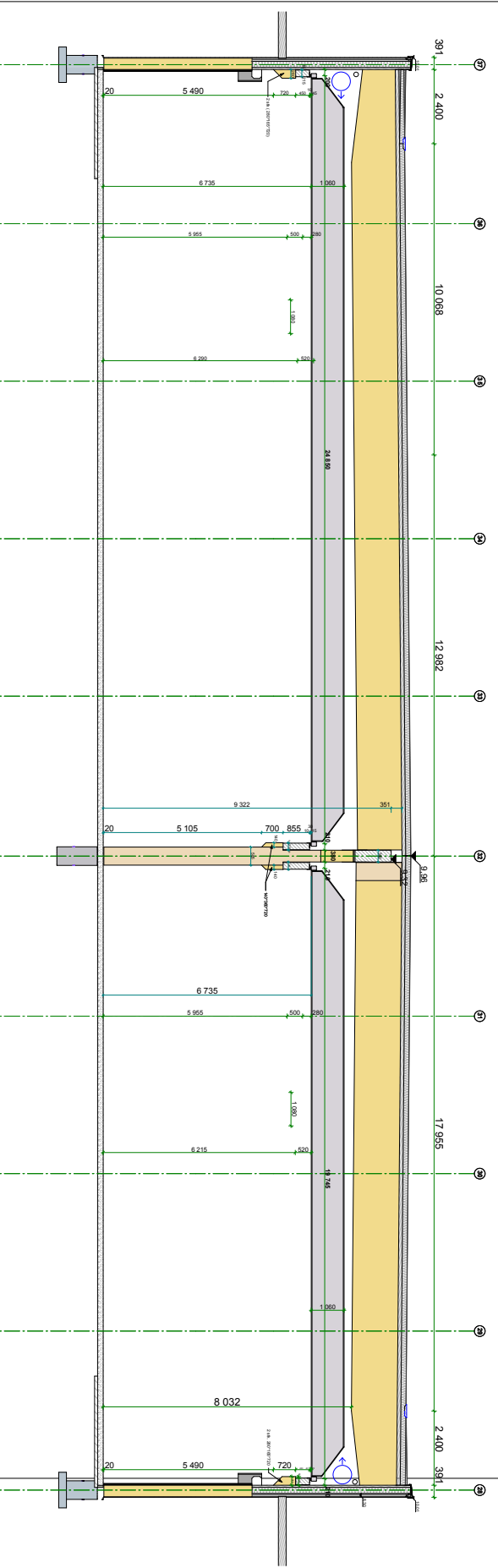
Utnyttelsesgrad

$$0.998 < 1$$

(Beregnet i forsøk 4.2.1b)

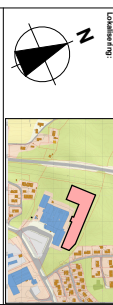
Vedlegg E: Grunnlagsdata

E.1 Snittegning



Snitt Akse 28-37 1:100

Dato	Utskrift	Bent	Kontroll



Prosjektets utseende:

ARK : Green Advisers AS
 Prosjektleder: **Green Advisers AS**
 Tlf: +47 908 373 840
 E-post: **g@greenadvisers.no**
 Prosjektleder: **Green Advisers AS**
 Tlf: +47 908 373 840
 E-post: **g@greenadvisers.no**

Tilbyggende: **Siva Amoi Eiendom AS**
 E-post: **siva@amoi.no**
 Tlf: +47 908 373 840
 Prosjektleder: **Siva Amoi Eiendom AS**
 Tlf: +47 908 373 840
 E-post: **siva@amoi.no**

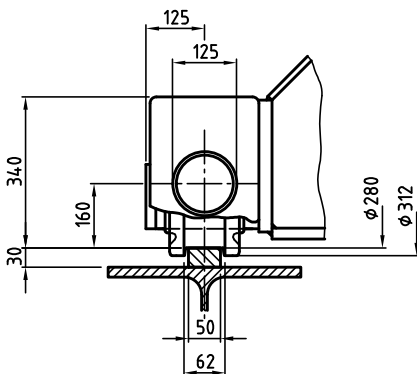
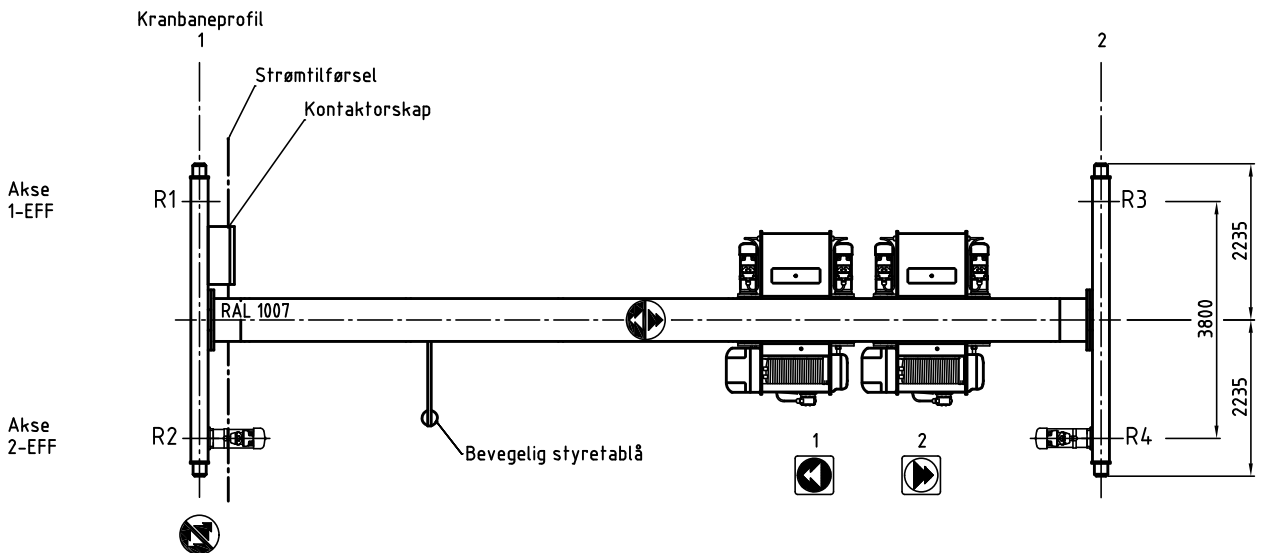
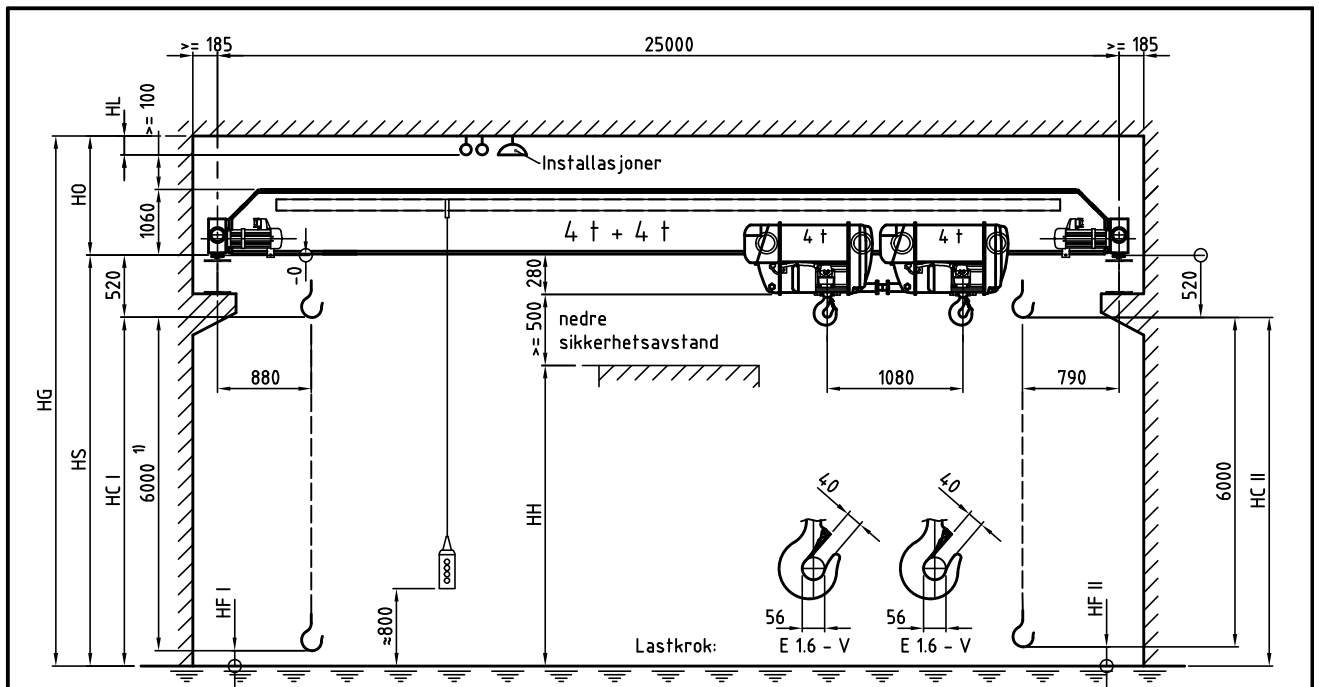
Godkjent	ID
Korrigert prosjekt	Prosjekt ID
Prosjekt	Prosjekt ID
Revisjon	Revisjon ID
Statistikk	

SIVA
 Prosjekt
Massivtrefabrikk
 Industriveien 3
 3340 Arnot
 07.03.2018
 1:100
 Korrigeret utgave
 SIVA / Korrigert

Opprinn. ID	Prosjekt ID
2000102	B30-06

Snitt Akse 28-37 m/Kran

E.2 Kran ELK



Kran	ELK 4 t + 4 t x 25000 mm		
Beregningsgrunnlag	DIN 15018, H2/B3		
Heis + løpekatt 1	GM 1000.4000 U-323.41.6000.6.E 130.20		
Heis + løpekatt 2	GM 1000.4000 U-323.41.6000.6.E 130.20		
Motorgruppe	1: 3m / M6	2: 3m / M6	
Driftsomgivelser	Innendørs drift		
Omgivelsebetingelser	-5° C til +40° C, uten spesielle krav		
Kjørehastighet kran	10 / 40 m/min		
Kjørehastighet katt	1: 5 / 20 m/min	2: 5 / 20 m/min	
Heisehastighet	1: 1.3 / 8 m/min	2: 1.3 / 8 m/min	
Totalvekt	7490 kg, (derav Heis + løpekatt 1 / 2: 362 kg / 362 kg)		
Nettspenning; Tillatt variasjon	3/PE~50 Hz 400 V (TN-S); -6.5% / +5%		
Totalt installert effekt	14.1 kW (Startstrøm x cos phi: 127 A)		
Belastningsdata	Hjultrykk (kN)	Kranakse 1 (min./maks.)	18,8 / 57,1
	(Uten vibrasjonskoeffisient)	Kranakse 2 (min./maks.)	19,2 / 57,1
	Sidelaster (kN)	Massekrefter Kjørehastighet kran (min./maks.)	2,2 / 6,4
		Skjevkrefter på føringsiden (Friksjonskoeffisient <= 0,3)	16,1 / -
	(Styreside/motsatt side)	Fremre kranakse I kjøreretningen	4,0 / 12,1
		Bakre kranakse I kjøreretningen	0,0 / 0,0
Kraft i kranbaneretning (kN) (for hver kranbane)	Massekrefter Kjørehastighet kran (Maks.)	2,6	
	(X) Bufferkraft med lavfart (Maks.)	2,2, 2	

Maks. krokvandring på heiseverket, 1: 6m, 2: 6m, reell bruk i henhold til innbyggingssituasjonen

tveitgru0262_20100907_12405962

211806 - 002

ABUS Kransysteme GmbH
 Sonnenweg 1
 51647 Gummersbach
 Tlf. +49 2261 37-XXX
 Fax. +49 2261 37-XXXXX

Kran ELK

026200-000000-20100907-01 / 1

ABUS

Saksbehandler: Tveit, G.
 Dato: 07.09.2010

Vedlegg F: Relevant korrespondanse

F.1 Prislite bolter

Albert E Olsen AS, avd. Albert E. Olsen AS
Brennaveien 18
1481 HAGAN



www.aeo.no

Fakturaadresse:

Kundenr: 30757
KONTANTSALG TRONDHEIM

7005 TRONDHEIM

Leveringsadresse:

Kundenr: 30757
KONTANTSALG TRONDHEIM

7005 TRONDHEIM

Tilbud

Side	1 av 1
Tilbudsnr.	209011070-1
Dato	26.03.2019
Rekvisisjon	
Deres ref.	
Vår ref.	Svein Arild Stokhaug
Tilbudsfrist	25.04.2019
Leveringsbetingelse	Ex Works / Kjøper
Leveringsmåte	Hentes ved avdeling
Betalingsbetingelse	Kontant
Valuta	NOK

Linjenr.	Varenummer	Beskrivelse	Antall	Enhet	Salgspris	Rabatt %	Beløp
10	S-72197-1	5116050 17,5x50x5 4kt skive pk a 50 stk	1,00	STK	608,30		608,30
20	S-72197-1	5120075 21x75x7 4kt skive pk a 25 stk	1,00	STK	1 235,00		1 235,00
30	50497213	STANG GJENGET ELF M16X1000 8.8 A1	1,00	STK	131,00	30,00	91,70
40	50497277	STANG GJENGET ELF M20X1000 8.8 A1	1,00	STK	205,00	30,00	143,50
50	50495298	MUTTER 6KT ELF DIN934 M20 A25	1,00	PAK	230,00	30,00	161,00
60	50495272	MUTTER 6KT ELF DIN934 M16 A50	1,00	PAK	257,00	30,00	179,90
Sum linjer		Totale omkostninger	Nettobeløp		Merverdiavgift	Totalsum	
2 419,40		0,00	2 419,40		604,85	3 024,25	

Albert E Olsen AS

Postboks 2412 Torgarden
7005 TRONDHEIM

Sentralbord,

Tlf 73 95 60 11

E-post kundesenter@aeo.no

Internet www.aeo.no

Foretaksregisteret NO991136681MVA

Bankkonto 4202 21 99891
IBAN NO5342022199891

F.2 Korrespondanse med SFS intec

Den 26. mars 2019 kl. 09.00.05 +01.00 skrev Peter Engström-Øren <Peter.Engstrom-Oren@sfs.biz>:

Hei hei!

Så kul at dere valgte og bruke WR skruen.

Når det kommer til å senke den i treet så er det ikke så enkelt dessverre da dette er en VELDIG kraftig skrue å skru inn. Du klarer å forsænke den maks et par centimeter om du ikke forborrer et hål som er minimum 25 mm så at hodet kommer inn i treet.

Mvh Peter

Med vennlig hilsen | Kind regards

Peter Engström-Øren
Salg Treinnfesting

SFS intec AS, Division Construction
Solheimveien 44, NO- 1473 Lørenskog
M +47 48 996605
Peter.Engstrom-Oren@sfs.biz, www.sfsintec.biz/no



