

Effektive forbindelser for større trekonstruksjoner

Eirik Skåren

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: Juni 2012

Hovedveileder: Kjell A Malo, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk

MASTEROPPGAVE 2012

FAGOMRÅDE: Konstruksjonsteknikk	DATO: 8. juni 2012	ANTALL SIDER: 187
------------------------------------	-----------------------	----------------------

TITTEL:

Effektive forbindelser for større trekonstruksjoner

Effective Connections in High Timber Constructions

UTFØRT AV:

Eirik Skåren



SAMMENDRAG:

I denne oppgaven er det utviklet en ny forbindelse til bruk i større trekonstruksjoner.

Oppgaven presenterer og vurderer positive og negative egenskaper ved noen ulike utforminger av forbindelser. En av disse forbindelsene er valgt ut for videre vurderinger, og det utføres beregninger og numeriske simuleringer for å bestemme kapasiteter, stivheter og bruksområder.

Det er tatt spesielt hensyn til styrke, stivhet, materialeeffektivitet og monteringsvennlighet i valg av utforming. Alternativet som ble valgt til videre vurdering har vist seg å ha mange ønskede egenskaper for forbindelser i større trekonstruksjoner.

Numeriske simuleringer av et 10 etasjers eksempelbygg viste at krav til akselerasjonsverdier er på grensen til å bli tilfredsstillt ved bruk av den valgte forbindelsen.

FAGLÆRER: Kjell Arne Malo

VEILEDER(E): Pål Ellingsbø

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk (NTNU)

MASTEROPPGAVE 2012

Eirik Skåren

EFFEKTIVE FORBINDELSER FOR STØRRE TREKONSTRUKSJONER

(Effective Connections in High Timber Constructions)

Bakgrunn:

Bygging av stadig høyere trehus krever bedre forbindelser, både med tanke på styrke, stivhet, materialeeffektivitet og ikke minst monteringsvennlighet. Spesielt vil det være interessant å ta utgangspunkt i effektiv montering av komponenter. De beregningsmessige verktøy som er for hånden kan benyttes til å utføre beregninger eller simuleringer for å studere hvordan effektive sammenføyninger bør være. Vi antar at større del av monteringsarbeidet bør flyttes til fabrikklokalene og at en større del av forbindelsene må være "preinstallert", slik at byggeplassen blir mer som en montasjeplass. Oppgaven går ut på å utvikle noen konsepter for slike forbindelser og deretter avdekke noen av deres positive og kanskje negative egenskaper gjennom eksperimentelle forsøk, beregninger eller numeriske simuleringer.

Forslag til gjennomføring av oppgaven:

1. Kandidaten foretar et studium med sikte på å skaffe seg oversikt over problematikken rundt krav og ønskede egenskaper til høyere trehus.
2. Kandidaten planlegger, samler inn nødvendige data og utvikler et eller flere konsepter av forbindelser for høyere trehus.
3. Kandidaten gjennomfører parameterstudier på ett eller flere av konseptene for å undersøke muligheter og begrensninger.
4. Kandidaten sammenfatter og lager en konklusjon på undersøkelsen.

Etter samråd med veileder kan kandidaten konsentrere sitt arbeide til spesielle deler av oppgaven, eller trekke inn andre aspekter.

Generelt:

Besvarelsen skal ha form som en forskningsrapport hvor det legges vekt på en klar og oversiktlig presentasjonsform. Besvarelsen skal leveres ved Institutt for konstruksjonsteknikk innen 11. juni 2012.

Faglærer: Kjell Arne Malo

NTNU, januar 2012



Kjell Arne Malo

I. Forord

Denne masteroppgaven er skrevet i avslutningen av sivilingeniørstudiet ved institutt for konstruksjonsteknikk ved Norge Teknisk- Naturvitenskapelige Universitet (NTNU) våren 2012. Arbeidet utgjør 20 ukers arbeid og tilsvarer 30 studiepoeng.

Denne masteroppgaven er en videreføring av arbeidet som er gjort i prosjektoppgaven ”*Dynamiske egenskaper til høye trehus*” [1] som ble utarbeidet høsten 2011 ved NTNU. Det er her vist at akselerasjonsproblematikken er viktig for høye trehus.

Masteroppgaven har tatt utgangspunkt i å utforme nye typer forbindelser til bruk i høye trekonstruksjoner. Mye tid er brukt til å utvikle konsepter for nye typer forbindelser, og flere forslag har blitt forkastet. Dette har vært en veldig lærerik, krevende og kreativ prosess. Jeg føler meg heldig som har fått muligheten til å arbeide med et så interessant og spennende tema.

Det er et håp at de utformingene som er presentert i denne masteroppgaven kan være et grunnlag for eventuelle senere arbeider på området.

Jeg vil rette en stor takk til veileder Kjell Arne Malo ved Institutt for konstruksjonsteknikk for gode innspill og tilbakemeldinger underveis i arbeidet. Det rettes også en takk til Pål Ellingsbø for svar på spørsmål og hjelp med FEA-programmet Abaqus/CAE 6.9-2.

Trondheim, juni 2012



Eirik Skåren

II. Sammendrag

I denne oppgaven er det utviklet en ny forbindelse til bruk i større trekonstruksjoner.

Oppgaven presenterer og vurderer positive og negative egenskaper ved noen ulike utforminger av forbindelser. En av disse forbindelsene velges ut for videre vurderinger, og det vil utføres beregninger og numeriske simuleringer for å bestemme kapasiteter, stivheter og bruksområder.

Masteroppgaven består av fire hoveddeler:

- Første del av oppgaven tar for seg bakgrunnsinformasjon som benyttes i vurderinger av forbindelsene.
- Andre del tar for seg vurderinger og utforming av forbindelsen.
- Tredje del tar for seg beregninger og numeriske simuleringer av forbindelsen.
- Fjerde del tar for seg forbindelsens bruksområde i et 10 etasjers eksempelbygg.

Det er valgt å ta utgangspunkt i å utforme en momentstiv forbindelse som kan gi rammevirkning i et bygg. Dette gjør utformingen av bygget friere samtidig som stivheten opprettholdes. For ekstra stivhet i bygget er det vurdert muligheter for ekstra avstivning gjennom forbindelsen. Det er spesielt tatt hensyn til styrke, stivhet, materialeffektivitet og monteringsvennlighet i valg av utforming.

Det er utført beregninger av forbindelsen etter Eurokode og med egne antagelser. Det er også utført numeriske analyser av forbindelsen med FEA-programmet Abaqus/CAE 6.9-2. Beregningene danner dermed et grunnlag til å sammenligne med FEA-resultatene og vurdere om disse er realistiske.

Avslutningsvis er det utført numeriske simuleringer av et 10 etasjers eksempelbygg for å vurdere akselerasjonsverdier. Resultatene viser at akselerasjonsverdier er på grensen til å bli tilfredsstilt ved bruk av den valgte forbindelsen. Det blir her gitt noen forslag til eventuelle feilkilder i modellen. Det blir også gitt noen forslag som kan redusere akselerasjonsverdiene nok til at de tilfredsstiller kravene.

Det konkluderes med at forbindelsen har mange ønskede egenskaper for forbindelser i høye trekonstruksjoner. Resultatene viser at det bør være mulig å produsere prefabrikkerte elementer i tre som kan benyttes i bygg opp til 10 etasjer uten spesielle ekstratiltak for å sikre lave akselerasjonsverdier.

III. Abstract

In this thesis, a new connection for use in larger timber buildings is developed.

This thesis presents and evaluates the positive and negative characteristics of different designs of connections. One of these connections is selected for further assessment. It will be carried out calculations and numerical simulations on this connection in order to determine capacity, stiffness and areas of application.

This thesis is divided into four main parts:

- The first part of the thesis deals with the background information used in assessment of the connections.
- The second part deals with the assessment and design of the connection.
- The third part deals with calculations and numerical simulations of the connection.
- The fourth part deals with the application of the connection in a 10-storey example building.

A rigid connection type is chosen in order to provide a frame effect in a building. This gives freedom in design of the building while it maintains its stiffness. Extra stiffness can be achieved by the use of bracings that can be attached to the connections. The choice of design is made by special considerations on strength, stiffness, material efficiency and ease of installation.

The calculations of the connection is carried out according to Eurocodes and with the use of own assumptions. Numerical analyzes is also carried by the use of the FEA-program Abaqus/CAE 6.9-2. The calculations forming a basis for comparison of FEA-results and consider whether they are realistic.

Finally, it is carried out numerical simulations of a 10-storey example building in order to assess the acceleration values. The results show that the acceleration values are on the verge of being satisfied when the selected connection is used. It is given some suggestions for possible sources of error in the model. There will also be given some suggestions on how to reduce the acceleration values enough to meet the requirements.

It is concluded that the connection has many desired properties of the compounds in tall timber buildings. The results shows that it should be possible to produce prefabricated elements in timber that can be used for buildings up to 10 floors without any additional measures for ensuring a low acceleration value.

IV. Innholdsfortegnelse

1. Innledning	1
2. Programvare	3
2.1 Illustrasjonstegninger	3
2.2 Numeriske beregninger	3
3. Tre som bygningsmateriale	7
3.1 Treets anatomi og styrkeegenskaper	7
3.2 Limtre	8
3.3 Fordeler ved bruk av trematerialer	9
3.4 Høye trehus	11
3.5 Bæresystem for høye trehus	12
3.6 Standardisering av bygg	13
3.7 Problemer ved høye trehus	15
4. Forbindelser	17
4.1 Vurderingskriterier	17
4.2 Alternativer	19
4.3 Videre vurdering	30
5. Utforming av valgt forbindelse	31
5.1 Endeplate med innskivede stålplater og dybler	31
5.2 Hullavstander	42
5.3 Brannsituasjon	44
5.4 Montering	48
5.5 Påmontering av krysstivere	53
5.6 Utforming av bjelke	55
5.7 Transport	55
5.8 Alternativ utforming med lange aksialbærende treskruer	57
6. Kapasitetsberegning i henhold til Eurokode	59
6.1 Dimensjonerende skjærkapasitet og momentkapasitet	59
6.2 Vurdering	61
7. Stivhetsberegning	63
7.1 Stivhetsbidrag fra dybler	63
7.2 Rotasjonsstivhet	69
7.3 Rotasjonsstivhet til bruddlast	71
7.4 Skjærstivhet	72
8. FEA	75
	vii

8.1 Modellering	75
8.2 Analysemetode	83
8.3 Resultater	86
9. Sammenligning håndberegninger og FEA.....	97
9.1 Kapasitet	97
9.2 Stivhet	98
9.3 Kommentar	100
10. Eksempelbygg.....	101
10.1 Akselerasjon som følge av vind.....	101
10.2 Elementmodellering og analyse.....	102
10.3 Geometri	104
10.4 Modeller.....	105
10.5 Resultater	108
11. Konklusjon.....	117
12. Videre arbeid.....	119
Referanser.....	121
13. Vedlegg	125
13.1 Vedlegg 1 - Materialparametre til bruk i beregninger	125
13.2 Vedlegg 2 - Materialparametre for FEA av forbindelsen.....	127
13.3 Vedlegg 3 - Kapasitetsberegning av limtrebjelke i henhold til NS-EN 1995-1-1	129
13.4 Vedlegg 4 - Kapasitetsberegning av limtresøyle i henhold til NS-EN 1995-1-1	130
13.5 Vedlegg 5 - Bøyningsberegning av endeplate	131
13.6 Vedlegg 6 – Kapasitet av flytelinje i nedre del av endeplate	136
13.7 Vedlegg 7 - Data for beregning av brudd på stivere.....	137
13.8 Vedlegg 8 - Bøyningsberegning i stiver	138
13.9 Vedlegg 9 - Trykkspenning i søyle fra bolter	140
13.10 Vedlegg 10 – Kapasitetsberegning av dybler	141
13.11 Vedlegg 11 - Kapasitet av innslissede stålplater	145
13.12 Vedlegg 12 - Kapasitet av sveis mellom innslissede stålplater og endeplate.....	147
13.13 Vedlegg 13 – Momentkapasitet i endeplate basert på momentarm	149
13.14 Vedlegg 14 - Grafisk funn av momentkapasitet i endeplate	154
13.15 Vedlegg 15 - Rotasjonsstivhet i endeplate	155
13.16 Vedlegg 16 - Hullavstander tre.....	159
13.17 Vedlegg 17 - Hullavstander stål	161
13.18 Vedlegg 18 - Akselerasjon og konstruksjonsfaktor.....	162
13.19 Vedlegg 19 – Materialparametere for FEA av eksempelbygg	167

13.20 Vedlegg 20 – Tyngdeberegninger for modellene i eksempelbygget.....	168
13.21 Vedlegg 21 – Elektronisk vedlegg.....	173

1. Innledning

I denne oppgaven tas det sikte på å utvikle en effektiv forbindelse for høye prefabrikkerte trekonstruksjoner. Det ønskes å finne en fleksibel, økonomisk og tidsbesparende løsning. Spesielt er monteringsvennlighet av stor interesse. En større del av forbindelsene bør være ”preinstallert” fra fabrikklokale, og byggeplassen bør fungere som en ren montasjeplass. Det er mange fordeler ved å utforme en forbindelse som kan benyttes som et standardelement i et bygg. Noen fordeler som kan nevnes er økt effektivitet, lavere kostnader og bedre sikkerhet.

Det er hovedsakelig forbindelser til bruk i høye trehus som er av interesse. Høye trehus kan fort få problemer i bruksgrense på grunn av høye akselerasjoner som følge av vindlaster. Det er derfor ønskelig med en forbindelse som kan ha fordeler på dette området.

I oppgaven vil det bli fremlagt flere forslag til utforming av en effektiv forbindelse, og disse vil vurderes mot hverandre. Forbindelsene vil utarbeides i en kreativ prosess med prøving og feiling av utforming. En forbindelse vil velges ut for videre vurderinger. Målet er å legge et grunnlag for utvikling av en ny type forbindelse som kan benyttes for kommersielt interessante prefabrikkerte høybygg i tre. Herunder er det derfor viktig at bygget tillates frie utformingsmuligheter, samtidig som lastopptak og kapasitet er tilfredsstillende i henhold til gjeldende normer. Beregninger og numeriske simuleringer blir benyttet for å studere egenskaper til denne forbindelsen.

For å bedre lesbarheten er det lagt vekt på utarbeidelse av gode illustrasjoner. Utledninger og de fleste beregninger er lagt ved som vedlegg. Det er også lagt ved et elektronisk vedlegg som inneholder data, beregninger og modeller.

2. Programvare

2.1 Illustrasjonstegninger

I denne oppgaven benyttes Autodesk Revit Architecture 2010 for illustrasjonstegninger. Dette er et bygningsinformasjonsmodelleringsprogram, også kalt BIM-program [2]. Et BIM-program gir mulighet for å lagre relevant informasjon på en effektiv måte i en modell. I store prosjekter er dette et kraftig verktøy som kan bidra til stor effektivisering fordi all informasjon blir lagret i en modell. Dette gir blant annet en mer eksakt oversikt over materialforbruk og eventuelle kollisjoner av komponenter i en prosjekteringsfase. I en BIM-modell vil komponenter opprettes som

- **objekter**,
- som kan tildeles **egenskaper**
- og ha **relasjoner** mellom seg

[3]

Programmet gir mulighet for å modellere geometrien til enkeltkomponenter og implementere i en hel modell. Enkeltkomponentene lagres som objekter i form av .RFA-filer og modellene lagres som .RVT-filer.

Autodesk Revit Architecture 2010 gir også mulighet for eksportering av geometri til filtyper som kan benyttes i programmer for numeriske beregninger.

2.2 Numeriske beregninger

For numeriske beregninger benyttes Abaqus/CAE 6.9-2. Dette er et FEA-program som kan benyttes både til modellering og analysering av modeller. FEA står for "Finite Element Analysis".

2.2.1 Teori

En FEA, også kalt FEM (Finite Element Method), er en numerisk metode for å løse partielle differensialligninger. Essensen i FEA er en tilnærming ved stykkevis integrasjon av et område. Dette vil si at et element deles opp i små elementer ved hjelp av noder, og likevektsligninger for hver av disse bestemmes. FEA blir sett på som en metode for å unngå partielle differensialligninger ved å bytte dem ut med tilnærmede algebraiske ligninger. Det må understrekes at FEA er en simulering og ikke realitet. FEA blir benyttet på en matematisk modell. Til og med veldig nøyaktige FEA kan være på kant med den fysiske virkeligheten hvis den matematiske modellen ikke er god nok. For mer inngående informasjon om FEA henvises det til boken "*Concepts and applications of finite element analysis*" [4].

2.2.2 Virkemåte

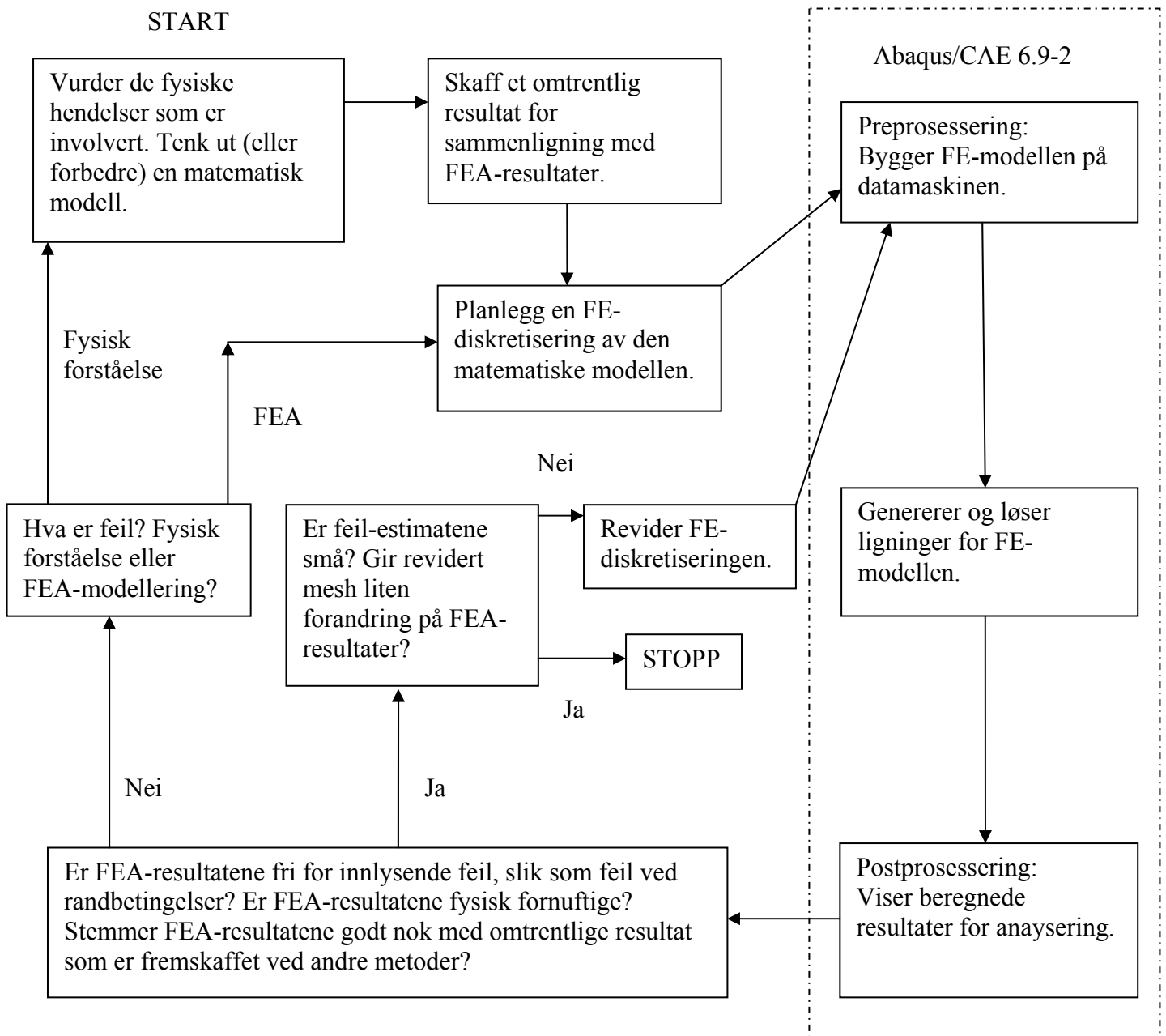
For å sette i gang en analyse med Abaqus/CAE 6.9-2 må man følge disse stegene:

- *Preprosessering:*
Geometri, materialeegenskaper, laster og randbetingelser må beskrives. Alle deler må deles i passende størrelser og tildeles elementformuleringer som er passende for den aktuelle matematiske modellen. All data bør dobbeltsjekkes før fortsettelse.
- *Numerisk Analyse:*
Abaqus/CAE generer automatisk matriser for å beskrive oppførselen til hvert enkelt element. Disse matrisene kombineres så til en stor matriseligning som representerer elementmodellen, og matriseligningen løses for å bestemme verdier i hver enkelt node. Betydelig ekstra beregninger er nødvendig ved oppførsel som er ikkelineær eller tidsavhengig.
- *Postprosessering:*
Alle beregnede verdier blir listet opp eller grafisk fremstilt. Dette skjer automatisk, men analytikeren må fortelle programvaren hvilke verdier den skal forberede. Typiske visninger er deformert geometri, skalert og animert, og forskjellige spenninger i modellen.

[4]

2.2.3 Analysering av resultat

Når man får et resultat av en numerisk beregning er det viktig at man går over resultatet for å se etter eventuelle feil. Det er sjeldent at den første analysen er tilfredsstillende. Det er derfor viktig med en revidering av modellen. Ved en ny analyse bør man normalt starte med en forenklet modell som tillegges mer komplekse detaljer etter hvert som analytikeren lærer mer. Figur 2.1 viser et flytskjema som bør følges ved bruk av FEA-program [4].



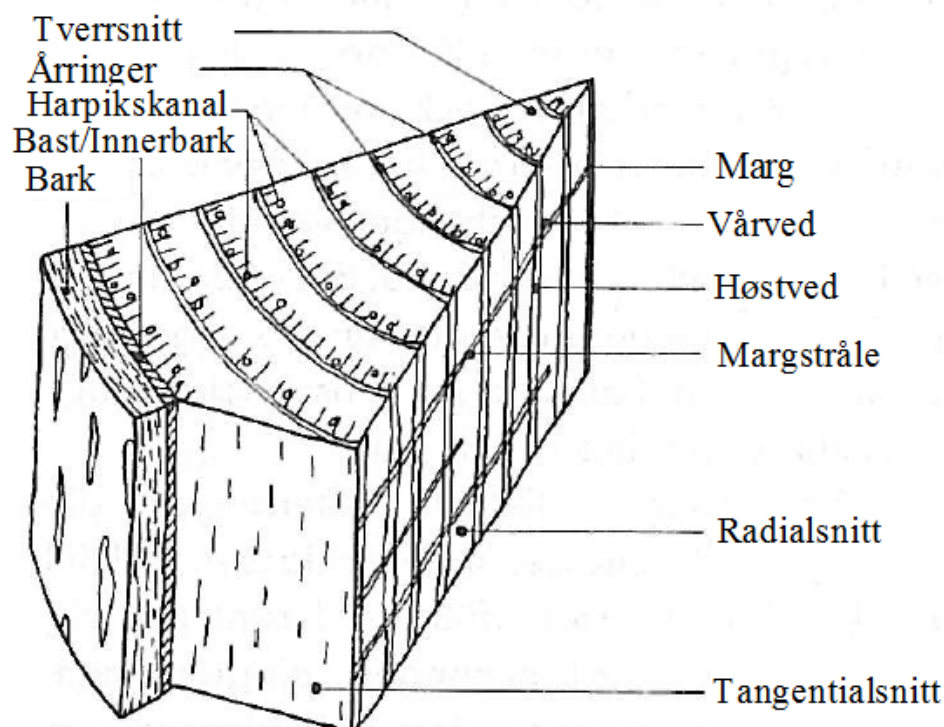
2.1 Flytskjema for analysering av resultat fra FEA [4]

3. Tre som bygningsmateriale

Tre er et bygningsmateriale som har lang tradisjon i den norske byggenæringen. Den eldste ikke-kirkelige trebygningen i Norge er datert helt tilbake til år 1170 [5]. Tre har lenge vært det dominerende bygningsmaterialet i bolighus i Norge på grunn av tilgjengelighet, stor styrke i forhold til vekt og enkel bearbeidelse og produksjon [6]. At tre også er en naturlig, miljøvennlig og fornybar ressurs gjør det til et svært aktuelt materiale, som de siste årene har utviklet seg mye og fått et bredt bruksområde. Utviklingen av ulike EWP, Engineered Wood Products, har ført til at egenskapene til treet har blitt optimalisert og tilpasset ulik bruk [7]. Dette har igjen gitt en større arkitektonisk frihet og ført til at større trekonstruksjoner har blitt mer vanlig i dagens samfunn. Eksempel på EWP produkter er limtre, I-bjelker, LVL-bjelker og massivtre.

3.1 Treets anatomi og styrkeegenskaper

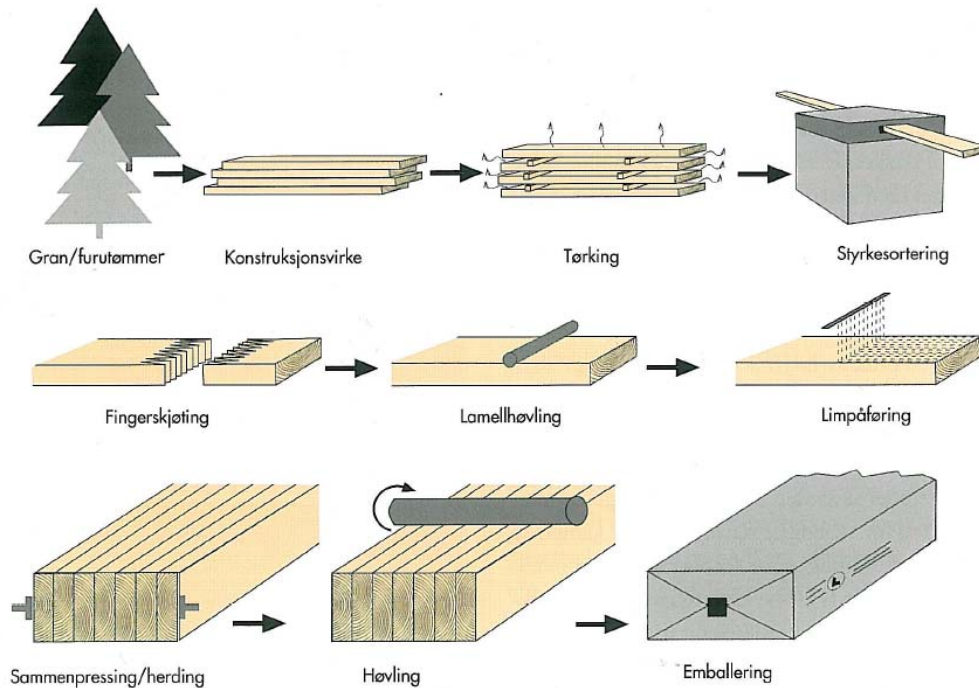
Den største delen av treets vedmasse består av trakeider som er fibre som ligger parallelt med treets lengderetning. På tvers av trestammen ligger celler som kalles margstråler. Det som gir treet dets styrke er cellulose og lignin som er lokalisert i celleveggene [6]. Oppbygningen gjør at tremateriale er ortotrop, det vil si at det har forskjellige styrkeegenskaper etter retningen lasten påføres materiale. Parallelt med fiberretningen er styrken til treet mange ganger høyere enn styrken vinkelrett på fiberretningen [8]. Styrkeegenskapene til treet avhenger også mye av tresort, uregelmessigheter i materialet og fuktinnhold [6]. Figur 3.1 viser et en illustrasjon av treets oppbygning [9].



3.1 Bit av 9-årig trestamme [9]

3.2 Limtre

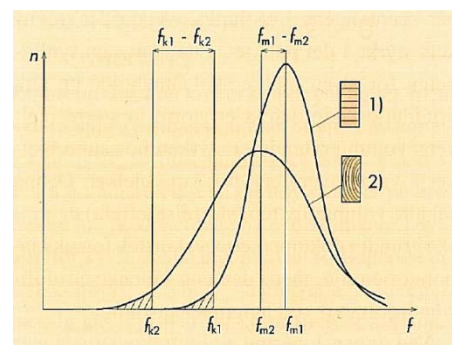
Limtre er sammenlimte lameller av tre med fiberretningen i elementets lengderetning. Produksjonen av limtre foregår ved at treverket tørkes og styrkesorteres før det fingerskjøtes til kontinuerlige lameller. Disse lamellene limes og presses sammen til et limtreelement. Produksjonen er vist i figur 3.2.



3.2 Skjematisk illustrasjon av limtreproduksjon [10]

Størrelsen til vanlig trevirke er forhindret av trestammens størrelse. Denne begrensningen unngår man ved limtre ettersom man kan lime sammen elementer til man har ønsket tverrsnitt. Metoden gir også mulighet for optimal utnyttelse av treverket ved benyttelse av den beste kvaliteten på de ytre delene av tverrsnittet der påkjenningene normalt er størst. En annen fordel er at kvister og andre uregelmessigheter i materialet blir fordelt av lamellene. Risikoen for at grove feil i flere lameller skal havne i samme snitt er derfor liten. Effekten av dette i forhold til en vanlig trebjelke er vist i figur 3.3.

Limtreteknikken ble utviklet rundt år 1900 av Otto Karl Hetzer (1846-1911) fra Weimar i Tyskland. I 1901 ble det gitt patent i Sveits som gjaldt for rette bjelker limt sammen av flere lameller. Fram til starten av 1960-tallet var produksjonen av limtre temmelig liten, men den har senere økt og limtre har blitt et vanlig bygningsmateriale [10].



3.3 Styrke og spredning i styrke i et limtreværnsnitt sammenlignet med et normalt bartreværnsnitt [10]

3.3 Fordeler ved bruk av trematerialer

Foreløpig er stål og betong dominerende i større bygg, mens tre har vært forbeholdt mindre bygg. Det vises imidlertid stadig mer interesse for tre som bygningsmateriale også i større bygg. Det er flere fordeler ved å benytte tre som bygningsmateriale i prefabrikkerte bygg.

3.3.1 Miljø

Tre er et naturmateriale basert på et fornybart råstoff og har liten negativ innvirkning på miljøet, forutsatt at det kommer fra sertifisert og bærekraftig forvaltet skog. Dette gjelder all skog i Norge. Produksjonen av limtre krever lite energi. Råvarene fornyes til stadighet og hentes fra jordens naturlige kretsløp. Etter bruk kan det tilbakeføres uten at miljøet påvirkes negativt [10]. Tre er derfor et av de mest miljøvennlige bygningsmaterialene vi har tilgjengelig i Norge i dag. Noen viktige miljøegenskaper for tre er:

- Råvaren er en fornybar ressurs
- Bruk av tre reduserer CO₂-utslippene til atmosfæren
- Tre kommer fra et bærekraftig skogbruk dokumentert gjennom sertifisering
- Stor andel fornybar energi
- Gir godt innemiljø
- Gjenvinning og gjenbruk er enkelt

[11]

Man regner i dag med at 40 prosent av miljøbelastningen i byggebransjen kommer fra produksjonsleddet. Ved fabrikkproduksjon blir det lite svinn av materialer fordi produksjonslinjene er godt organisert og prosessene nøye planlagt. Dette gir en redusert miljøbelastning når det gjelder forbruk av råvarer, produksjon av avfall og transport ved behov [12].

3.3.2 Innemiljø

Generelt er mennesker positive til å bruke tre som bygningsmateriale. Dette er i stor grad uavhengig av et lands befolkningssammensetning eller kulturelle og geografiske faktorer. Tre oppleves som naturlig, levende, varmt, sunt, lett å bruke og miljøvennlig [13].

3.3.3 Energiøkonomi

Tre har gode varmeisolerende egenskaper. Dette minker påvirkning av kuldebroer og risikoen for kondens [10].

3.3.4 Styrke og fleksibilitet

Styrke og fleksibilitet sikrer valgmuligheter for utbygger. Noen fordeler ved limtrekonstruksjoner er:

- Limtre har små tilvirkningstoleranser og høy formstabilitet ved normale temperatur- og fuktighetsintervaller. Dette gir mulighet for nøyaktighet i produksjon.
- Det høye styrkeforholdet i forhold til egenvekt muliggjør store spennvidder.

- Fleksibel produksjon sikrer at blant annet krumme konstruksjonselementer kan produseres til lavere kostnader enn i andre materialer.
- Bygging med tre er en tørr byggemetode, og limtrekonstruksjoner kan bære full last umiddelbart etter montering.

[10]

3.3.5 Vedlikehold

Vedlikeholdskostnader er viktig i de fleste bygg. Noen egenskaper ved limtre med tanke på vedlikehold er:

- Ved lave krav til utseende trenger ikke limtre som benyttes innendørs noen overflatebehandling. Konstruksjonen må da beskyttes på annen måte i byggetiden, slik at nedfukting og tilsmussing unngås.
- Limtre kan overflatebehandles med samme middel og metoder som vanlig trevirke, for eksempel beises, males eller lakkeres. Utvendig trevirke som utsettes for store variasjoner i fuktighet bør overflatebehandles for å minske risiko for sprekkdannelse.
- Tre er et organisk materiale og kan under visse forhold angripes av sopp og skadeinsekter. Dette er negativt i byggets levetid, men kan sees på som ett av materialets store fordeler i økologisk sammenheng. Varig beskyttelse mot råteangrep kan ikke skje ved overflatebehandling. Dette må kombineres med kjemisk trebeskyttelse. Dette kan gjøres ved konstruktiv trebeskyttelse og trykkimpregnering. Konstruktiv trebeskyttelse vil si at man holder treet tørt (fuktighetsinnhold < 20 %), slik at en av forutsetningene for råteangrep ikke oppstår. Dersom dette ikke er mulig må man sørge for en utforming som sikrer uttørring raskt etter nedfukting.
- Limtrekonstruksjoner har god bestandighet i kjemisk aggressive miljø.

[10]

3.3.6 Brannsikkerhet

Limtre har høy brannmotstand. En fordel med limtre er at man kan forutsi forkullingen av trevirket. Det er derfor mulig å bestemme treet styrkeegenskaper under brann. Dette sikrer forutsigbar og sikker oppførsel ved brannpåvirkning. Det er også mulig å overflatebehandle limtre for å motvirke varmespredning og røykutvikling ved brann. [10]

3.3.7 Økonomi

Økonomisk sett er det gunstig med prefabrikkerte bygg. Noen av fordelene ved prefabrikkerte limtreelementer er:

- Lav egenvekt, som gir lave transport- og monteringskostnader og som påvirker total kostnadene positivt.
- Prefabrikkering sikrer kortere byggetid. Dette sikrer
 - o raskere ferdigstilling
 - o redusert prisstigning i byggetiden

- reduserte byggelånsrenter
- tidligere leieinntekter

[14]

Med prefabrikking kan detaljer utføres under gode forhold inne i et fabrikklokale, noe som sikrer nøyaktighet, HMS og tidsbesparelse. En av fordelene ved prefabrikking av standardelementer er at elementene kan masseproduseres når det er ledig kapasitet og lagres til det blir behov for utsendelse. Dette gir et gunstigere produkt fordi det benyttes færre overtidstimer og fører til raskere leveranse.

3.3.8 Dekonstruksjon

Dekonstruksjon av bygninger vil bli viktigere i fremtiden, spesielt med tanke på kostnader og miljømessige konsekvenser av materialer som er vanskelig å deponere. På dette punktet er trekonstruksjoner fordelmessig ettersom tre er biologisk nedbrytbart [8].

3.4 Høye trehus

Som en direkte følge av Ålesundsbrannen 22. januar 1904, der om lag 800 bygg gikk tapt, vedtok Stortinget den såkalte "Murtvangsloven" i mai 1904. Kort sagt gikk loven ut på at det ikke skulle oppføres trehus innenfor gitte grenser i alle byer i Norge, først og fremst for å redusere faren for nye store bybranner [15]. Etter dette fulgte en over 100 år lang periode med begrensninger på høyden til trehus. Dette førte til at trehus ikke lenger ble bygd og andre materialer overtok der tre tidligere var benyttet. Mye kunnskap om bygg i tre gikk tapt mens man i stedet utviklet og fikk mer kunnskap om andre materialer. Først i 1997 innførte myndighetene funksjonsbaserte forskrifter i TEK97. Før dette var høyden på trehus begrenset til 3 etasjer. Disse funksjonsbaserte forskriftene ga mulighet til å bygge høye trehus så lenge tilfredsstillende brannsikkerhet kunne dokumenteres og oppfylle kravene i TEK97 [16]. Når ingeniørene og arkitektene nå kunne lage høyhus i tre, støtte de på flere utfordringer ettersom de ikke hadde gammel kunnskap og erfaring å dra nytte av.



3.4 I 2004 sto Norges høyeste trehus klar til bruk på Svartlamoen i Trondheim [18]

I 2004 sto Norges høyeste trehus klar til bruk på Svartlamoen i Trondheim [17]. Figur 3.4 [18] viser det 5 etasjers høye huset. Dette er fortsatt det høyeste trehuset i Norge, men det pågår planlegging og prosjektering av høyere trehus.

3.5 Bæresystem for høye trehus

Det er hovedsakelig to bæresystemer som egner seg for prefabrikkerte limtreelementer til høye trehus. Dette er bokssystem (moduler eller massivtreelementer), og rammesystem (søyle- bjelkesystemer) [19] [20].

3.5.1 Bokssystem

Bruk av massivtre kan utgjøre hele bæresystemet eller deler av det. Massivtre leveres som vegg- eller gulvelement på byggeplass og heises på plass. Dette gir kort oppføringstid med stor grad av repetisjon [19]. For bokssystemer er det hovedsakelig de enkle formene og repetitive detaljene som er mest appellerende. I bokssystemer blir både horisontale og vertikale krefter overført gjennom massivtreelementene.

Fordeler med bokssystemer er:

- Enkel form
- Repetitive detaljer
- Stabilisert av skiver
- Etasjevis montasje
- Knutepunkt er gjennom direkte kontaktflater og bolteforbindelser
- Kledning på begge sider
- Rask montering
- Enkel produsering av elementer

[8]

3.5.2 Rammesystem (søyle og bjelkesystemer)

Søyle- og bjelkesystemer er hovedsakelig søyler, bjelker og avstivende elementer som plasseres i et hensiktsmessig rutenett for å danne et lastbærende system. Avstivende elementer kan være skive- og gulvelement, eller skråstaver som både gir vertikalbærende og horisontal avstivning av konstruksjonen. For rammekonstruksjoner er det hovedsakelig effektivitet, arkitektonisk frihet og friheten med tanke på innvendig layout som er mest appellerende. Man kan oppnå store åpninger for vinduer på fasader, og man kan oppnå store åpne rom inne i bygg. I rammesystemer blir vertikale laster overført gjennom bjelker og søyler. Horisontale laster overføres gjennom rammevirkninger og avstivningssystemer.

Avstivningssystemer kan være:

- Trappesjakter
- Veggskiver
- Diagonaler i stål
- Diagonaler i limtre
- Momentstive rammer

Fordeler med rammesystemer er:

- Arkitektonisk frihet
- Frihet med tanke på innvendig layout
- Fleksible løsninger
- Lastbærende konstruksjon og vegger er uavhengige av hverandre
- Elementdimensjoner bestemmes av standard senteravstander
- Bæresystemet kan gjøres synlig innvendig og utvendig eller kles inn
- Forbindelser utføres hovedsakelig med stålkomponenter
- Rask montering
- Enkel produksjon av elementer

[8]

3.5.3 Vurderinger

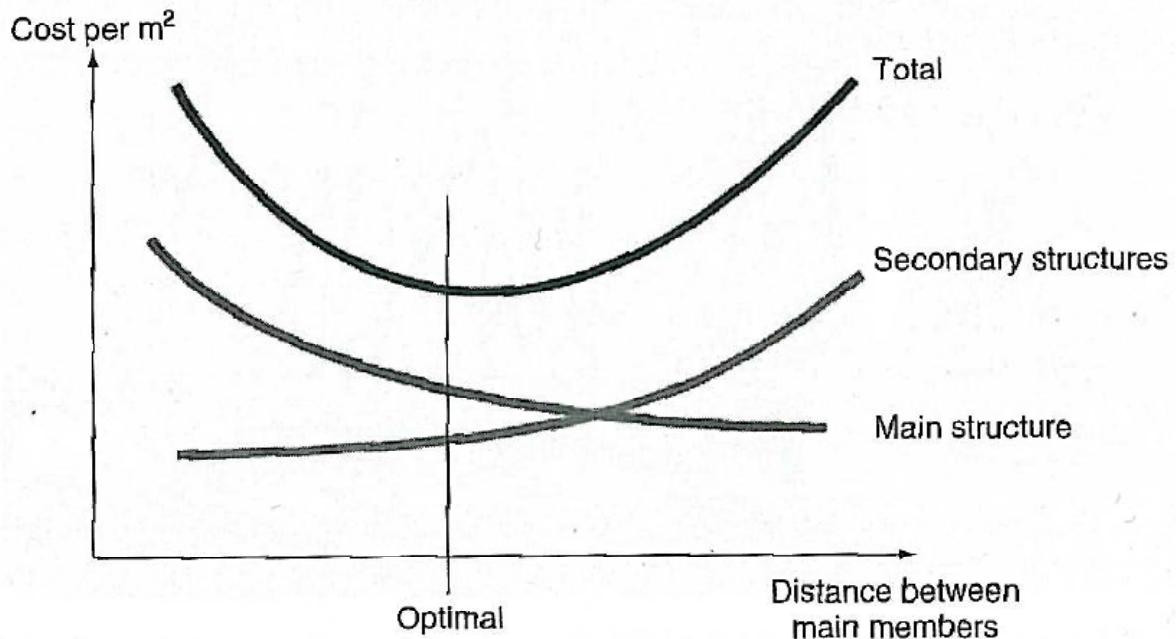
Aktuelle bygg for prefabrikkerte limtreelementer er skoler, boligbygg, kontorbygg, industribygg og næringsbygg for både det private og offentlige. Moderne byggherrer etterspør i større og større grad egenskaper som fleksibilitet og frihet med tanke på innvendige løsninger som kan tilpasses individuelle behov og ønsker [8]. Frihet med tanke på utforming og design er også viktig. Disse behovene tilfredstilles i større grad med rammesystem enn med bokssystem. Ut fra dette vil det derfor tas utgangspunkt i rammesystem i denne oppgaven.

3.6 Standardisering av bygg

Det er vanlig å benytte standardiserte dimensjoner for elementer i bygg. Dette effektiviserer og forenkler både prosjektering og oppføring av bygget. Standardisering av bæresystem bestemmes i stor grad av rutenett med bestemte dimensjoner. Rutenettet bestemmes ut fra planlagt utforming, bygningens formål og konstruksjonsmessige vurderinger. Når rutenettet er bestemt danner det et grunnlag for den lastbærende konstruksjonen. Dette gjøres for å ha mulighet til repeterende mønster som forenkler prosjektering og konstruksjon.

En konstruksjon deles opp i primærkonstruksjon og sekundærkonstruksjon. En primærkonstruksjon er den delen av bygget som bidrar i hovedbæresystemet. Dette er for eksempel søyler og bærende bjelker. Sekundærkonstruksjonen er de delene som ikke inngår i primærkonstruksjonen, som for eksempel dekker og bjelker på tvers mellom primærbjelkene. Generelt kan man si at det er lønnsomt å velge stor senteravstand, a , for søyler i rutenettet. Dette fører til et større materialforbruk av limtre, men vil samtidig redusere antall forbindelser

og tid brukt på monteringsarbeid. Forbindelsene og monteringsarbeidet er det mest kostbare i en slik limtrekonstruksjon og vil reduseres ved bruk av større rutenett. Momentene og derfor også nødvendig tverrsnitt til bjelker i primærkonstruksjonen økes proporsjonalt med lengden a . Men nødvendig tverrsnitt økes kun tilnærmet som $a^{1/3}$, som igjen fører til at nødvendig volum økes med $a^{2/3}$. Knutepunkt og fundamenter økes på samme måte. Dette tilsier at kostnaden per areal vil reduseres med avstanden a . På den annen side blir kostnaden av sekundærkonstruksjonen høyere når a økes. For å oppnå en optimal senteravstand i rutenettet må man ta hensyn til disse punktene. Figur 3.5 viser hvordan denne optimale avstanden kan finnes [21].



3.5 Optimal distanse for avstand mellom søyler i rutenettet med tanke på totale kostnader [21]

Viktige faktorer for valg av dimensjoner på rutenett er:

Design

- Størrelse på bygg
- Størrelse på rom
- Krav til bruk

Plassering

- Geografi
- Størrelse på stedet
- Størrelsesforhold til andre bygg

Arkitektur

- Innvendig layout
- Fasade

Konstruksjonsmessige vurderinger

- Økonomiske spenn, planlegging og design
- Elementer i sekundærkonstruksjonen
- Standarddimensjoner på gulv-, vegg- og takelementer
- Standarddimensjoner på dører og vinduer

[8]

3.7 Problemer ved høye trehus

Et av de store problemene for høye trehus er bevegelsen av bygget når det påføres vindlast. For høye trehus har det vist seg at akselerasjonsverdiene i toppen av bygget kan bli for høye. Dette skyldes at trebygg er lette sammenliknet med tradisjonelle høybygg og dermed fortere blir satt i svingninger [22]. Store svingninger kan medføre utmattingsproblemer og i verste fall konstruksjonskollaps. Dette er imidlertid sjeldent for vindinduserte svinginger. Problemet oppstår ved vanlig bruk av bygget. Høye akselerasjonsverdier i toppen av bygget kan føre til at personer som oppholder seg i bygget opplever en følelse av ubehag. Mer om den dynamiske problematikken til høye trehus kan leses i ”*Dynamiske egenskaper til høye trehus*” [1].

3.7.1 Tiltak

Et aktuelt bygg vil være prefabrikkert med mulighet for oppføring av forskjellige geometrier som kan tilpasses de enkelte kjøpernes behov. Det er derfor gjort noen vurderinger av hensiktsmessige tiltak for å tilfredsstille krav til akselerasjonsverdier i et slikt bygg. Akselerasjonsverdiene kan reduseres ved å øke massen, ved innføring av dempningselementer, eller ved å øke stivheten [1].

Økt masse

Massen i en trekonstruksjon kan økes ved å:

- *Bytte ut deler av trematerialet med andre og tyngre materialer.*
Dette innebærer å ta i bruk andre materialer enn tre i bygget.
- *Øke materialbruk.*
Økt materialbruk begrenser åpninger og areal samt at det kan gi estetiske problemer.

Innføring av dempingslementer

Ved å innføre en demper kan man dempe vibrasjonene og redusere akselerasjonen. Dempere er relativt økonomisk ettersom man oppnår ønsket effekt med en liten masseøkning sammenliknet med å øke bygningsmassen [23]. Problemet med dempere er at de må innføres på bestemte steder i bygget og opptar plass. Ved lavere bygg er det også økonomisk ønskelig å unngå massedempere. Det er også behov for å involvere spesialistingeniører til dette formålet. Mer om aktuelle dempere kan leses i ”*Dynamiske egenskaper til høye trehus*” [1].

Økt stivhet

I de fleste tilfeller kan økt stivhet føre til høyere egenfrekvens og reduksjon av akselerasjon. Noen aktuelle måter å øke stivhet på er ved å:

- Innføre avstivningselementer
- Øke tverrsnitt
- Oppnå momentstive rammeverkninger ved bruk av rotasjonsstive forbindelser

3.7.2 Vurderinger

Generelt sett er det ønskelig å benytte få andre og tyngre materialer i en trekonstruksjon. Det vil også være ønskelig å begrense materialbruk for å beholde store åpninger, store arealer og utformingsmuligheter samtidig som man har en så forenklet byggeprosess som mulig.

Det er ikke ønskelig å benytte seg av dempere for å redusere akselerasjonsverdier i bygget fordi disse må spesialtilpasses til hvert enkelt bygg avhengig av geometri, masse og stivhetsegenskaper. Økte tverrsnitt kan begrense åpninger og arealer i bygget og det kan begrense utformingen av bygget.

Et aktuelt tiltak for å sikre lave akselerasjonsverdier vil dermed være å øke rotasjonsstivheten i forbindelsene. Det vil derfor være ønskelig å finne en forbindelse som både tilfredsstillende krav til god rotasjonsstivhet og enkel montering. Avstivningselementer kan også vise seg å være nødvendig for å oppnå høy nok stivhet i bygget [1]. Det bør derfor også være muligheter for enkel montering av avstivningselementer i bygget. Dette kan for eksempel være krysstivere av limtre eller vindkryss i stål.

4. Forbindelser

En rasjonell utforming av forbindelser mellom elementer er avgjørende for at konstruksjonen skal fungere tilfredsstillende, og samtidig være økonomisk konkurransedyktig [24]. Disse skal tilfredsstillende krav til kapasitet, stivhet og enkel montering. Forbindelsene bestemmer i stor grad hvor effektiv et bygg kan oppføres.

Bygging av høye trehus krever bedre forbindelser med tanke på styrke, stivhet, materialeffektivitet og montering. For å sikre fleksibilitet og åpne flater i utforming, er det også ønskelig med momentstive forbindelser. Det finnes mange forbindelsesmetoder for trekonstruksjoner [9], men få rotasjonsstive forbindelser er foreløpig utviklet. I dette avsnittet er det fremstilt 6 forslag til momentstive forbindelser som kan benyttes til prefabrikkerte limtrekonstruksjoner (vist i figur 4.1-4.6). Disse vurderes mot hverandre, og en forbindelse velges for videre vurdering.

4.1 Vurderingskriterier

Når man skal utforme en forbindelse er det viktig at produksjons- og montasjehensyn vurderes slik at den fungerer tilfredsstillende og samtidig er økonomisk konkurransedyktig. Forbindelsen må også tilfredsstillende kapasitets- og stivhetskrav samt brannkrav. Samtidig skal elementet være enkelt å behandle og montere. Følgende punkter vil vurderes:

- Økonomi
- Produksjonsvennlighet
- Monteringsvennlighet
- Vekt
- Kapasitet og stivhet
- Brannbeskyttelse

Et viktig punkt i en helhetlig vurdering vil være at utformingen skal være så lite kompleks som mulig. Forbindelsen skal tilfredsstillende kravene på best mulig måte og samtidig fungere optimalt til sitt bruk. Det blir derfor nødvendig å foreta vurderinger av hvilke hensyn som skal prioriteres høyest.

4.1.1 Økonomi

Forbindelsen skal være kostnadseffektiv. Det må gjøres vurderinger med tanke på det følgende:

- *Materialforbruk*
Materialbruken bør optimaliseres for å hindre unødig vekt og kostnad.
- *Standarddeler*
Spesialelementer og spesialdimensjoner bør unngås. Det skal være fokus på å finne en løsning med mest mulig standardiserte elementer. Spesialverktøy bør også unngås.
- *Produksjonseffektivitet*
Dette omtales nærmere under punktet om produksjonshensyn.

4.1.2 Produksjonshensyn

Det er viktig med effektivitet i produksjonen. Det mest optimale er at et element kan tas direkte til lager og montasje etter produksjon i fabrikk med et minimum av ekstra arbeid. Ved bruk av deler som krever stor nøyaktighet kreves det ekstra kontroller og økt tidsforbruk. Stor nøyaktighet bør derfor unngås. Det bør benyttes materialkvaliteter og komponenter som er tilgjengelig hos produsenter. Det bør også brukes så få forskjellige dimensjoner som mulig.

4.1.3 Montasjehensyn

Fordelen ved prefabrikkering er at man kan foreta en rask montasje på byggeplass. Generelt er det mer kostbart å utføre arbeid på byggeplass enn i fabrikk. Derfor bør montasjearbeidet gjøres så enkelt som mulig.

- Det er viktig med justeringsmuligheter for montøren. Det bør være noe mulighet for justeringer i forbindelsen.
- Forbindelsene bør være lette å arbeide med i monteringsfasen. Dette oppnås ved god plass, enkle verktøy og god arbeidsstilling for montasjearbeiderne. Ved bruk av bolter må det være plass til mutter og skiftenøkkel, og plass til verktøy. Bolter, stålplater og lignende deler bør være av standard dimensjoner og kvaliteter som er lett tilgjengelig.
- Det bør også være enkelt å inspisere forbindelsene. Viktige deler bør derfor være godt synlige ved inspeksjon.
- Løfting med kran er vanligvis den mest kostbare delen av montasjearbeidet og bør utføres raskest mulig. Det er derfor viktig at forbindelsene utføres slik at elementet kan løftes, plasseres og frigjøres på kortest mulig tid. Elementet bør kunne plasseres på opplegg og låses fast i sin endelige posisjon raskest mulig, for eksempel ved skruing eller annen fastlåsing.
- Utstikkende deler kan fort påføres håndteringsskader både ved lagring, transport og montering. For å unngå dette bør aktuelle deler enten overdimensjoneres eller ha mulighet for enkel ettermontering. Dette gjelder for eksempel utstikkende komponenter som plater og stag.
- Det må unngås metoder og konstruksjonstyper som kan gi urimelig store kostnader til sikring.
- Framdrift bør ikke være klimaavhengig.

4.1.4 Vekt

Utforming av forbindelsen bør gjøres med tanke på lav tyngde og en økonomisk god løsning.

4.1.5 Kapasitet og stivhet

Forbindelsen må ha kapasitet til å takle påkjenninger i en dimensjonerende lastsituasjon. Stivheten må også vurderes da dette er viktig med tanke på hvilket bruk forbindelsen er tenkt til. Kapasitet og stivhet er ikke alltid forenlig med gode toleranser og enkel utforming for effektiv montering. Det er også viktig med forutsigbare deformasjoner i forbindelsene da disse deformasjonene kan bestemme lastføringer i statisk ubestemte systemer [25].

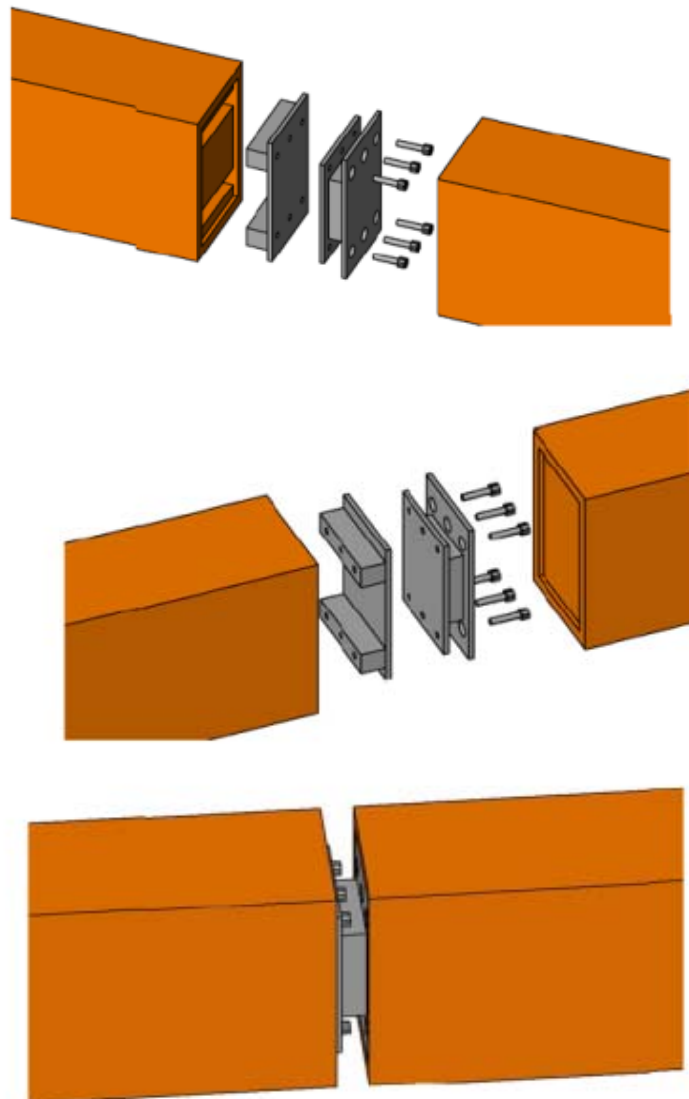
4.1.6 Brannbeskyttelse

Oppførselen til forbindelsen ved brannpåkjenning må vurderes. Det må ses på om det er behov for ekstratiltak for å sikre nødvendig kapasitet.

4.2 Alternativer

Alle forbindelsene er rotasjonsstive. Innfesting av platene til bjelkene er ikke bestemt i dette kapittelet.

4.2.1 Alternativ 1



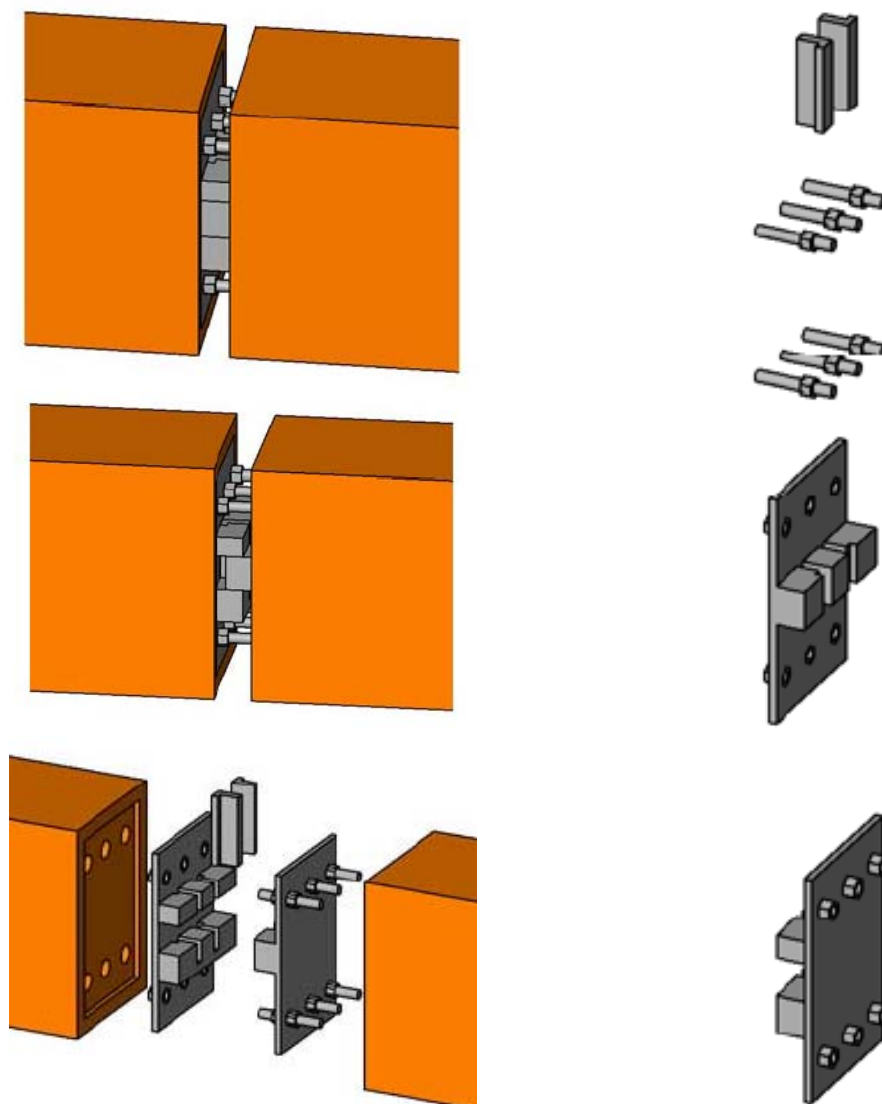
4.1 Illustrasjon av alternativ 1

Beskrivelse

Forbindelsen består av to innfestingsplater og 6 bolter. Den ene innfestingsplaten består av en stålplate med påsveiste muttere. Den andre innfestingsplaten består av en HUP-profil med to påsveiste stålplater med hull til boltene. Boltene dyttes inn i den hullede innfestingsplaten før denne monteres til bjelken. Ved montasje heises forbindelsen i

<p>posisjon og boltene skrues til fra tilgjengelig side. Forbindelsen har et mindre tverrsnitt enn bjelken den er festet til, så den kan skjules og brannbeskyttes. Forbindelsen tar opp momentkrefter gjennom strekk i boltene og kontaktrykk i stålplaten. Skjærkrefter tas opp gjennom boltene. Denne forbindelsen er lite justerbar og krever derfor presisjon ved montering.</p>
<p>Deler</p> <ul style="list-style-type: none"> - 6 bolter - 6 muttere eller gjengede hull i stålklusser - HUP-profil - 3 stålplater med hull
<p>Produksjonsvennlighet</p> <p>(+)</p> <ul style="list-style-type: none"> - Det benyttes standarddeler som er lett tilgjengelig. <p>(-)</p> <ul style="list-style-type: none"> - Det må lages hull i stålplatene og delene må sveises sammen. Dette utføres i produksjonshall, men er tidkrevende og må utføres nøyaktig.
<p>Monteringsvennlighet</p> <p>(+)</p> <ul style="list-style-type: none"> - Heises inn fra ønskelig side og monteres raskt hengende i kran. - God plass for å benytte verktøy både på over- og underside. <p>(-)</p> <ul style="list-style-type: none"> - Liten plass for å behandle bolter. Kan gjøre det vanskelig å føre bolt inn i mutter. - Det er ikke optimalt å benytte verktøy fra underside med tanke på HMS og rask montering. - Forbindelsen krever nøyaktighet ved innheising for å unngå skader på elementer i monteringsfase. - Kan justeres ved å benytte avstandsplater.
<p>Vekt</p> <ul style="list-style-type: none"> - Moderat vekt. - En del materialforbruk.
<p>Kapasitet og stivhet</p> <ul style="list-style-type: none"> - Denne forbindelsen kan ta både skjær- og momentkrefter. - Kapasiteten bestemmes av dimensjoner på bolter og tykkelse på plate. - Det er mulighet for høy stivhet i forbindelsen. - Duktilitet kan oppnås ved å forandre tykkelsen på plate.
<p>Brannbeskyttelse</p> <p>Forbindelsen kan pakkes inn med brannisolering ettersom tverrsnittet til forbindelsen er mindre enn tverrsnittet til bjelken.</p>
<p>Økonomi</p> <p>(+)</p> <ul style="list-style-type: none"> - Billig produksjon og rask oppføring. - Benytter standardelementer og enkel geometri. <p>(-)</p> <ul style="list-style-type: none"> - Kan oppstå skader ved montering.
<p>Konklusjon</p> <p>Totalt sett er forbindelsen god, men ikke optimal med tanke på monteringsvennlighet. Forbindelsen har god kapasitet og kan utformes med høy stivhet eller høy duktilitet. Det er en fordel at forbindelsen kan skjules inne i bjelken. Forbindelsen har interessante egenskaper.</p>

4.2.2 Alternativ 2



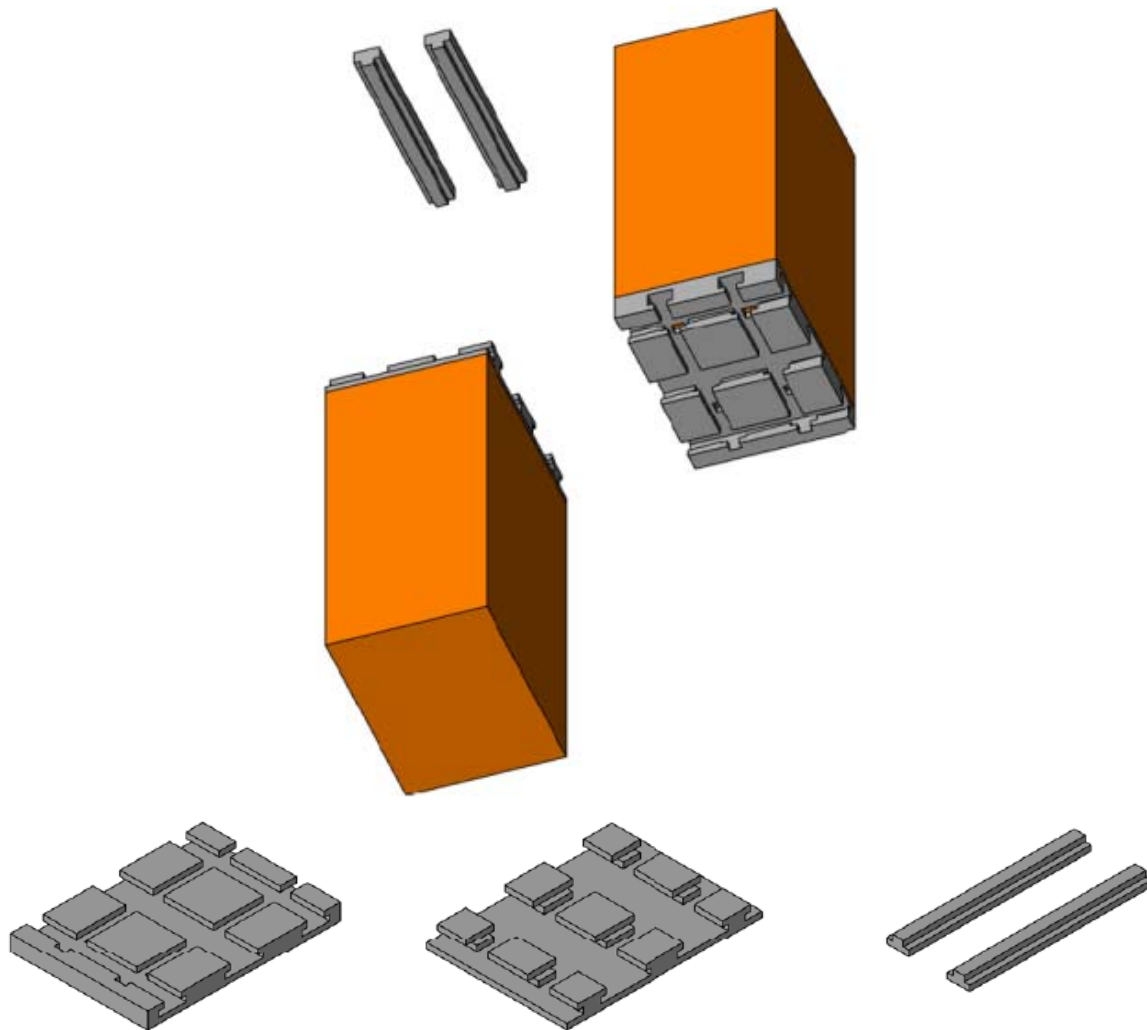
4.2 Illustrasjon av alternativ 2

Beskrivelse

Forbindelsen består av to innfestingsplater, to låsepinner og 6 dobbelgjengede bolter med nøkkelhode på midten. Ved montering fungerer stålklossene som innføringsspor. Den ene siden av forbindelsen heises inn i dette sporet horisontalt fra siden og låses fast ved hjelp av låsepinner. Deretter skrues boltene til fra tilgjengelig side. Stålklossene tar opp de vertikale skjærkreftene i forbindelsen mens låsepinnene tar opp de horisontale skjærkreftene. Boltene benyttes her til å ta opp momentkrefter. Forbindelsen har et mindre tverrsnitt enn bjelken den er festet til, så den kan skjules og brannbeskyttes. Denne forbindelsen er justerbar i lengderetning.

<p>Deler</p> <ul style="list-style-type: none"> - 6 dobbeltgjengede bolter med nøkkelhode i midten - 12 muttere eller gjengede hull i stålklosser - 2 ståplater med hull - Påsveiste stålklosser - 2 låsepinner i stål
<p>Produksjonsvennlighet</p> <p>(+)</p> <ul style="list-style-type: none"> - Det benyttes noen standarddeler som er lett tilgjengelig. <p>(-)</p> <ul style="list-style-type: none"> - Det må lages hull i stålplatene og delene må sveises sammen. Dette utføres i produksjonshall, men er tidskrevende og må utføres nøyaktig.
<p>Monteringsvennlighet</p> <p>(+)</p> <ul style="list-style-type: none"> - Heises inn horisontalt fra side og monteres raskt hengende i kran. - God plass for å benytte verktøy på både over- og underside. - Forbindelsen har justeringsmulighet i lengderetning. Dette forenkler montering og reduserer fare for monteringskader. <p>(-)</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bolter må føres inn i gjengede hull med nøyaktighet, noe som krever presisjon. - Ikke optimalt å benytte verktøy fra underside med tanke på HMS og rask montering.
<p>Vekt</p> <ul style="list-style-type: none"> - Moderat vekt. - En del materialforbruk.
<p>Kapasitet og stivhet</p> <ul style="list-style-type: none"> - Forbindelsen kan ta både skjær- og momentkrefter. - Skjærkraftkapasitet bestemmes av de påsveiste stålplatenes kapasiteter. - Momentkapasitet bestemmes av boltene kapasitet. - Stivhet og duktilitet må undersøkes nærmere. Kan oppstå knekking av bolter i underkant.
<p>Brannbeskyttelse</p> <p>Forbindelsen kan pakkes inn med brannisolering ettersom tverrsnittet til forbindelsen er mindre enn tverrsnittet til bjelken.</p>
<p>Økonomi</p> <p>(+)</p> <ul style="list-style-type: none"> - Forbindelsen kan monteres raskt på byggeplass. - Liten fare for monteringskader. <p>(-)</p> <ul style="list-style-type: none"> - Tidkrevende produksjon og få standarddeler.
<p>Konklusjon</p> <p>Forbindelsen består av mange komponenter og er komplisert. Det benyttes få standarddeler og forbindelsen er ikke optimal med tanke på produksjon. Det er en fordel at forbindelsen har justeringsmulighet og kan skjules inne i bjelken. Kapasitet og stivhet må undersøkes nærmere. Forbindelsen har noen interessante egenskaper.</p>

4.2.3 Alternativ 3



4.3 Illustrasjon av alternativ 3

Beskrivelse

Forbindelsen består av to innfestingsplater og to låsepinner. Ved montering heises forbindelsen horisontalt inn i sporene fra siden og låses fast ved hjelp av låsepinner. Forbindelsen tar opp både moment- og skjærkrefter. Denne forbindelsen er ikke justerbar og krever derfor presisjon ved montering. For lettere montering er sporene konet.

Deler

- 2 tykke stålplater med freste spor
- 2 låsepinner i stål

Produksjonsvennlighet

(+)

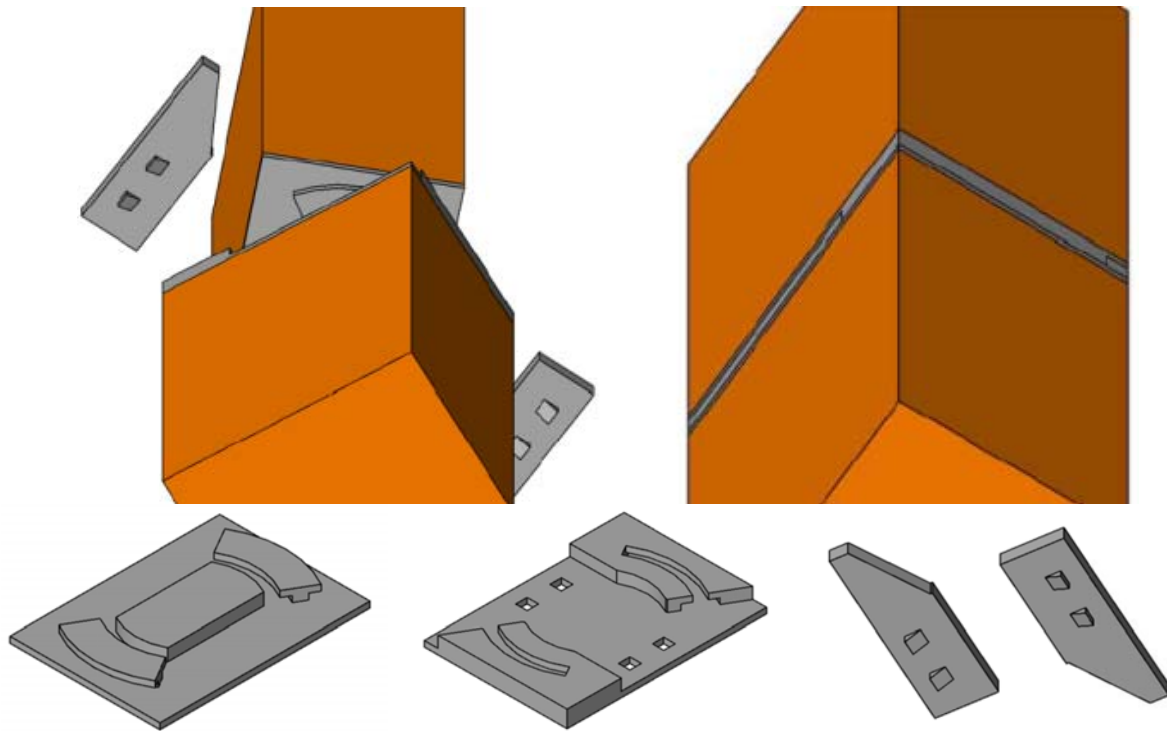
- Sporene i stålplatene kan enkelt fresas.
- Platene kan masseproduseres ettersom sporene er rette.

(-)

- Sporene må fresas med nøyaktighet.

<p>Monteringsvennlighet</p> <p>(+)</p> <ul style="list-style-type: none"> - Få deler å forholde seg til. <p>(-)</p> <ul style="list-style-type: none"> - Stålplatene må presses sammen med kraft. - Krever stor presisjon i monteringsfase. - Ingen justeringsmuligheter.
<p>Vekt</p> <ul style="list-style-type: none"> - Høy vekt. - Stort materialforbruk.
<p>Kapasitet og stivhet</p> <ul style="list-style-type: none"> - Forbindelsen tar både skjær- og momentkrefter. - Kapasitet bestemmes av dimensjonene til de freste sporene og tykkelsen av platen. - Forbindelsen har kontaktflater og kan forspennes. Dette gir mulighet for en stiv forbindelse. - Duktil oppførsel må undersøkes nærmere.
<p>Brannbeskyttelse</p> <p>Sidene av stålplatene er utsatt for varme. Det er behov for brannisolerende tiltak som for eksempel brannmaling eller brannisolerende plater.</p>
<p>Økonomi</p> <p>(+)</p> <ul style="list-style-type: none"> - Få deler <p>(-)</p> <ul style="list-style-type: none"> - Tidkrevende produksjon og få standarddelar. - Krevende montering på byggeplass.
<p>Konklusjon</p> <p>Totalt sett er forbindelsen komplisert og krevende med tanke på monteringsvennlighet. Det kreves stor presisjon og kraft for sammenføring. Forbindelsen har god kapasitet. Det er ingen justeringsmuligheter og stort krav til presisjon både i produksjon og montering. Forbindelsen har noen interessante egenskaper.</p>

4.2.4 Alternativ 4



4.4 Illustrasjon av alternativ 4

Beskrivelse

Dette er en forbindelse med samme prinsipp som alternativ 3. Forbindelsen består av to innfestingsplater og to låsepinner. Ved montering vris den ene innfestingsplaten 90 grader og heises horisontalt inn i sporene fra siden. Deretter vris platen 90 grader tilbake inn i sporene til den andre platen og låseklossene klemmes inn fra sidene. Forbindelsen tar opp både moment- og skjærkrefter. Denne forbindelsen er ikke justerbar og krever derfor presisjon ved montering. For lettere montering er sporene konet.

Deler

- 2 tykke stålplater med freste spor
- 2 låseklosser i stål

Produksjonsvennlighet

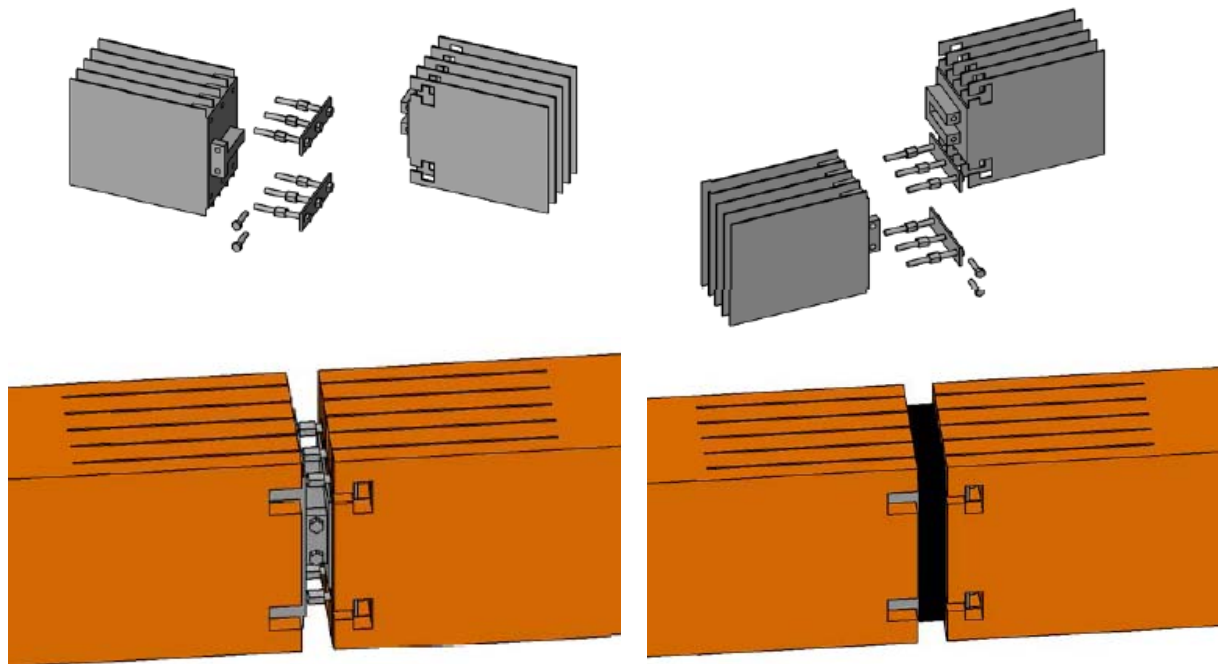
- (+)
 - Sporene i stålplatene kan enkelt freses.
- (-)
 - Ikke lett å masseprodusere plater på en effektiv måte.
 - Sporene må freses med god nøyaktighet.

Monteringsvennlighet

- (+)
 - Få deler å forholde seg til.
- (-)
 - Stålplatene må presses sammen med kraft.
 - Krever stor presisjon i monteringsfase.
 - Ingen justeringsmuligheter.

<p>Vekt</p> <ul style="list-style-type: none"> - Høy vekt. - Stort materialforbruk.
<p>Kapasitet og stivhet</p> <ul style="list-style-type: none"> - Denne forbindelsen tar både skjær- og momentkrefter. - Kapasitet bestemmes av dimensjonene til de freste sporene og tykkelsen av platen. - Forbindelsen har kontaktflater og kan forspennes. Dette gir mulighet for en stiv forbindelse. - Duktil oppførsel må undersøkes nærmere.
<p>Brannbeskyttelse</p> <p>Sidene av stålplatene er utsatt for varme. Det er behov for brannisolerende tiltak som for eksempel brannmaling eller brannisolerende plater.</p>
<p>Økonomi</p> <p>(+)</p> <ul style="list-style-type: none"> - Få deler <p>(-)</p> <ul style="list-style-type: none"> - Tidkrevende produksjon og få standarddelar. - Krevende montering på byggeplass.
<p>Konklusjon</p> <p>Totalt sett er forbindelsen komplisert og krevende med tanke på monteringsvennlighet. Det kreves stor presisjon og kraft for sammenføyning. Forbindelsen har god kapasitet. Det er ingen justeringsmuligheter og stort krav til presisjon både i produksjon og montering. Forbindelsen virker ikke optimal.</p>

4.2.5 Alternativ 5



4.5 Illustrasjon av alternativ 5

Beskrivelse

Forbindelsen består av 6 bolter, to firkantede skiver og to innfestingsplater med påsveiste stålplater til innslissing i bjelke. Innfestingsplatene festes til bjelkene ved hjelp av innslissede stålplater og dybler. Ved montering heises boltene og skivene horisontalt inn i sporene fra siden, og to skruer strammes for å holde forbindelsen på plass horisontalt. Deretter strammes de seks boltene til fra tilgjengelig side. Til slutt legges en enkel form, for eksempel skumgummislange, rundt forbindelsen og epoxy presses inn og størkner. Momentkreftene tas opp ved at boltene tar strekkrefter og epoxyen tar trykkrefter. Stålklossene og skruene tar opp vertikale og horisontale skjærkrefter. Forbindelsen har et mindre tverrsnitt enn bjelken den er festet til, så den kan skjules og brannbeskyttes. Denne forbindelsen er justerbar i lengderetning og er derfor relativt enkel å montere.

Deler

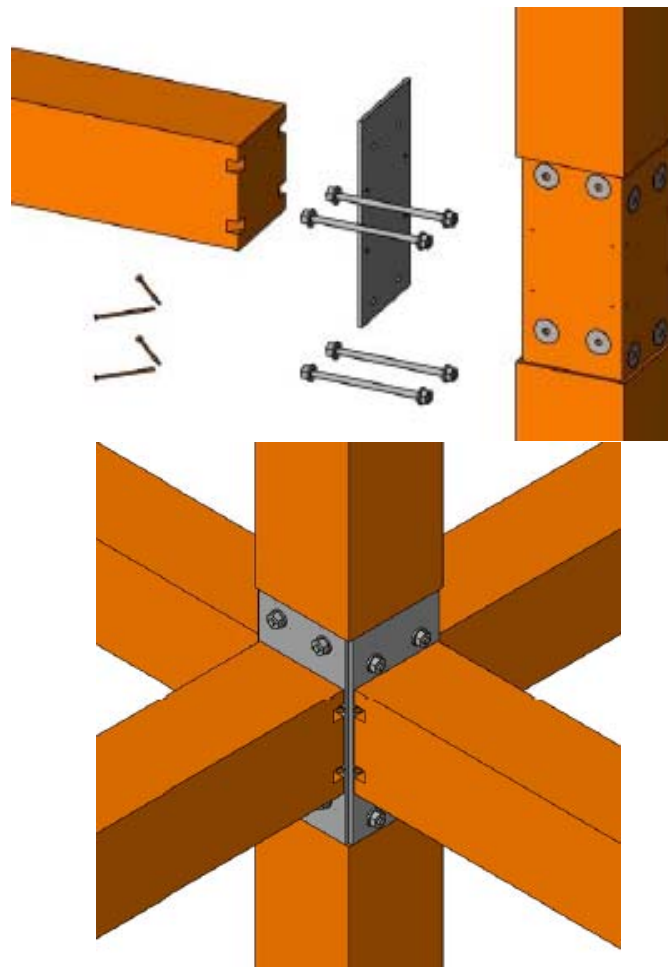
- 10 stålplater til innslissing i bjelke, med spor
- 6 dobbelgjengede bolter med mutter og skruehode på midten
- 2 rektangulære stålskiver med hull
- 2 stålplater med påsveiste stålklosser
- 2 mindre bolter

Produksjonsvennlighet

- (+)
- Deler kan enkelt masseproduseres
- (-)
- Mye sveisearbeid

<p>Monteringsvennlighet</p> <p>(+)</p> <ul style="list-style-type: none"> - Heises inn horisontalt fra side og monteres hengende i kran. - God plass for å benytte verktøy på både over- og underside. - Forbindelsen har justeringsmulighet i lengderetning. Dette forenkler montering og reduserer fare for monteringskader. <p>(-)</p> <ul style="list-style-type: none"> - Ikke optimalt å benytte verktøy fra underside med tanke på HMS og rask montering. - Kan være utsatt for skader på utstikkende bolter ved montering.
<p>Vekt</p> <ul style="list-style-type: none"> - Moderat vekt. - En del materialforbruk.
<p>Kapasitet og stivhet</p> <ul style="list-style-type: none"> - Forbindelsen kan ta opp skjær- og momentkrefter. - Kapasitet er avhengig av hvilke bolter som blir benyttet og hvor stor anleggsflate man har på epoxy. - Stivhet og duktilitet må undersøkes nærmere.
<p>Brannbeskyttelse</p> <p>Forbindelsen kan pakkes inn med brannisolering ettersom tverrsnittet til forbindelsen er mindre enn tverrsnittet til bjelken.</p>
<p>Økonomi</p> <p>(+)</p> <ul style="list-style-type: none"> - Forbindelsen kan monteres raskt på byggeplass. - Liten fare for monteringskader. <p>(-)</p> <ul style="list-style-type: none"> - Tidkrevende produksjon og få standarddeler. - Mange deler
<p>Konklusjon</p> <p>Tidkrevende å produsere. Det er justeringsmuligheter som letter monteringsarbeid. Mulighet for god kapasitet ved å benytte flere materialer med ulike egenskaper. Forbindelsen kan skjules i bjelke og enkelt brannbeskyttes. Forbindelsen har flere interessante egenskaper.</p>

4.2.6 Alternativ 6



4.6 Illustrasjon av alternativ 6

Beskrivelse

Forbindelsen består av 4 bolter, 4 bulldog og en stålskive. Ved montering heises bjelken inn fra en side og eventuelle treskruer skrues inn. Det samme gjøres så på den andre siden av søylen. Deretter føres boltene inn og strammes til. Momentkreftene tas opp ved at boltene tar strekkrefter og stålskiven og søylen tar kontaktrykkrefter. Boltene, bulldogene og eventuelle treskruer tar skjærkrefter.

Deler

- 1 stålskive
- 4 bolter med mutter og skiver
- 4 bulldog samlejern
- Eventuelle treskruer

Produksjonsvennlighet

(+)

- Det benyttes standarddeler
- Stålskiver kan enkelt hules og masseproduseres.
- Kun en type stålskive er nødvendig. Den kan benyttes opp ned på de resterende sidene.

<p>Monteringsvennlighet</p> <p>(+)</p> <ul style="list-style-type: none"> - Heises inn fra ønsket side. Dette kan gi mindre tidsbruk av kran. - God plass for å benytte verktøy til boltestramming. - Få deler å forholde seg til. <p>(-)</p> <ul style="list-style-type: none"> - Utstikkende stålplater kan få eller påføre skader under montering. - Justering i lengderetning må gjøres ved avstandsplater eller fresing av treverk på søyle.
<p>Vekt</p> <ul style="list-style-type: none"> - Lav vekt. - Lite materialforbruk.
<p>Kapasitet og stivhet</p> <ul style="list-style-type: none"> - Forbindelsen tar både skjær- og momentkrefter. - Skjærkapasitet bestemmes av bolter og bulldog. - Momentkapasitet bestemmes av bolter og stålplate, samt anleggstrykk på søyle. - Stivhet og duktilitet kan varieres ved å forandre tykkelse og størrelse på plate og kvalitet på bolter.
<p>Brannbeskyttelse</p> <p>Store deler av forbindelsen er utsatt for varme. Forbindelsen må brannisoleres.</p>
<p>Økonomi</p> <p>(+)</p> <ul style="list-style-type: none"> - Standarddeler gir økonomisk løsning. - Rask produksjon. - Forbindelsen kan monteres raskt på byggeplass. Liten tidsbruk av kran. <p>(-)</p> <ul style="list-style-type: none"> - Kan påføre skader under montering. - Må brannisoleres.
<p>Konklusjon</p> <p>Totalt sett er forbindelsen den minst kompliserte. Det benyttes en stor grad av standarddeler. Denne forbindelsen gir mulighet for rask produksjon og rask montering. Denne forbindelsen virker gjennomførbar og har mange interessante egenskaper.</p>

4.3 Videre vurdering

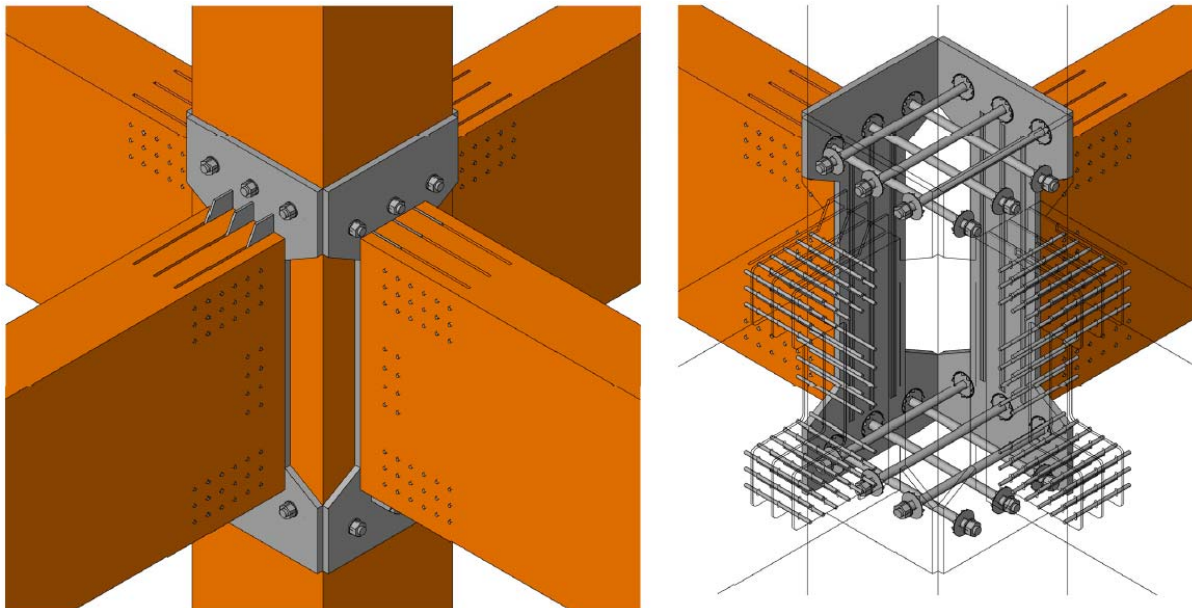
Alternativ 6 vurderes som det alternativet med størst potensial og velges til videre vurdering. Dette alternativet har enkel og økonomisk produksjon, rask og effektiv montering og gode kapasitets- og stivhetsegenskaper. Forbindelsen har en enkel utforming og få komponenter uten unødvendige og komplekse detaljer. Ved enkle justeringer, som forandring på tykkelse til endeplate, har man også mulighet til å oppnå ønskede duktile egenskaper.

5. Utforming av valgt forbindelse

Den valgte forbindelsen kan utformes på flere måter. I denne oppgaven blir det fokusert på en innfesting av endeplaten til bjelkens ende ved hjelp av innslissede stålplater og dybler.

5.1 Endeplate med innslissede stålplater og dybler

Illustrasjoner av et knutepunkt med den aktuelle forbindelsen er vist i figur 5.1.



5.1 Illustrasjon av et ferdig montert knutepunkt med den aktuelle forbindelsen

Komponentene i forbindelsen er utformet etter en prosess med prøving og feiling for å finne optimale geometrier. Ved utforming er det tatt hensyn til følgende:

- Kapasitet i henhold til Eurokode (kapittel 6)
- Utformingskrav i henhold til Eurokode (kapittel 5.2)
- Enkel produksjon av komponenter i produksjonshall
- Enkel montering av knutepunkt på byggeplass (kapittel 5.4)
- Bruk av standardkomponenter
- Lav vekt

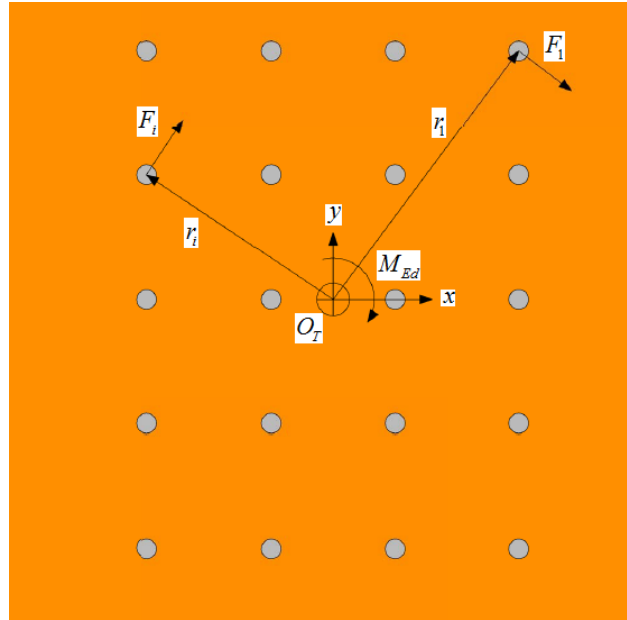
Det blir også utført en vurdering av brannmotstand for hver av komponentene og er beskrevet i kapittel 5.3. Komponentene presenteres hver for seg. Montering av knutepunktet blir ytterligere beskrevet i kapittel 5.4. I kapittel 5.8 blir det gitt et forslag til alternativ utforming av forbindelsen.

5.1.1 Innslissede stålplater for momentopptak

Det blir benyttet en ny metode for innslissede stålplater og dybler i denne forbindelsen. Denne nye forbindelsen har noen fordeler i forhold til den "vanlige" dybelforbindelsen.

Vanlig dybelforbindelse

Vanlige dybelforbindelser har begrenset momentkapasitet og rotasjonsstivhet fordi dyblene er samlet i en enkel gruppe. For å beregne momentopptak i en vanlig dybelforbindelse benyttes formel 5.1 (figur 5.2):



5.2 Beregningstegning for elastisk momentberegning av dybelgruppe

$$M_{Ed} = \sum_{i=1}^n F_i \cdot r_i = k \cdot \sum_{i=1}^n r_i^2 \cdot \theta = k \cdot I_p \cdot \theta \quad (5.1)$$

Hvor $I_p = \sum r_i^2$ er dybelgruppens andre polare moment. Løst for rotasjon gir dette:

$$\theta = \frac{M_{Ed}}{k \cdot I_p} \quad (5.2)$$

Kraften i dybel ”i” på grunn av momentet blir dermed

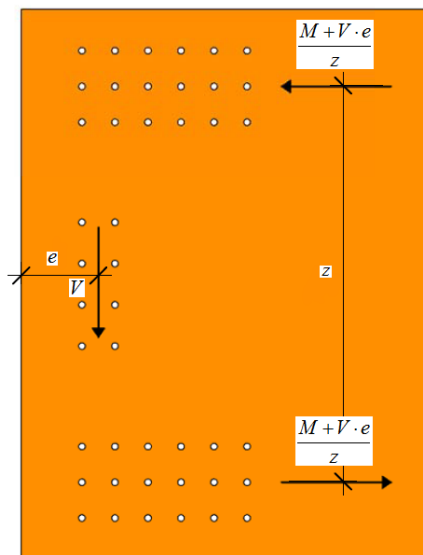
$$F_i^{(M)} = k \cdot \Delta_i = k \cdot \theta \cdot r_i = \frac{M_{Ed}}{I_p} \cdot r_i \quad (5.3)$$

- M_{Ed} : Dimensjonerende moment
- F_i : Kraft i den aktuelle dybelen
- θ : Rotasjon i forbindelsen
- O_T : Dybelgruppens tyngdepunkt
- r_i : Avstand fra aktuell dybel til dybelgruppens tyngdepunkt
- k : Stivheten til dyblene

Med denne metoden blir kun de ytre dyblene fullt utnyttet og bidrar i stor grad til momentkapasiteten på grunn av sin lange momentarm r , mens de indre dyblene bare blir delvis utnyttet og bidrar i liten grad til momentkapasiteten på grunn av sin korte arm r . Momentkapasiteten begrenser seg her ytterligere fordi dybler som fordeles langt ut mot kanten i høye bjelker låser bjelken til stålplaten. Dette er problematisk med tanke på de fuktvariasjoner som oppstår i treverket og kan føre til sprekkdannelser.

Momentsterk dybelforbindelse

Moelven Limtre AS har benyttet en ny type dybelforbindelser til bruk i sammenføyninger der det opptrer momentkrefter [26] [27]. Forbindelsen består av innslissede stålplater og dybler fordelt i tre dybelgrupper som vist i figur 5.3. Den øvre og nedre dybelgruppen tar opp krefter parallelt med fiberretning i treverket, mens den midtre dybelgruppen tar opp skjærkrefter vinkelrett på fiberretning i treverket. For at denne forbindelsen skal fungere optimalt er det viktig at de øvre og nedre dybelgruppene er plassert langt nok mot endene i bjelken til at kreftene som oppstår i dem er så parallelt med fiberretning som mulig. Ved å oppnå dette vil man kunne utnytte treets sterkere egenskaper i fiberretning og få en enklere beregning av momentopptaket. I motsetning til vanlige dybelgrupper kan man beregne momentopptak ved hjelp av formel 5.4:



5.3 Beregningstegning for plastisk momentkapasitet av aktuell forbindelse

$$M_{Ed} = z \cdot \sum_{i=1}^n F_i - V \cdot e \quad (5.4)$$

- M_{Ed} : Dimensjonerende moment
- F_i : Kraft i hver dybel
- n : Antall dybler i hver av de øvre og nedre dybelgruppene
- z : Momentarm mellom øvre og nedre dybelgruppe
- V : Skjærkraft
- e : Momentarm for midtre dybelgruppe

Momentarmen mellom øvre og nedre dybelgruppe bør være minimum 2/3 av bjelkens høyde for å få tilfredsstillende oppførsel i kraftopptaket [26]. I motsetning til en vanlig dybelforbindelse vil alle dyblene i hver av dybelgruppene utnyttes tilnærmet likt og bidra tilnærmet likt til momentkapasiteten. NS-EN 1995-1-1 har regler for kantavstander og senteravstander til dybler for å hindre sprekkdannelser og brudd. Dette fører til en begrensning i høyde på bjelker som kan benytte denne typen forbindelser. Ved bjelkehøyder under 800 mm vil kantavstandene og senteravstandene utgjøre en så stor del av tverrsnittet at man ikke kan oppnå en indre momentarm på 2/3 av bjelkens høyde. Den optimale høyden på bjelken har vist seg å være 1000 mm og høyere. Med denne høyden kan man oppnå 60 – 70 % av tverrsnittskapasiteten til bjelken [26].

Ved denne typen utførelse kan man gjøre dybelhullene i øvre og nedre dybelgruppe avlange for å forhindre fastholding mot bevegelse relativt til stålplaten. På denne måten unngår man problemer med sprekkdannelser grunnet fuktvariasjoner i treverket.

5.1.2 Festemidler

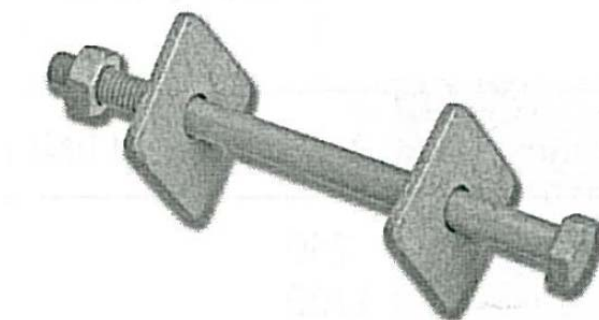
Det benyttes standard festemidler i forbindelsen. Festemidlene som inngår forbindelsen er:

Type	Dimensjon	Antall	Kvalitet
Bolt	M30	6	8.8
Mutter	M30	6	Kvalitet som kan benyttes med bolt
Skive	M30	6	Kvalitet som kan benyttes med bolt
Bulldog samlejern	M30 Utvendig diameter 95 mm	6	Kvalitet som kan benyttes med bolt
Dybel	12 mm diameter	44	

[28]

Bolter, muttere og skiver

Bolter er vanlige å benytte i større trekonstruksjoner. NS-EN 1995-1-1 [29] sier at bolter skal passe ganske nøyaktig i hullene. I praksis blir det benyttet hull i treverket som er omtrentlig 1 mm større i diameter enn boltene. Bolter kan leveres i ønskede lengder. Et eksempel på bolt med skiver og mutter er vist i figur 5.4. [21]



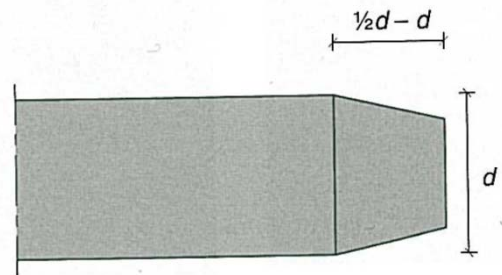
5.4 Bolt med mutter og skiver [21]

Dybler

Dybler benyttes ofte i stedet for bolter og sammen med innslissede stålplater. Dyblene skal passe nøyaktig i hullene og er derfor ofte laget av spesialstål med fasede ender som vist i figur 5.5 og 5.6. Bruk av dybler gir normalt et bedre utseende og stivere forbindelse fordi bevegelse i overstore hull blir unngått. [21]



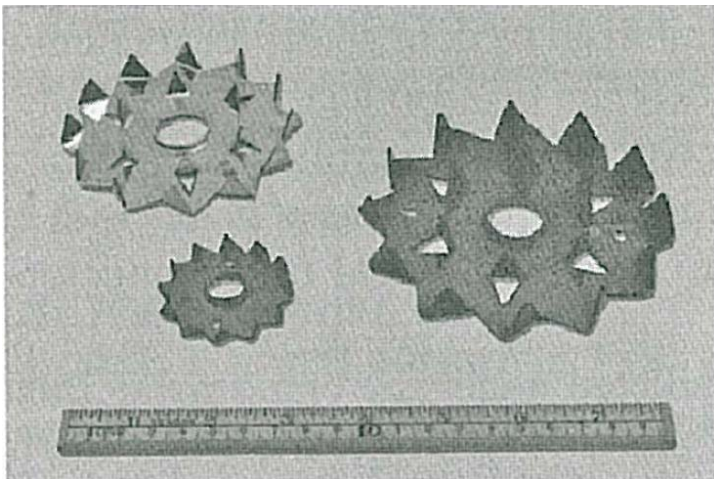
5.5 Dybler [21]



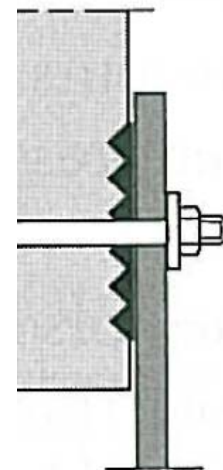
5.6 Fasettende på dybel [21]

Bulldog samlejern

For forsterkning av bolter kan det benyttes to typer forbindelsesmidler. Den ene typen er ringforbindere og den andre typen er innpressede tannede forbindere som går under navnet bulldog. Til bruk mellom stålplate og tremateriale kan det benyttes enklingsidig bulldog samlejern som vist i figur 5.7 og 5.8. Disse består av plater med tenner som overfører skjærkrefter fra treet. Disse har en hull diameter som er 0,5 mm større enn boltens, og har en kant rundt dette hullet for forsterkning og overførsel av kreftene til boltene. Skjærkapasiteten til boltene blir typisk 2 – 3 ganger høyere ved bruk av bulldog samlejern. [21]



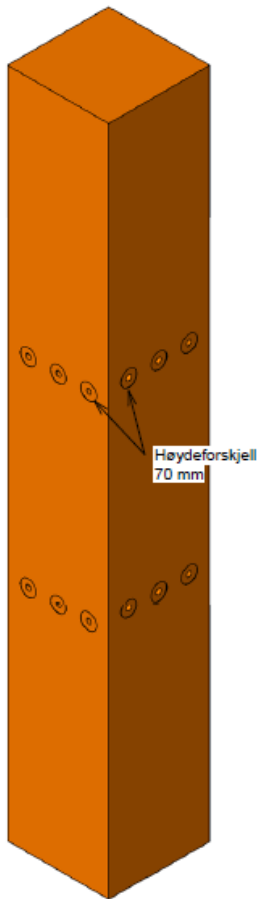
5.7 Ensidige bulldog samlejern [21]



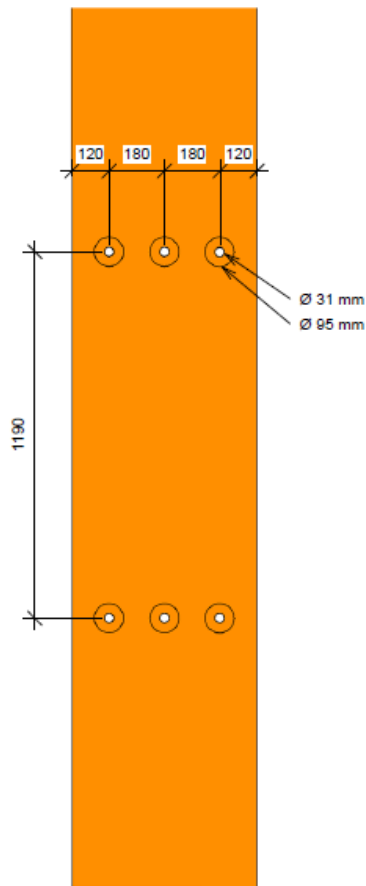
5.8 Bulldog mellom stålplate og tre [21]

5.1.3 Søyle

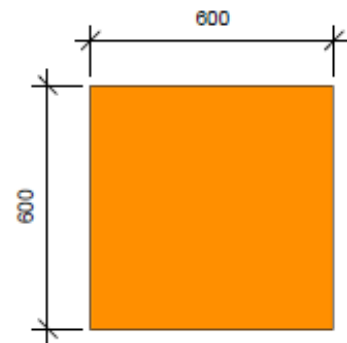
I utformingen tas det utgangspunkt i en søyle med tverrsnitt med dimensjoner 600 x 600 mm. Det er tatt hull for bolter gjennom søylen for hvert knutepunkt. Hull til boltene er 31 mm og diameteren til bulldogene som ligger rundt er 95 mm. Hullene tas i produksjonshall. Bulldog samlejern presses også inn i produksjonshall. Illustrasjoner av søylen er vist i figur 5.9-5.11.



5.9 Tredimensjonal illustrasjon av søyle

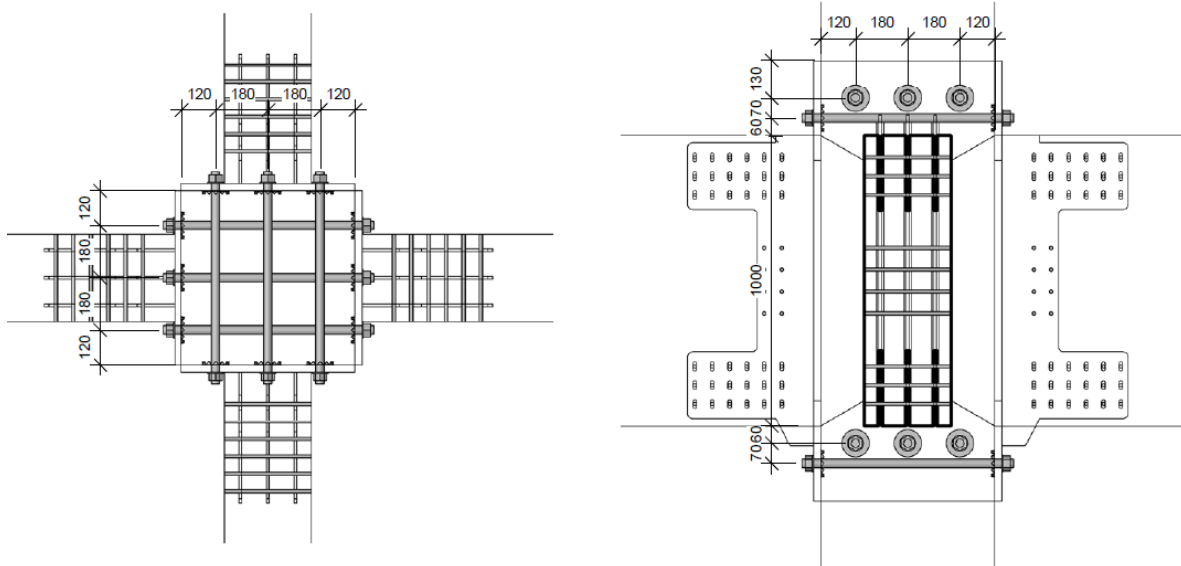


5.10 Vertikalsnitt av søyle



5.11 Horisontalsnitt av søyle

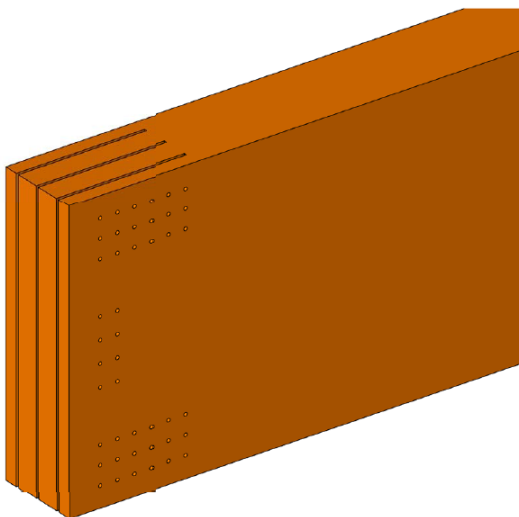
Boltenes plassering innvendig i søylen er vist i figur 5.12.



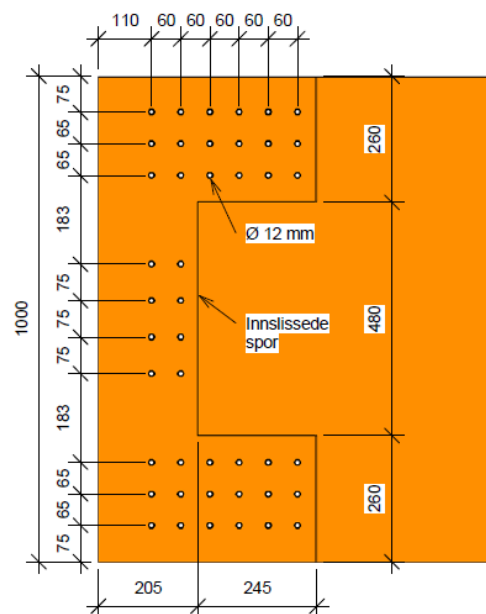
5.12 Bolteplassering i søyle

5.1.4 Bjelke

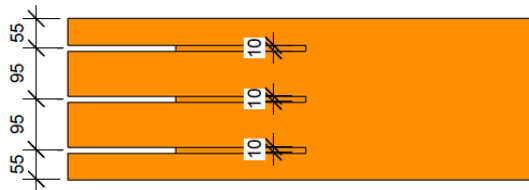
Bjelkens tverrsnitt har dimensjoner 300 x 1000 mm. Bjelkens ende har innslissede spor for plass til de innslissede platene. Tykkelsen til disse sporene er 10 mm. Sporene freses i produksjonshall. Det er tatt hull med diameter 12 mm i bjelken for dybler. Hullene tas i produksjonshall. Illustrasjoner er vist i figur 5.13-5.16.



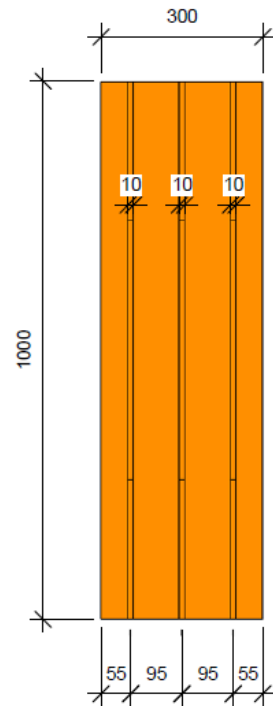
5.13 Tredimensjonal illustrasjon av bjelkeende



5.14 Vertikalsnitt av bjelkeende



5.15 Horisontalsnitt av bjelkeende

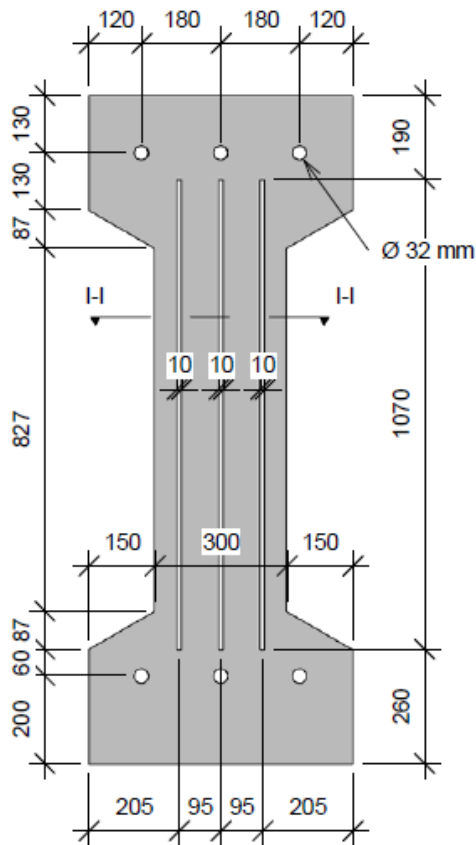


5.16 Tverrsnitt i bjelkeende

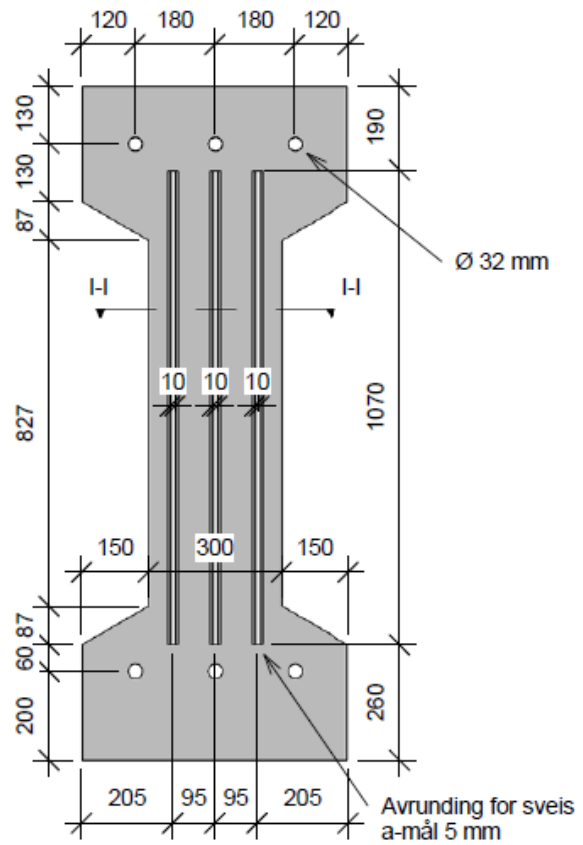
5.1.5 Endeplate og innslissede stålplater

Endeplate

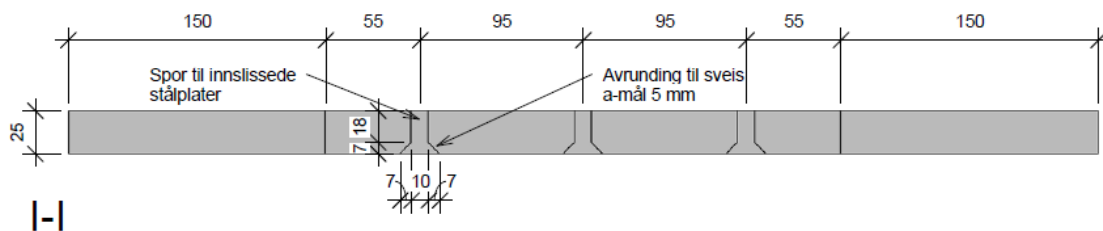
Endeplaten er 25 mm tykk og har spor for de innslissede platene. Disse sporene er 10 mm tykke og har avrunding for sveising på baksiden. Det er tatt 6 hull med diameter 32 mm i endeplaten for boltene. Endeplatens innsnevring i midten sørger for redusert vekt og gjemmer stålet bak bjelken. Illustrasjoner av endeplaten er vist i figur 5.17-5.19.



5.17 Vertikalsnitt av endeplate - fremside



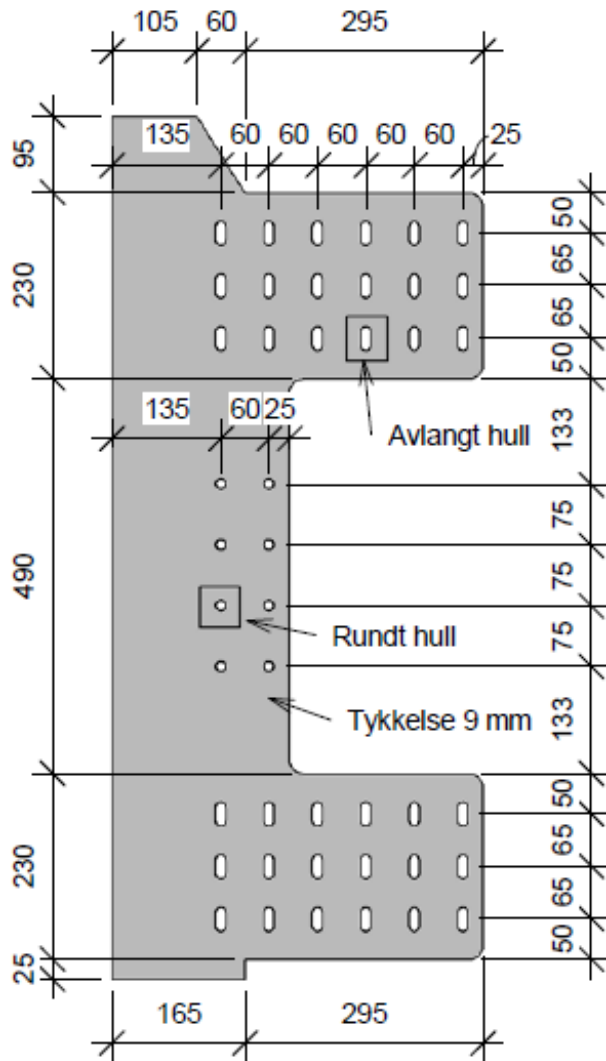
5.18 Vertikalsnitt av endeplate - bakside



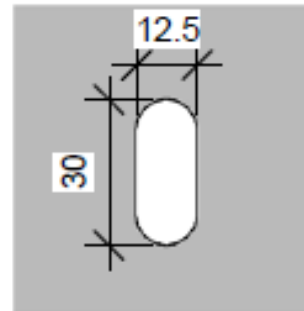
5.19 Horisontalsnitt av endeplate

Innslissede stålplater

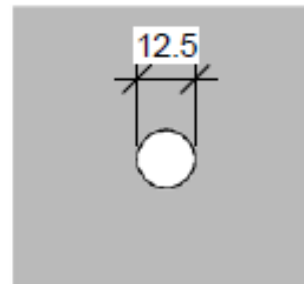
Det er totalt 3 innslissede stålplater med 9 mm tykkelse. Det er tatt hull for dybler i stålplatene. I den midtre dybelgruppen er diameteren på disse hullene 12,5 mm, mens det for den øvre og nedre dybelgruppen er benyttet avlange hull med høyde 30 mm og bredde 12,5 mm. Dette er for å unngå sprekkdannelse i trebjelken som beskrevet i kapittel 5.1.1. De utstikkende delene i topp og bunn av stålplatene benyttes som ekstra avstiving av endeplaten for å sikre høyere kapasitet. Illustrasjoner av de innslissede stålplatene er vist i figur 5.20-5.22.



5.20 Vertikalsnitt av innslisset stålplate



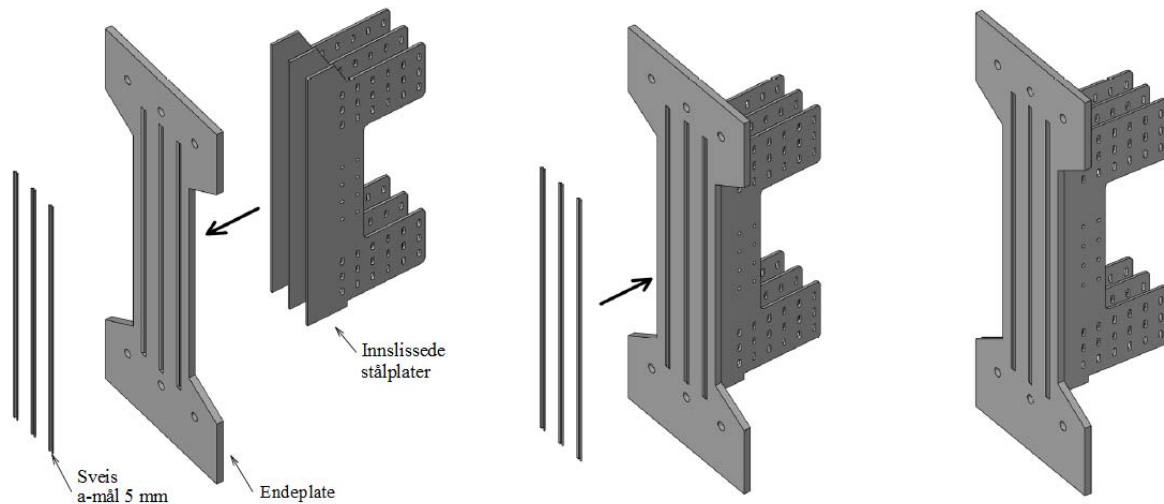
5.21 Avlangt hull



5.22 Rundt hull

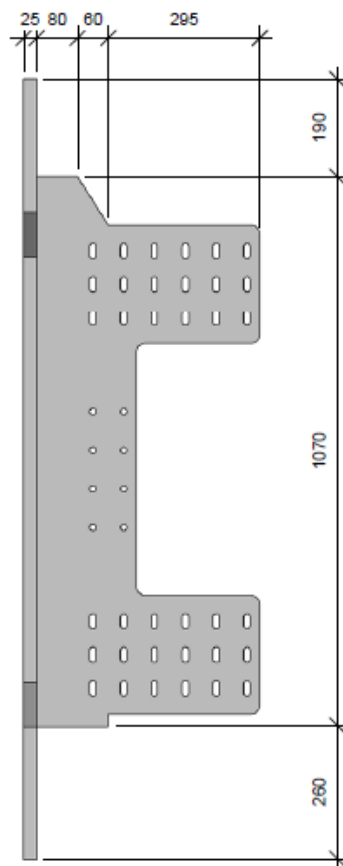
5.1.6 Sammenføring endeplate og innslisset stålplate

Ved montering av forbindelsen i produksjonshall føres de innslissede stålplatene inn i sporene som er tillaget i endeplaten og sveises på endeplatens bakside. Det benyttes sveis med a-mål 5 mm. Sammenføying er illustrert i figur 5.23.



5.23 Sammenføying av endeplate og innslissede stålplater

Målsatt illustrasjon av sammenføyd endeplate og innslissede stålplater er vist i figur 5.24.



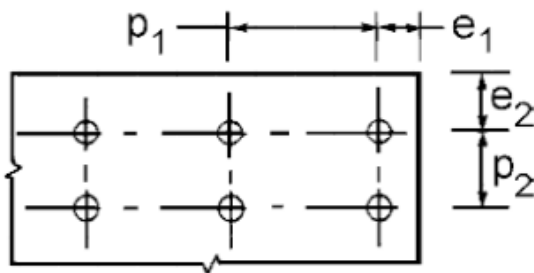
5.24 Vertikalsnitt av endeplate og innslissede stålplater etter sammnføying

5.2 Hullavstander

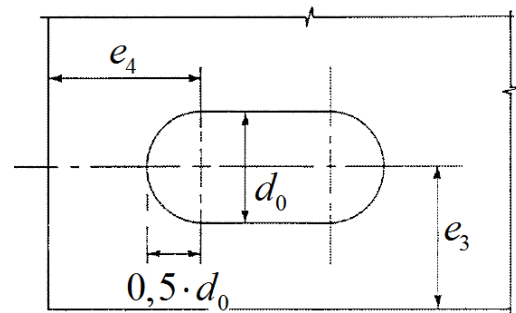
Utformingen må tilfredsstillende gjeldende krav for hullavstander i stål og tre i henhold til Eurokoder. I det følgende blir krav til hullavstander presentert og sjekket mot målene i modellen.

5.2.1 Hullavstander i stål

Hullavstandene i stål er beregnet i henhold til NS-EN 1993-1-8 [30]. Beregningen er vist i vedlegg 17. Figur 5.25 og 5.26 viser symbolene for hullavstander i stål, mens tabell 1-3 gir krav til avstander.



5.25 Symboler for hullavstander i stål



5.26 Symbol for hullavstander ved avlangt hull i stål

<i>M30 Boltehull i endeplate</i>	
<i>Symbol</i>	<i>Avstand</i>
e_1	37,2 mm
e_2	37,2 mm
p_1	68,2 mm
p_2	74,4 mm

Tabell 1 Hullavstander for M30 bolter i endeplate

<i>Runde dybelhull i innslisset stålplate</i>	
<i>Symbol</i>	<i>Avstand</i>
e_1	15 mm
e_2	15 mm
p_1	27,5 mm
p_2	30 mm

Tabell 2 Hullavstander for runde dybelhull i innslissede stålplater

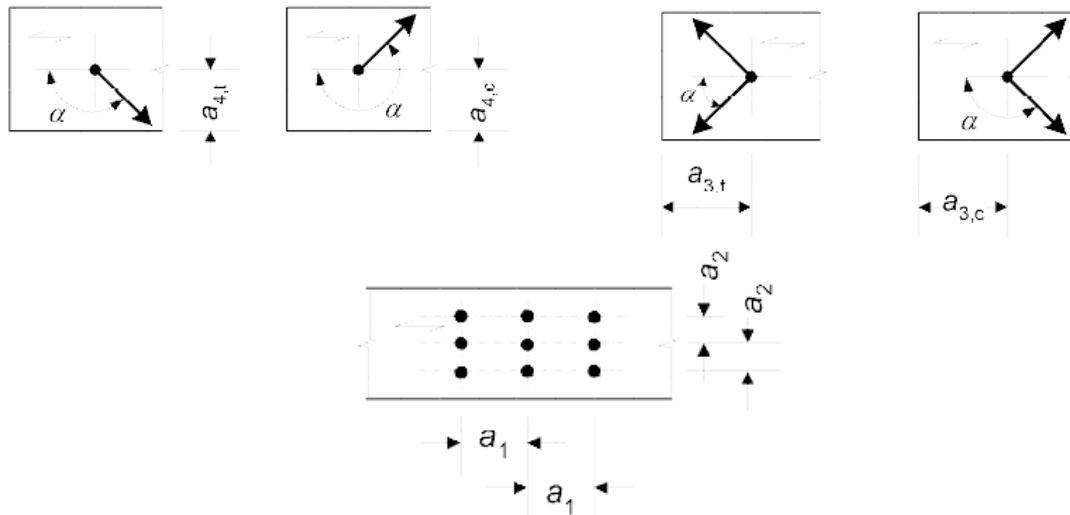
<i>Avlange dybelhull i innslisset stålplate</i>	
<i>Symbol</i>	<i>Avstand</i>
e_3	18,8 mm
e_4	18,8 mm

Tabell 3 Hullavstander for avlange dybelhull i innslissede stålplater

Fra målene gitt i kapittel 5.1.5, kan det sees at alle disse kravene er tilfredstilt.

5.2.2 Hullavstander i tre

Hullavstandene i tre er beregnet i henhold til NS-EN 1995-1-1 [29]. Beregningen er vist i vedlegg 16. Figur 5.27 viser symbolene for hullavstander i tre, mens tabell 4-6 gir krav til avstander.



5.27 Symboler for hullavstander i tre

<i>M30 Boltehull i søyle</i>	
<i>Symbol</i>	<i>Avstand</i>
a_1	150 mm
a_2	120 mm
$a_{3,t}$	210 mm
$a_{3,c}$	120 mm
$a_{4,t}$	90 mm
$a_{4,c}$	90 mm

Tabell 4 Hullavstander for M30 bolter i søyle

<i>Dybelhull i øvre og nedre dybelgruppe i bjelke</i>	
<i>Symbol</i>	<i>Avstand</i>
a_1	48 mm
a_2	36 mm
$a_{3,t}$	84 mm
$a_{3,c}$	36 mm
$a_{4,t}$	36 mm
$a_{4,c}$	36 mm

Tabell 5 Hullavstander i øvre og nedre dybelgruppe i bjelke

<i>Dybelhull i midtre dybelgruppe i bjelke</i>	
<i>Symbol</i>	<i>Avstand</i>
a_1	36 mm
a_2	36 mm
$a_{3,t}$	84 mm
$a_{3,c}$	36 mm
$a_{4,t}$	48 mm
$a_{4,c}$	36 mm

Tabell 6 Hullavstander for midtre dybelgruppe i bjelke

Fra målene gitt i kapittel 5.1.3 og 5.1.4 kan det sees at alle disse kravene er tilfredsstillt.

5.2.3 Utførelse av hull

I henhold til punkt 10.4.3 (1) i NS-EN 1995-1-1 [29] kan ikke boltehullets diameter i treet være mer enn 1 mm større enn boltediameteren. Boltehull i stålplater må ha en diameter som ikke er mer enn 2 mm eller 0,1d (avhengig av den største verdien) større enn boltediameteren d.

I henhold til punkt 10.4.4 (1) i NS-EN 1995-1-1 [29] er minste tillatte dybeldiameter 6 mm. Dybeldiameterens toleranser bør være -0/+0,1 mm. Diameteren av forborede hull i konstruksjonsdeler av tre må ha en diameter som ikke er større enn dybelens. Dette er tilfredsstillt for denne forbindelsen.

5.3 Brannsituasjon

Forbindelsen må også tilfredsstillere kravene som oppstår i en eventuell brannsituasjon. I det følgende blir det derfor gjort vurderinger av forbindelsens brannmotstand. Bakgrunnen for vurderingen blir beskrevet fortløpende. Det er ikke utført noen beregninger for brannmotstanden.

5.3.1 Branndimensjonering av limtre

Bjelken og søylen skal dimensjoneres mot brann i henhold til NS-EN 1995-1-2 [31]. For treverk dimensjoneres effektivt tverrsnitt ved å redusere det opprinnelige tverrsnittet med en effektiv forkullingsdybde i brannsituasjon i henhold til punkt 4.2.2 (1) i NS-EN 1995-1-2 [31] som følger:

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \cdot d_0 \quad (5.5)$$

der

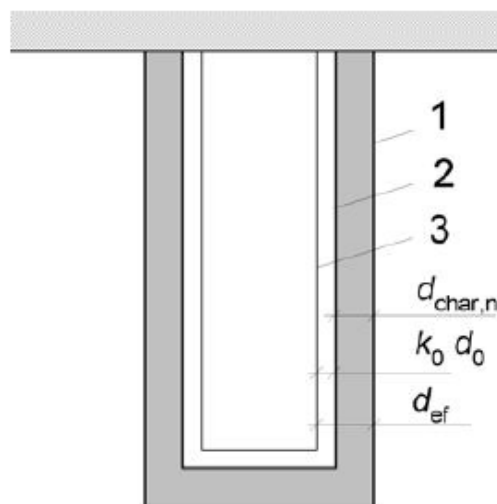
d_{ef} : effektiv forkullingsdybde

$d_{char,n}$: nominell forkullingsdybde

k_0 : koeffisient

d_0 : dybde av laget som forutsettes å ha null styrke og stivhet. Denne settes til 7 mm

Denne formelen benyttes på overflater som er åpent utsatt for brann som vist i figur 5.28 (hentet fra figur 4.1 i NS-EN 1995-1-2 [31]).



5.28 Definisjoner av resterende tverrsnitt og effektivt tverrsnitt [31]

der

1 : opprinnelig overflate i tverrsnitt

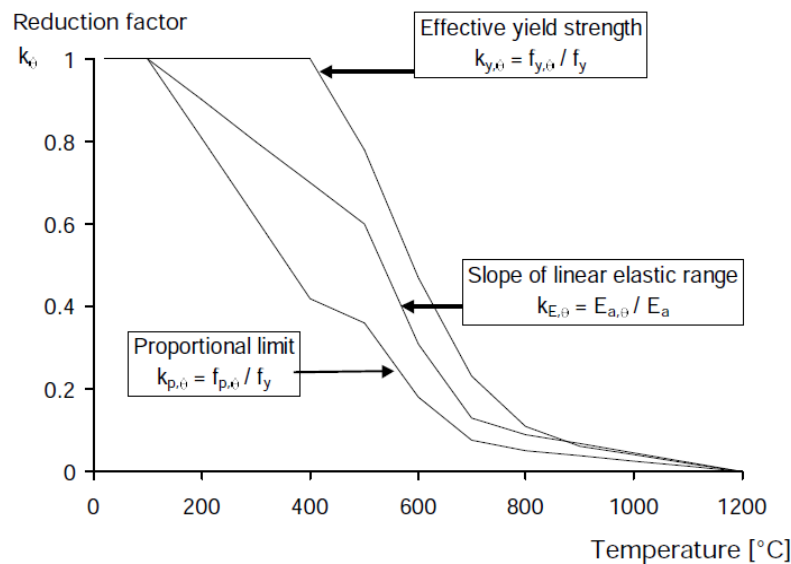
2 : overflate i gjenværende tverrsnitt

3 : overflate i effektivt tverrsnitt

5.3.2 Branndimensjonering av stål

Stålet skal dimensjoneres mot brann i henhold til NS-EN 1993-1-2 [32]. Styrken til stål reduseres betraktelig ved høyere temperaturer, samtidig som duktiliteten øker.

Reduksjonsfaktorene til stål for forskjellige temperaturer er vist i figur 5.29 som er hentet fra figur 3.2 i NS-EN 1993-1-2 [32].

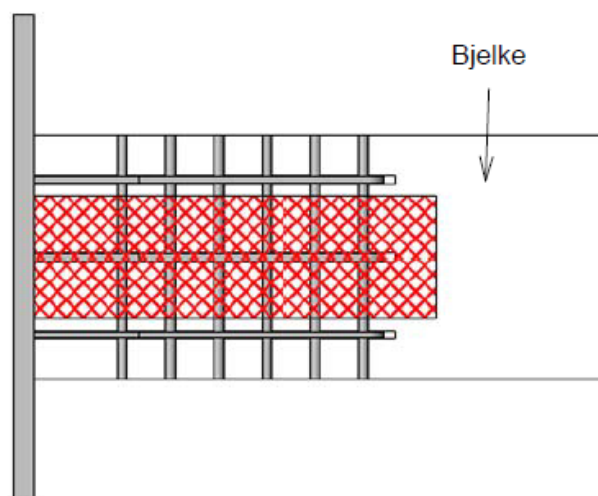


5.29 Reduksjonsfaktorer for spenning-tøyningsforhold for karbonstål ved forskjellige temperaturer [32]

Forbindelsens kapasitet i brannsituasjon må sjekkes mot kreftene i brannsituasjon.

5.3.3 Branndimensjonering av innslissede stålplater og dybler

I brannsituasjon vil den indre delen av forbindelsen være beskyttet mot brann av de ytre stålplatene og det ytre treverket. Den beskyttede delen av forbindelsen regnes dermed som indre treverk, indre innslissede stålplate og den indre delen av dyblene som vist i figur 5.30. 1/3 av forbindelsen regnes dermed som effektiv i brannsituasjon [26].



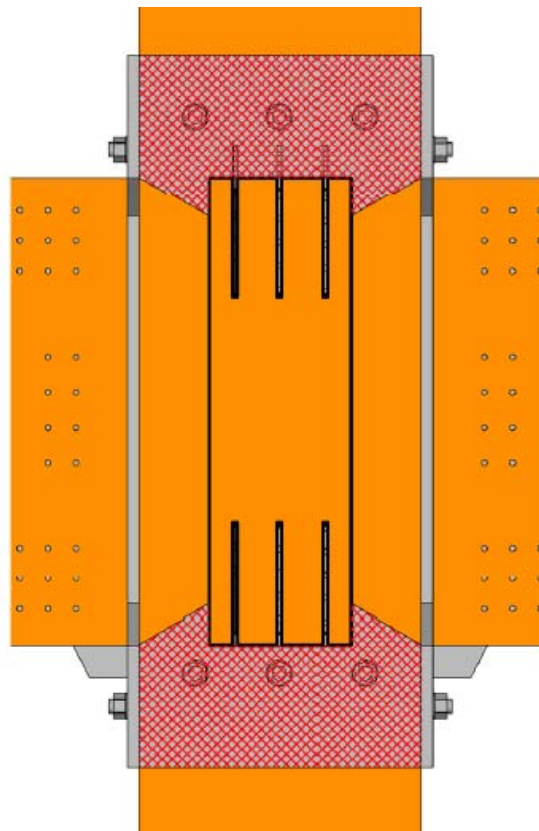
5.30 Effektiv del av innslissede stålplater og dybler i brannsituasjon

Tiltak

Det kreves ingen spesielle tiltak for denne delen av forbindelsen for å sikre mot brann. Ved ønske om høyere kapasitet kan treverket kles inn i brannisolerende materiale eller brannmaling for å øke brannmotstanden ytterligere.

5.3.4 Branndimensjonering av endeplate

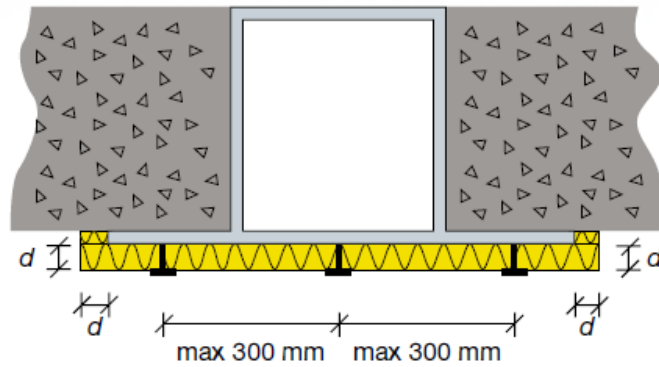
Endeplaten er kritisk for momentkapasiteten til forbindelsen. Styrken av stål som er ubeskyttet mot brann reduseres drastisk som vist i figur 5.29. Det er derfor nødvendig med tiltak for å øke brannmotstand av områdene som er utsatt for brann. De kritiske overflatene er vist i figur 5.31. Den smale delen av endeplaten er beskyttet av bjelken som ligger inntil, men de frie overflatene på sidene av denne bør også dekkes til.



5.31 Kritiske overflater ved brann

Tiltak

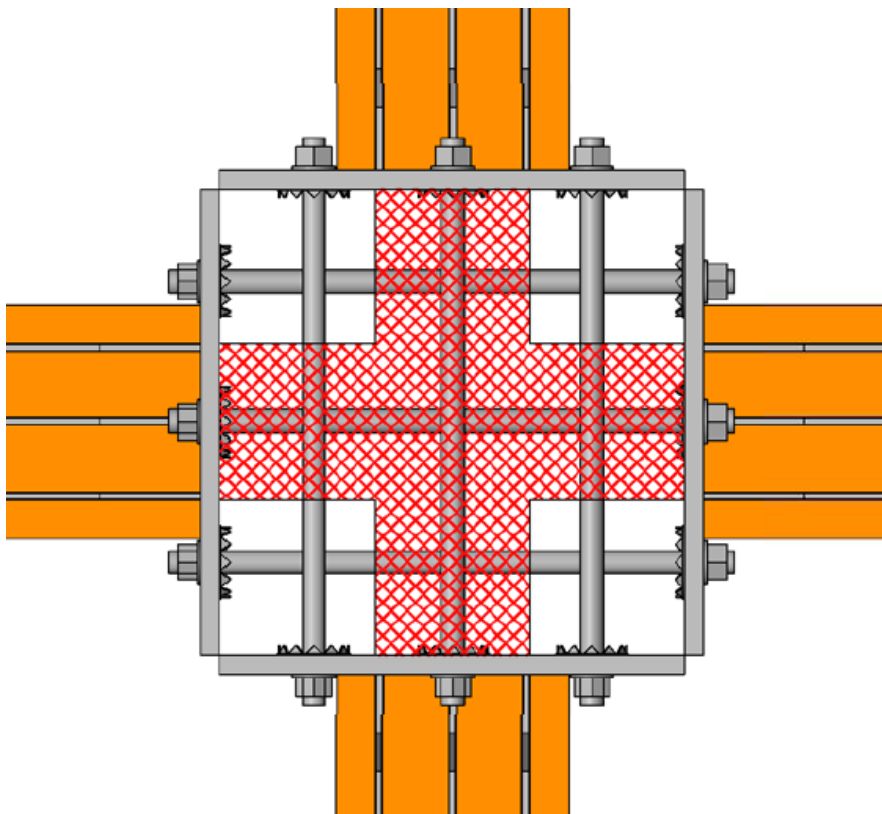
For brannisolering av stålkonstruksjoner er det flere produkter tilgjengelig, både plater og brannmaling. Brannmaling påføres da utsatte deler av stålet. Plater monteres med samme prinsipp som vist i figur 5.32 [33]. Platene kan deretter kles inn for å få ønsket farge og mønster på overflate. Den øvre delen av endeplaten kan også beskyttes ved å benytte en etasjeskiller som legges på overkant av bjelken og dekker til den utsatte delen av endeplaten.



5.32 Isolering av underflens av et HSQ-profil anvendt sammen med betongelementer [33]

5.3.5 Branndimensjonering av bolter

Boltene er utsatte for brann både på utstikkende deler på endeplate og innvendig i søylen. De utstikkende delene på endeplaten inngår i avsnittet om branndimensjonerende kapasitet for endeplaten. Boltene innvendig i søylen er beskyttet av tresøylen og endeplaten. Figur 5.33 viser en modell med utheving av den delen i søylen som er beskyttet på denne måten. Det kan her antas at de indre boltene er virksomme, altså blir kapasitet i brannsituasjon 1/3 av kapasiteten til vanlig.



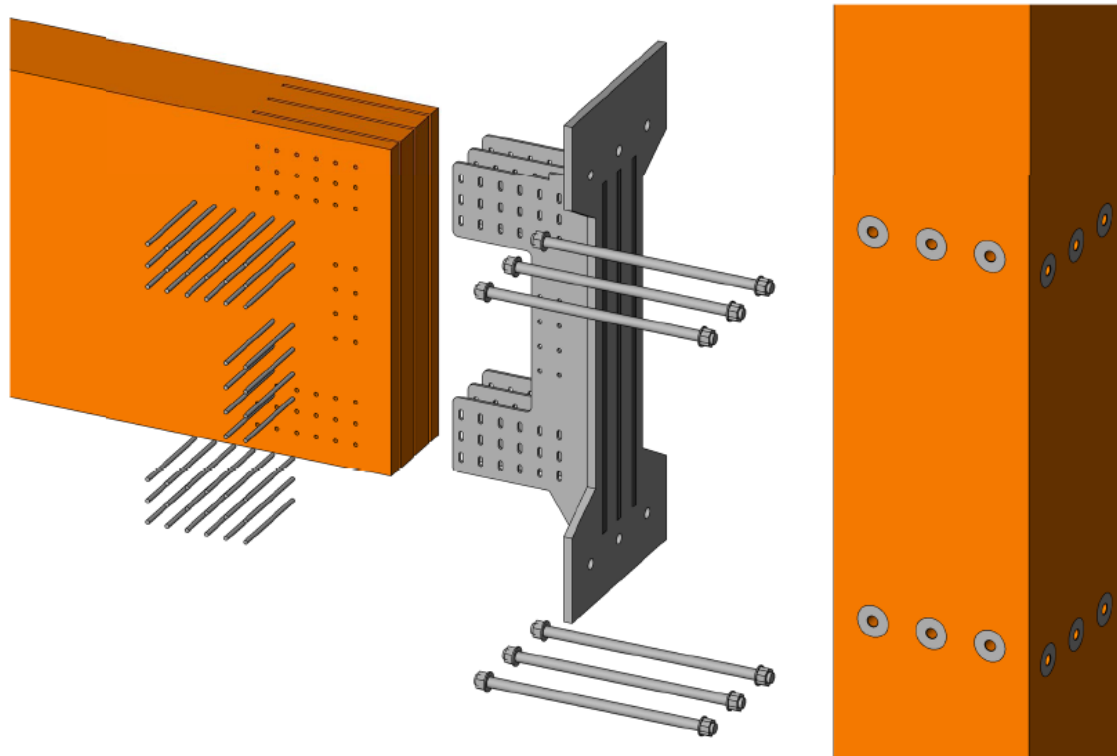
5.33 Effektiv del av søyle og bolter i brannsituasjon

Tiltak

Det kreves ingen spesielle tiltak for denne delen av forbindelsen for å sikre mot brann. Ved ønske om høyere kapasitet kan treverket kles inn i brannisolerende materiale eller brannmaling for å øke brannmotstanden ytterligere.

5.4 Montering

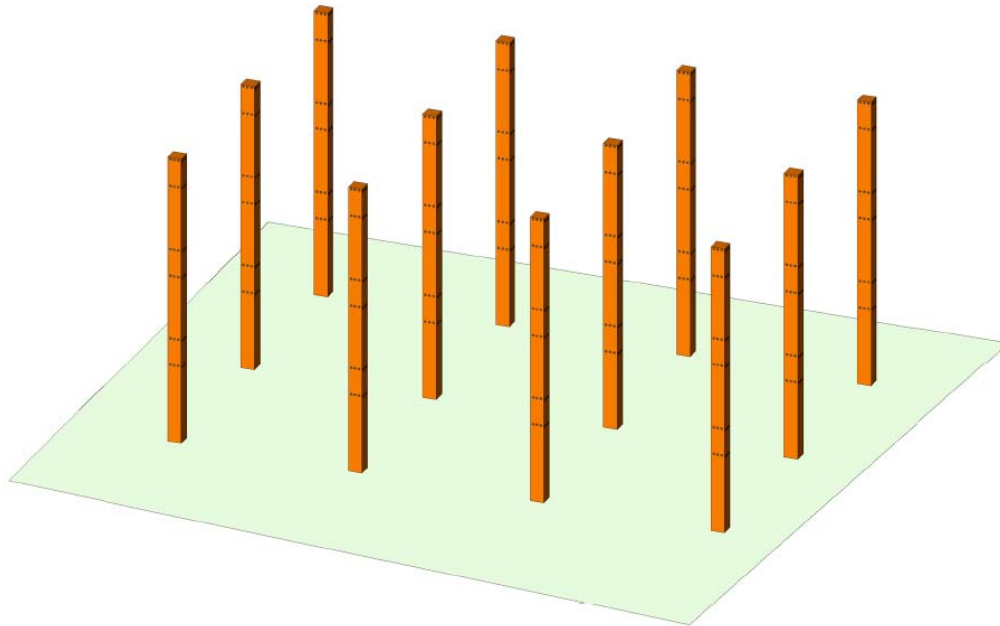
Forbindelsen er utformet med tanke på rask og effektiv montering. I det følgende blir det beskrevet stegvis hvordan et eksempelbygg kan monteres på en effektiv måte. Deler og plassering av deler er vist i figur 5.34.



5.34 Forbindelsens deler

5.4.1 Stegvis montering av et eksempelbygg

Eksempelbygget som vises i tegningene har komponenter med samme mål som vist i kapittel 5.1. Senteravstand mellom søylene er 8 meter, og høyden mellom etasjene er 4 meter. Det er ikke vist heissjakt eller andre komponenter i bygget. Montering er vist for bjelker i etasje 2, altså etter at bjelkene i etasje 1 er montert. Ved oppstart reises alle søyler i bygget som vist i figur 5.35. Det blir benyttet monteringsstøtter. Disse er kun et eksempel som blir benyttet for å vise prinsippet for montering. Andre metoder kan også benyttes.

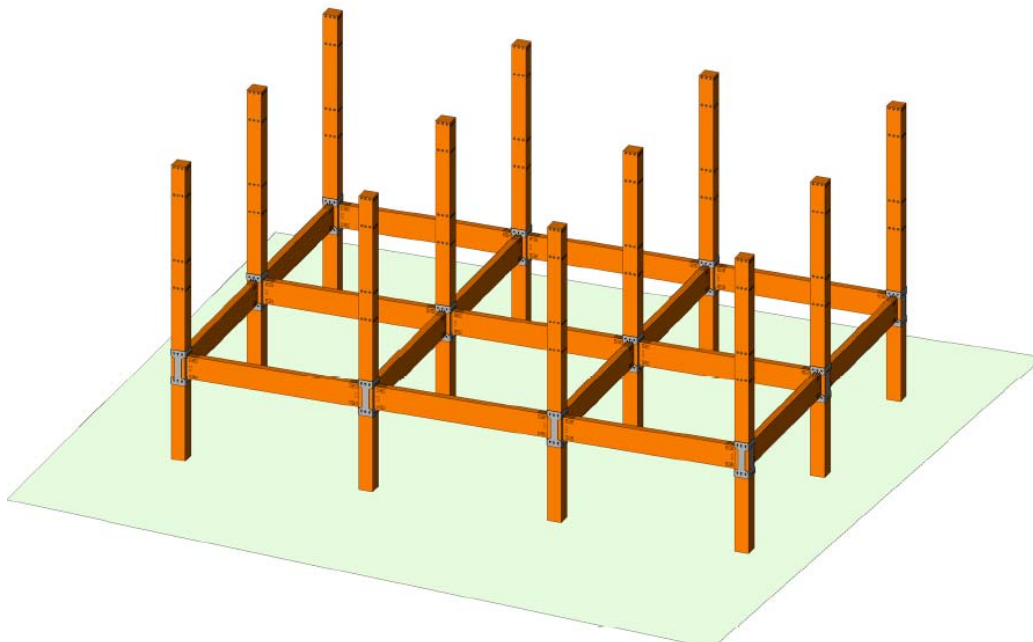


5.35 Kun søyler

Stegvis montering av bjelkene i etasje 2 er vist i figur 5.36-5.41:

- ***Utgangspunkt***

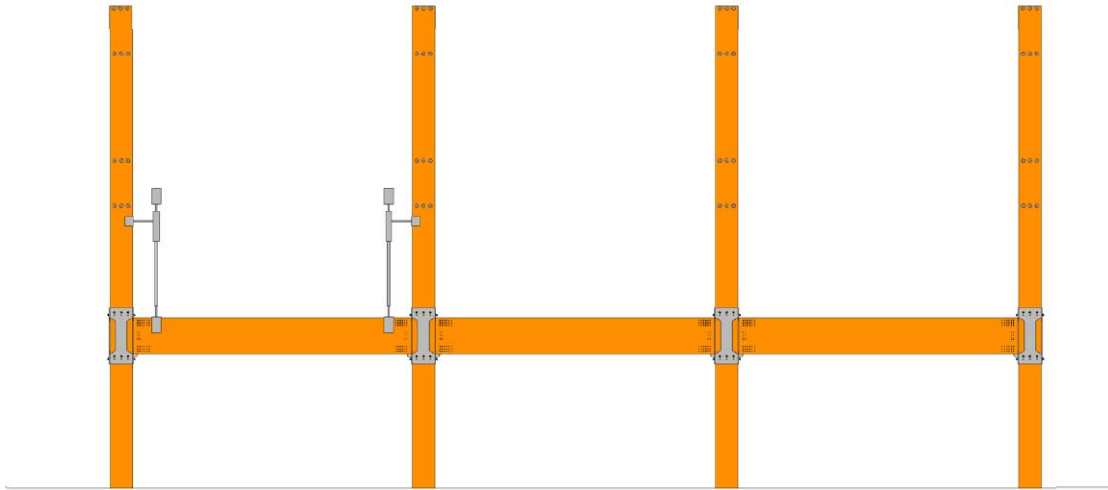
Utgangspunktet er at alle søyler er reist. Bjelkene i etasje 1 er allerede montert her. (Figur 5.36)



5.36 Søyler med montert bjelkelag i første etasje

- **Steg 1**

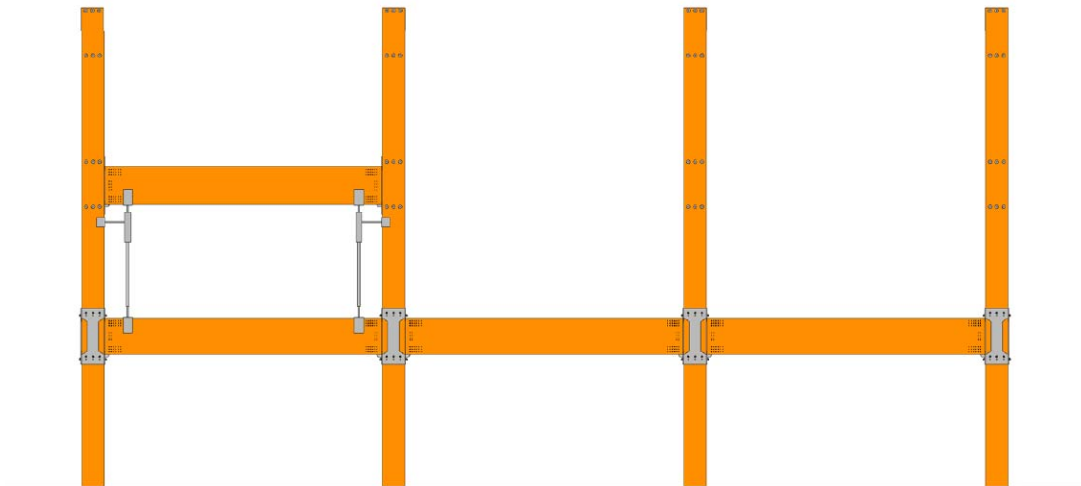
Først monteres to monteringsstøtter opp over den ene ytterbjelken. (Figur 5.37)



5.37 Steg 1

- **Steg 2**

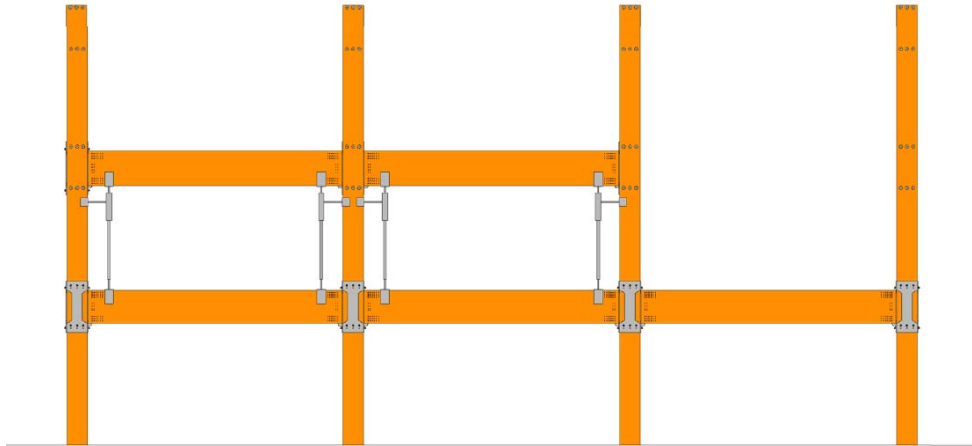
Første bjelke i etasje 2 heises så inn med kran og plasseres over støttene. (Figur 5.38)



5.38 Steg 2

- **Steg 3**

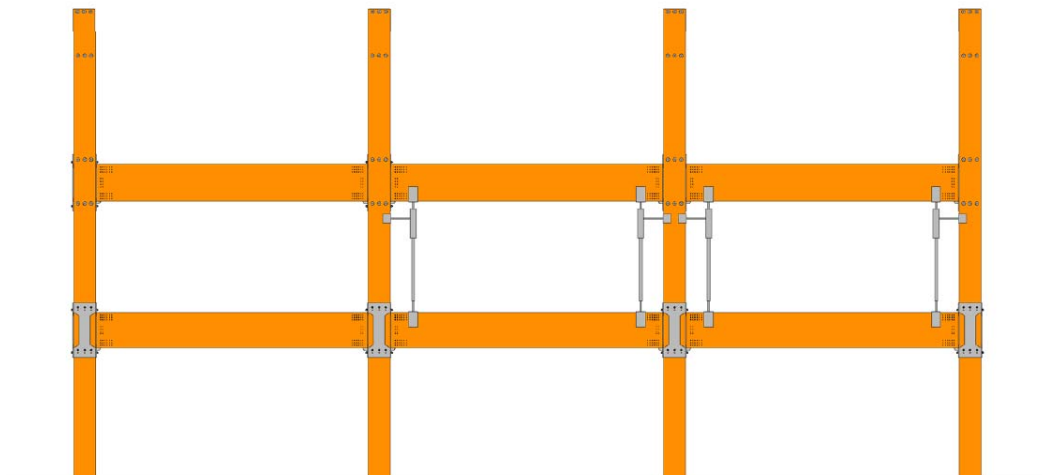
Endeplate på yttersøylen monteres og bolter skrues til i den første bjelkens ene side. Det settes opp monteringsstøtter på den midtre bjelken i etasje 1. Andre bjelke i etasje 2 heises så inn med kran og legges over støttene. (Figur 5.39)



5.39 Steg 3

- **Steg 4**

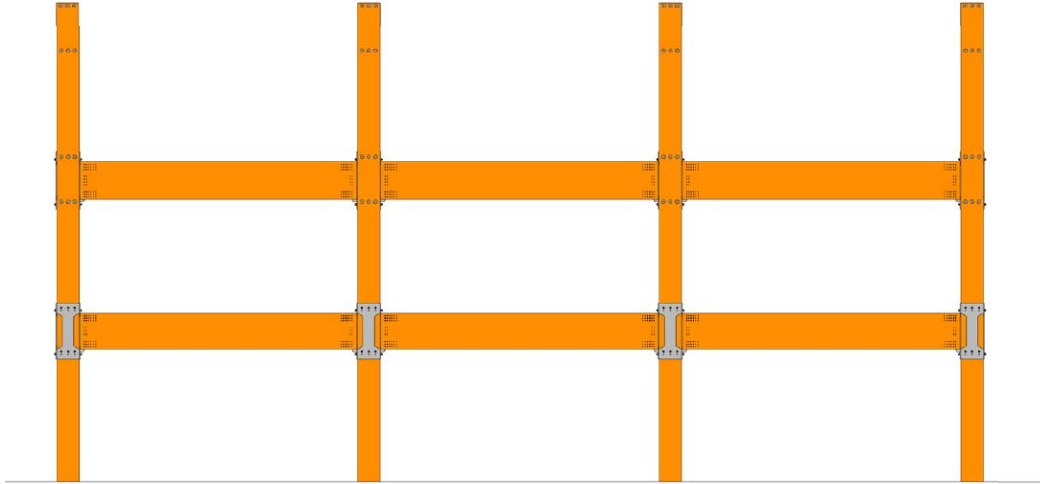
Bolter skrues til mellom bjelke 1 og 2 i etasje 2. Monteringsstøtter fra bjelke 1 fjernes og plasseres på siste bjelke i etasje 1. Siste bjelke i etasje 2 heises så inn med kran og plasseres over støttene. (Figur 5.40)



5.40 Steg 4

- **Steg 5**

Endeplate plasseres på andre ytterstøyle og bolter skrues til. Bolter skrues til mellom bjelke 2 og 3 i etasje 2. Monteringsstøttene fjernes. (Figur 5.41)

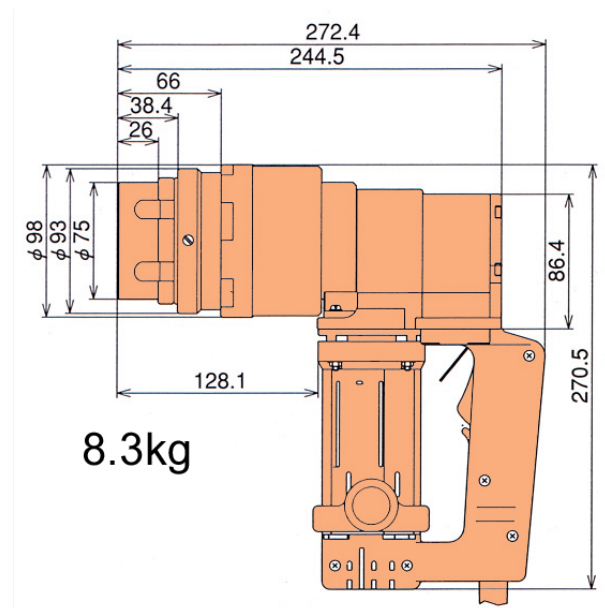


5.41 Steg 5

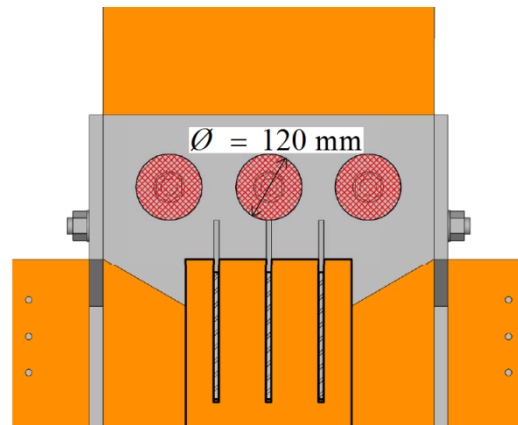
Denne prosessen gjentas for alle aksene til hele etasjen er ferdig. Deretter fortsetter samme prinsipp på neste etasje. Dette gjentas til hele byggets bæresystem er ferdig oppført.

5.4.2 Tilstramming av bolter

For å montere boltene kan det benyttes flere verktøy. Et eksempel er en elektrisk drill som vist i figur 5.42 [34]. Denne elektriske drillen passer for tilstramming av bolter på denne forbindelsen. Klaring for bolt er vist i figur 5.43.



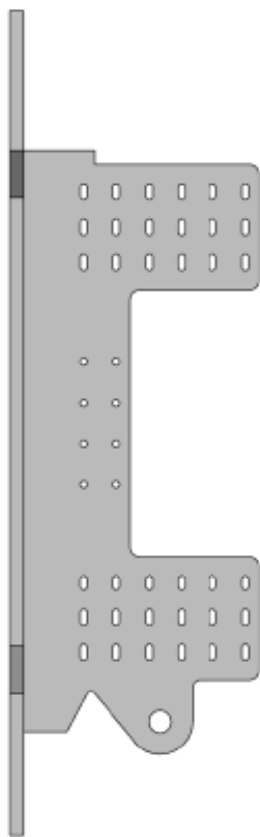
5.42 Bilde og mål på eksempelverktøy for stramming av bolter [34]



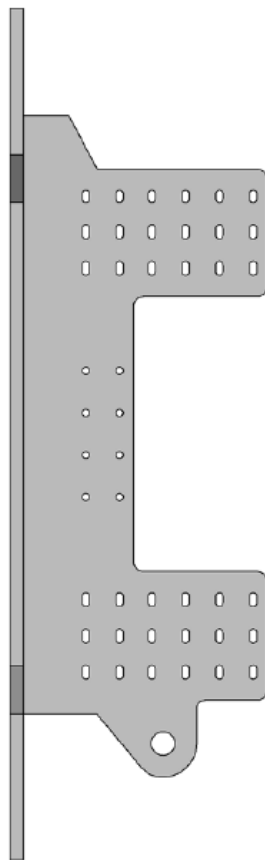
5.43 Klaring for tilstramming av bolt

5.5 Påmontering av krysstivere

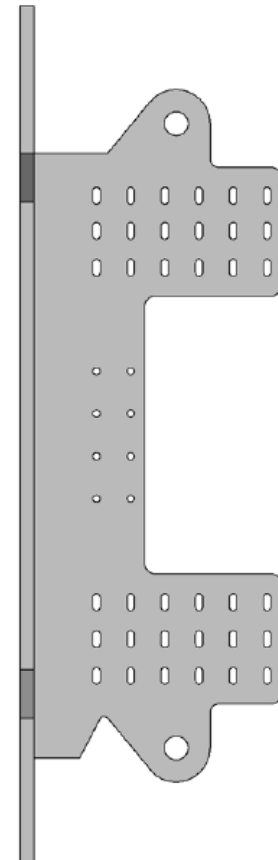
For å øke stivheten i et bygg kan det være ønskelig med ekstra avstiving. Dette kan gjøres blant annet ved bruk av krysstivere som beskrevet i kapittel 3.5.2. For den aktuelle forbindelsen kan det lages et feste for tilkobling til en krysstiver. Dette gjøres ved å sette inn et boltehull i underkant av de innslissede stålplatene der krysstiveren kan monteres som vist i figur 5.47-5.48. Boltehullet kan monteres på overside, underside eller begge sider som vist i figur 5.44-5.46.



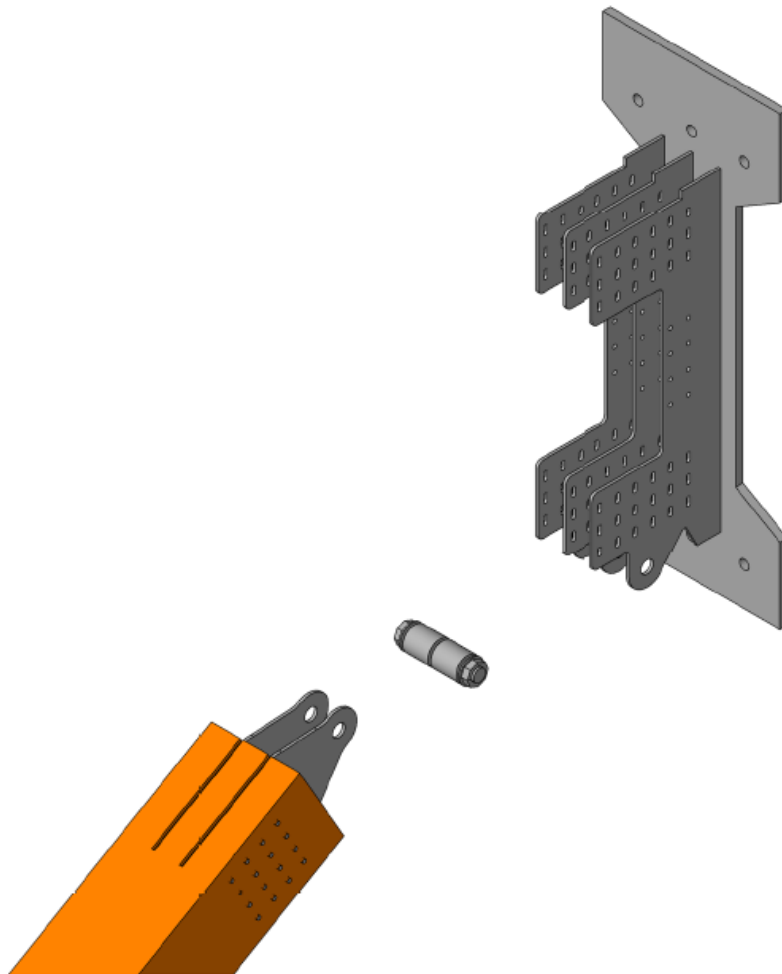
5.44 Innslisset plate med boltehull på side 1



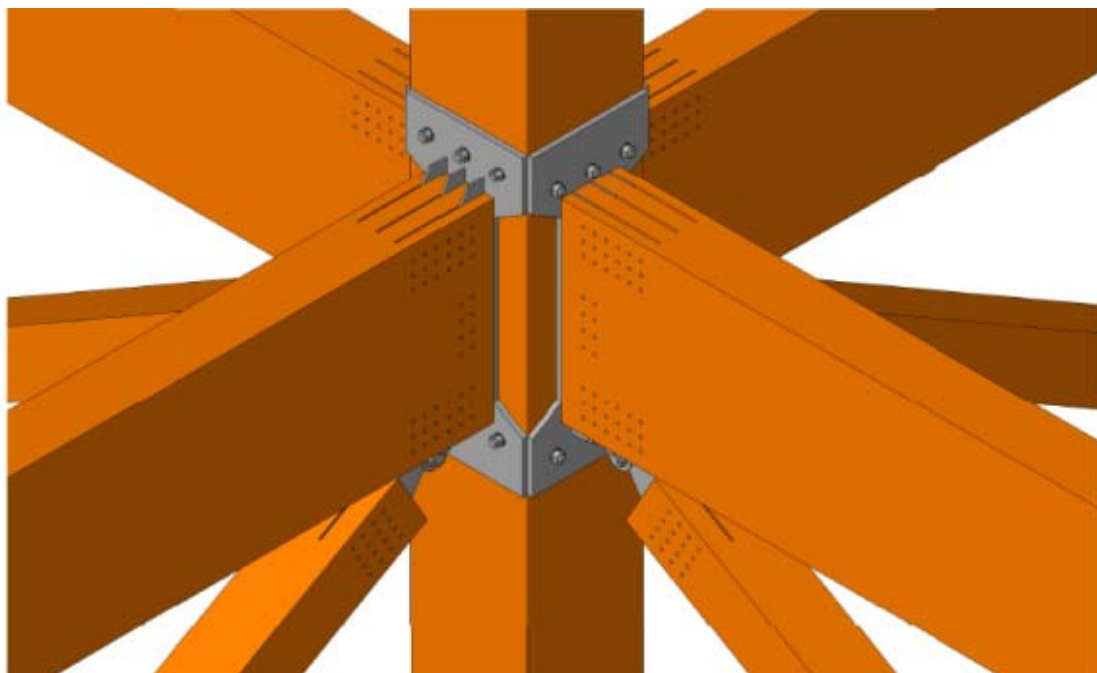
5.45 Innslisset stålplate med boltehull på side 2



5.46 Innslisset stålplate med boltehull på begge sider



5.47 Montering av krysstiver til innslissede plater



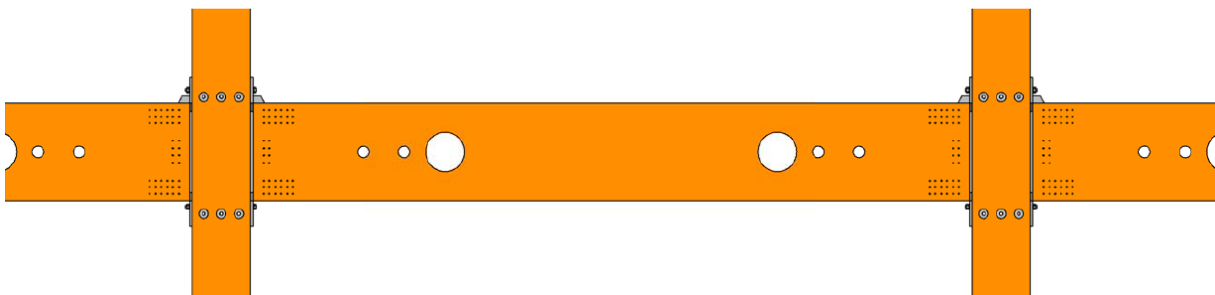
5.48 Illustrasjon av knutepunkt med påmonterte krysstivere i underkant

5.6 Utforming av bjelke

For denne forbindelsen er det nødvendig å benytte en bjelkehøyde på 1000 mm i endene. For å utnytte ekstra høyde på undersiden av bjelken kan man velge å lage hull for gjennomføring av rør. En fordel ved en høy bjelke er at denne fortsatt vil ha god kapasitet ved store hull, for eksempel til gjennomføring av ventilasjonsrør. Bjelken kan også ha innsnitt på midten for å øke fri høyde under bjelke. Eksempler er vist i figur 5.49-5.51.



5.49 Bjelke uten modifikasjoner



5.50 Bjelke med hull til gjennomføring av rør



5.51 Bjelke med innsnitt på midten

5.7 Transport

Transport av elementer kan skje ved bil, jernbane eller båt. Den mest vanlige transportmetoden er imidlertid bil, og det er transport med bil som blir omhandlet i dette avsnittet.

5.7.1 Generelle krav

For vogntog er største tillatte total lengde 19,50 meter, største tillatte bredde 2,55 meter og største tillatte høyde 4 meter. Største tillatte totalvekt er 50 tonn dersom akselavstand fra fremste til bakerste aksel er minst 15,41 meter som gitt i totalvekttabell i Veglisten til Statens

vegvesen [35]. Dersom det er behov for transport som krever større lengder og bredder, kan det søkes dispensasjon for dette med eller uten tidsbegrensning etter forskrift om bruk av kjøretøy § 5-6 [36].

5.7.2 Planlegging av lasting

For å sikre effektiv montasje og god sikkerhet under transport, bør lassene planlegges godt. To forhold er spesielt viktige ved denne planleggingen:

- Ved å sikre at elementene kan heises rett på plass uten behov for mellomlagring bør elementene lastes i motsatt rekkefølge av montasjerekkefølge. Da vil det elementet som først skal monteres komme øverst på lasset. Dette vil effektivisere montasjen.
- For mest mulig stabil last under kjøring, bør tyngdepunktet plasseres så lavt som mulig. Derfor bør de tyngste elementene lastes først slik at de kommer nederst.

Ettersom disse ønskene ikke alltid er forenlige må det brukes skjønn og prioriteres. Det er også viktig at elementene sikres mot transportkader. Det må brukes strø på riktige opplagringspunkter. Utstikkende deler, som knutepunkt, må beskyttes tilstrekkelig [37].

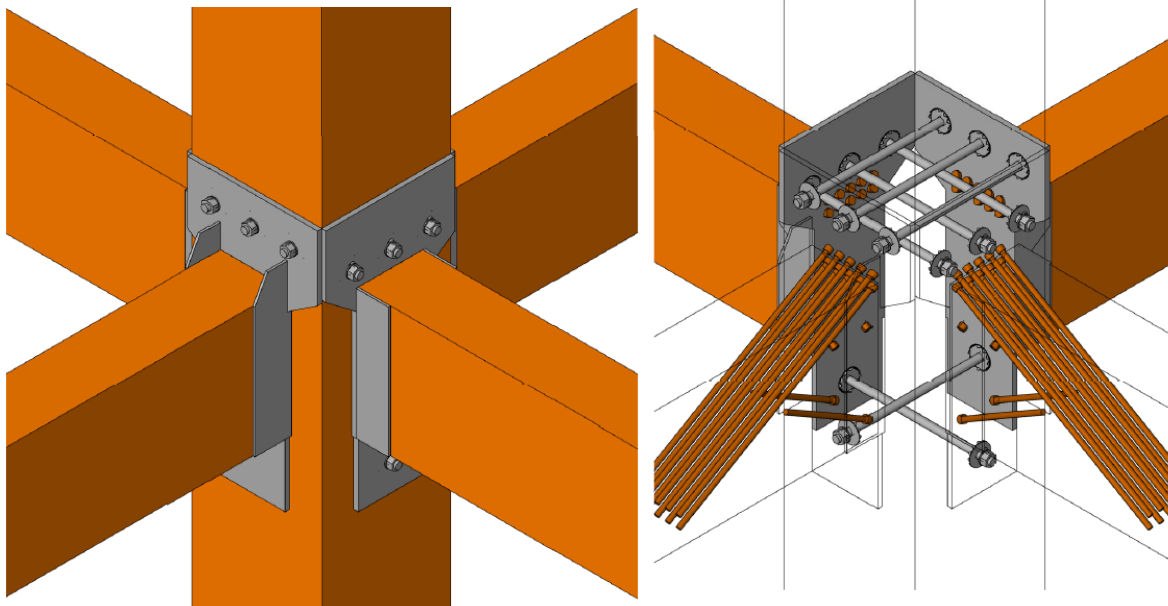
5.7.3 Vurderinger

Limtre er lett i forhold til andre materialer. Vekt er derfor ikke et stort problem ved transport. Lengde av transporten kan være et problem ved transport av søyler til høye bygg. I eksempelbygget i denne rapporten blir det forutsatt kontinuerlige søyler av limtre. Dermed begrenses høyden av bygget av transporten. Det er flere muligheter for å omgå dette problemet:

- Søke dispensasjon for lengre laster
- Benytte annet materiale i søyler
- Benytte momentstive knutepunkt for sammenkobling av søyler

5.8 Alternativ utforming med lange aksialbærende treskruer

Lange aksialbærende treskruer er en alternativ metode for å feste endeplaten til bjelken. Denne utformingen er vist i figur 5.52.



5.52 Forbindelse med lange aksialbærende treskruer

Dette er en festemetode som fortsatt er under utvikling, og det foregår per dags dato undersøkelser av denne metoden på NTNU blant annet ved ”*Lange aksialbærende treskruer*” [38]. Metoden har vist seg å ha gode stivhetsegenskaper og god kapasitet [38]. En forbindelse med denne metoden vil innebære at det tas hull i endeplaten for å skru inn treskruene i bjelkens ende. Etersom denne metoden fortsatt er under utvikling, blir det ikke presentert noen eksempler på utforming av en slik forbindelse utover illustrasjonen i figur 5.52.

6. Kapasitetsberegning i henhold til Eurokode

6.1 Dimensjonerende skjærkapasitet og momentkapasitet

Kapasiteten av forbindelsen beregnes som den laveste kapasiteten av alle komponentene som forbindelsen består av. Disse kapasitetene er her beregnet med Eurokode 3 og 5 [39] [29] som grunnlag. Beregningsgang er beskrevet i de aktuelle vedleggene. Det er kun utført beregninger av forbindelsen med utstikkende avstivere på overkant av endeplate. Det er når platen er plassert på denne måten at den får lavest kapasitet ettersom boltene i strekk er plassert nærmest kanten av endeplaten. Dimensjonerende kapasiteter for hver komponent er presentert i tabell 9. De aktuelle komponentene er:

- *Søyle*
Momentkapasiteten til søylen er kun dimensjonerende for usymmetriske laster. Dette gjelder vind og der momentkreftene fra de forskjellige bjelkene er forskjellig. Yttersøylene i bygget er mest utsatte for usymmetriske laster. Dimensjonerende kapasiteter til søylen er beregnet i vedlegg 4. Søylen trykkkapasitet vinkelrett på fiberretning er beregnet i vedlegg 9.
- *Bjelke*
Dette er kapasiteten til det rene tverrsnittet av limtrebjelken. Dimensjonerende kapasiteter til bjelken er beregnet i vedlegg 3.
- *Endeplate*
Kapasiteter basert på brudd i flytelinjer i platen må sjekkes. Disse beregnes med utgangspunkt i belastning på boltene. Dimensjonerende kapasitet for dette tilfellet er vist i vedlegg 5 og 8. Kontakt mellom stålkomponenter og og tre blir sjekket. Utrekning for dette er vist i vedlegg 9.
- *Innslissede stålplater*
De innslissede stålplatene må sjekkes for aktuelle bruddformer. Her er det beregnet kapasiteter for platenes tverrsnitt og sveiser. Dimensjonerende kapasiteter til de innslissede stålplatene er beregnet i vedlegg 11 og 12.
- *Dybler*
Dyblene kontrolleres for brudd og limtreet kontrolleres for hullkantrykk. Dimensjonerende kapasiteter til dyblene er beregnet i vedlegg 10.

Maksimal kraft i boltene bestemmes som den minste av boltens strekkapasitet, endeplatens kapasitet før det oppstår flyt og søylens trykkapasitet. Disse verdiene er vist i tabell 7 og 8.

Beskrivelse	Boltens strekkapasitet	Trykkraftkapasitet til søylen	Kapasitet til stivere (25 mm tykkelse på endeplate)
$F_{strekk,bolt} [kN]$	1221	484	435
Beregning	Vedlegg 5	Vedlegg 9	Vedlegg 7 og 8

Tabell 7 Dimensjonerende boltekraft med hensyn til boltens kapasitet, trykkraftkapasitet til søylen og kapasiteten til stivere

Endeplatens kapasitet er avhengig av platens tykkelse t_f . Kapasiteten blir beregnet for forskjellige tykkelser på platen (vedlegg 5):

$t_f [mm]$	20	25	30	35	40	45
$F_{T,1-2,Rd} [kN]$	253	396	570	777	1014	1284
$F_{T,3,Rd} [kN]$	1221	1221	1221	1221	1221	1221
$F_{T,Rd,plate} [kN]$	253	396	570	777	1014	1221

Tabell 8 Dimensjonerende boltekraft med hensyn på brudd i endeplate

I dette tilfellet benyttes $t_f = 25$ mm. Dimensjonerende strekkraft i boltene er derfor $F_{T,Rd} = 396$ kN. Kapasiteten til endeplatens underside er også tilfredsstillende for denne strekkraften, som vist i vedlegg 6.

Dimensjonerende kapasiteter for enkeltkomponentene blir dermed som følger:

	Søyle	Bjelke	Kontakt mellom stål og tre (bolter og søyle)	Innslissede stålplater	Dybler	Sveis
Skjærkapasitet	288 kN	240 kN	276 kN	5692 kN	255 kN	-
Momentkapasitet	646 kNm	896 kNm	436 kNm	716 kNm	570 kNm	2248 kNm

Tabell 9 Dimensjonerende kapasiteter for enkeltkomponenter i forbindelsen

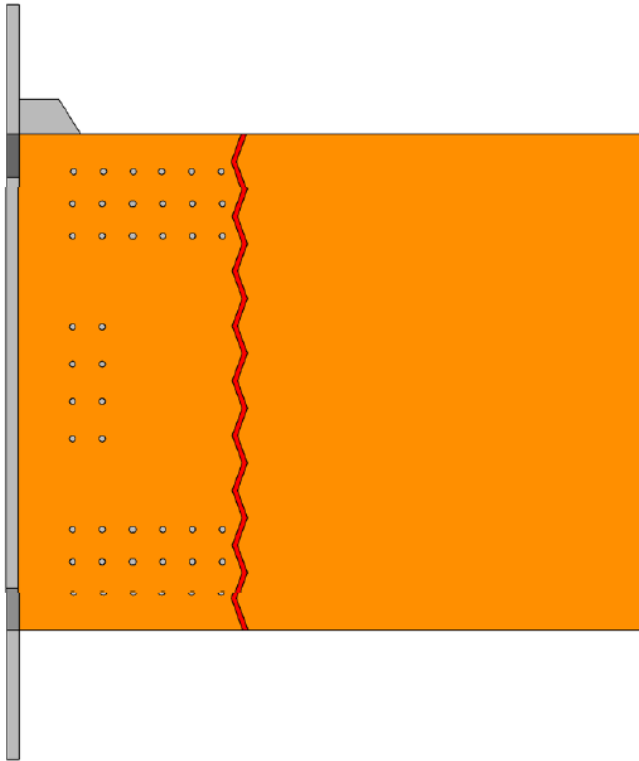
Dette medfører at dimensjonerende kapasitet for forbindelsen etter Eurokode 3 og 5 [39] [29] blir:

Dimensjonerende skjærkapasitet	240 kN
Dimensjonerende momentkapasitet	436 kNm

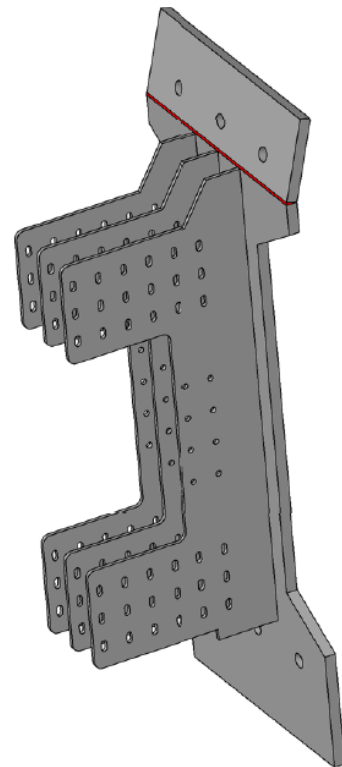
Tabell 10 Dimensjonerende kapasitet av forbindelsen etter Eurokode

6.2 Vurdering

Ut fra beregningene i henhold til Eurokode kan det gjøres forsøk på å forutsi et bruddmønster for forbindelsen. Den dimensjonerende skjærkapasiteten er 240 kN, som følger av brudd i bjelken. Den dimensjonerende momentkapasiteten er 436 kNm, som følger av brudd i endeplaten. Det er dermed rimelig å anta at skjærbrudd vil oppstå i bjelken som vist i figur 6.1, mens momentbrudd vil oppstå i endeplatens overside som vist i figur 6.2.



6.1 Skjærbrudd i bjelke



6.2 Momentbrudd i endeplate

7. Stivhetsberegning

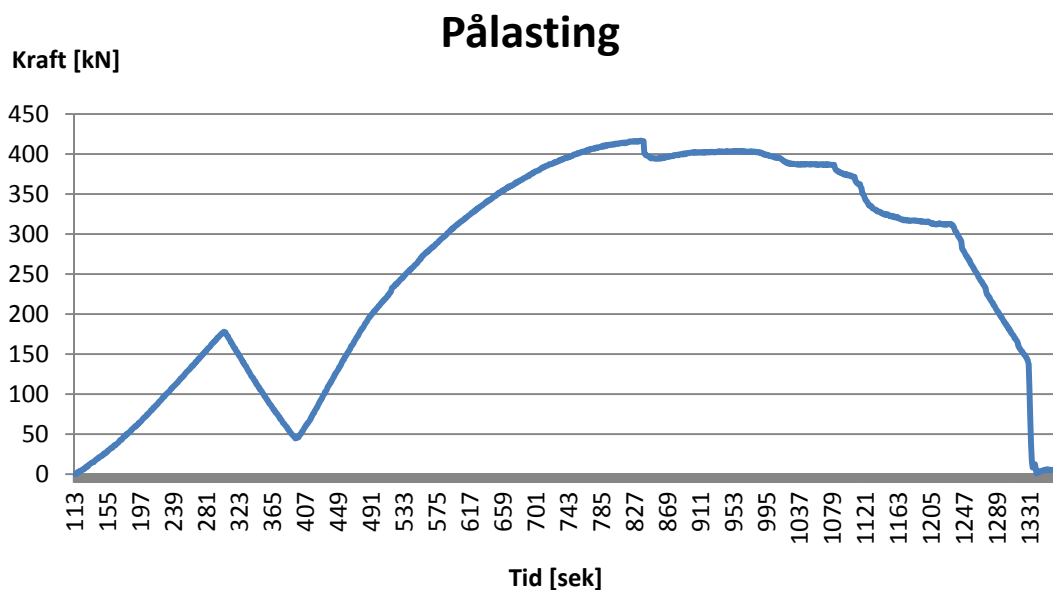
7.1 Stivhetsbidrag fra dybler

Stivheten for dyblene må beregnes for å finne total stivhet i forbindelsen. NS-EN 1995-1-1 [29] gir en metode for dette. I dette avsnittet blir metoden i NS-EN 1995-1-1 [29] benyttet for å finne stivheten i en dybelforbindelse med dybler belastet parallelt med fiberretning for et kjent forsøk. Den beregnede verdien vil dermed sammenlignes med et forsøk utført på en dybelforbindelse med samme karakteristikk [40] som den aktuelle, og eventuelt kalibreres for å oppnå en oppførsel som stemmer best mulig med forsøket. Denne kalibrerte verdien for stivheten vil deretter benyttes for å beregne stivheten til den aktuelle dybelforbindelsen.

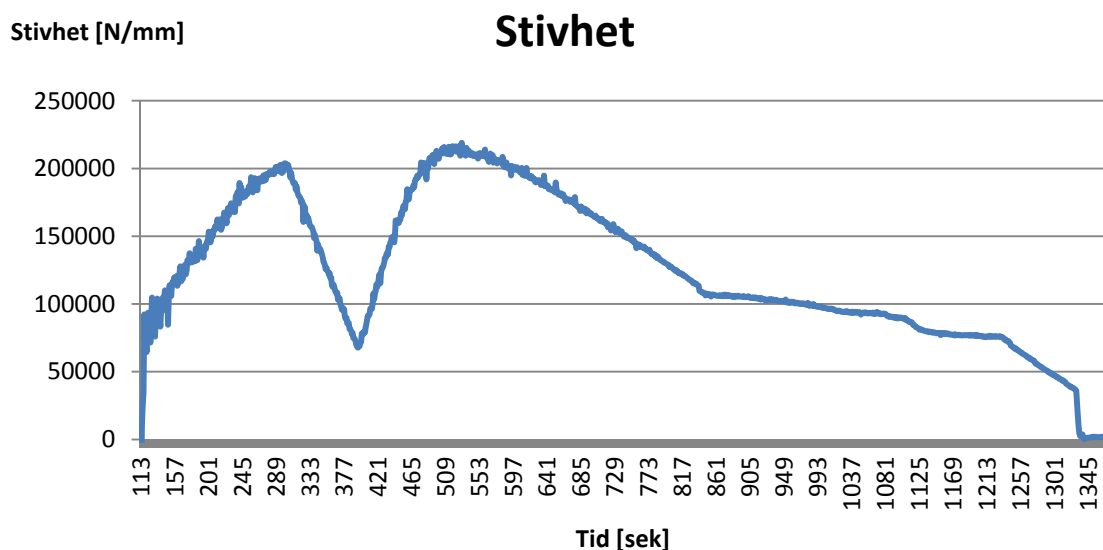
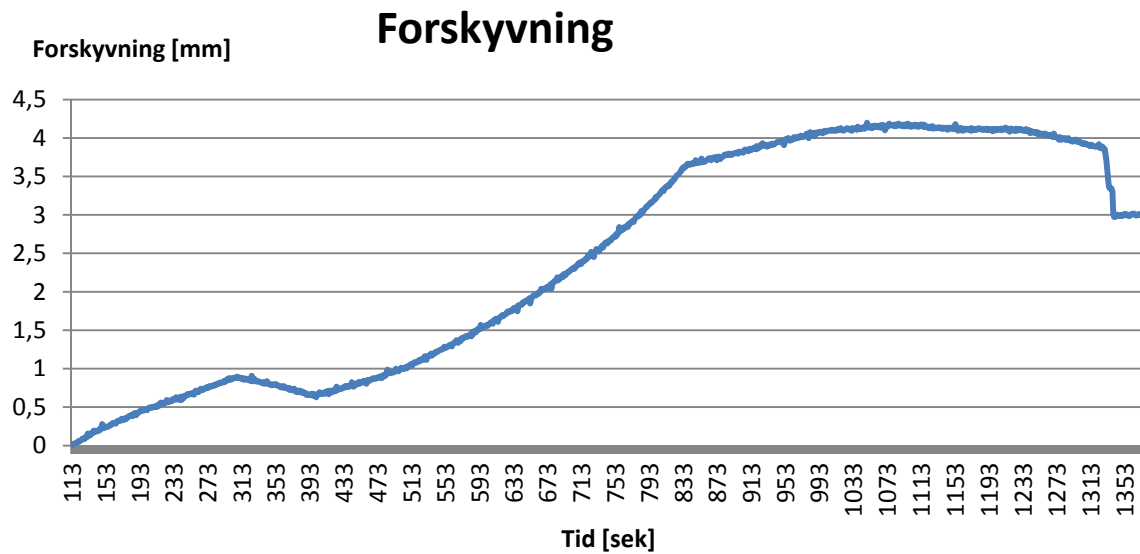
7.1.1 Strekktest

Det er benyttet data fra et strekkforsøk på en søyle festet til to innslissede stålplater med 12 dybler med diameter 12 mm i hver ende av søylen. Søylen har en lengde på 1680 mm og tverrsnitt med mål 140 x 200 mm. Søylen materialkvalitet er C30. Endeplatens dimensjoner er 615 x 200 x 8 mm, og hullene i stålplaten for dyblene er 12,5 mm. Det er skåret spor i søylen med tykkelse 9 mm for plass til de innslissede platene. I rapporten er det utført tre referansetester for å finne den relative forskyvningen til søylen i forhold til stålplatene. Det ble funnet at den gjennomsnittlige bruddlasten var 415,4 kN og den gjennomsnittlige forskyvningen ved bruddlast var 3,51 mm. Det er i det følgende tatt utgangspunkt i den ene av disse testene (*test III*) for kalibrering av stivhetstallet til en dybel med last parallelt med fiberretning i treet. Forsøket er i sin helhet beskrevet i ”*Fatigue Tests of Timber Structures with Dowel Joints*” [40].

Pålasting og relativ forskyvning i forbindelsen for *test III* er vist i figur 7.1 og 7.2, mens stivheten er vist som funksjon av tid i figur 7.3.



7.1 Pålasting i *test III* [40]



7.1.2 Håndberegning etter NS-EN 1995-1-1

Dybelforbindelsene kan beregnes ved å benytte tabell 7.1 i NS-EN 1995-1-1 [29]. Denne tabellen gir karakteristiske verdier av stivhet per skjærflate for forskjellige komponenter i en forbindelse med platemateriale mot tre. For dybler er den karakteristiske stivheten K_{ser} [N/mm] per skjærflate gitt som:

$$K_{ser} = \rho_m^{1,5} \cdot \frac{d}{23} \quad (7.1)$$

Der d er diameteren til dybelen og ρ_m er densitet for de aktuelle konstruksjonsdelene. I dette tilfellet er det en forbindelse med tre mot stål og punkt 7.1 (3) [29] gir at ρ_m for en slik forbindelse er densiteten til tredelen multiplisert med 2,0. Karakteristisk stivhet per skjærflate for dyblene i dette tilfellet blir som følger:

$$d = 12 \text{ mm}$$

$$\rho_m = 2 \cdot \rho_{g,k} = 2 \cdot 420 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 840 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$K_{ser} = \left(840 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right)^{1,5} \cdot \frac{12 \text{ mm}}{23} = 12702 \text{ N/mm}$$

For denne forbindelsen er det totalt 2 innslissede stålplater som gir totalt 4 skjærflater. Total stivhet per dybel blir dermed:

$$K_{ser,per\ dybel} = 4 \cdot 12702 \text{ N/mm} = 50808 \text{ N/mm}$$

Det er totalt 12 dybler.

For øvre og nedre dybelgruppe blir total stivhet fra dyblene per dybelgruppe

$$K_{ser,tot} = n \cdot K_{ser,per\ dybel} = 12 \cdot 50808 \text{ N/mm} = 609696 \text{ N/mm}$$

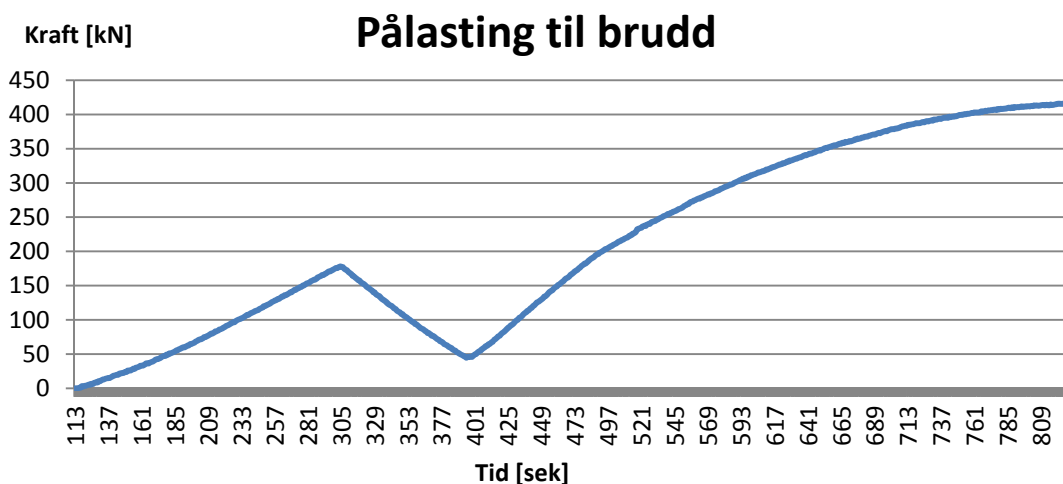
Punkt 2.2.2 (2) i NS-EN 1995-1-1 [29] gir at

$$K_u = \frac{2}{3} \cdot K_{ser} \quad (7.2)$$

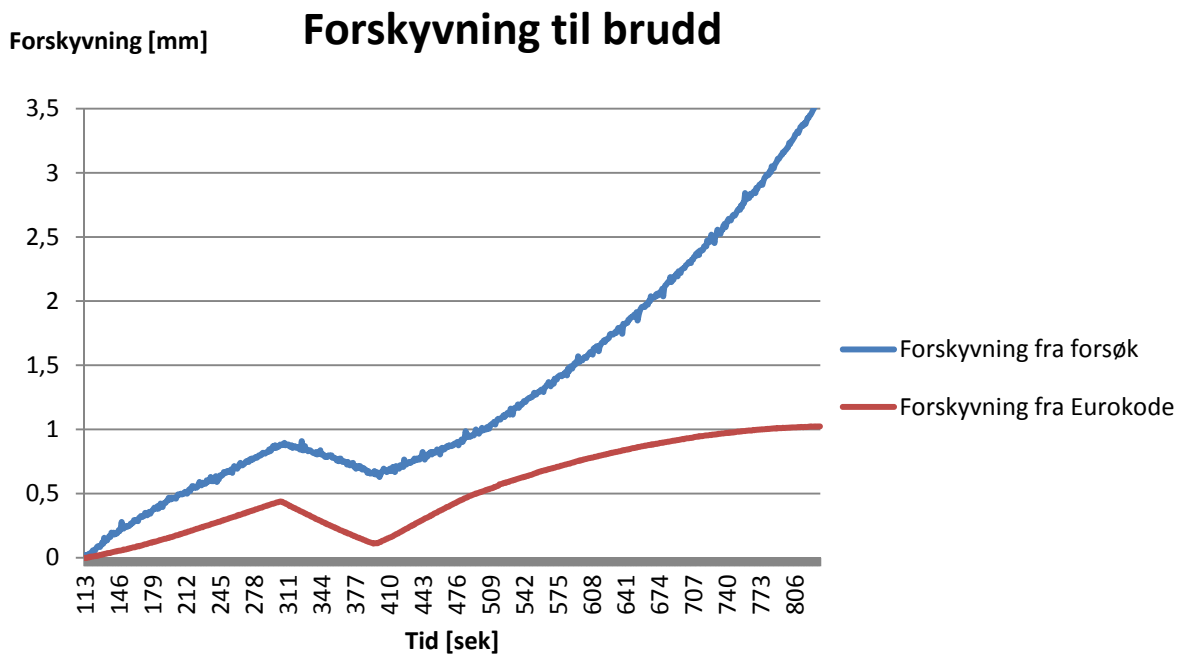
⇒

$$K_u = \frac{2}{3} \cdot 609696 \text{ N/mm}^2 = 406464 \text{ N/mm}^2$$

Denne stivheten gjelder kun for det elastiske området. Ved å sammenligne forskyvningen ved denne stivheten mot den reelle forskyvningen fra forsøket opp til brudd, vist i figur 7.4 og 7.5, kan det sees at disse ikke passer godt overens.



7.4 Pålasting til brudd i test111 [40]



7.5 Forskyvning til brudd fra *test111* [40] og beregninger i henhold til NS-EN 1995-1-1 [29]

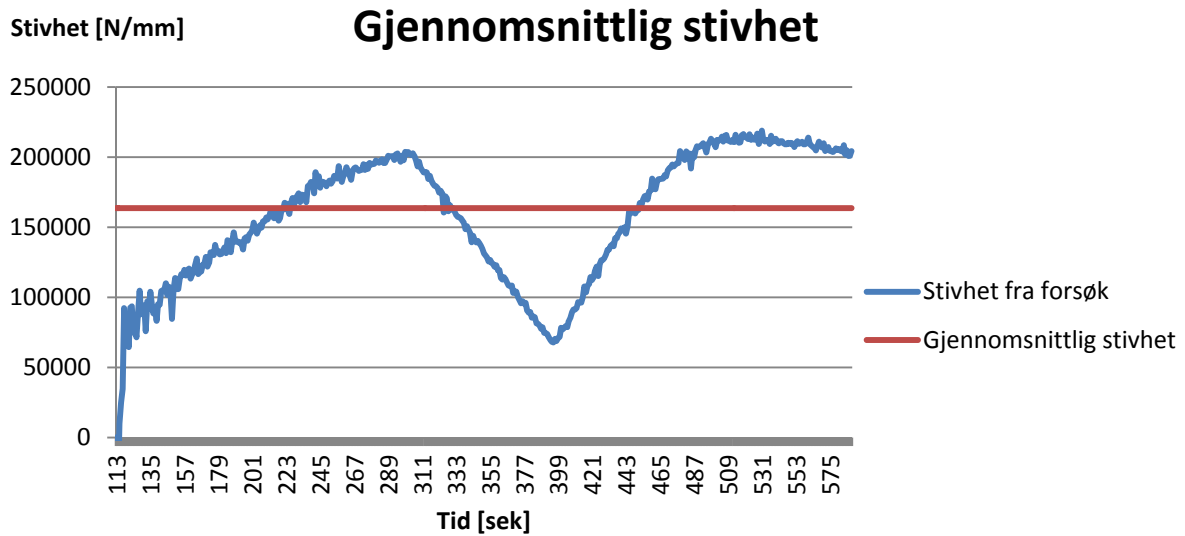
7.1.3 Kalibrering

Vi ser av dette at stivheten K_u må kalibreres mot forsøket. Dette gjøres ved å multiplisere stivheten vi har funnet med en faktor α :

$$\alpha \cdot K_u = K_{\text{forsøk}} \quad (7.3)$$

Dette vil gi en konstant fjærstivhet, og vil bare være en tilnærming til eksakt oppførsel. En fordel ved dette vil være at man får en forenklet beregning, og at fjærstivheten enkelt kan implementeres i beregninger som en fjærkomponent. Bakdelen ved dette er at man ikke kan oppnå den eksakte ikkelineære deformasjonen man får i testen.

En god tilnærming til eksakt deformasjon kan finnes ved å benytte den gjennomsnittlige stivheten $K_{\text{forsøk}}$ til forsøket. Denne gjennomsnittlige verdien tas for den mest elastiske delen av forsøket. Fra den informasjonen man har i figur 7.4 og 7.5 kan det antas at dette er opp til 275 kN pålasting. Det gir en gjennomsnittlig stivhet på 163638 N/mm som vist i figur 7.6.



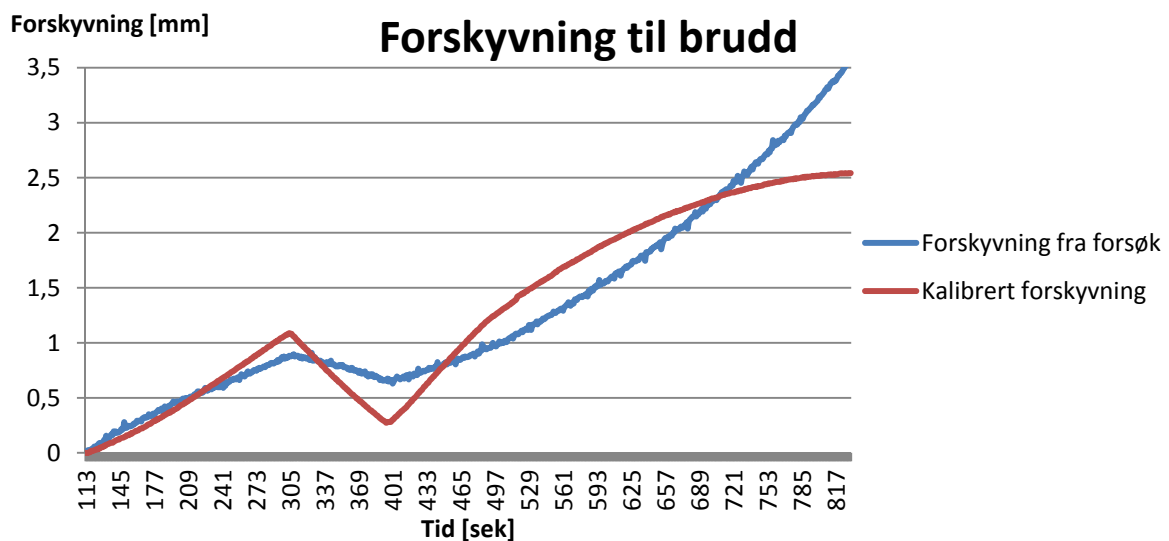
7.6 Gjennomsnittlig stivhet i elastisk område i *test111* [40]

Dette gir følgende verdi for α :

$$\alpha = \frac{K_{\text{forsøk}}}{K_u} = \frac{163638 \frac{\text{N}}{\text{mm}}}{406464 \frac{\text{N}}{\text{mm}}} = 0,40$$

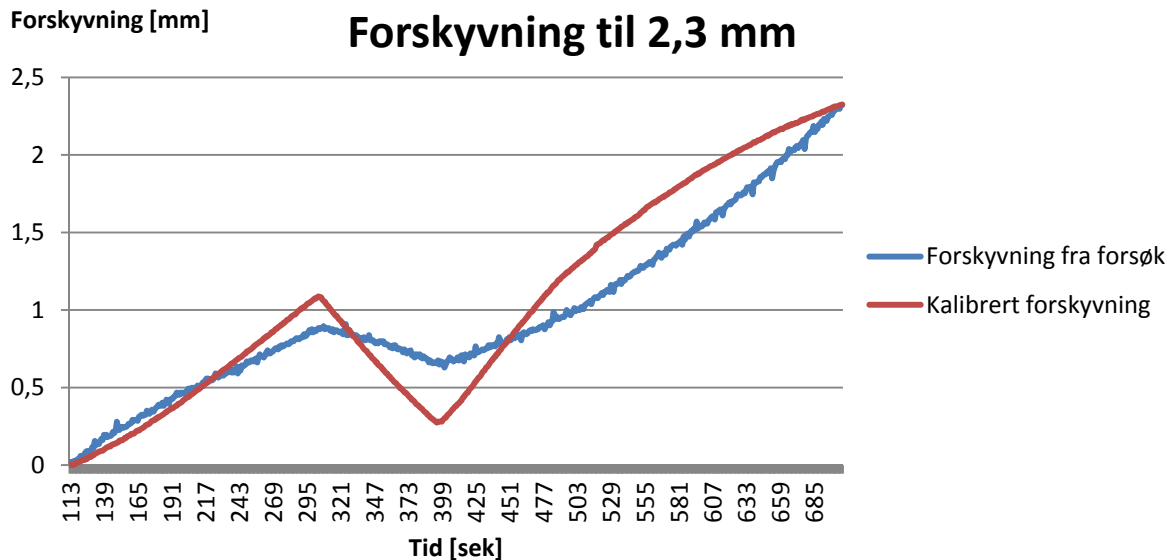
Dette viser at forsøket gir en elastisk stivhet som er mindre enn halvparten av den som blir beregnet med metoden vist i NS-EN 1995-1-1 [29]. Dette er en stor forskjell, og viser at metoden i NS-EN 1995-1-1 [29] kanskje burde undersøkes nærmere for dybelforbindelser med kraft parallelt med fiberretning.

Figur 7.7 viser en sammenligning av forskyvning fra forsøket og forskyvning ved å benytte den kalibrerte stivheten ved håndberegning, $K = 163638 \text{ N/mm}^2$.

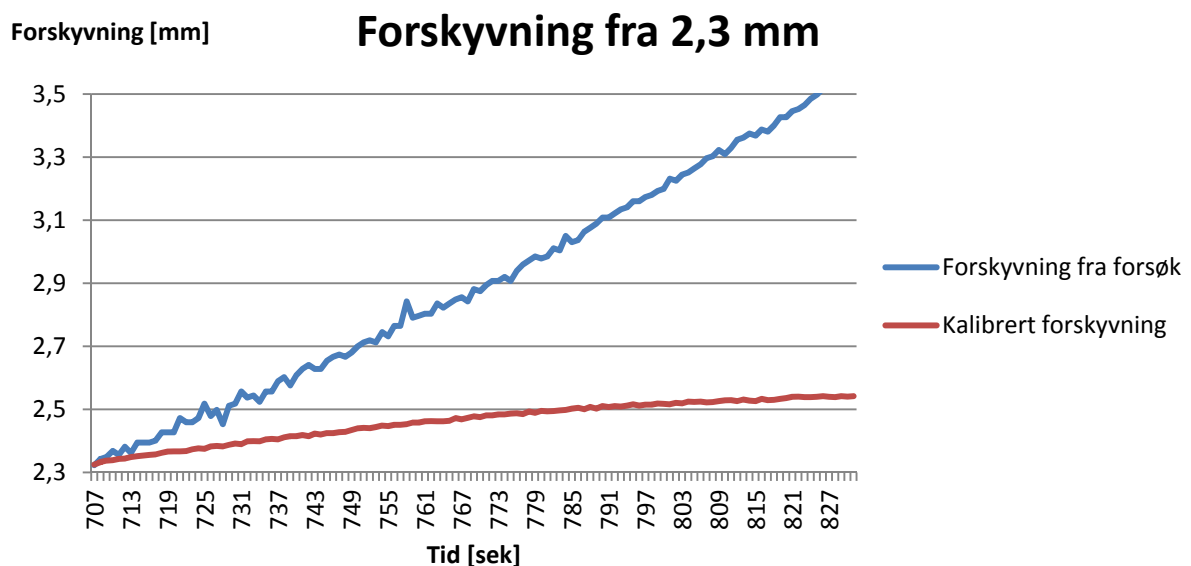


7.7 Forskyvning i *test111* [40] og fra beregning med den kalibrerte stivheten $\alpha \cdot K_u$

I dette tilfellet er det oppførselen i det elastiske området før brudd som er interessant. Denne forskyvningskurven stemmer godt for forskyvninger opp til 2,3 mm, men dårligere ved høyere forskyvninger. Dette er vist i figur 7.8 og 7.9. Dette virker derfor som en god tilnærming.



7.8 Forskyvninger opp til 2.3 mm



7.9 Forskyvninger over 2,3 mm

7.1.4 Stivhet i dybelforbindelse i aktuell forbindelse

For å finne fjærstivheten i den aktuelle forbindelsen benyttes samme fremgangsmåte etter NS-EN 1995-1-1 [29]. Denne stivheten multipliseres så med kalibreringskonstanten α for å oppnå en kalibrert stivhet. For dybelgruppen i vår modell tas det utgangspunkt i hver enkelt dybel. Dyblene har diameter 12 mm og det benyttes limtre med kvalitet GL 32c.

$$d = 12 \text{ mm}$$

$$\rho_m = 2 \cdot \rho_{g,k} = 2 \cdot 410 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 820 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$K_{ser} = \left(820 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right)^{1,5} \cdot \frac{12 \text{ mm}}{23} = 12251 \text{ N/mm}$$

For denne forbindelsen er det totalt 3 innslissede stålplater som gir totalt 6 skjærflater. Total stivhet per dybel blir dermed:

$$K_{ser, per dybel} = 6 \cdot 12251 \text{ N/mm} = 73506 \text{ N/mm}$$

Formel 7.2 gir:

$$K_u = \frac{2}{3} \cdot 73506 \text{ N/mm} = 49004 \text{ N/mm}$$

Den kalibrerte stivheten, K , finnes ved å benytte optimaliseringstallet, α , som ble bestemt fra strekktesten. Formel 7.3 gir:

$$K = \alpha \cdot K_u = 0,4 \cdot 49004 \text{ N/mm} = 19602 \text{ N/mm}$$

7.2 Rotasjonsstivhet

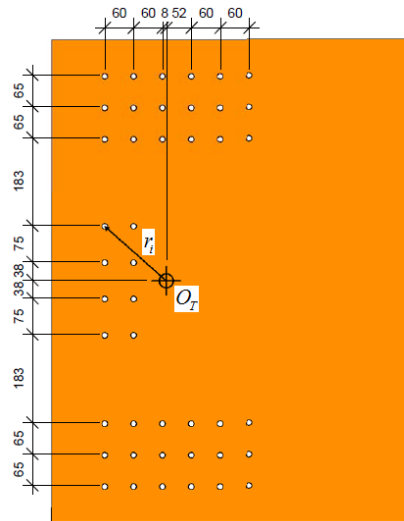
For å beregne rotasjonsstivheten til dybelforbindelsen, må først tyngdepunktet til alle dyblene finnes. Dybelforbindelsen er symmetrisk om den ene aksene og har derfor tyngdepunktet i midten. Tyngdepunktet om den andre aksene er derfor det eneste som må bestemmes.

$$\begin{aligned} x_c &= \frac{A_{dybel} \cdot \sum_{i=1}^n x_i}{A_{dybel} \cdot n} \\ &= \frac{113 \text{ mm} \cdot (10 \cdot 0 \text{ mm} + 10 \cdot 60 \text{ mm} + 6 \cdot 120 \text{ mm} + 6 \cdot 180 \text{ mm} + 6 \cdot 240 \text{ mm} + 6 \cdot 300 \text{ mm})}{113 \text{ mm} \cdot 44} \\ &= 128 \text{ mm} \end{aligned}$$

Som vist i formel 5.1 i kapittel 5.1.1 er:

$$M_{Ed} = \sum_{i=1}^n F_i \cdot r_i = k \cdot \sum_{i=1}^n r_i^2 \cdot \theta = k \cdot I_p \cdot \theta = k_\theta \cdot \theta \quad (5.1)$$

I_p kan bestemmes ved hjelp av informasjonen som er gitt i figur 7.10. I dette tilfellet er I_p :



7.10 Illustrasjon for beregning av I_p

r^2 [mm ²]	-128	-68	-8	52	112	172	x-avstand [mm]
425	197009	185249	180689	183329	193169	210209	
360	145984	134224	129664	132304	142144	159184	
295	103409	91649	87089	89729	99569	116609	
112,5	29040,25	17280,25	0	0	0	0	
37,5	17790,25	6030,25	0	0	0	0	
-37,5	17790,25	6030,25	0	0	0	0	
-112,5	29040,25	17280,25	0	0	0	0	
-295	103409	91649	87089	89729	99569	116609	
-360	145984	134224	129664	132304	142144	159184	
-425	197009	185249	180689	183329	193169	210209	
z-avstand [mm]							

$\sum r_i^2$ [mm ²]
5302706

Tabell 11 Bidrag til I_p

Dette gir

$$I_p = 5302706 \text{ mm}^2$$

Total rotasjonsstivhet for dybelgruppen blir dermed:

$$k_{\theta, \text{dybel}} = K \cdot I_p = 19602 \frac{\text{N}}{\text{mm}} \cdot 5302706 \text{ mm}^2 = 1,04 \cdot 10^{11} \frac{\text{Nmm}}{\text{rad}}$$

Man kan se av tabell 11 at det hovedsakelig er øvre og nedre dybelgruppene som bidrar til stivheten. Dermed vil det være rimelig å anta at forsøket med dybler belastet parallelt med fiberretning kan benyttes for å beregne rotasjonsstivhet for denne dybelforbindelsen.

7.3 Rotasjonsstivhet til bruddlast

Rotasjonsstivheten til forbindelsen beregnes for et tilfelle der 145 kN påføres vertikalt på bjelkeenden 3 meter fra forbindelsen, som gir et moment i forbindelsen på 436 kNm. Dette er den beregnede bruddlasten fra kapittel 6. Rotasjonsstivheten er veldig komplisert å beregne, og vil i dette tilfellet beregnes for å ha et grunnlag for sammenligning med FEA-resultater.

Forbindelsen betraktes i to omganger. Først for endeplaten alene, så for dyblene. Endeplaten betraktes som tre fjærer som vist i figur 7.11. Formlene som benyttes er utledet i vedlegg 15.

7.3.1 Fjær 1

$$\Delta_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_{bolt} = F \cdot 2,96 \cdot 10^{-6} \text{ mm/N}$$

$$= 145000 \text{ N} \cdot 2,96 \cdot 10^{-6} \text{ mm/N} = 0,43 \text{ mm}$$

$$\Delta_t = \varepsilon_{tre} \cdot 300 \text{ mm} = 0,00376 \cdot 300 \text{ mm} = 1,13 \text{ mm}$$

$$h_{c,t} = \frac{\Delta_t}{(\Delta_s + \Delta_t)} \cdot 1390 \text{ mm}$$

$$= \frac{1,13 \text{ mm}}{(0,29 \text{ mm} + 1,13 \text{ mm})} \cdot 1390 \text{ mm} = 1106 \text{ mm}$$

$$\theta_1 = \frac{\Delta_t}{h_{c,t}} = \frac{1,13 \text{ mm}}{1106 \text{ mm}} = 1,02 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

7.3.2 Fjær 2

$$\theta_2 = M \cdot 5,43 \cdot 10^{-13} \text{ rad/Nmm} = 436 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \cdot 5,43 \cdot 10^{-13} \text{ rad/Nmm} = 2,37 \cdot 10^{-4} \text{ rad}$$

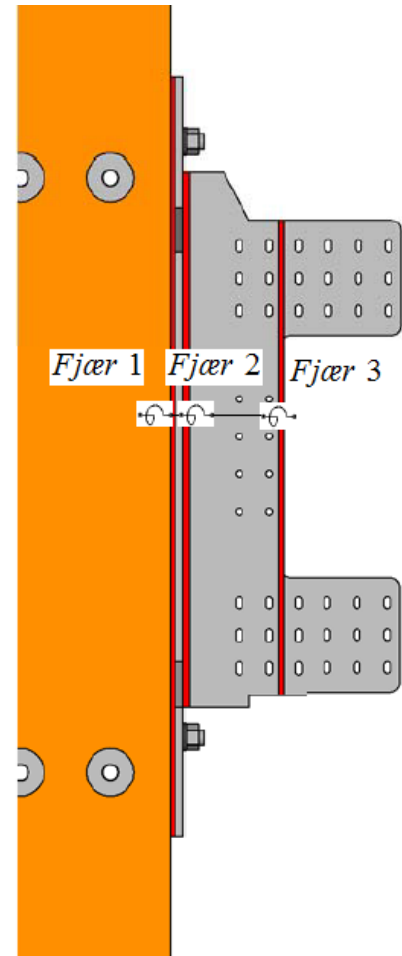
7.3.3 Fjær 3

$$N_{\text{per dybel}} = \left(\frac{M + V \cdot e}{z} \right) / n_{\text{gruppe}} = \left(\frac{436 \cdot 10^6 \text{ Nmm} + 145000 \text{ N} \cdot 140 \text{ mm}}{720 \text{ mm}} \right) / 18 = 35208 \text{ N}$$

$$N_{\text{maks}} = N_{\text{per dybel}} \cdot n_{\text{utstikk}} = 35208 \text{ N} \cdot 12 = 422500 \text{ N}$$

$$\Delta_x = N_{\text{maks}} \cdot 9,20 \cdot 10^{-8} \text{ mm/N} = 422500 \text{ N} \cdot 9,20 \cdot 10^{-8} \text{ mm/N} = 0,04 \text{ mm}$$

$$\theta_3 = N_{\text{maks}} \cdot 2,56 \cdot 10^{-10} \text{ rad/N} = 422500 \text{ N} \cdot 2,56 \cdot 10^{-10} \text{ rad/N} = 1,08 \cdot 10^{-4} \text{ rad}$$



7.11 Rotasjonsfjærer i forbindelsen

7.3.4 Total stivhet av endeplate

$$\theta_{\text{endeplate}} = \theta_1 + \theta_2 + \theta_3 = (10,20 + 2,37 + 1,08) \cdot 10^{-4} \text{ rad} = 1,37 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

$$k_{\theta, \text{endeplate}} = \frac{M}{\theta_{\text{endeplate}}} = \frac{436 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{1,37 \cdot 10^{-3} \text{ rad}} = 3,18 \cdot 10^{11} \text{ Nmm/rad}$$

Total rotasjonsstivhet for hele forbindelsen ved håndberegning blir dermed:

$$\theta_{\text{tot}} = \theta_{\text{dybel}} + \theta_{\text{endeplate}}$$

$$\theta = \frac{M}{k_{\theta}}$$

$$\Rightarrow \frac{M}{k_{\theta, \text{tot}}} = \frac{M}{k_{\theta, \text{dybel}}} + \frac{M}{k_{\theta, \text{endeplate}}}$$

$$\Rightarrow \frac{1}{k_{\theta, \text{tot}}} = \frac{k_{\theta, \text{endeplate}} \cdot 1}{k_{\theta, \text{dybel}} \cdot k_{\theta, \text{endeplate}}} + \frac{k_{\theta, \text{dybel}} \cdot 1}{k_{\theta, \text{dybel}} \cdot k_{\theta, \text{endeplate}}} = \frac{k_{\theta, \text{dybel}} + k_{\theta, \text{endeplate}}}{k_{\theta, \text{dybel}} \cdot k_{\theta, \text{endeplate}}}$$

$$\Rightarrow k_{\theta, \text{tot}} = \frac{k_{\theta, \text{dybel}} \cdot k_{\theta, \text{endeplate}}}{k_{\theta, \text{dybel}} + k_{\theta, \text{endeplate}}} = \frac{1,04 \cdot 10^{11} \text{ Nmm/rad} \cdot 3,18 \cdot 10^{11} \text{ Nmm/rad}}{1,04 \cdot 10^{11} \text{ Nmm/rad} + 3,18 \cdot 10^{11} \text{ Nmm/rad}} = 7,84 \cdot 10^{10} \text{ Nmm/rad}$$

7.4 Skjærstivhet

7.4.1 Dybelforbindelse

Stivheter per dybel er beregnet i kapittel 7.1. Disse stivhetene er beregnet for dybler med lastvirkning parallelt med fiberretning i treet. Disse dyblene har imidlertid lastvirkning vinkelrett på fiberretning. Denne stivheten er dermed ikke optimal, men benyttes her som en tilnærming. Den midtre dybelgruppen som består av 8 dybler og total karakteristisk stivhet for denne dybelgruppen blir:

$$k_{\Delta, a} = n \cdot k_{\text{dybel}} = 8 \cdot 19602 \text{ N/mm} = 156816 \text{ N/mm}$$

7.4.2 Bolteforbindelse

Tabell 7.1 i NS-EN 1995-1-1 [29] gir følgende karakteristisk stivhet per skjærflate per bolt:

$$d = 30 \text{ mm}$$

$$\rho_m = 2 \cdot \rho_{g, k} = 2 \cdot 410 \text{ kg/m}^3 = 820 \text{ kg/m}^3$$

$$k_{\Delta, \text{per bolt}, k} = \rho_m^{1,5} \cdot \frac{d}{23} = \left(820 \text{ kg/m}^3\right)^{1,5} \cdot \frac{30 \text{ mm}}{23} = 30628 \text{ N/mm}$$

Det er seks bolter med en skjærflate per bolt i denne forbindelsen. Dette gir total karakteristisk skjærstivhet fra boltene som følger:

$$k_{\Delta, \text{bolt}, k} = n \cdot k_{\Delta, \text{per bolt}, k} = 8 \cdot 30628 \text{ N/mm} = 245024 \text{ N/mm}$$

$$k_{\Delta, b} = k_{\Delta, \text{bolt}, k} \cdot \frac{2}{3} = 245024 \text{ N/mm} \cdot \frac{2}{3} = 163349 \text{ N/mm}$$

7.4.3 Bulldogforbindelse

Tabell 7.1 i NS-EN 1995-1-1 [29] gir følgende karakteristisk stivhet per skjærflate per bulldog (C7):

$$d_c = 95 \text{ mm}$$

$$\rho_m = 2 \cdot \rho_{g, k} = 2 \cdot 410 \text{ kg/m}^3 = 820 \text{ kg/m}^3$$

$$k_{\Delta, \text{per bulldog}, k} = 1,5 \cdot \rho_m \cdot \frac{d_c}{4} = 1,5 \cdot 820 \text{ kg/m}^3 \cdot \frac{95 \text{ mm}}{4} = 29213 \text{ N/mm}$$

Det er seks bolter med en skjærflate per bulldog i denne forbindelsen. Dette gir total karakteristisk skjærstivhet fra bulldogene som følger:

$$k_{\Delta, \text{bulldog}, k} = n \cdot k_{\Delta, \text{per bulldog}, k} = 8 \cdot 29213 \text{ N/mm} = 233700 \text{ N/mm}$$

$$k_{\Delta, c} = k_{\Delta, \text{bulldog}, k} \cdot \frac{2}{3} = 233700 \text{ N/mm} \cdot \frac{2}{3} = 155800 \text{ N/mm}$$

7.4.4 Samlet

Boltene og bulldogene virker sammen og kan derfor betraktes som parallelkoblede fjærer. Stivhetene til to parallelkoblede fjærer finnes som

$$k_{\Delta, b+c} = k_{\Delta, b} + k_{\Delta, c} = 163349 \text{ N/mm} + 155800 \text{ N/mm} = 319149 \text{ N/mm}$$

Total karakteristisk skjærstivhet for hele forbindelsen beregnes ved hjelp av følgende formel:

$$\Delta_{tot} = \Delta_a + \Delta_{b+c}$$

$$\Delta = \frac{M}{k_{\Delta}}$$

$$\Rightarrow \frac{M}{k_{\Delta, tot}} = \frac{M}{k_{\Delta, a}} + \frac{M}{k_{\Delta, b+c}}$$

$$\Rightarrow \frac{1}{k_{\Delta, tot}} = \frac{k_{\Delta, b+c} \cdot 1}{k_{\Delta, a} \cdot k_{\Delta, b+c}} + \frac{k_{\Delta, a} \cdot 1}{k_{\Delta, a} \cdot k_{\Delta, b+c}} = \frac{k_{\Delta, a} + k_{\Delta, b+c}}{k_{\Delta, a} \cdot k_{\Delta, b+c}}$$

$$\Rightarrow k_{\Delta, tot} = \frac{k_{\Delta, a} \cdot k_{\Delta, b+c}}{k_{\Delta, a} + k_{\Delta, b+c}}$$

Dette gir følgende total karakteristisk skjærstivhet for forbindelsen ved håndberegning:

$$k_{\Delta, tot} = \frac{k_{\Delta, a} \cdot k_{\Delta, b+c}}{k_{\Delta, a} + k_{\Delta, b+c}} = \frac{156816 \frac{\text{N}}{\text{mm}} \cdot 319149 \frac{\text{N}}{\text{mm}}}{156816 \frac{\text{N}}{\text{mm}} + 319149 \frac{\text{N}}{\text{mm}}} = 105150 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

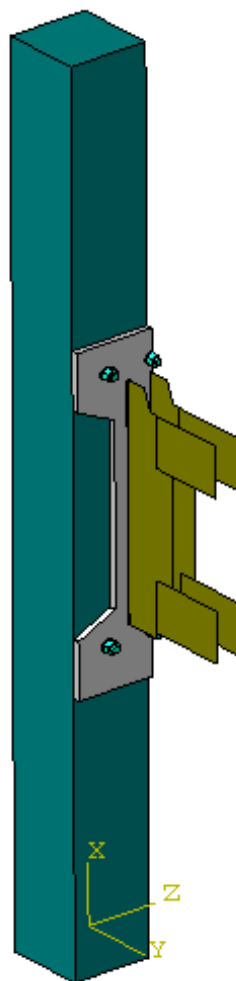
8. FEA

Som beskrevet i kapittel 2 er det Abaqus/CAE 6.9-2 som blir benyttet for numeriske beregninger. Den aktuelle modellen er veldig kompleks, og fokus vil derfor være å redusere analysetiden og fortsatt få tilfredsstillende nøyaktighet i resultater.

Det er tatt utgangspunkt i kapasitetene og stivheten beregnet i kapittel 6 og 7 for sammenligning med FEA-resultater.

8.1 Modellering

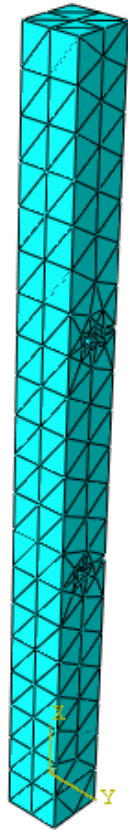
Abaqus/CAE 6.9-2 gir mulighet til å modellere forbindelsen ganske fritt før analyse. Modellering er beskrevet i dette kapitlet. Modellen er vist i figur 8.1.



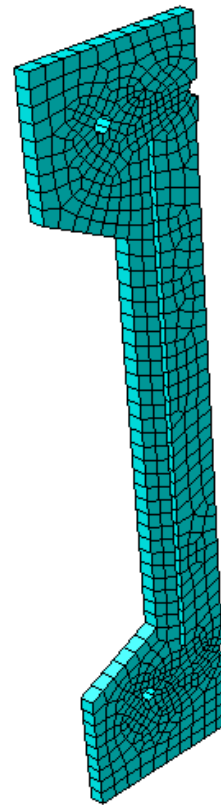
8.1 Modell

8.1.1 Deler

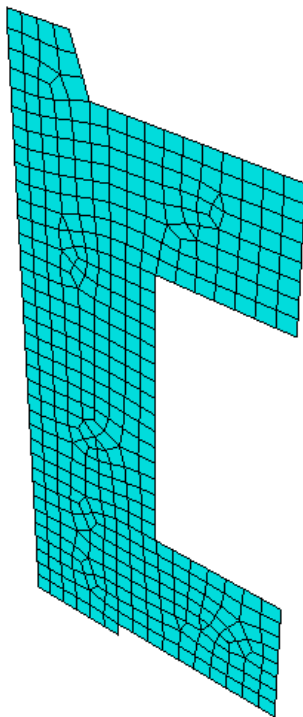
For å redusere analysetiden er symmetrien i modellen utnyttet. Deler av geometrien til modellen er laget i Revit Architecture 2010. Denne geometrien er eksportert til en SAT-fil. SAT-filer kan importeres i Abaqus/CAE 6.9-2 som geometri. Forbindelsen blir delt i fire, med symmetri i y-retning og x-retning. Modellen består av følgende deler (figur 8.2-8.5):



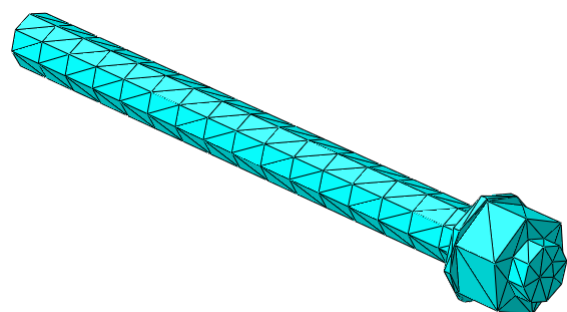
8.2 Søyle



8.3 Endeplate



8.4 Innslisset stålplate



8.5 Bolt

8.1.2 Mesh

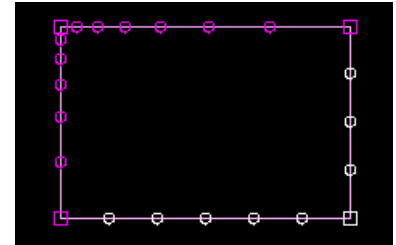
For å utføre en analyse må elementene først *seedes* og deretter *meshes*. Når man *seeder* angir man hvor mange mindre elementer en del skal bestå av som vist i figur 8.6. Seedingen i denne modellen utføres på to måter:

- *Angi global size*

Med denne metoden angir man *global size* på elementene i meshet. Abaqus/CAE 6.9-2 generer deretter et *mesh* med den angitte størrelsen.

- *Seed edge*

Med denne metoden kan man angi hvor mange noder man vil ha på en angitt linje på delen. Et *mesh* blir deretter generert med elementstørrelser som passer inn i nodene på linjen.



8.6 Seeding av en rektangelformet del [41]

Når Abaqus/CAE 6.9-2 generer et *mesh*, gjøres dette med utgangspunkt i de innstillingene som er angitt i *mesh control*. Her angis hvilken elementtype som skal benyttes, og hvilken *meshing*-algoritme som skal benyttes. I denne modellen er følgende to elementtyper benyttet:

- *C3D4*

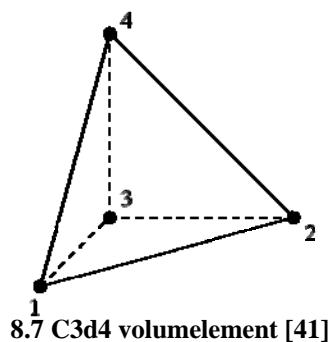
Dette er et første-ordens konstant spennings tetraheder-volumelement. Dette elementet gir ikke gode resultater for spenningsanalyser i detaljer, og bør benyttes med relativt fine mesh for nøyaktige resultater. Dette elementet benyttes i dette tilfellet i søylen for å få redusert analysetid [41]. Elementet er vist i figur 8.7.

- *C3D8R*

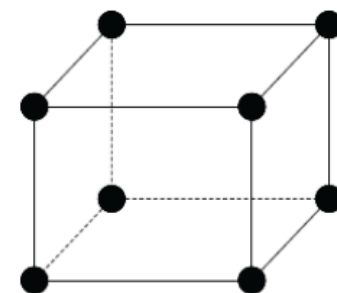
Dette er et volumelement med tre translasjonsfrihetsgrader i hvert hjørne. Totalt blir dette 24 frihetsgrader per element [41]. Elementet benytter også redusert integrasjon, som vil si at man reduserer likningen som integreres til en lavere orden. Redusert integrasjon reduserer regnekostnadene. Elementet er vist i figur 8.8.

- *S4R*

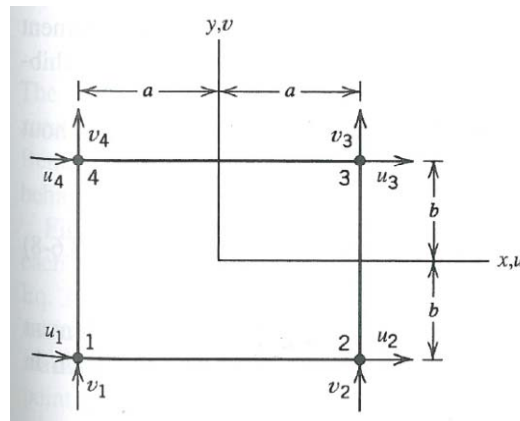
Dette er et dobbeltkurvet skallelement med redusert integrasjon. Redusert integrasjon vil si at man reduserer likningen som integreres til en lavere orden. Redusert integrasjon reduserer regnekostnadene, noe som er viktig for en dynamisk analyse [4]. Elementet er vist i figur 8.9.



8.7 C3D4 volumelement [41]



8.8 C3D8R volumelement [41]



8.9 S4R skallelement [4]

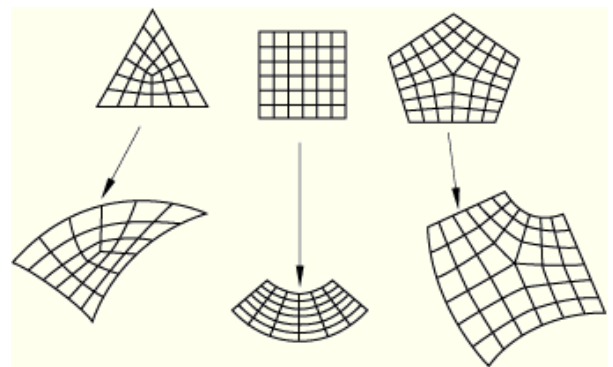
To *meshingsalgorithmer* er benyttet:

- *Strukturert*

Ved strukturert *meshingsalgorithme* benytter Abaqus/CAE muligheten for å lage et *mesh* basert på en forbestemt geometri, som for eksempel et kvadrat eller en kube, og transformerer dette over til geometrien man vil *meshe*. Man kan dermed forutsi hvordan *meshet* vil se ut [41]. Metoden er vist i figur 8.10.

- *Fri*

I motsetning til strukturert *meshing*, benyttes det ingen forbestemte geometrier ved fri *meshing*. Denne metoden gir en mye større fleksibilitet og gir mulighet til å *meshe* komplekse geometrier. Med denne metoden kan man ikke forutsi hvordan *meshet* vil se ut [41].



8.10 2D strukturert meshingsalgorithme [41]

For å redusere analysetiden, er det viktig å velge et *mesh* som er grovt nok til å unngå for tunge beregninger. Samtidig må *meshet* være fint nok til å sikre god nøyaktighet i utsatte detaljer. Dette kan gjøres ved å benytte forskjellige størrelser på elementene på de forskjellige stedene i elementet. To metoder er benyttet på de mest komplekse geometriene for å optimalisere *meshet*:

- *Mapped meshing*

Noen modeller som ser veldig komplekse ut, har faktisk overflater med relativt simple geometrier. Ved normal *meshing* kan disse geometriene få ganske dårlig kvalitet på *meshet* på disse overflatene [41]. Ved *mapped meshing* benytter Abaqus/CAE 6.9-2 muligheten til å generere gode *mesh* på disse overflatene.

- *Økt størrelse på interne elementer*

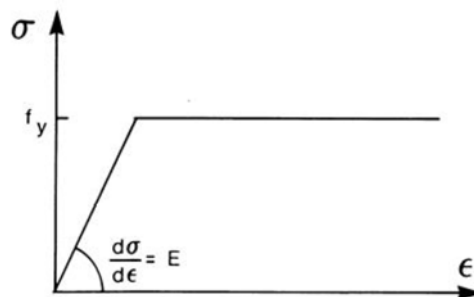
Dette gir muligheten til å øke størrelsen på de interne elementene i delen. Man kan benytte seg av mulighet for moderat vekst eller maksimal vekst på elementene [41]. Hvis man fortsatt har tilstrekkelig densitet av elementer i *meshet* for modellen, og hvis området av interesse er på *meshets* grenser, kan økt størrelse på interne elementer i *meshet* gi høyere beregningseffektivitet og dermed også redusert analysetid.

Delene er modellert med følgende spesifikasjoner (figur 8.2-8.5):

<i>Del</i>	<i>Element</i>	<i>Seed</i>	<i>Meshingsalgoritme</i>
Søyle	C3D4	Global size 200	Fri meshing Mapped meshing Økt størrelse på interne elementer med maksimal vekst
Endeplate	C3D4	Global size 30	Fri meshing Mapped meshing
Innslissede stålplate	S4R	Global size 30	Fri meshing
Bolter	C3D4	Global size 20	Fri meshing Mapped meshing

8.1.3 Materialer

Materialparameterne som blir benyttet i denne elementmodellen er beskrevet i vedlegg 2. Materialene er beskrevet med elastisk perfekt plastisk flytekriterium som vist i figur 8.11.



8.11 Elastisk perfekt plastisk flytekriterium [29]

For stålet er det benyttet isotropisk materialbeskrivelse med elastisk perfekt plastisk flytekriterium med flytespenninger som beskrevet i vedleggene.

For limtreet er det benyttet *engineering constants* for å beskrive treet anisotrope oppførsel. Dette gir mulighet for å gi Abaqus/CAE 6.9-2 materialparametre for alle tre retninger. For å beskrive spennings- og tøyningfordelingen er det benyttet elastisk perfekt plastisk flytekriterium med flytegrense som beskrevet i vedlegg 2. Dette er benyttet sammen med *potential suboption* for å gi forskjellige flytegrenser i de forskjellige retninger. *Potential suboption* gir mulighet for å beskrive flytegrenser i de forskjellige retninger som funksjon av flytegrensen ved hjelp av Hill's potensialfunksjon. Hill's potensialfunksjon er en utvidelse av Misesfunksjonen og benytter følgende formel (formel 8.1) [41]:

$$f(\sigma) = \sqrt{F(\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + G(\sigma_{33} - \sigma_{11})^2 - H(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + 2L\sigma_{23}^2 + 2M\sigma_{31}^2 + 2N\sigma_{12}^2} \quad (8.1)$$

$$F = \frac{(\sigma^0)^2}{2} \cdot \left(\frac{1}{\bar{\sigma}_{22}^2} + \frac{1}{\bar{\sigma}_{33}^2} - \frac{1}{\bar{\sigma}_{11}^2} \right) = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1}{R_{22}^2} + \frac{1}{R_{33}^2} - \frac{1}{R_{11}^2} \right) \quad (8.2)$$

$$G = \frac{(\sigma^0)^2}{2} \cdot \left(\frac{1}{\bar{\sigma}_{33}^2} + \frac{1}{\bar{\sigma}_{11}^2} - \frac{1}{\bar{\sigma}_{22}^2} \right) = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1}{R_{33}^2} + \frac{1}{R_{11}^2} - \frac{1}{R_{22}^2} \right) \quad (8.3)$$

$$H = \frac{(\sigma^0)^2}{2} \cdot \left(\frac{1}{\bar{\sigma}_{11}^2} + \frac{1}{\bar{\sigma}_{22}^2} - \frac{1}{\bar{\sigma}_{33}^2} \right) = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1}{R_{11}^2} + \frac{1}{R_{22}^2} - \frac{1}{R_{33}^2} \right) \quad (8.4)$$

$$L = \frac{3}{2} \cdot \left(\frac{\tau^0}{\bar{\sigma}_{23}} \right)^2 = \frac{3}{2 \cdot R_{23}^2} \quad (8.5)$$

$$M = \frac{3}{2} \cdot \left(\frac{\tau^0}{\bar{\sigma}_{13}} \right)^2 = \frac{3}{2 \cdot R_{13}^2} \quad (8.6)$$

$$N = \frac{3}{2} \cdot \left(\frac{\tau^0}{\bar{\sigma}_{12}} \right)^2 = \frac{3}{2 \cdot R_{12}^2} \quad (8.7)$$

der

σ^0 : beskrevet flytegrense

τ^0 : definert som $\sigma^0/\sqrt{3}$

$\bar{\sigma}_{ij}$: flytegrense i den aktuelle retning

R_{ij} : anisotropiske flytningsforholdstall. Det er disse som plottes i Abaqus/CAE 6.9-2

Dette gir ikke en eksakt beskrivelse av limtreets oppførsel, og vil derfor gi store usikkerheter i både deformasjon og spenningsfordelinger i limtreet i analysen. Det er heller ikke benyttet bruddkriterium, så et eventuelt brudd i treet kan ikke oppdages. Materialbeskrivelsene for treet benyttes derfor som en tilnærming som gir greie resultater for deformasjoner i elastisk område.

8.1.4 Randbetingelser

For å redusere analysetiden blir symmetrien i modellen utnyttet. Det blir derfor benyttet symmetriske randbetingelser for å tilfredsstille dette. Det er benyttet tre typer randbetingelser:

- *Xsymm*

Dette gir fastholdning mot forskyvning parallelt med x-akse, samt fastholdning for rotasjon om y-akse og z-akse.

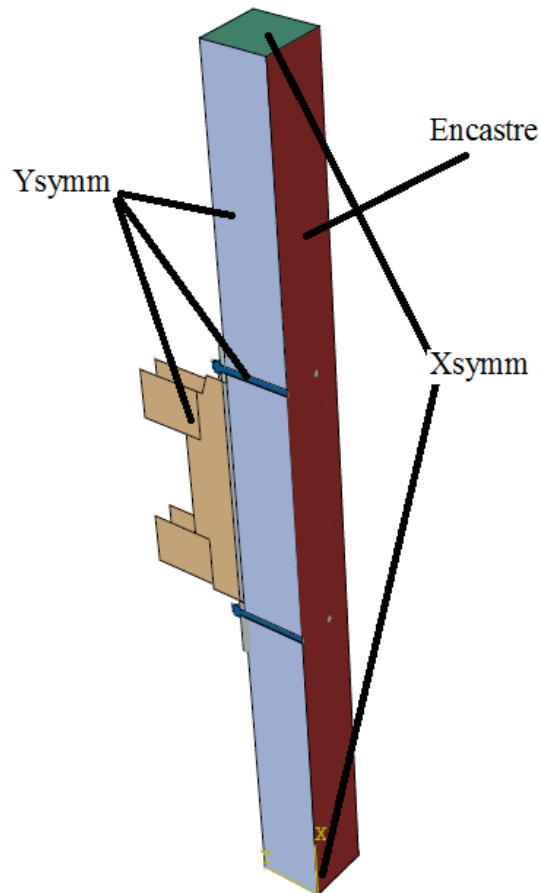
- *Ysymm*

Dette gir fastholdning mot forskyvning parallelt med y-akse, samt fastholdning for rotasjon om x-akse og z-akse.

- *Encastre*

Dette gir fastholdning mot forskyvning i alle retninger og rotasjon om alle akser.

Randbetingelsene vist i figur 8.12.



8.12 Randbetingelser på elementmodell

8.1.5 Kontakt

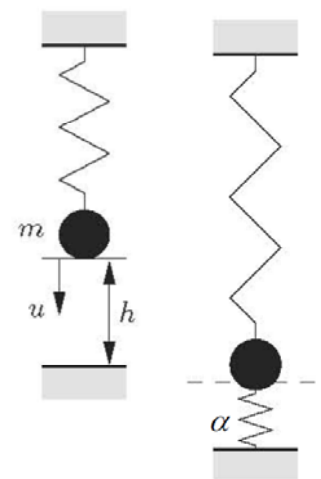
Det blir benyttet en kontaktbetingelse som kalles *general contact* på alle overflater i modellen. Det vil si at Abaqus/CAE 6.9-2 oppretter kontaktdefinisjoner for overflater. *General contact* gir mulighet for veldig enkle kontaktdefinisjoner som kan benyttes på de fleste overflater. Det blir benyttet sofistikerte sporingsalgoritmer og *penalty method* for å sikre at de riktige kontaktbetingelsene blir overholdt på en effektiv måte [41].

Penalty method

Penalty method virker ved at den påfører et ekstra straffelegg, α , i den potensielle energien i et system, Π_p . Dette kan illustreres ved figur 8.13 og formel 8.8.

$$\Pi_p^* = \Pi_p + \frac{1}{2} \cdot \alpha \cdot [C(u)]^2 = \frac{1}{2} \cdot k \cdot u^2 - m \cdot g \cdot u + \frac{1}{2} \cdot \alpha \cdot (u - h)^2 \quad (8.8)$$

Der straffelegget α kan tolkes som en fjær i kontaktflaten. For at den nye funksjonen Π_p^* skal bli stasjonær, må den følgende ligning tilfredsstilles:



8.13 Illustrasjon av penalty method [42]

$$\left\{ \frac{\partial \Pi_p^*}{\partial u} \right\} = 0 \Rightarrow (k + \alpha) \cdot u = m \cdot g + \alpha \cdot h \quad (8.9)$$

Fra dette har vi:

$$u = \frac{m \cdot g + \alpha \cdot h}{k + \alpha} \quad (8.10)$$

Kontaktbetingelsen blir dermed som følger:

$$C(u) = u - h = \frac{m \cdot g - k \cdot h}{k + \alpha} \quad (8.11)$$

ettersom $mg > kh$ ved kontakt.

Denne metoden gir kontaktkraft lik fjærkraften i kontaktflaten, altså:

$$F_{\text{kontakt}} = \alpha \cdot C(u) = \frac{\alpha}{k + \alpha} \cdot (m \cdot g + k \cdot h) \quad (8.12)$$

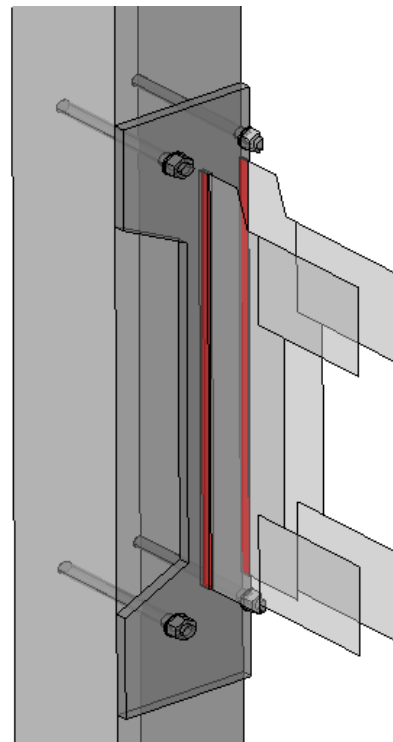
Det er viktig å merke seg at *penalty method* kun gir en tilnærmet tilfredsstillende av kontaktbetingelsene [42]. Denne metoden kan benyttes for en *Explicit* analyse (nærmere beskrevet i kapittel 8.2), og vil derfor benyttes her.

Friksjon

General contact blir benyttet med en friksjonskoeffisient på 0,2. Dette er friksjonskoeffisienten for kontakt mellom stål og tre [43]. For stål er denne litt høyere, i størrelsesorden 0,8. Friksjonskoeffisienten for tre mot stål blir benyttet fordi det hovedsakelig er tre mot stål som er i kontakt. Av stålet er det boltene som har kontakt med stålplaten.

8.1.6 Sammenkobling

Abaqus/CAE 6.9-2 gir mulighet for å forme sammenkoblinger ved hjelp av forbindelser som kalles *constraints*. Sveisen mellom endeplate og innslissede stålplater blir utelatt fra modellen for forenkling. I stedet kobles de innslissede stålplatene til endeplaten ved en sammenkoblingstype som kalles *tie constraints* med rotasjonsfastholdelse. Denne typen *constraints* knytter to separate overflater sammen slik at det ikke er noen relativ forskyvning mellom dem. Denne sammenkoblingen er vist i figur 8.14.



8.14 Constraints for sammenkobling av innslissede stålplater og endeplater

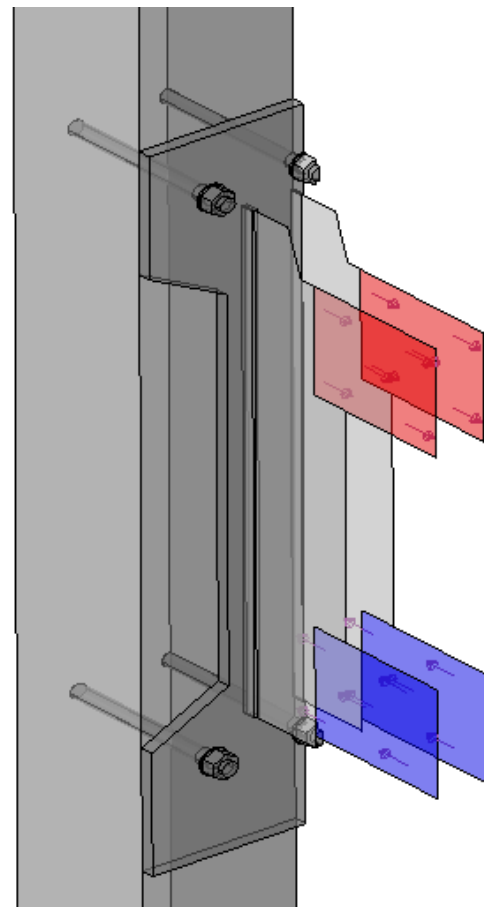
8.1.7 Laster

Lastene plasseres som vist i figur 8.15. Det benyttes skjærtraksjonskraft, q , parallelt med de innslissede stålplatenes øvre og nedre sider. Dette gjøres for å etterligne lastinnføringen som vil oppstå ved bruk av dybler. Traksjonsflaten har areal $A = 295 \times 230$ mm. Tyngdepunkt til øvre og nedre del er $z_{mom} = 720$ mm. Lasten blir påført på hver side av de innslissede platene, som totalt blir 3 sider. Moment i forbindelsen bestemmes dermed som:

$$M = q \cdot n \cdot A \cdot z_{mom} \quad (8.13)$$

8.2 Analysemetode

For å ta hensyn til kontakten som oppstår i forbindelsen må det utføres en dynamisk analyse. Det vil kunne oppstå store deformasjoner, og derfor er det nødvendig med ikke-lineær dynamisk analyse. Det må derfor velges analysemetode som passer til dette under *Step* i Abaqus/CAE 6.9-2.



8.15 Lastflate for traksjonslast

8.2.1 Løsning av ikke-lineære dynamiske likevektsligninger

For ikke-lineære dynamiske problemer er det behov for direkte integrasjon av bevegelsesligningene. Dette kan utføres på to måter. Enten ved en *Explicit* analyse, eller ved en *Implicit* analyse. En *Explicit* analyse har følgende fordeler for en *Implicit* analyse:

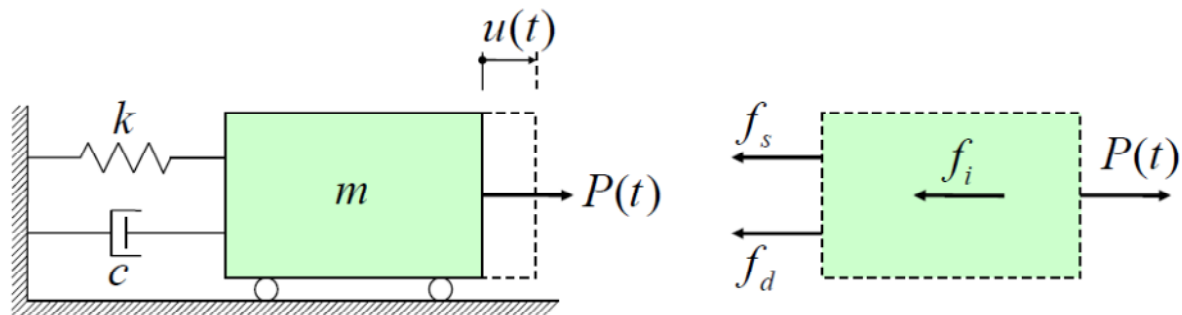
- Det er ikke nødvendig med løsning av ikke-lineære algebraiske ligninger for hvert tidsstep. Altså er metoden effektiv og reduserer analysetid.
- Det er sikret konvergens
- Metoden er ideell for dynamiske analyser med høy hastighet
- Metoden er vanligvis pålitelig for problemer med diskontinuerlige ikke-lineariteter som kontaktproblemer

Dette er viktige punkter for denne analysen, og derfor blir *Explicit* analyse valgt. Et problem med *Explicit* analyse er imidlertid at det er behov for veldig små tidssteg, og derfor er det tidkrevende å analysere problemer med lange tidsspekter. Analysen må derfor tilpasses dette [44].

8.2.2 Grunnleggende virkemåte for Explicit metode

Explicit metode benytter bevegelsesligningen for å bestemme respons. For et enkeltfrihetsgradssystem med en masse m , demper c , og lineær fjær k , som vist i figur 8.16, blir denne ligningen:

$$f_i(t) + f_d(t) + f_s(t) = P(t) \quad (8.14)$$



8.16 Enkeltfrihetsgradssystem

Der det benyttes følgende benevninger

- u : forskyvning
- $\dot{u} = du/dt$: hastighet
- $\ddot{u} = d^2u/dt^2$: akselerasjon
- $f_i(t) = m \cdot \ddot{u}(t)$: treghetskraft
- $f_d(t) = c \cdot \dot{u}(t)$: dempingskraft
- $f_s(t) = k \cdot u(t)$: fjærkraft
- $P(t)$: tidsavhengig påført last

Dette gir dermed følgende ligning:

$$m \cdot \ddot{u}(t) + c \cdot \dot{u}(t) + k \cdot u(t) = P(t) \quad (8.15)$$

For å benytte dette i et flerfrihetsgradssystem må denne enkeltligningen overføres til flere ligninger. Dette gjøres ved hjelp av matriser og fører til følgende ligning:

$$\{\mathbf{R}^{ine}(t)\} + \{\mathbf{R}^{dmp}(t)\} + \{\mathbf{R}^{int}(t)\} = \{\mathbf{R}^{ext}(t)\} \quad (8.16)$$

Der det benyttes følgende benevninger

- $[\mathbf{M}]$: massematrise
- $[\mathbf{K}]$: stivhetsmatrise
- $[\mathbf{C}]$: dempingsmatrise
- $\{\mathbf{D}(t)\}$: forskyvningsvektor
- $\{\dot{\mathbf{D}}(t)\}$: hastighetsvektor

$\{\ddot{\mathbf{D}}(t)\}$: akselerasjonsvektor
$\{\mathbf{R}^{ine}(t)\} = [\mathbf{M}] \cdot \{\ddot{\mathbf{D}}(t)\}$: treghetskraftsvektor
$\{\mathbf{R}^{dmp}(t)\} = [\mathbf{C}] \cdot \{\dot{\mathbf{D}}(t)\} = (\alpha \cdot [\mathbf{M}] + \beta \cdot [\mathbf{K}]) \cdot \{\dot{\mathbf{D}}(t)\}$: dempingsvektor, der α og β er Rayleighs dempingskoeffisienter
$\{\mathbf{R}^{int}(t)\} = [\mathbf{K}] \cdot \{\mathbf{D}(t)\}$: intern kraftvektor, for elastisk materiale
$\{\mathbf{R}^{ext}(t)\}$: ekstern kraftvektor

Dette gir dermed den styrende konstruksjonsdynamikkligningen:

$$[\mathbf{M}] \cdot \{\ddot{\mathbf{D}}(t)\} + [\mathbf{C}] \cdot \{\dot{\mathbf{D}}(t)\} + [\mathbf{K}] \cdot \{\mathbf{D}(t)\} = \{\mathbf{R}^{ext}(t)\} \quad (8.17)$$

[44]

8.2.3 Tid

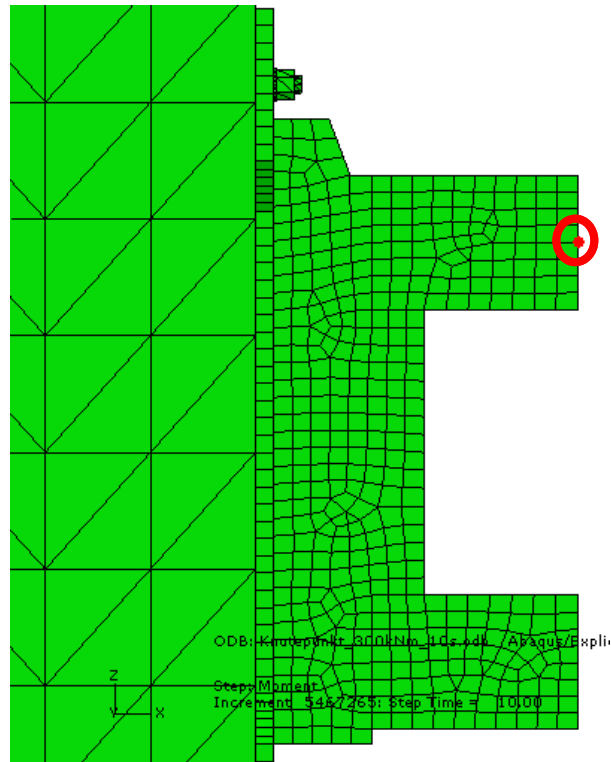
Det blir benyttet så lite tid som mulig på det aktuelle *Step* i analysen. Dette gjøres fordi *Explicit* analysemetode har behov for små tidssteg. Det er likevel viktig å ikke velge for kort tid for pålasting, da dette kan føre til forsterkende faktorer i form av støtvirkninger. Ved for kort tid vil også treghetskraftene i delene bli dominerende og gi dårlige resultater. I stivhetsanalysen er det benyttet lineær pålastingstid på 5 sekunder, og videre en konstant last over 5 sekunder. Dette gjør at forsterkende lastvirkning i stor grad kan unngås [45].

8.2.4 Usikkerheter

- *Limtreets materialbeskrivelse*
Limtreets materialbeskrivelse er ikke optimalt, da dette vanskelig lar seg gjøre i Abaqus/CAE 6.9-2. Dette gir store usikkerheter i deformasjon og spenningsfordeling. Det blir heller ikke benyttet noe bruddkriterium, slik at det er vanskelig å oppdage et eventuelt brudd i treet.
- *Mesh og elementer*
Elementene som benyttes er ikke veldig nøyaktige, og meshet er relativt grovt. Dette kan gi usikkerheter i resultatet
- *Pålasting*
Lastene påføres over relativt kort tid og kan ha usikkerheter på grunn av forsterkningsfaktorer av ”støtvirkninger”.

8.3 Resultater

Det blir utført to tester med Abaqus/CAE 6.9-2. Test 1 utføres for å finne stivhet i det elastiske området. Test 2 utføres for å finne deformasjoner og stivheter ved bruddlast i forbindelsen. Noden som benyttes for uthenting av verdier er vist i figur 8.17.

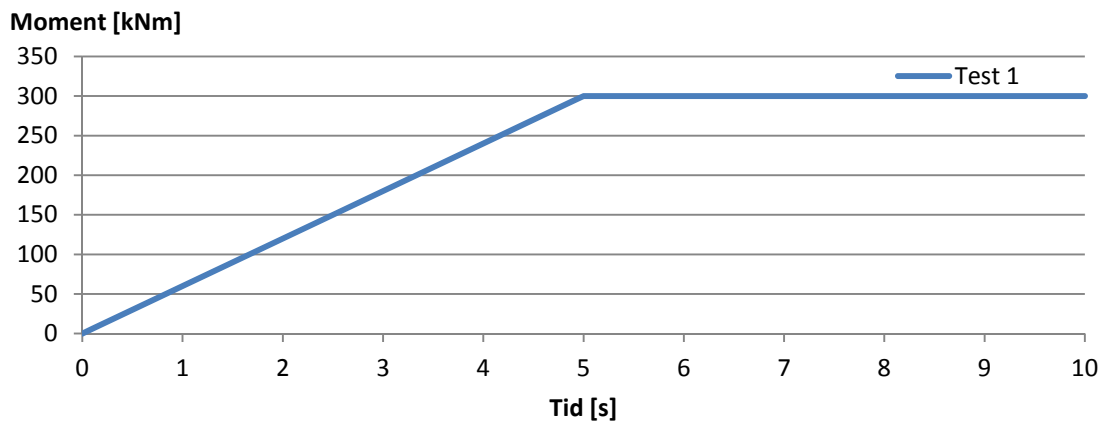


8.17 Node for uthenting av verdier

8.3.1 Test 1

Pålasting

For å finne elastisk stivhet i forbindelsen, påføres det en maksimal belastning på 300 kNm. Dette er $\frac{3}{4}$ av den beregnede bruddlasten i kapittel 6. Analysen varer i 10 sekunder totalt, med pålasting som vist i figur 8.18.

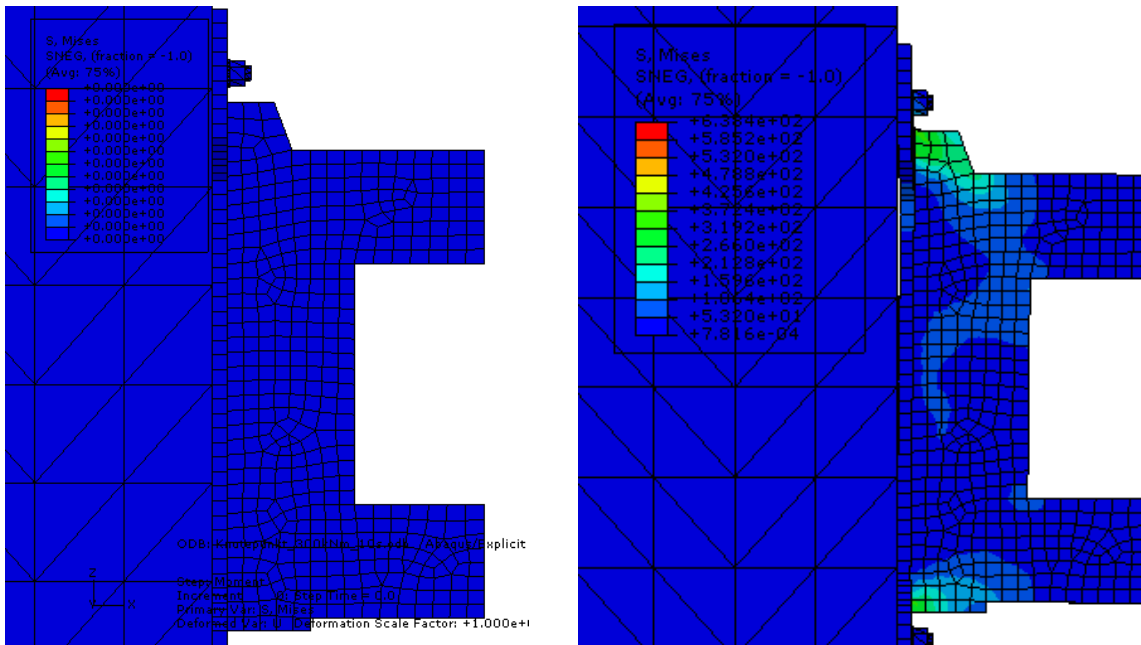


8.18 Pålasting i test 1

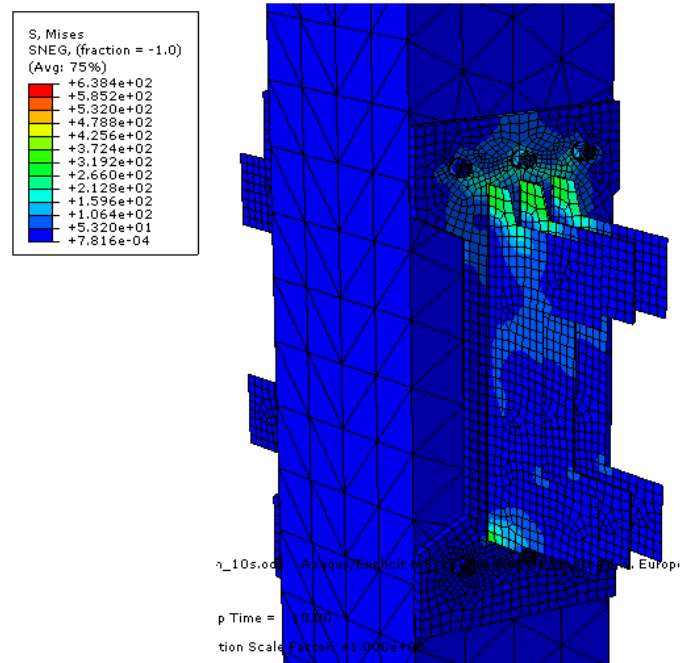
Output

Deformasjon og spenninger

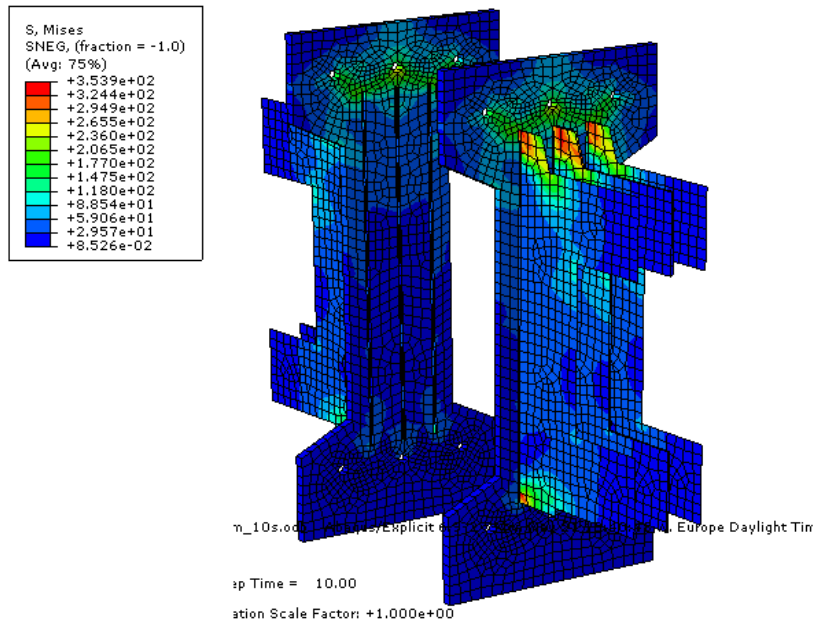
Figur 8.19 viser et vertikalsnitt av forbindelsen før og etter deformasjon. Spenningene som oppstår i de forskjellige delene er vist i figur 8.20-8.23.



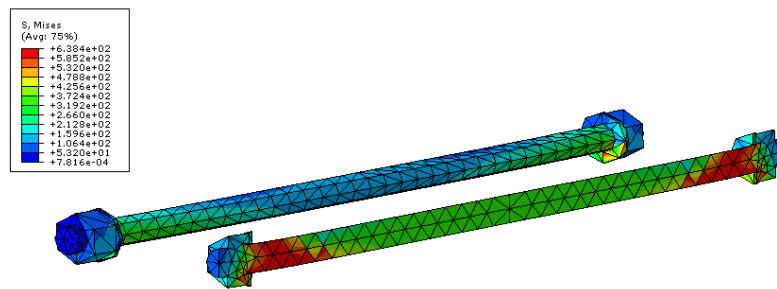
8.19 Deformasjon før og etter pålasting av forbindelsen for test 1



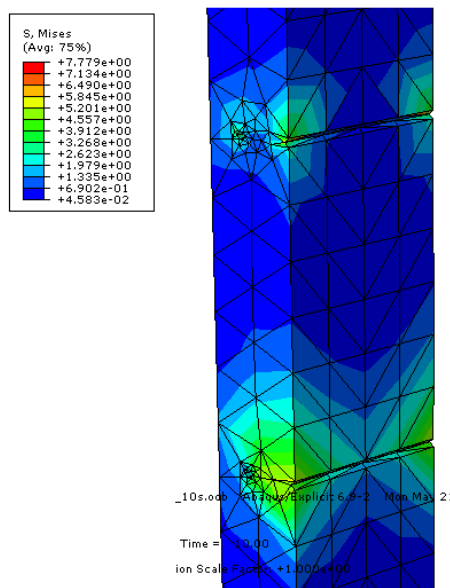
8.20 Spenninger og deformasjon i forbindelsen for test 1



8.21 Spenninger og deformasjon i stålplatene for test 1



8.22 Spenninger og deformasjon i boltene for test 1

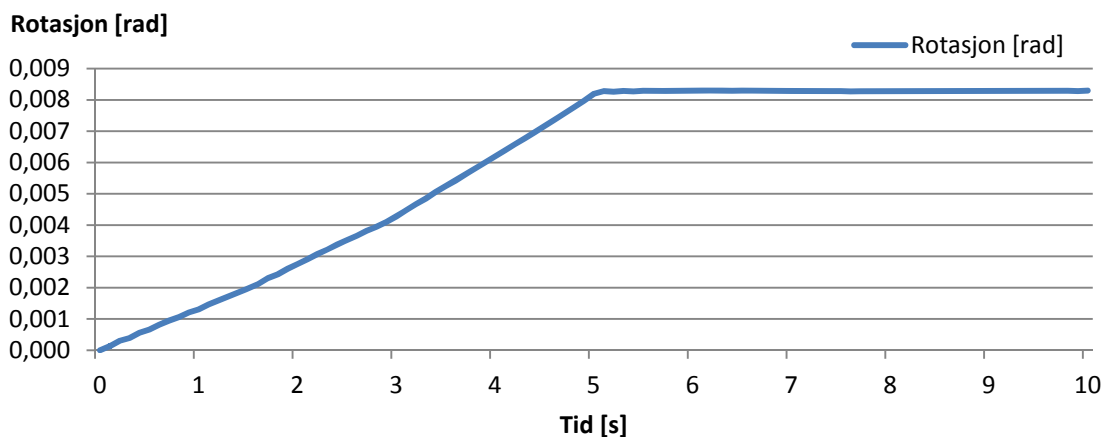


8.23 Spenninger og deformasjon i søylen for test 1

Analysen viser at deler av forbindelsen oppnår spenning nær flytespenning i de utstikkende og avstivende delene av de innslissede stålplatene. Også i de midtre boltene oppstår det høye spenninger. Dette viser at det er de avstivende elementene og boltene som får de mest kritiske spenningene i denne analysen. Det kan også sees at spenningene i endeplaten er størst i området over avstiverne. Figur 8.23 viser spenningsfordelingen i tresøylen. Som nevnt i kapittel 8.2.4 er denne høyst usikker på grunn av materialmodellen som benyttes for tre.

Rotasjon i forbindelsen

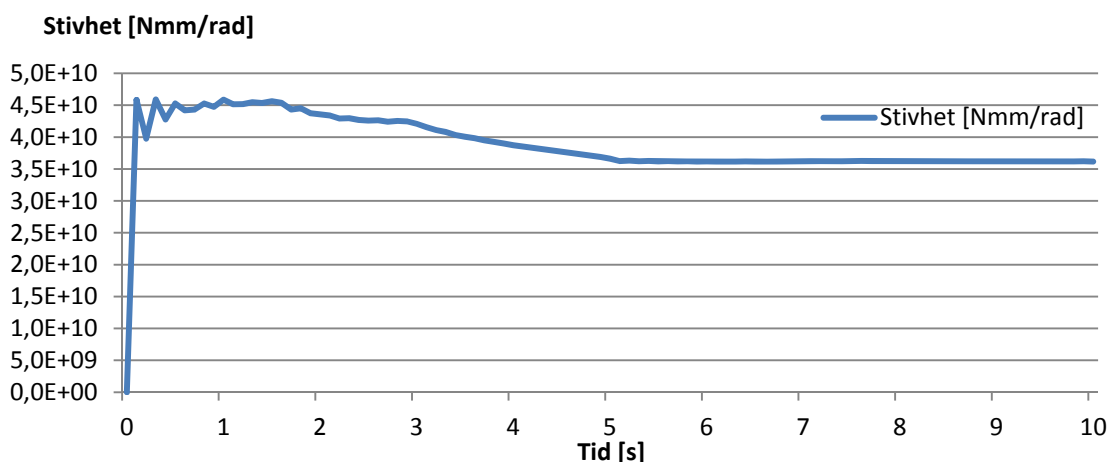
Rotasjonen måles i punktet som er angitt i figur 8.17. Rotasjonen i dette punktet er vist som funksjon av tiden i figur 8.24.



8.24 Rotasjon i ende av innslisset stålplate for test 1

Stivhet

Stivheten beregnes som moment per rotasjon. Ved å benytte verdiene fra analysen blir stivheten i forbindelsen $K_{300 \text{ kNm}} = 3,6 \cdot 10^{10} \text{ Nmm/rad}$. Stivheten er vist som funksjon av tiden i figur 8.25.

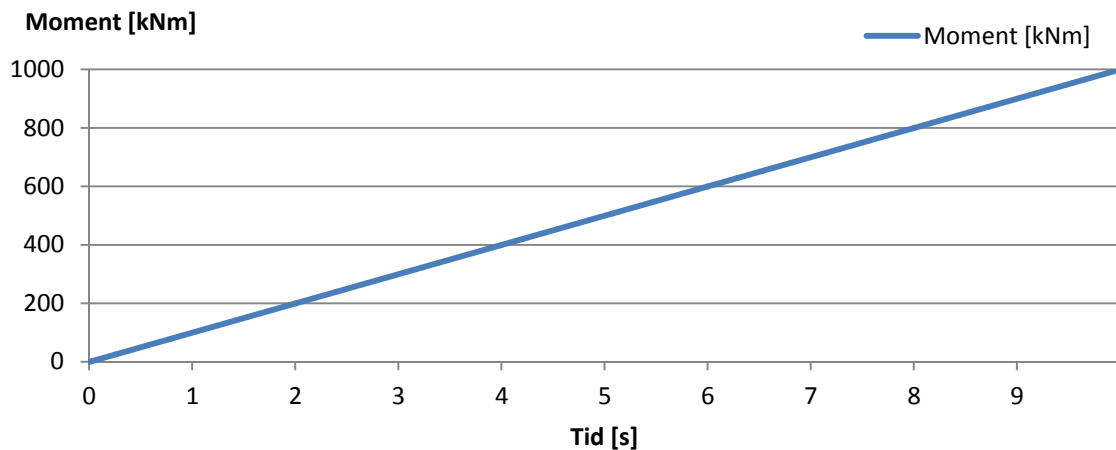


8.25 Stivhet ved pålasting til 300 kNm for test 1

8.3.2 Test 2

Pålasting

For å finne bruddlast til forbindelsen påføres det en maksimal belastning på 1000 kNm. Dette påføres over en tidsperiode på 10 sekunder som vist i figur 8.26.

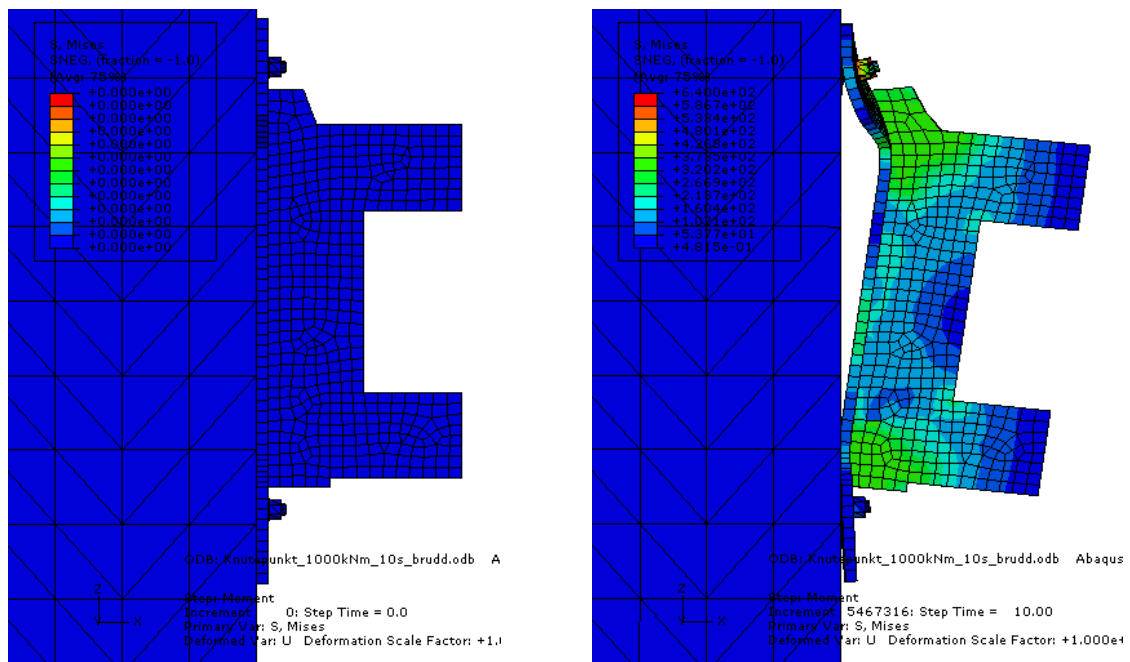


8.26 Pålasting i test 2

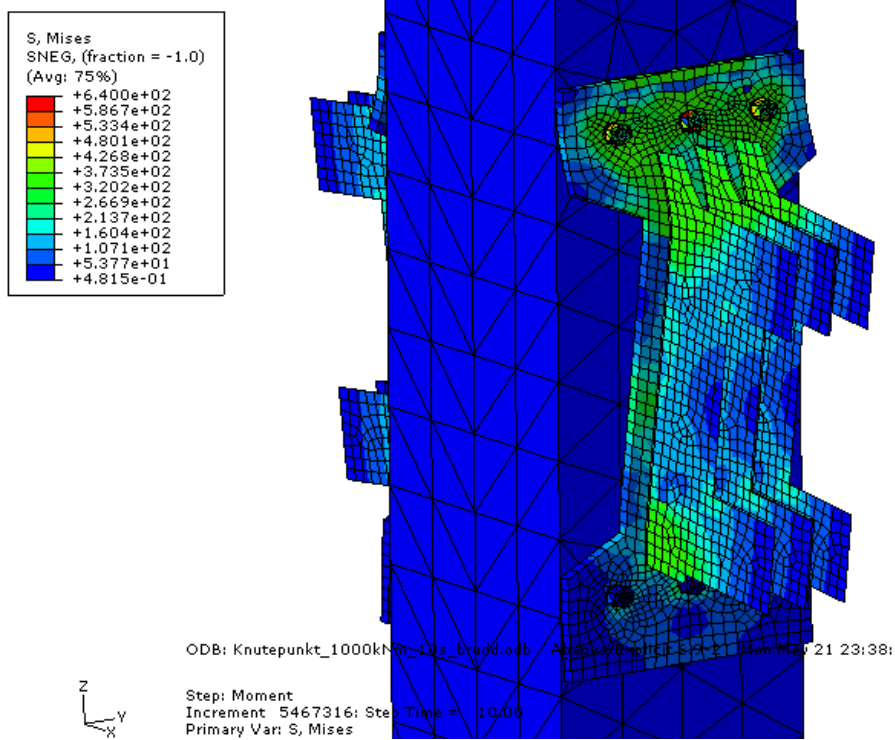
Output

Deformasjon og spenninger

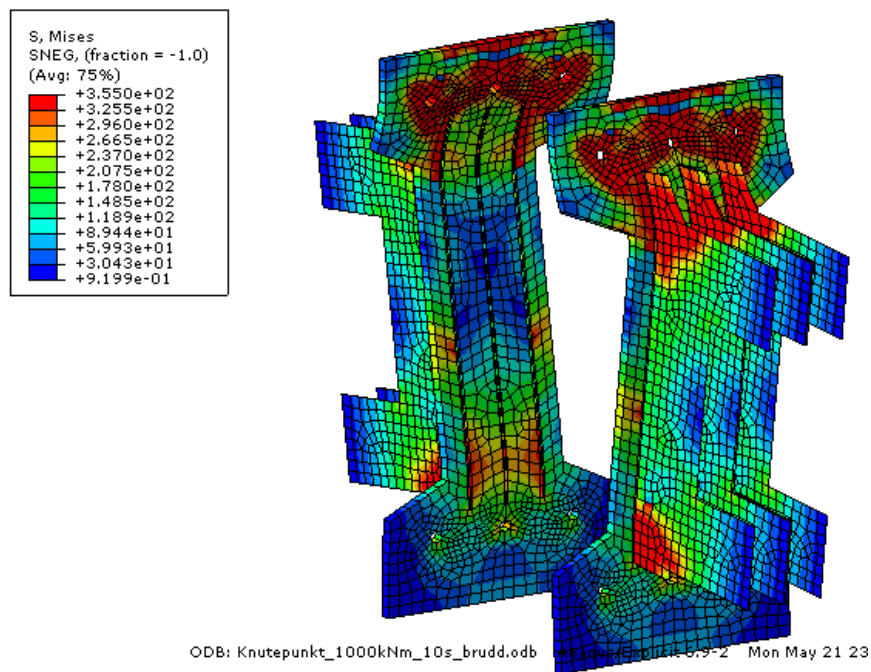
Figur 8.27 viser et vertikalsnitt av forbindelsen før og etter deformasjon. Spenningene som oppstår i de forskjellige delene er vist i figur 8.28-8.31.



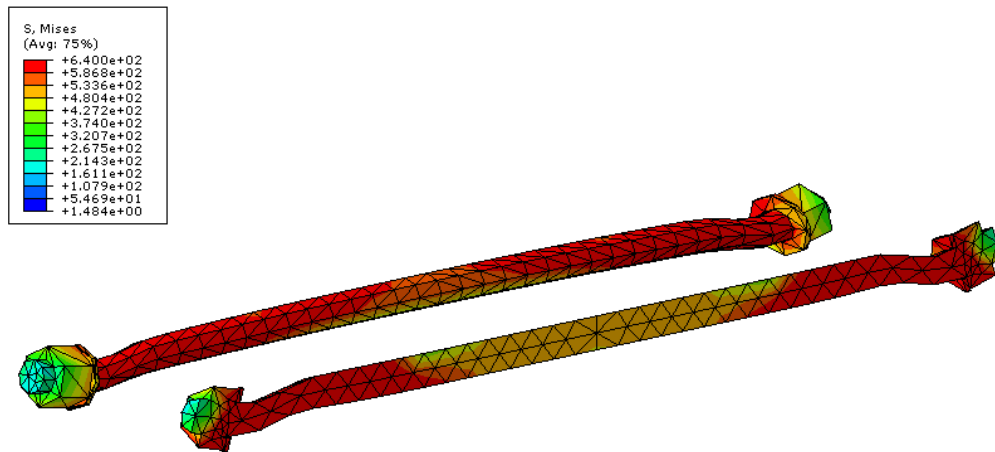
8.27 Deformasjon før og etter pålasting til av forbindelsen for test 2



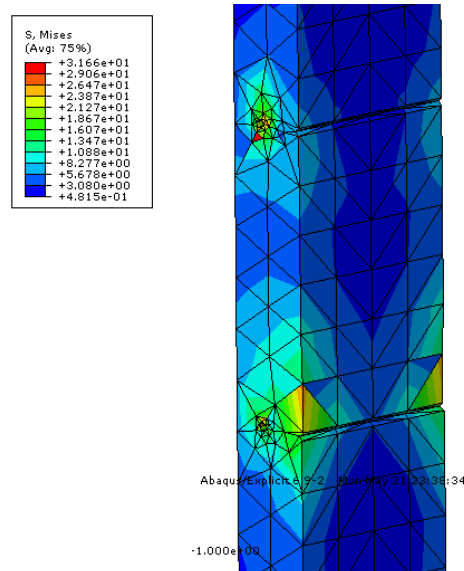
8.28 Spenninger og deformasjon i forbindelsen for test 2



8.29 Spenninger og deformasjon i stålplatene for test 2



8.30 Spenninger og deformasjon i boltene for test 2

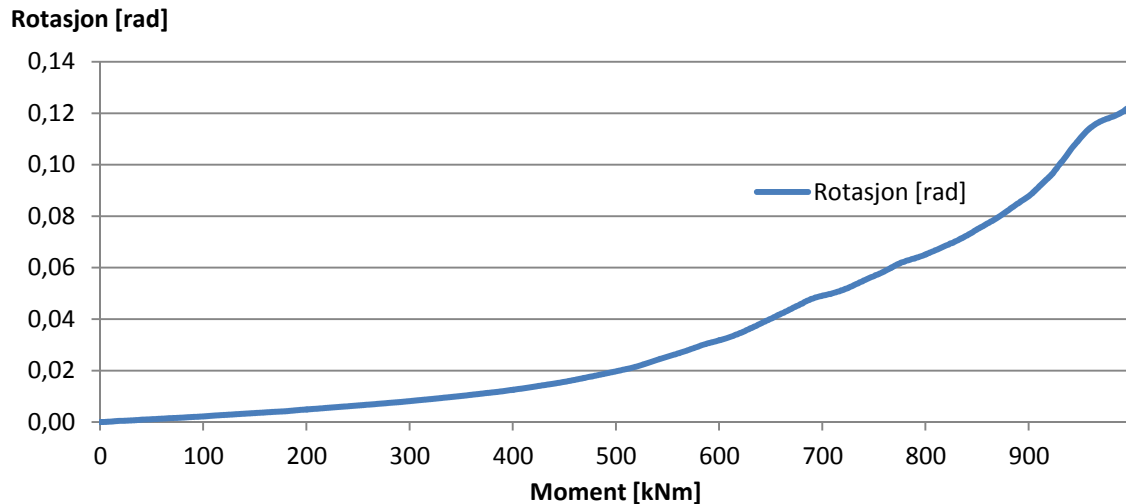


8.31 Spenninger og deformasjon i søylen for test 2

Analysen viser at de delene av forbindelsen som oppnår flytespenninger er de utstikkende avstiverne, endeplaten i overkant av avstiverne og boltene. Deformasjonsillustrasjonene viser også at det oppstår hevarmseffekt i endeplaten mot søylen. I realiteten vil det oppstå større deformasjoner i søylen i kontaktflaten i overkant av endeplaten. Grunnen til at analysen ikke tar hensyn til dette, er mest sannsynlig den usikre materialmodellen som benyttes for tre. Denne analysen benyttes derfor kun for å bestemme eventuelle deformasjoner i stålet i forbindelsen. Fra animasjonene av boltene (lagt ved i vedlegg 21 – elektronisk vedlegg) kan det sees at disse går i brudd ved belastning rett i underkant av 1000 kNm.

Rotasjon i forbindelsen

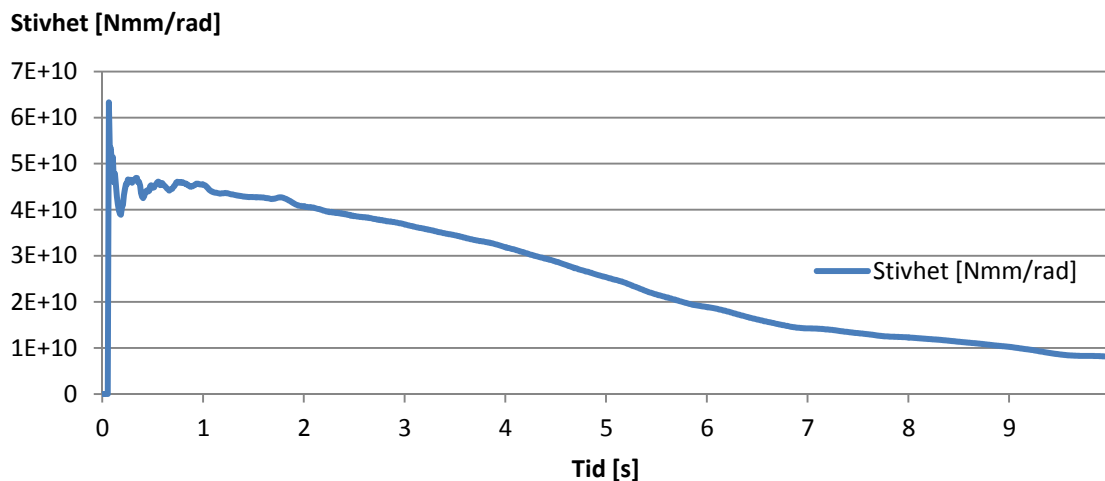
Rotasjonen måles i punktet som er angitt i figur 8.17. Rotasjonen i dette punktet er vist som funksjon av momentpålasting i figur 8.32.



8.32 Rotasjon i ende av innsliiset stålplate for test 2

Stivhet

Stivheten beregnes som moment per rotasjon. Stivheten er vist som funksjon av tiden i figur 8.33. Det kan sees at stivheten avtar med pålastingen. Dette viser at bruddet har plastisk karakter og at reduksjonen av stivheten er tilnærmet lineær.

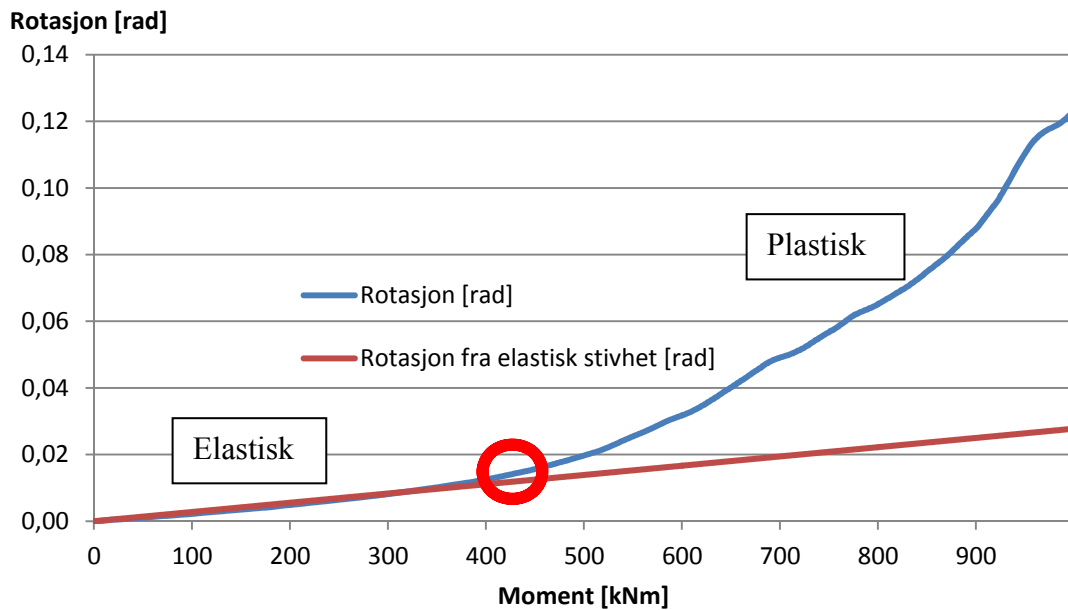


8.33 Stivhet ved pålasting til 1000 kNm for test 2

Brudd

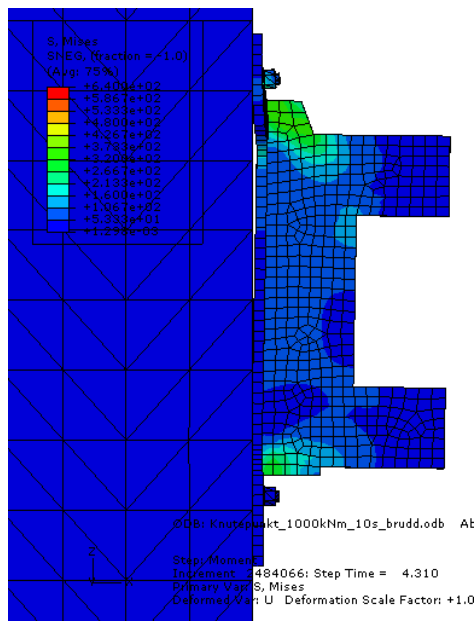
Bruddlast kan finnes grafisk ved å benytte stivheten fra analysen i test 1,

$K_{300\text{ kNm}} = 3,6 \cdot 10^{10} \text{ Nmm/rad}$, for å finne rotasjon med pålasting opp til 1000 kNm. Denne stivheten tilsvarer stivheten i det elastiske området. Bruddlast kan finnes ved å se hvor rotasjonen økes utover den gitt ved elastisk som vist i figur 8.34.

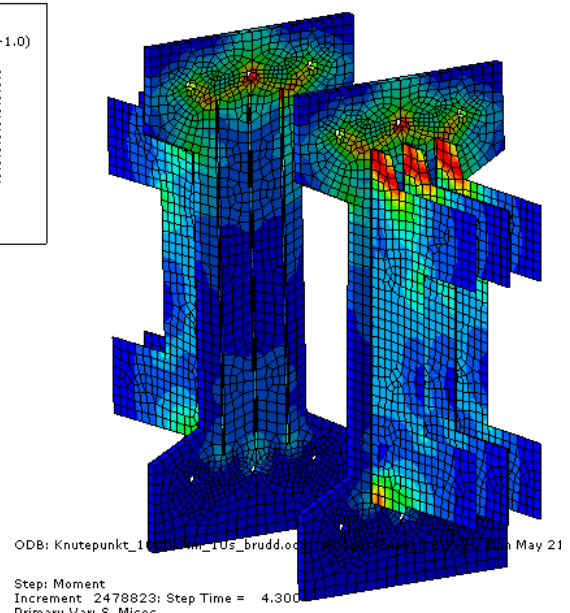
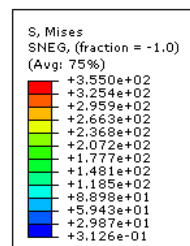


8.34 Plastisk brudd i forbindelsen for test 2

Figur 8.34 viser at plastisk deformasjon inntreffer ved omtrent 430 kNm. Dette viser at stivheten som ble oppnådd i test 1 gir et godt svar for stivhet i elastisk område. Deformasjon og spenninger i forbindelsen ved 430 kNm er vist i figur 8.35-8.36.



8.35 Deformasjon ved 430 kNm



8.36 Spenningsfordeling ved 430 kNm

8.3.3 Oppsummering

Oppsummert gir FEA momentkapasitet og rotasjonsstivhet som vist i tabell 12:

Momentkapasitet	430 kNm
Rotasjonsstivhet	$3,6 \cdot 10^{10}$ Nmm/ rad

Tabell 12 Momentkapasitet og rotasjonsstivhet fra FEA

9. Sammenligning håndberegninger og FEA

I dette kapittelet blir det gjort en sammenligning av kapasitet og stivhet ved håndberegninger (kapittel 6 og 7) og FEA (kapittel 8)

9.1 Kapasitet

9.1.1 Skjærkapasitet

Skjærkapasiteten er kun beregnet ved håndberegning. Dette skyldes at skjærkapasiteten hovedsakelig er avhengig av treets materialeegenskaper. Ettersom materialmodellen i Abaqus/CAE 6.9-2 ikke er nøyaktig, blir skjærkapasitetsberegninger ikke utført med FEA. Beregnet skjærkapasitet fra kapittel 6 er 240 kNm.

9.1.2 Momentkapasitet

Spenningsfordeling

Steg 1

Spenningsfordelingen som ble gitt av FEA i topp av endeplaten er den samme som ble beregnet som mest kritisk i kapittel 6. Utregningene i kapittel 6 viste også at kapasiteten til avstiverne er omtrentlig det samme som for endeplaten. Denne spenningsfordelingen virker dermed å stemme godt med FEA-resultatene i kapittel 8.

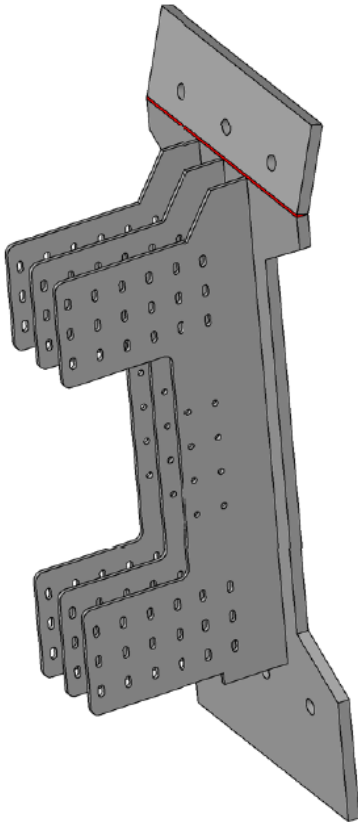
Steg 2

Områdene for flytespenningene i endeplaten og de innslissede stålplatene fra FEA i steg 2 stemmer godt med beregningene som ble utført i kapittel 6.

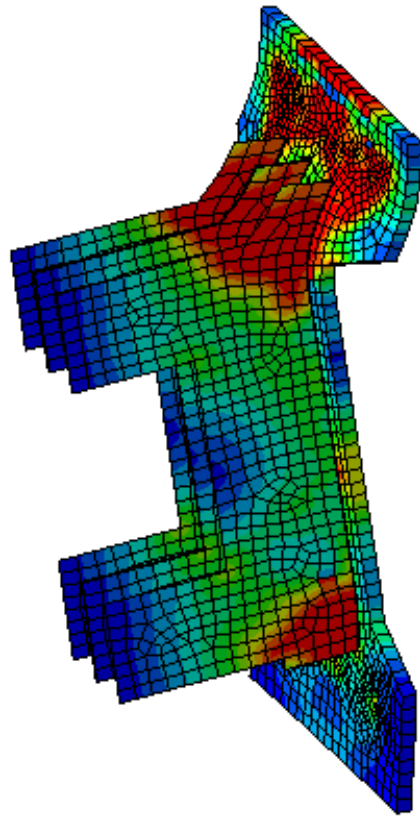
Bruddlast

Verdien for bruddlast som ble bestemt ved FEA i kapittel 8 stemmer veldig godt med verdien som ble beregnet i kapittel 6. Ved å oppnå samme resultat med både FEA og analyser i henhold til Eurokode virker antagelsen om en momentkapasitet på 436 kNm for forbindelsen til å være riktig. Ettersom verdien fra FEA og beregningene i kapittel 6 stemmer godt, styrkes også antagelsen om at FEA gir et godt svar. Elementmodellen virker dermed også til å være en god tilnærming til fysisk modell.

Momentbruddformen ved håndberegning fra kapittel 6 er vist i figur 9.1. Deformasjoner fra FEA med 1000 kNm pålastning er vist i figur 9.2. Disse stemmer også godt overens.



9.1 Bruddform ved håndberegninger



9.2 Bruddform fra FEA

Skjær- og momentkapasitet settes til:

Skjærkapasitet	240 kN
Momentkapasitet	436 kNm

Tabell 13 Skjær- og momentkapasitet for forbindelsen

9.2 Stivhet

9.2.1 Skjærstivhet

Skjærstivheten er kun beregnet ved håndberegning. Dette skyldes at skjærstivheten hovedsakelig er avhengig av treets materialegenskaper. Stivheten er kalibrert mot forsøk som vist i kapittel 7. Ettersom materialmodellen for limtre i Abaqus/CAE 6.9-2 ikke er nøyaktig, blir skjærstivhetsberegninger ikke utført med FEA. Skjærstivheten er beregnet til $1,05 \cdot 10^5 \text{ N/mm}$.

9.2.2 Rotasjonsstivhet

Endeplate og innslissede stålplater

Beregning for hånd med metoden vist i kapittel 7 og FEA som vist i kapittel 8 gir forskjellige rotasjonsstivheter. Rotasjonsstivhetene til endeplate og innslissede stålplater er vist i tabell 14.

Beskrivelse	Håndberegning	FEA
Rotasjonsstivhet for endeplate og innslissede stålplater [Nmm/rad]	$31,6 \cdot 10^{10}$	$3,6 \cdot 10^{10}$

Tabell 14 Rotasjonsstivheter for håndberegning og FEA

Beregningene i kapittel 7 gir 8,8 ganger høyere verdi av stivheten i forhold til den som blir beregnet med FEA. Dette kan forklares med at stivheten er veldig komplisert å beregne, og at det derfor ikke er tatt hensyn til alle relevante rotasjonsmuligheter for endeplaten og de innslissede platene. Det er flere mekanismer som må tas hensyn til enn kun de tre som er benyttet for håndberegningen. Ettersom det er benyttet for få rotasjonsmekanismer i håndberegningene, bør rotasjonsstivheten være høyere for håndberegning enn for FEA. Dette stemmer godt med resultatene. Det er dermed rimelig å anta at resultatet fra FEA gir en bedre verdi for rotasjonsstivhet enn beregningene som er utført i kapittel 7.

Dybler

Rotasjonsstivheten til dybelforbindelsen er kun beregnet for hånd av samme grunn som skjærstivheten. Denne stivheten ble kalibrert mot fullskalaforsøk med dybler belastet parallelt med fiberretning i kapittel 7. Rotasjonsstivheten ble beregnet til $10,4 \cdot 10^{10} \text{ Nmm/rad}$.

9.2.3 Oppsummering

Stivhetsberegning er en komplisert prosess og bør derfor beregnes ved simuleringer i FEA og fullskalaforsøk i laboratorium. I dette tilfellet virker det rimelig å benytte verdien fra FEA for rotasjonsstivheten av endeplaten og de innslissede stålplatene. Total stivhet for hele forbindelsen bestemmes dermed som:

$$\begin{aligned} \theta_{tot} &= \theta_{dybel} + \theta_{endeplate} \\ \theta &= \frac{M}{k_{\theta}} \\ \Rightarrow \frac{M}{k_{\theta,tot}} &= \frac{M}{k_{\theta,dybel}} + \frac{M}{k_{\theta,endeplate}} \\ \Rightarrow \frac{1}{k_{\theta,tot}} &= \frac{k_{\theta,endeplate} \cdot 1}{k_{\theta,dybel} \cdot k_{\theta,endeplate}} + \frac{k_{\theta,dybel} \cdot 1}{k_{\theta,dybel} \cdot k_{\theta,endeplate}} = \frac{k_{\theta,dybel} + k_{\theta,endeplate}}{k_{\theta,dybel} \cdot k_{\theta,endeplate}} \\ \Rightarrow k_{\theta,tot} &= \frac{k_{\theta,dybel} \cdot k_{\theta,endeplate}}{k_{\theta,dybel} + k_{\theta,endeplate}} = \frac{10,4 \cdot 10^{10} \text{ Nmm/rad} \cdot 3,6 \cdot 10^{10} \text{ Nmm/rad}}{10,4 \cdot 10^{10} \text{ Nmm/rad} + 3,6 \cdot 10^{10} \text{ Nmm/rad}} = 2,67 \cdot 10^{10} \text{ Nmm/rad} \end{aligned}$$

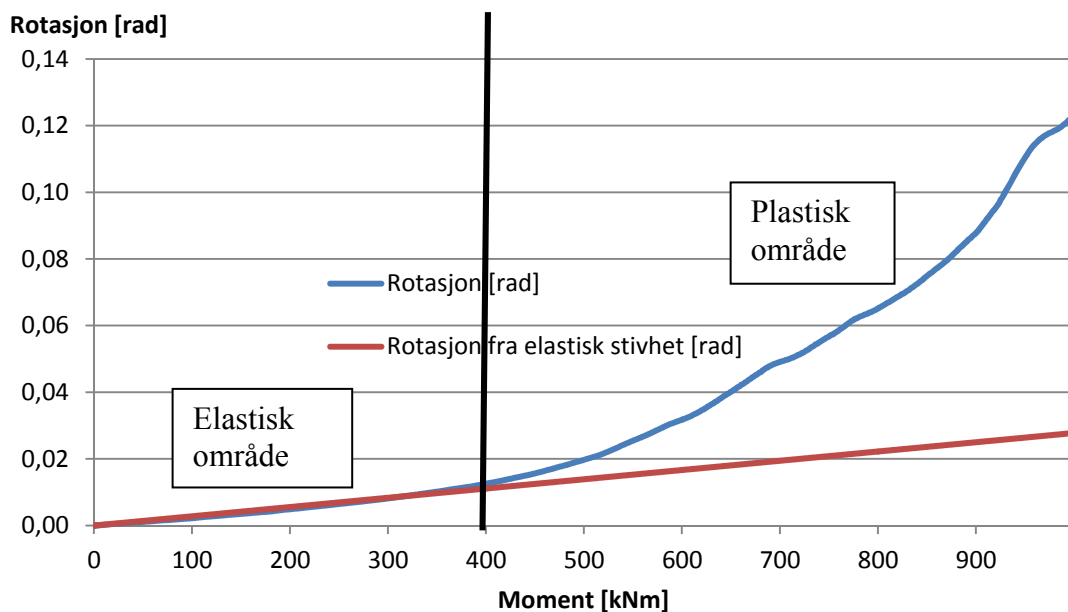
9.3 Kommentar

Håndberegningen og FEA gir like anslag for kapasiteten, men ulike anslag for stivheten. Det er kun endeplaten og de innslissede stålplatene som blir vurdert i FEA. Kapasitetene og stivhetene er oppsummert i tabell 15:

Skjærkapasitet	240	kN
Momentkapasitet	436	kNm
Skjærstivhet	$1,05 \cdot 10^5$	N/mm
Rotasjonsstivhet	$2,67 \cdot 10^{10}$	Nmm/rad

Tabell 15 Oppsummerte kapasiteter og stivheter etter sammenligning av håndberegning og FEA

Det er ønskelig med plastisk brudd i forbindelsen, ettersom et plastisk brudd utvikles gradvis og lett kan oppdages. Det er ønskelig med elastisk oppførsel i bruksgrense og plastisk oppførsel i bruddgrense [46]. Figur 9.3 viser at forbindelsen har denne oppførselen.



9.3 Elastisk og plastisk oppførsel av forbindelsen

Ved plastisk deformasjon får også lastene mulighet til omfordeling. Brudd i trematerialet gir sprøbrudd og et brått tap av kapasitet. Kapasiteten til trematerialet ved håndberegningen i kapittel 6 er 570 kNm for moment. Det er derfor ønskelig med lavere bruddkapasitet i endeplate enn for trematerialet. Dette er tilfredsstillt ettersom momentkapasiteten til endeplaten er 436 kNm, og dermed lavere enn for brudd i trematerialet.

For å bestemme virkelige kapasiteter og bruddmønster må det utføres fullskalatester av forbindelsen.

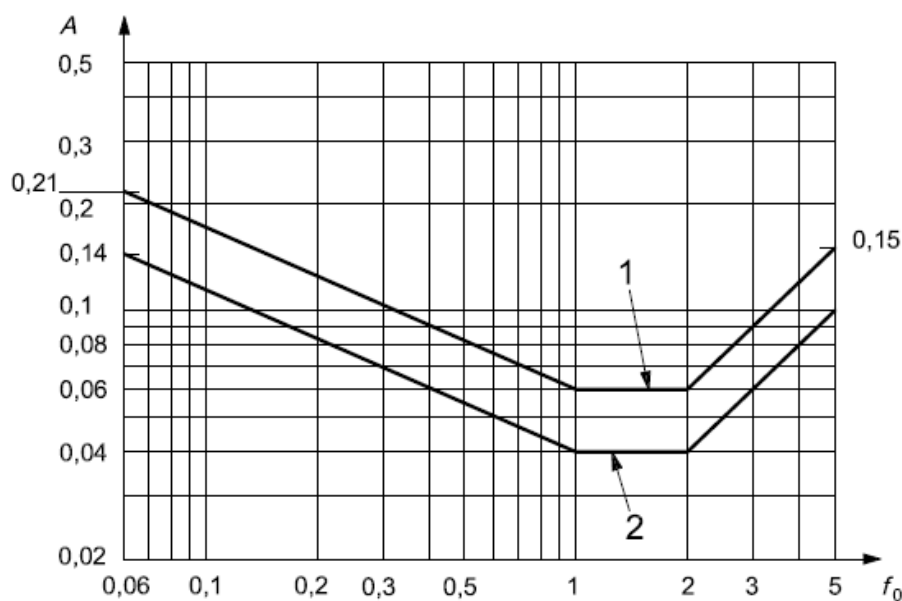
10. Eksempelbygg

For å bestemme egenskaper og bruksområde til forbindelsen i høye trebygg, vil det utføres analyser av et eksempelbygg. Dette eksempelbygget har 10 etasjer og anvender den aktuelle forbindelsen i knutepunktene. Eksempelbygget er hentet fra ”*Dynamiske egenskaper til høye trehus*” [1], og modifisert for å passe med aktuell forbindelse og aktuell høyde. Det er akselerasjonsverdiene som undersøkes, ettersom dette har vist seg å være et problem ved høye bygg i tre (kapittel 3.7) [1].

10.1 Akselerasjon som følge av vind

Tidligere forsøk viser at akselerasjonen i bygget blir den dimensjonerende faktoren for høye bygg i tre [22]. Deler av dette kapitlet er hentet fra ”*Dynamiske egenskaper til høye trehus*” [1], og beskriver fremgangsmåten for bestemmelse av akselerasjonsverdier.

Figur 10.1 er hentet fra ISO 10137 [47]. Krav til maksimum akselerasjon i etasjen som vurderes er gitt for kontorbygg ved linje 1 og for boligbygg ved linje 2. Egenfrekvensen til bygget er også med på å bestemme akselerasjonskravet. Tabellen viser at mennesket er mest utsatt for ubehag ved akselerasjon når egenfrekvensen er mellom 1 og 2 Hz.



10.1 Akselerasjonskrav etter ISO 10137

I vedlegg 18 er utregning av akselerasjonsnivå i bygget etter NS-EN 1991-1-4 [48] vist. Modellen fra Abaqus/CAE 6.9-2 gir egenfrekvensen til bygget, som er en viktig faktor for utregning av akselerasjonsnivå. Under er de viktigste stegene i utregningen av akselerasjonsnivået i bygget vist.

NS-EN 1991-1-4 B.4(4) [48] sier at den karakteristiske toppverdien for akselerasjon oppnås ved å multiplisere standardavviket med toppfaktoren og bruke oppkryssingsfrekvens lik egenfrekvens, $v = n_{l,x}$. Akselerasjonen uttrykkes ved formel 10.1, der z angir høyden akselerasjonen skal beregnes.

$$a(z) = \sigma_{a,x}(z) \cdot k_p \quad (10.1)$$

NS-EN 1991-1-4 B.4(2) [48] gir standardavviket for den karakteristiske vindinduserte akselerasjonen i vindretning for punktet i høyde z på konstruksjonen.

$$\sigma_{a,x}(z) = \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot I_v(z_s) \cdot v_m^2(z_s)}{m_{1,x}} \cdot R \cdot K_x \cdot \phi_{1,x}(z) \quad (10.2)$$

c_f	=	kraftfaktor
ρ	=	lufttettheten, anbefalt verdi i NS-EN 1991-1-4 [48] er 1,25 kg/m ³
b	=	bredden på konstruksjonen, 25 m
$I_v(z_s)$	=	Vindturbulensintensitet i høyde z_s
$v_m(z_s)$	=	stedsvindhastighet for $z = z_s$
z_s	=	referansehøyde, gitt i NS-EN 1991-1-4 figur 6.1 [48] som 0,6* $h = 48$ m
R	=	kvadratroten av resonansandelen
K_x	=	dimensjonsløs faktor
$m_{1,x}$	=	ekvivalent masse i vindretning
$n_{1,x}$	=	fundamental egenfrekvens for konstruksjonens vibrasjoner i vindretning
$\Phi_{1,x}(z)$	=	fundamentale egensvingeformen i vindretning

Toppfaktoren k_p , er definert som forholdet mellom maksimumsverdien av den fluktuerende delen av responsen og dens standardavvik. NS-EN 1991-1-4 B.2 [48] gir

$$k_p = \sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)}} \quad (10.3)$$

v	=	oppkryssingsfrekvens, lik egenfrekvens $n_{1,x}$
T	=	midlingstiden for stedsvindhastigheten, $T = 600$ s

Dempingsforholdet i konstruksjonen er satt til 1 % [49]. Dette gir et logaritmisk dekrement på 0,0628 som brukes i utregning av standardavviket.

10.2 Elementmodellering og analyse

Elementmodelleringen og analysen for å finne egenfrekvensene er utført på samme måte som i ”Dynamiske egenskaper til høye trehus” [1], og følger samme fremgangsmåte. Det blir utført analyser på 5 forskjellige modeller. Disse modellene er like med de som er gitt i ”Dynamiske egenskaper til høye trehus” [1], men redusert til halv høyde og vist i kapittel 10.4.

10.2.1 Materialer og forbindelser

Søylene, bjelkene, krysstiverne og trappesjakten utføres med materialkvalitet GL 32c. Gulv og tak utføres med massivtredekker. Ved beregninger av egenfrekvens er lastfaktor for bruksgrensetilstand benyttet. Det vil si at nyttelasten multipliseres med en faktor 0,7 [48].

Nyttelasten i bygget er satt til 3 kN/m^2 og snølasten er satt til $1,28 \text{ kN/m}^2$ (Bergen kommune) [1]. Denne lasten adderes til gulv- og takelementenes tetthet. Gulv og tak, som er utført i massivtre, har en tetthet på 510 kg/m^3 . For gulvelementene og takelementene blir total tetthet henholdsvis 1700 kg/m^3 og 1017 kg/m^3 . Alle materialparametere og utregning av totale tettheter for denne analysen er vist i vedlegg 19.

Søylene og trappesjakten er gjennomgående og fast innspent i grunn. Bjelkene og kryssstiverne festes til søylene med den aktuelle forbindelsen. Trappesjakten har en antatt lik oppførsel som en limtresøyle. Dette er ikke konservativt, men blir brukt som en tilnærming.

Bjelkenes festepunkt antas å være stivt fastholdt mot translasjoner. Festepunktet modelleres med en rotasjonsstivhet på $2,67 \cdot 10^{10} \text{ Nmm/rad}$ om bjelkens stive akse, som bestemt i kapittel 9. Rotasjonsstivhet om bjelkens svake akse neglisjeres ettersom rotasjonen blir liten og bjelkene fastholdes av gulvskivene i denne retningen. Forbindelsene antas fastholdt mot vipping.

Kryssstiverne antas fastholdt mot vipping. Disse vil ha liten rotasjon i forbindelsene og derfor neglisjeres rotasjonsstivheten i forbindelsene [50]. Disse er totalt fastholdt mot translasjoner.

Gulv- og takskivene festes til bjelkene. Skivene blir ikke fastholdt mot rotasjon men vil være translasjonsfastholdt til bjelken.

10.2.2 Modellering i Abaqus/CAE 6.9-2

Det blir benyttet to del-typer i modelleringen i Abaqus/CAE 6.9-2. Disse er *wire* og *shell*.

Wire

Søylar, bjelker og trappesjakt er modellert som *wire*. En *wire*-del har en geometri som består av en enkelt linje. Programmet gir mulighet for å angi materialparameter og tverrsnitt. *Wire*-deler er benyttet for å modellere søylar, trappesjakt og bjelker. Lengden til *wire*-delene for søylen og trappesjakten er 4 m, mens bjelkene er 6,25 m. En *wire*-del krever lite regnearbeid og er å foretrekke for å oppnå redusert analysetid. *Wire*-deler er valgt fordi kravet om lokale detaljer ikke er viktig sammenliknet med det globale resultatet. Disse delene er meshet i 10 elementer av typen B31. B31 er en lineær bjelke-elementtype. Denne elementtypen består av 2 noder med lineær fordeling mellom disse.

Shell

Gulv og takelementer er modellert som *shell*. En *shell*-del har en geometri som består av høyde og bredde. Programmet gir mulighet for å angi materialparameter og tykkelse. *Shell*-element er benyttet for å modellere gulv- og takskiver i modellen. Disse er modellert i størrelser på 6,25x6,25 m. Som for *wire*-deler krever *shell*-deler lite regnearbeid. *Shell*-deler er valgt fordi kravet om lokale detaljer ikke er viktig sammenliknet med det globale resultatet. Disse er meshet i ca 100 elementer av typen S4R. Dette elementet er også beskrevet i kapittel 8.

Sammenkobling av elementer

For å koble sammen elementene i modellen er det benyttet *constraints* (beskrevet i kapittel 8) og *engineering features*.

For denne modellen er det bare benyttet to ulike typer *constraints*:

- *Coupling constraint*
Coupling constraints er benyttet for å koble sammen endepunktene i bjelker, søyler og kryss-stivere i modellen. Det kan velges å låse translasjons- og rotasjonsbevegelse i de retningene som er ønskelig.
- *Tie constraint*
Tie constraints er benyttet for å koble gulv- og takskiver til bjelkene i modellen uten relativ forskyvning mellom dem. Rotasjonsfastholdelse kan også velges.

Engineering features gir blant annet mulighet for å innføre fjærstivhet og demping mellom to noder i modellen. Dette er benyttet for å innføre rotasjonsstivheter i forbindelsene i modellen.

Analyse

Det utføres egenfrekvensanalyse av modellene i Abaqus/CAE 6.2-9. For å utføre dette er *step* satt til *linear perturbation* som fremgangsmåte med valg av *frequency*. Ved valg av *linear perturbation* som fremgangsmåte kan responsen kun være lineær. Det vil si at responsen av systemet er definert av den lineært elastiske stivheten til referansemodellen [41]. *Frequency* benyttes for å utføre uthenting av egenverdier for å beregne naturlige egenfrekvenser og tilhørende svingeformer til systemet [41]. Abaqus/Standard tilbyr tre metoder for uthenting av egenverdier. *Lanczos*, *AMS* og *subspace iteration*. I dette tilfellet er kun et bestemt antall egenfrekvenser av interesse. *Lanczos-metoden* gir mulighet for angivelse av antall egenfrekvenser som er av interesse. Ved å angi dette, vil man få ut verdiene av disse egenfrekvensene [41]. Det er derfor denne metoden som er benyttet for analyser av modellen.

10.3 Geometri*Byggets dimensjoner*

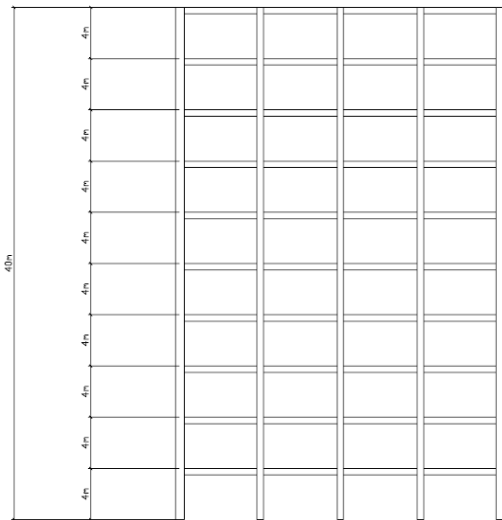
Grunnflate:	25x25 m
Etasjer:	10 (etasjehøyde 4m)
Total høyde:	40 m

Tverrsnitt

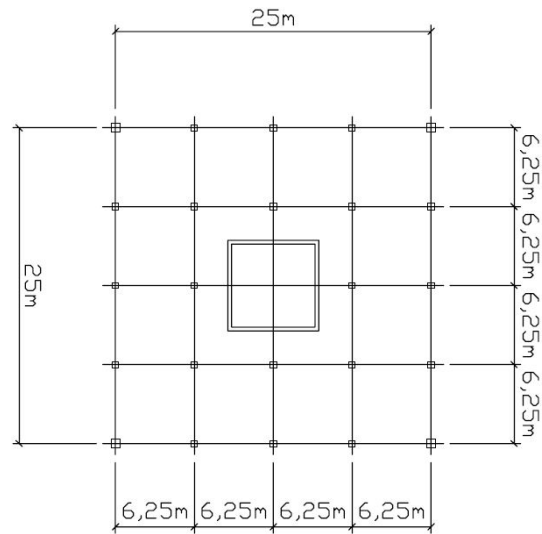
Søyler:	600x600 mm
Bjelker:	1000x300 mm
Massivtredekker tykkelse:	180 mm
Kryss-stivere:	300x300 mm og 500x500 mm

Trappesjakten utføres som et kvadratisk hulltverrsnitt med vegg lengde 7,2 m og veggtykkelse 0,3 m. Dette er gjort som en tilnærming til en avstivende trappesjakt med to adskilte trapperom.

Figur 10.2 viser et målsatt vertikalsnitt av bygget mens figur 10.3 viser et målsatt horisontalsnitt.



10.2 Vertikalsnitt av eksempelbygg

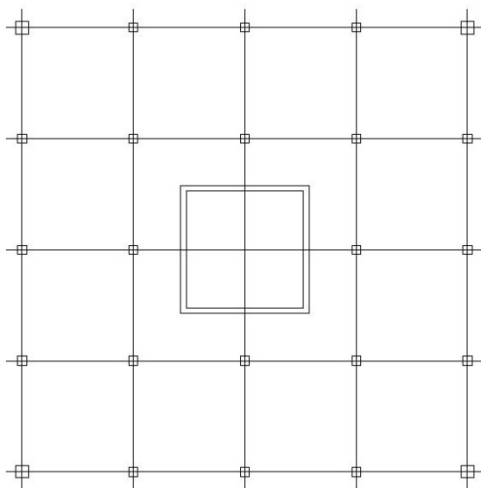


10.3 Horisontalsnitt av eksempelbygg

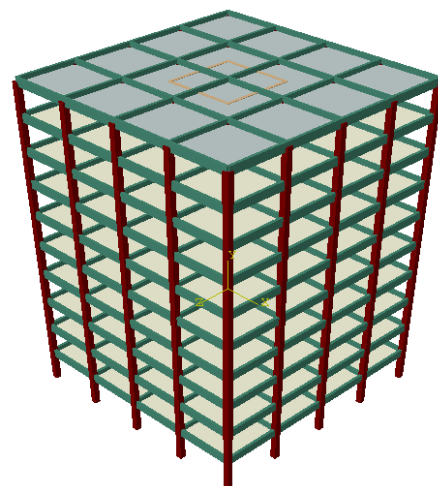
10.4 Modeller

Det er foretatt analyser av totalt 5 modeller for å sammenligne akselerasjonsverdier.

- Modell 1 er et bygg uten andre avstivingslementer enn tresjakten i midten. Modell 1 er vist i figur 10.4 og 10.5.

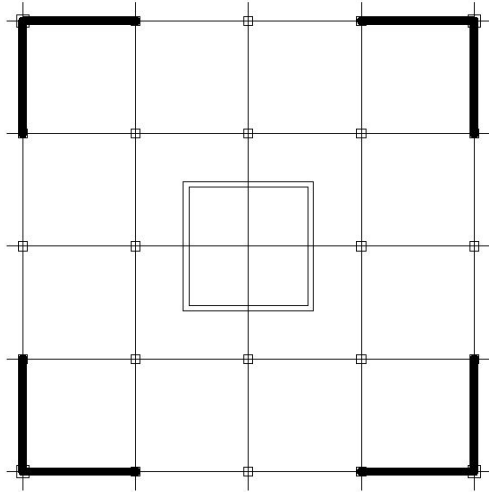


10.4 Avstivning av modell 1

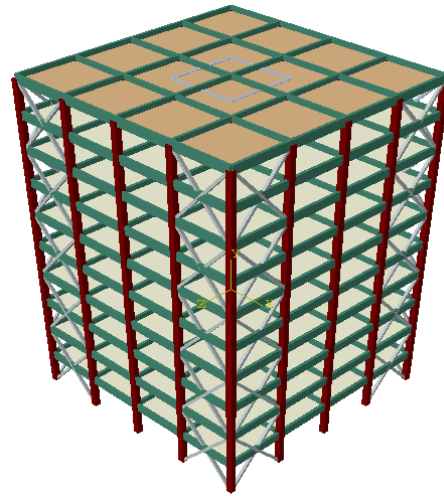


10.5 Illustrasjon av modell 1

- Modell 2 er et bygg med avstivningselementer i hvert hjørne.
Modell 2 er vist i figur 10.6 og 10.7.

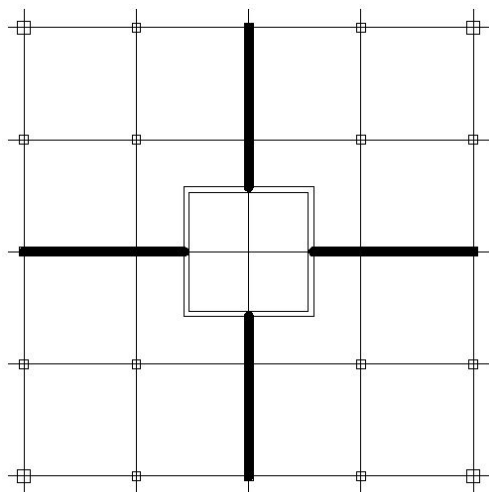


10.6 Avstivning av modell 2

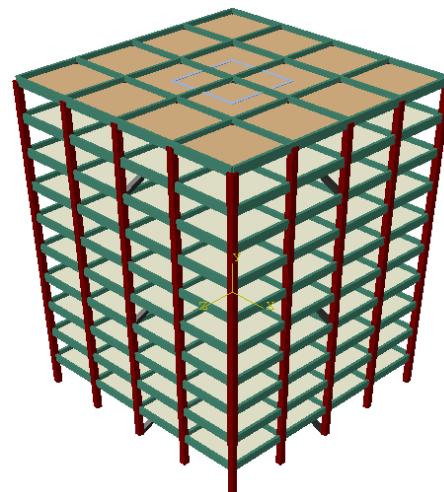


10.7 Illustrasjon av modell 2

- Modell 3 er et bygg med avstivningselementer innvendig i bygget.
Modell 3 er vist i figur 10.8 og 10.9.

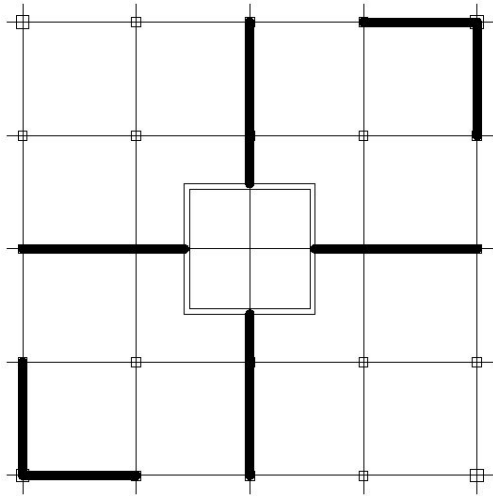


10.8 Avstivning av modell 3

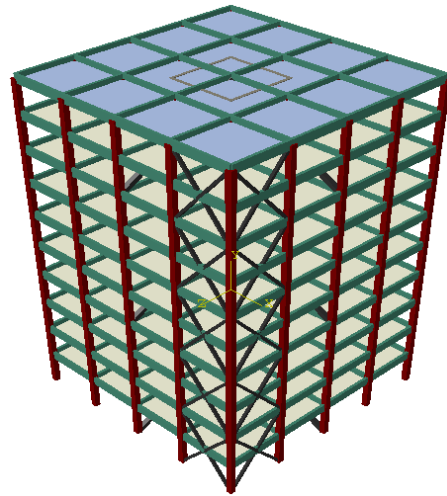


10.9 Illustrasjon av modell 3

- Modell 4 er et bygg med avstivningselementer innvendig i bygget og på to av sidene. Modell 4 er vist i figur 10.10 og 10.11.

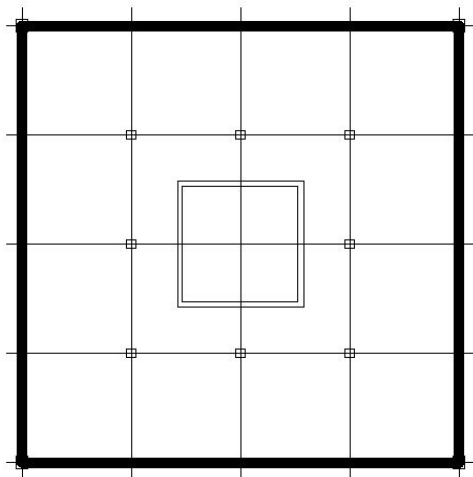


10.10 Avstivning av modell 4

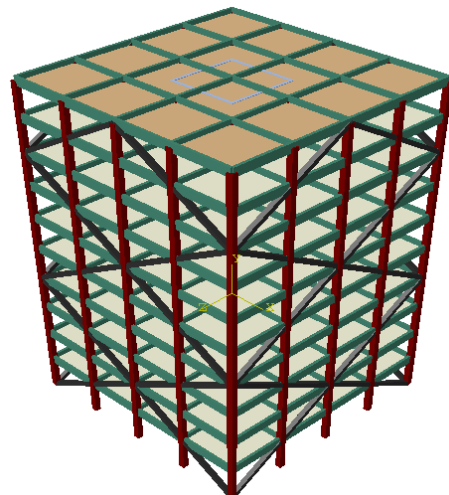


10.11 Illustrasjon av modell 4

- Modell 5 er et bygg med avstivningselementer på alle sidene. Modell 5 er vist i figur 10.12 og 10.13.



10.12 Avstivning av modell 5

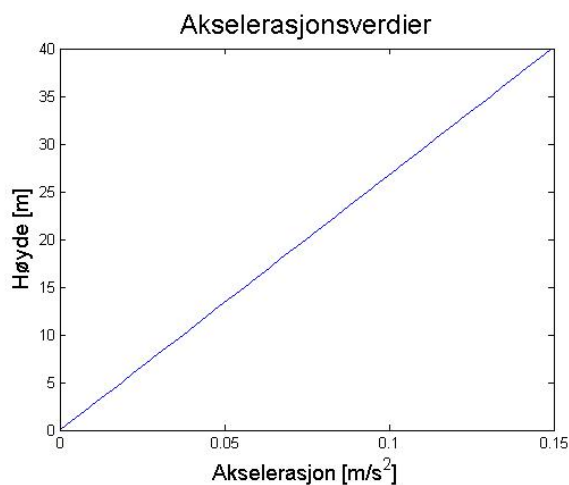


10.13 Illustrasjon av modell 5

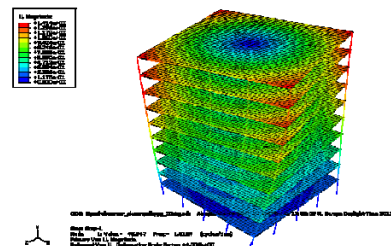
10.5 Resultater

10.5.1 Modell 1 – Bygg uten avstivingslementer

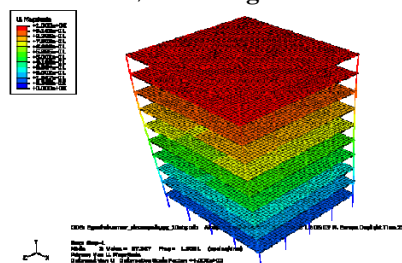
De tre første svingemodene er vist i figur 10.15-10.17:



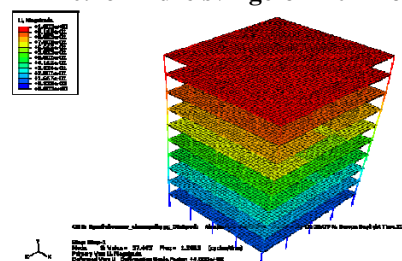
10.14 Akselerasjonsverdier i forskjellige høyder av bygget for modell 1



10.15 Første svingemode til modell 1



10.16 Andre svingemode til modell 1



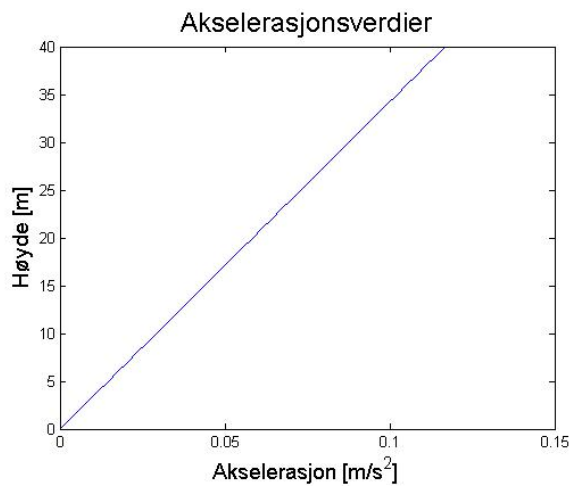
10.17 Tredje svingemode til modell 1

- Laveste egenfrekvens for bevegelse i vindretning: 1,2051 Hz, svingemode 2
- Byggets totale masse (vedlegg 20): 3301201 kg
- Akselerasjon i øverste etasje (36 meter): 0,135 m/s^2

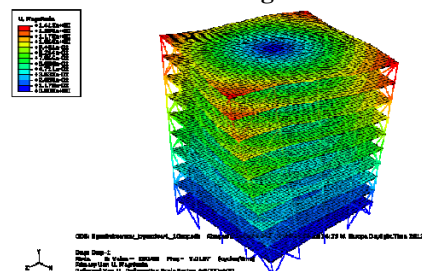
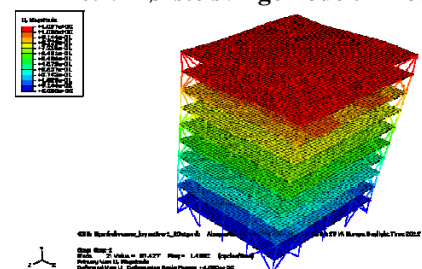
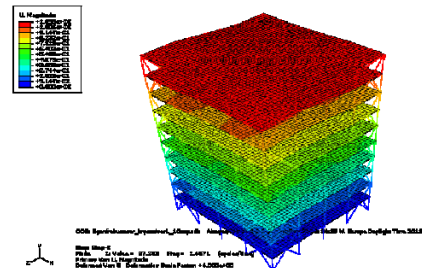
Akselerasjonsverdiene er vist for forskjellige høyder i bygget i figur 10.14.

10.5.2 Modell 2 – Bygg med avstivingslementer i alle hjørner

De tre første svingemodene er vist i figur 10.19-10.21:



10.18 Akselerasjonsverdier i forskjellige høyder av bygget for modell 2

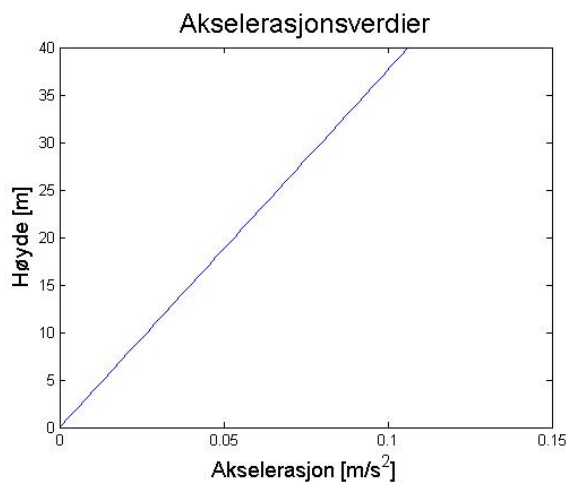


- Laveste egenfrekvens for bevegelse i vindretning: 1,4871 Hz, svingemode 1
- Byggets totale masse (vedlegg 20): 3360241 kg
- Akselerasjon i øverste etasje (36 meter): 0,105 m/s²

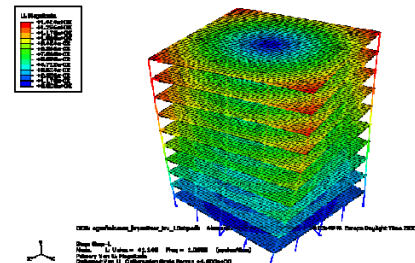
Akselerasjonsverdiene er vist for forskjellige høyder i bygget i figur 10.18.

10.5.3 Modell 3 – Bygg med avstivingslementer innvendig

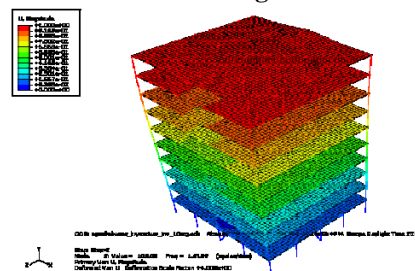
De tre første svingemodene er vist i figur 10.23-10.25:



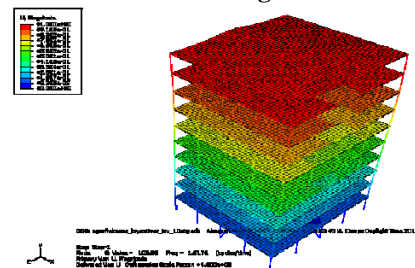
10.22 Akselerasjonsverdier i forskjellige høyder av bygget for modell 3



10.23 Første svingemode til modell 3



10.24 Andre svingemode til modell 3



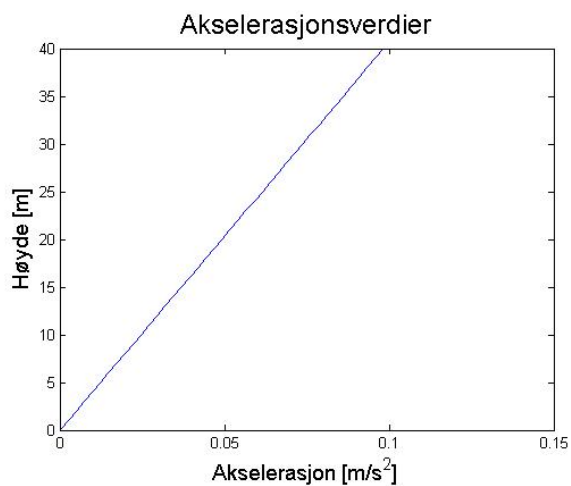
10.25 Tredje svingemode til modell 3

- Laveste egenfrekvens for bevegelse i vindretning: 1,6159 Hz, svingemode 2
- Byggets totale masse (vedlegg 20): 3362701 kg
- Akselerasjon i øverste etasje (36 meter): 0,096 m/s²

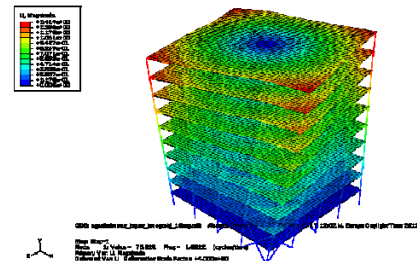
Akselerasjonsverdiene er vist for forskjellige høyder i bygget i figur 10.22.

10.5.4 Modell 4 – Bygg med avstivingslementer innvendig og i to hjørner

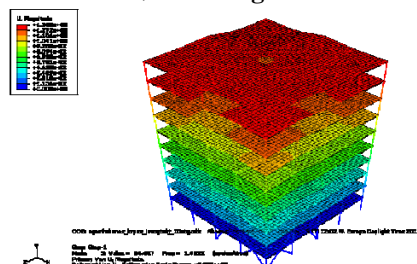
De tre første svingemodene er vist i figur 10.27-10.29:



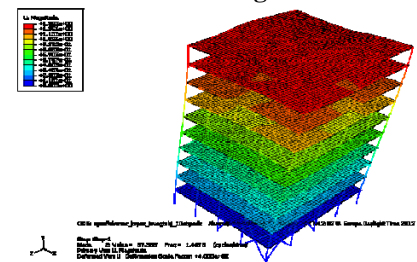
10.26 Akselerasjonsverdier i forskjellige høyder av bygget for modell 4



10.27 Første svingemode til modell 4



10.28 Andre svingemod til modell 4



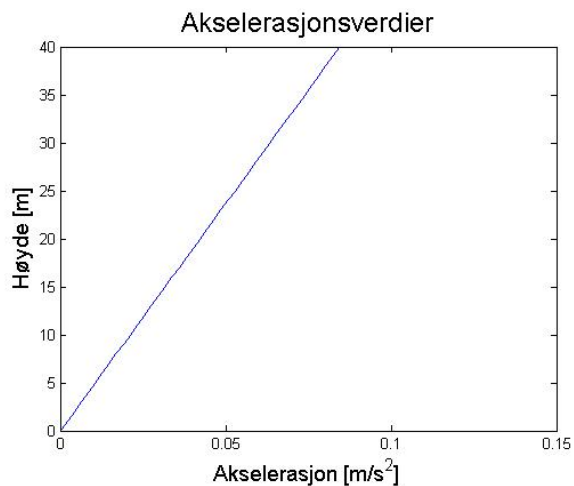
10.29 Tredje svingemod til modell 4

- Laveste egenfrekvens for bevegelse i vindretning: 1,7198 Hz, svingemode 2
- Byggets totale masse (vedlegg 20): 3392221 kg
- Akselerasjon i øverste etasje (36 meter): 0,0885 m/s^2

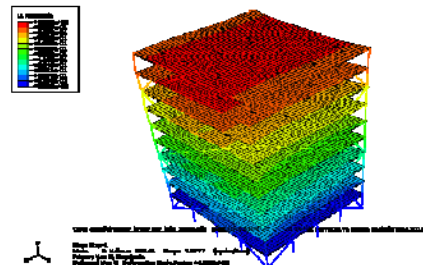
Akselerasjonsverdiene er vist for forskjellige høyder i bygget i figur 10.26.

10.5.5 Modell 5 – Bygg med avstivingslementer utvendig i hele bygget

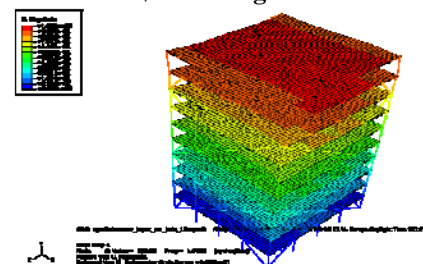
De tre første svingemodene er vist i figur 10.31-10.33:



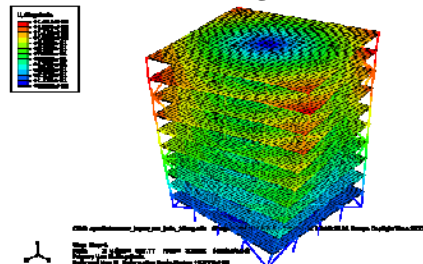
10.30 Akselerasjonsverdier i forskjellige høyder av bygget for modell 5



10.31 Første svingemode til modell 5



10.32 Andre svingemode til modell 5



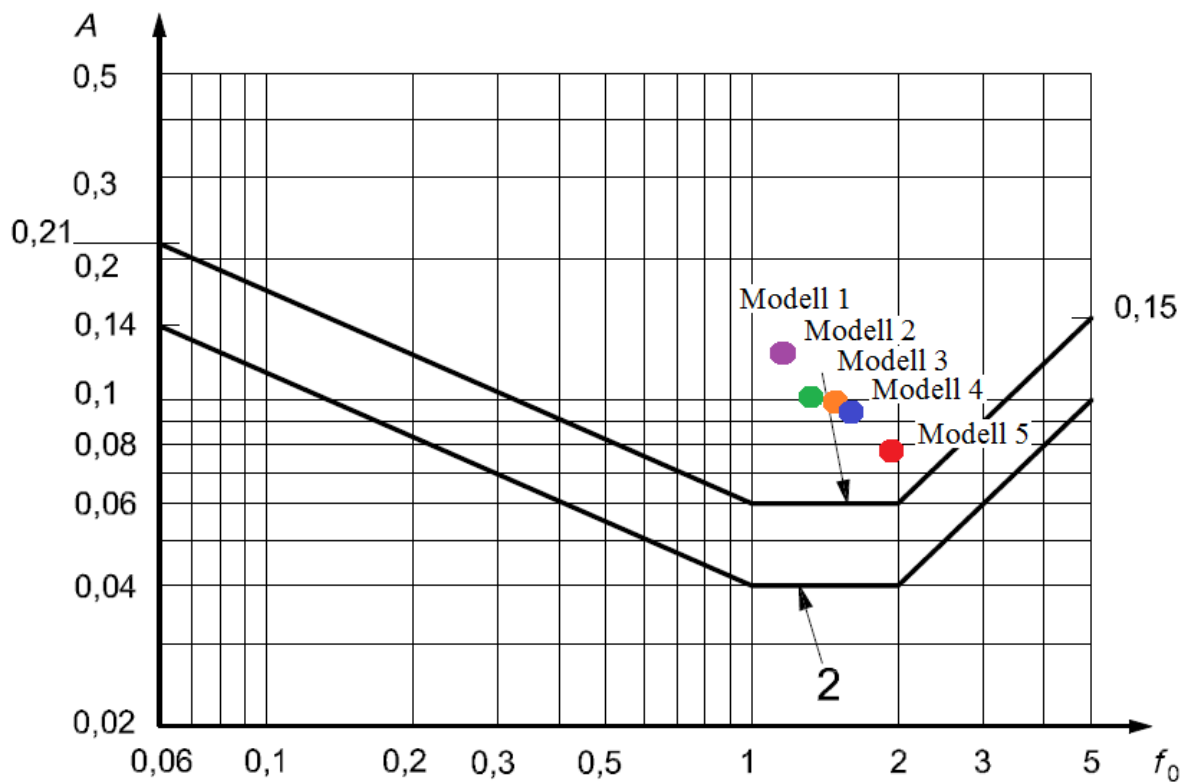
10.33 Tredje svingemode til modell 5

- Laveste egenfrekvens for bevegelse i vindretning: 1,9777 Hz, svingemode 1
- Byggets totale masse (vedlegg 20): 3362701 kg
- Akselerasjon i øverste etasje (36 meter): 0,076 m/s^2

Akselerasjonsverdiene er vist for forskjellige høyder i bygget i figur 10.30.

10.5.6 Diskusjon

Akselerasjonsverdiene er vist mot kravene i figur 10.34:



10.34 Akselerasjonsverdier for de forskjellige modellene vist mot kravene i ISO 10137 [47]

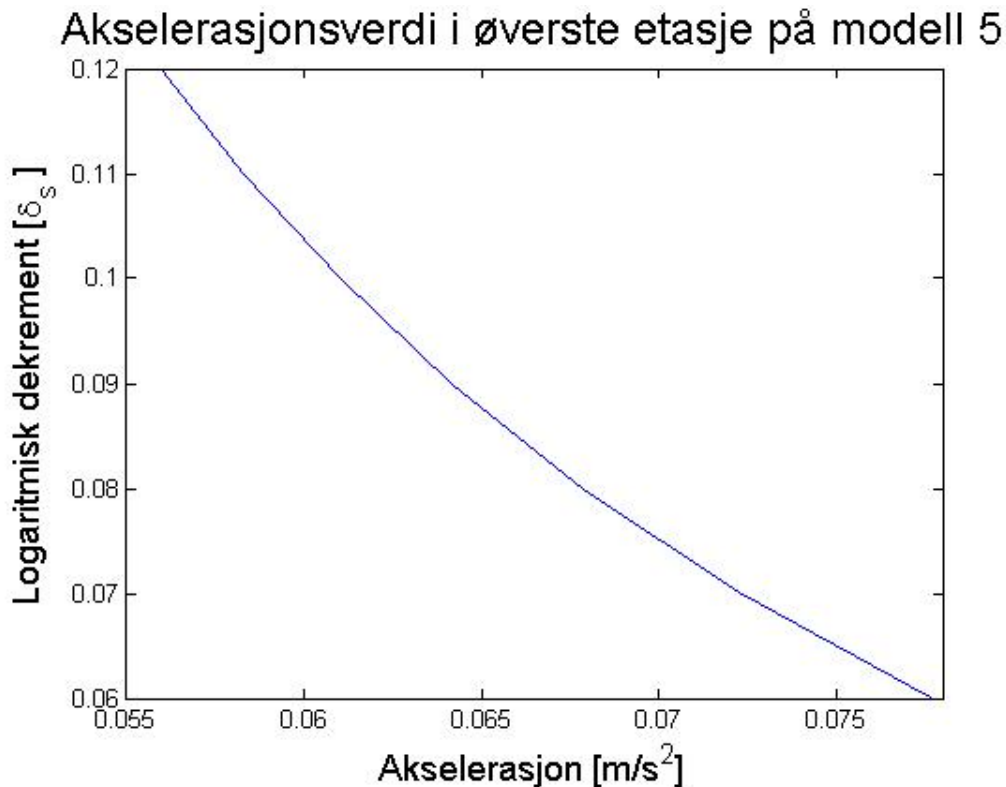
Modellene ligger utenfor kravene for akselerasjonsnivåer i øverste etasje. For modell 5 er imidlertid akselerasjonsverdien veldig nært kravet. I ”*Dynamiske egenskaper til høye trehus*” [1] diskuteres muligheten for å senke akselerasjonsverdien ved å redusere returperioden til kritisk vindhastighet. Hvis man kan redusere denne fra 50 år til en noe lavere periode, vil akselerasjonsverdiene for flere av modellene kunne komme ned mot godkjent nivå. Akselerasjonene i toppen av bygget vil også kunne reduseres ved å:

- øke massen i bygget
- øke stivheten
- Kan gjøres ved å:
 - innføre avstivningselementer
 - øke tverrsnitt av bjelker og søyler
 - øke stivhet i forbindelser
 - innføre dempingslementer
- innføre dempingslementer

[1]

Det er også en usikkerhet i det logaritmiske dekrementet av konstruksjonens demping i egensvingeformen, δ_s . Denne er satt til 0,0628 i denne oppgaven som nevnt tidligere. Tabell F.2 i NS-EN 1991-1-4 [48] gir tilnærmede verdier på 0,06 – 0,12 for δ_s for trebruer, men det

er ikke gitt verdier for andre typer trekonstruksjoner. Dette tilsvarer dempingsforhold på omtrent 1 – 2 %. Dempingsforholdet for eksempelbygget er vanskelig å bestemme nøyaktig, men det er utført tester av massivtredekker der dempingsforholdet ligger på over 2 % [51]. Forsøkene med gulvdekket indikerer at dempingsforhold for trebygg kan vise seg å ligge opp mot 5 % [52]. Det er derfor rimelig å anta at et dempingsforhold på rundt 2 % er oppnåelig for høye bygg i tre. Akselerasjonsverdier i øverste etasje på modell 5 er vist mot økningen i det logaritmiske dekrementet av konstruksjonens demping i egensvingeformen i figur 10.35:



10.35 Akselerasjonsverdier for modell 5 vist mot økning i det logaritmiske dekrementet av konstruksjonens demping i egensvingeformen

Hvis man benytter høyeste verdi, $\delta_s = 0,12$, på modell 5, vil akselerasjonsverdien synke til 0,056. Denne verdien er innenfor kravet på 0,06. For å oppnå kravet er det kun nødvendig med logaritmisk dekrement på 0,1, som tilsvarer et dempingsforhold på 1,6 %.

10.5.7 Kommentar

Beregningene viser at det 10 etasjer høye eksempelbygget i tre med den aktuelle forbindelsen ikke tilfredsstillende akselerasjonskravene med de antagelsene som er gjort. Det er imidlertid flere forandringer som kan utføres for gunstigere verdier:

- Figur 10.35 viser at det logaritmiske dekrementet av konstruksjonens demping i egensvingeformen har stor innvirkning på akselerasjonsverdien, og forsøk ved NTNU av massivtredekker gir indikasjoner på at dempingsforholdet muligens kan økes fra 1 %, som er benyttet i denne beregningen, til 2 % [51].

- Figur 10.34 viser at akselerasjonsnivået i bygget vil synke ved innføring av avstivning i bygget. Ved bygg som har større grunnflate enn eksempelbygget, men fortsatt samme høyde, vil normalt også akselerasjonsverdien være lavere.
- Ved å godta en lavere returperiode for ekstreme vindhastigheter, vil også kravene senkes. Dette er videre omtalt i ”*Dynamiske egenskaper til høye trehus*” [1].
- Bygget er plassert i Bergen. Ved å benytte andre geografiske plasseringer, kan påkjenning fra vind reduseres, som igjen vil føre til et redusert akselerasjonsnivå.

Akselerasjonsverdiene ligger nær kravene (figur 10.34), og det er kun små reduksjoner som er nødvendig for å tilfredsstille disse. Det virker dermed rimelig å anta at akselerasjonskravene kan tilfredstilles for 10 etasjers høybygg i tre med denne konstruksjonsmetoden hvis noen av de ovennevnte faktorene tas hensyn til.

11. Konklusjon

Oppgavens mål har vært å utvikle en forbindelse til bruk i høye prefabrikkerte trebygg. I oppgaven inngår bestemmelse av forbindelsens egenskaper og bruksområder.

Forbindelsen sikrer en effektiv montering på byggeplass, samtidig som den oppfyller krav til en momentstiv forbindelse med god momentkapasitet og rotasjonsstivhet. Denne forbindelsen kan dermed benyttes for å oppnå en momentstiv rammevirkning i høye trebygg. Det er også mulighet for påmontering av avstivningselementer.

Det er ønskelig å unngå brudd i treet, ettersom brudd i tremateriale er et sprøbrudd uten mulighet for omfordeling av laster. Ved å justere tykkelsen til endeplaten kan man oppnå stivere forbindelser med høyere kapasitet, eller lavere stivhet med lavere kapasitet. Forandring i tykkelsen til endeplaten vil dermed være en god metode for å oppnå de ønskede egenskaper ved en bestemt forbindelse. Ved kapasitetsoverstigelse i endeplaten før kapasitetsoverskridelse i trematerialet, oppnås et forutsigbart brudd. Dette vil gi plastisk oppførsel som kan oppfattes før et endelig brudd i forbindelsen og gi tid til evakuering og avlastning.

Oppsummering av positive og negative egenskaper til forbindelsen:

Positive egenskaper

- Mulighet for rask montering. God klaring for tilstramming av bolter.
- Mulighet for enkel innheising med kran.
- Enkel utforming.
- Lett å produsere i fabrikk.
- God skjær- og momentkapasitet.
- Høy stivhet.
- Enkel mulighet for påmontering av krysstivere.
- Duktil oppførsel. Kan forandres ved reduisering av tykkelse på endeplate.
- Materialeffektiv, lett forbindelse.
- Fast innspente bjelker gir liten nedbøyning. Høy kapasitet tillater store spenn.
- Gode inspeksjonsmuligheter.

Negative egenskaper

- Få justeringsmuligheter. Krever nøyaktighet og planlegging av montering.
- Behov for stort bjelketverrsnitt. Minimum 1000 x 300 mm.
- Må brannisoleres.
- Stor overflate på forbindelse.

Beregninger av et 10 etasjers eksempelbygg med den aktuelle forbindelsen viser at trebygg opp til og med 10 etasjer ligger på grensen til å tilfredsstille krav til akselerasjon. Det er usikkerheter i beregningene, spesielt med tanke på byggets dempningsforhold i egenfrekvensen. I beregningene er det benyttet et konservativt dempningsforhold på 1 %. Ved å øke dempningsforholdet til bygget vil akselerasjonsnivåene reduseres. Eksempelbygget er et enkelt bygg med kvadratisk grunnflate og trappesjakt i senter. Alternative utforminger kan øke stivheten og føre til lavere akselerasjonsverdier. Dette viser at 10-etasjers trehus som benytter denne forbindelsen, med rett avstivningssystem, bør kunne tilfredsstille krav til akselerasjonsverdier for kontorbygg i øverste etasje.

Det konkluderes med at forbindelsen har mange ønskede egenskaper for forbindelser i høye trekonstruksjoner. Resultatene viser at det bør være mulig å produsere prefabrikkerte elementer i tre som kan benyttes i bygg opp til 10 etasjer uten spesielle ekstratiltak for å sikre lave akselerasjonsverdier.

12. Videre arbeid

Denne rapporten er en innføring i arbeidet med utvikling av effektive forbindelser i høye konstruksjoner i tre. Det er flere muligheter for videre arbeid med denne rapporten som grunnlag.

I denne oppgaven er kapasiteter og stivheter kun bestemt ved håndberegninger i henhold til eurokoder og numeriske beregninger med FEA. Et forslag til videre arbeid kan være å utføre fullskalatester på forbindelsen for å bestemme kapasiteter og stivheter. Dette innebærer å lage prototyper i både modell- og fullskala av forbindelsen og prøve disse ut i laboratoriet.

Flere av forslagene for utforming av forbindelse kan vurderes nærmere. Det er mange av alternativene som ble presentert i kapittel 4 som har interessante egenskaper. Noen av disse kan vurderes nærmere med tanke på bruksområder, utforming, kapasitet, stivhet og monteringsvennlighet.

Forbindelsen er utformet med tanke på kapasitet, stivhet og monteringsvennlighet. Det kan være muligheter for å optimalisere utformingen til forbindelsen ytterligere.

I kapittel 5.8 er det beskrevet en alternativ utforming med bruk av lange aksialbærende treskruer til innfesting av endeplate i bjelkens ende. Et forslag til videre arbeid kan være å utrede egenskaper ved denne utformingen.

Beregningene som ble gjort i kapittel 7 viser at stivhetsberegninger i henhold til NS-EN 1995-1-1 [29] gir dårlige resultater sammenlignet med forsøk for dybler belastet parallelt med fiberretning. Et forslag til videre arbeid kan være å se på muligheten for å utvikle formler for bedre stivhetsberegninger.

Akselerasjonsverdiene kan reduseres betydelig ved å benytte et høyere dempingsforhold for bygget i egensvingeformen i beregningene. NS-EN 1991-1-4 [48] gir kun verdier for trebruer, og disse verdiene er ikke presise. Forsøk på etasjeskillere i tre viser at dempingsforhold for disse ligger på over 2 % [51]. Dette indikerer at dempingsforhold for høye bygg i tre kan ligge enda høyere. Forsøkene kan det tyde på dempingsforhold opp mot 5 % [52]. Et forslag til videre arbeid kan være å se på dempingsforhold til trekonstruksjoner og finne hvilket dempingsforhold som kan oppnås for høye trebygg.

I denne oppgaven er det kun utført beregninger for akselerasjonsverdier i bruksgrense for eksempelbygget. Et forslag til videre arbeid kan være å utforme et bygg som kan benytte den aktuelle forbindelsen, og se til at dette bygget tilfredsstiller alle krav i bruks- og bruddgrense.

I kapittel 5.1.1 er det beskrevet en dybelforbindelse som kan benyttes for å oppnå momentstive forbindelser. Denne metoden er ny og ikke veldig utprøvd [27]. Et forslag til videre arbeid kan være å se på forskjellige egenskaper til denne typen forbindelse.

Referanser

- [1] E. Skåren og O. Neset, «Prosjektoppgave 2011 - Dynamiske egenskaper til høye trehus,» Trondheim, 2011.
- [2] Autodesk, «Autodesk Revit Products,» [Internett]. Available: <http://usa.autodesk.com/revit/>. [Funnet 06 04 2012].
- [3] Statsbygg, «BIM - En kortfattet innføring,» [Internett]. Available: <http://www.statsbygg.no/FoUprosjekter/BIM-Bygningsinformasjonsmodell/BIM-En-kortfattet-innforing/>. [Funnet 06 04 2012].
- [4] R. D. Cook, D. S. Malkus, M. E. Plesha og R. J. Witt, Concepts and applications of finite element analysis, fourth edition, Madison: John Wiley & Sons. Inc., 2001.
- [5] Vest-Telemark museum, «Vest-Telemark museum,» [Internett]. Available: <http://www.vest-telemark.museum.no/sider/tekst.asp?side=75>. [Funnet 3 Februar 2012].
- [6] K. I. Edvardsen og T. Ramstad, Håndbok 53 Trehus, Oslo: Norges byggforskningsinstitutt, 2007.
- [7] K. H. Solli og G. Glasø, «Trebaserte konstruksjonselementer,» *Fokus på Tre* 27, 26 Juli 2011.
- [8] J. Kolb, Systems in Timber Engineering, Uttwil: Birkhauser Verlag AG, 2008.
- [9] K.-H. Götz, D. Hoor, K. Möhler og J. Natterer, Holzbau Atlas, München: Institut für internationale Architektur-Dokumentation GmbH, 1980.
- [10] O. C. I. A. Olle Carling, Limtreboka, Stockholm: Svenskt Limträ AB, 2002.
- [11] Treindustrien, Trefokus, Treteknisk og Norges Skogeierforbund, Treindustriens Lille grønne, Treindustrien, 2009.
- [12] Undervisningsbygg, «Superkuben - Nytt konsept for skoler og barnehager,» Oslo kommune, Oslo.
- [13] Trefokus og Treteknisk, Fokus på tre, nr. 54, Opplevelse av trematerialer i innemiljø, Trefokus og Treteknisk, 2012.
- [14] Betongelementforeningen, Betongelementboken - Bind A Bygging med betongelementer, Oslo: Betongelementforeningen, 2010.
- [15] Bybrann.no, «Murtvang,» [Internett]. Available: http://bybrann.no/?page_id=163. [Funnet 26 03 2012].
- [16] G. Glasø og H. Landrø, «Tre og brann,» *Fokus på tre, Nr 37*, 2005.
- [17] B. R. Sodeland, «Alle gode ting er massivtre,» *Hus&bolig*, pp. 57-59, 2005.
- [18] T. Rønning og I. Brodey, «Dagens Næringsliv, D2,» [Internett]. Available: <http://www.dn.no/d2/arkitektur/article1789680.ece>. [Funnet 3 Februar 2012].
- [19] G. Glasø, «Fleretasjes trehus,» *Fokus på tre* 32, September 2008.
- [20] J. Aarstad, «Mulighetsstudie ev Barentshus, Kirkenes,» Norsk Treteknisk Institutt, Oslo, 2011.
- [21] H. Larsen og V. Enjily, Practical design of timber structures to Eurokode 5, London: Thomas Telford Limited, 2009.
- [22] Teknisk Ukeblad, «Verdens høyeste treblokk,» *Teknisk Ukeblad*, pp. 8-9, 2011.
- [23] C. Meinhardt, «Increase of a high rise buildings damping behaviour by applying Large

- Scale Tuned Mass Dampers,» 2008.
- [24] Betongelementforeningen, *Betongelementboken - Bind C Elementer og knutepunkter*, Betongelementforeningen, 2006.
- [25] K. A. Malo, P. Ellingsbø og H. C. Stamatopoulos, «Deformasjoner i forbindelser kan bestemme lastføringer i statisk ubestemte systemer.,» Department of Structural Engineering, NTNU, Trondheim.
- [26] H. Liven, «Forbindelser på Vennesla Bibliotek,» Moelven Limtre AS, 2011.
- [27] Moelven Limtre AS, *Ekskursjon til Moelven Limtre AS 07.03.2012*, Moelv, 2012.
- [28] Arvid Nilsson, *Katalog 2005*, Arvid Nilsson, 2005.
- [29] Standard Norge, NS-EN 1995-1-1, Standard Norge, 2004.
- [30] Standard Norge, NS-EN 1993-1-8, Standard Norge, 2005.
- [31] Standard Norge, NS-EN 1995-1-2, Standard Norge, 2004.
- [32] Standard Norge, NS-EN 1993-1-2, Standard Norge, 2005.
- [33] Firesafe AS, «Brannbeskyttelse,» [Internett]. Available: http://www.firesafe.no/produkter_Brannbeskyttelse.asp. [Funnet 03 05 2012].
- [34] Tension Control Bolts Ltd., «Shear Wrenches,» [Internett]. Available: http://www.tcbolts.co.uk/8_shearwrenches.html. [Funnet 14 02 2012].
- [35] Statens Vegvesen, *Vegliste 2012 - Vedlegg 2 til forskrift om bruk av kjøretøy - Riksveger Dispensasjonsbestemmelser for spesialtransport*, Statens Vegvesen, 2012.
- [36] Lovdata, «FOR 1990-01-25 nr 92: Forskrift om bruk av kjøretøy,» [Internett]. Available: <http://www.lovdata.no/cgi-wift/ldles?doc=/sf/sf/sf-19900125-0092.html#5-6>. [Funnet 14 05 2012].
- [37] Betongelementforeningen, *Betongelementboken - Bind G Transport og montasje*, Oslo: Betongelementforeningen, 2009.
- [38] H. Larsen, «Masteroppgave 2012 - Lange aksialbærende treskruer,» Trondheim, 2012.
- [39] Standard Norge, NS-EN 1993-1-1, Standard Norge, 2005.
- [40] K. A. Malo, *Fatigue Tests of Timber Structures with Dowel Joints*, Trondheim: NTNU, 1998.
- [41] Simulia, *Abaqus 6.9 Documentation*, Simulia, 2012.
- [42] K. M. Mathisen, *Lecture 11: Solution Methods for Contact Problems*, Trondheim, Sør-Trøndelag: NTNU, 2011.
- [43] The Engineering ToolBox, «Friction and Coefficients of Friction,» [Internett]. Available: http://www.engineeringtoolbox.com/friction-coefficients-d_778.html. [Funnet 05 05 2012].
- [44] K. M. Mathisen, *Lecture 7: Solution of the Dynamic Equilibrium Equations by Explicit Direct Integration*, Trondheim, Sør-Trøndelag: NTNU, 2011.
- [45] P. Ellingsbø, Interviewee, *Pålasting i Abaqus/CAE 6.9-2*. [Intervju]. 19 April 2012.
- [46] K. A. Malo, Interviewee, *Plastisk brudd i knutepunkt*. [Intervju]. 29 Mars 2012.
- [47] International Standard, *ISO 10137 Bases for design of structures - Serviceability of buildings and walkways against vibrations*, 2007.
- [48] Standard Norge, NS-EN 1991-1-4, Standard Norge, 2005.
- [49] A. Rönnquist, Interviewee, *Demping i trekonstruksjoner*. [Intervju]. 12 Oktober 2011.
- [50] K. A. Malo, Interviewee, *Rotasjonsstivhet i forbindelse*. [Intervju]. 19 Oktober 2011.

- [51] K. A. Malo, Interviewee, *Dempingsforhold i trebygg*. [Intervju]. 25 Mai 2012.
- [52] N. Labonnote, *Workshop på Trekonstruksjoner NTNU 6. juni 2012 - Damping of vibration in wooden structures*, Trondheim, 2012.
- [53] Standard Norge, NS-EN 1994, Standard Norge, 1999.
- [54] Standard Norge, NS-EN 1990, Standard Norge, 2002.
- [55] P. K. Larsen, *Dimensjonering av stålkonstruksjoner 2. utg.*, Trondheim: Tapir akademiske forlag, 2010.
- [56] K. A. Malo, Interviewee, *Trykk vinkelrett på fiberretning i limtre fra stålplate*. [Intervju]. 18 April 2012.
- [57] Standard Norge, NS-EN 1993-1-5, Standard Norge, 2006.
- [58] Institutt for konstruksjonsteknikk ved NTNU, *Stålkonstruksjoner profiler og formler 3. utgave*, Trondheim: Tapir akademiske forlag, 2003.
- [59] P. Ellingsbø, Interviewee, *Stivhet i forbindelser*. [Intervju]. 18 Oktober 2011.
- [60] Standard Norge, NS EN 338 *Konstruksjonstrevirke Styrkeklasser*, 2003.
- [61] Norsk treteknisk institutt, *Håndbok- bygge med Massivtreelementer Hefte 3 Dimensjonering*, 2006.

13. Vedlegg

13.1 Vedlegg 1 - Materialparametre til bruk i beregninger

Dette vedlegget inneholder oversikt over de materialparametre som er benyttet ved håndberegninger i oppgaven.

Limtre i styrkeklasse GL 32c

Det er benyttet materialparametre i henhold til NS-EN 1194 [53] og NS-EN 1995-1-1 [29]. I henhold til punkt 2.4.1 (1)P i NS-EN 1995-1-1 [29] skal dimensjonerende verdi for en fasthetsegenskap beregnes som:

$$X_d = k_{\text{mod}} \cdot \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (13.1.1)$$

Sikkerhetsfaktorer er benyttet for limtre med lastvarighetsklasse ”langtidslast” og klimaklasse 2. Langtidslast er definert som last som virker over en periode på 6 måneder til 10 år. Klimaklasse 2 er definert som tre med fuktinnhold mellom 12 % og 20% som befinner seg i relativ luftfuktighet på 65% til 85 %. Dette er typisk for:

- Bærende elementer i bygninger som vanligvis ikke er oppvarmet, men ventilerte.
- Taktro.
- Konstruksjoner i friluft, når disse er effektivt beskyttet mot regn og vann.

Materialparametere:

Karakteristisk bøyingsstyrke	$f_{m,g,k}$	32	MPa
Karakteristisk trykkstyrke vinkelrett på fiberretning	$f_{c,90,g,k}$	3,0	MPa
Karakteristisk skjærstyrke	$f_{v,g,k}$	3,2	MPa
Elastisitetsmodul	$E_{0,g,mean}$	13700	MPa
Karakteristisk densitet	$\rho_{g,k}$	410	kg/m ³
Partialfaktor for materialegenskap	γ_M	1,25	
Fasthetsfaktor med hensyn til lastvarighet og fuktinnhold	k_{mod}	0,7	
Dimensjonerende bøyingsstyrke	$f_{m,g,d}$	17,92	MPa
Dimensjonerende trykkstyrke vinkelrett på fiberretning	$f_{c,90,g,d}$	1,68	MPa
Dimensjonerende skjærstyrke	$f_{v,g,d}$	1,79	MPa

Tabell 16 Materialparametere for beregning med GL 32c

Stålkvalitet S355

Det er benyttet materialparametre i henhold til NS-EN 1993-1-1 [39]. I henhold til punkt 2.4.3 (1) i NS-EN 1993-1-1 [39] skal dimensjonerende verdi for en fasthetsegenskap beregnes etter likning (6.6.c) eller likning (6.6.d) i NS-EN 1990 [54]. Disse likningene sier:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (13.1.2)$$

Materialparametere:

Karakteristisk flytespenning	f_y	355	MPa
Elastisitetsmodul	E_s	210000	MPa
Partialfaktor for materialegenskap uansett tverrsnittsklasse	γ_{M0}	1,05	
Dimensjonerende flytespenning	f_{yd}	338	MPa

Tabell 17 Materialparametere for beregning med stålkvalitet S355**Sveis i stålkvalitet S355**

Det er benyttet materialparametre i henhold til NS-EN 1993-1-8 [30].

Materialparametere:

Nominell strekkfasthet	f_u	355	MPa
Elastisitetsmodul	E_s	210000	MPa
Partialfaktor for materialegenskap i sveis	γ_{M2}	1,25	
Korrelasjonsfaktor	β_w	0,9	

Tabell 18 Materialparametere for beregning med sveis i stålkvalitet S355**Bolt med kvalitet 8.8**

Det er benyttet materialparametre i henhold til NS-EN 1993-1-8 [30].

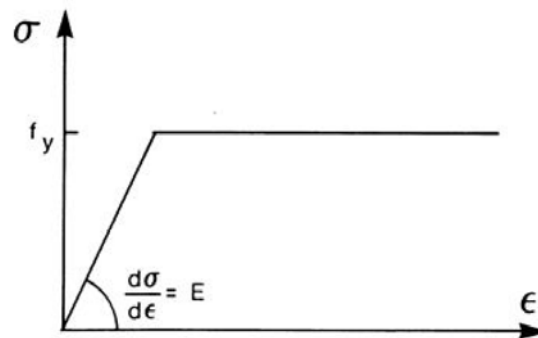
Materialparametere:

Nominell flytegrense	f_{yb}	640	MPa
Nominell strekkfasthet	f_{ub}	800	MPa
Elastisitetsmodul	E_s	210000	MPa
Partialfaktor for materialegenskap i bolter	γ_{M2}	1,25	

Tabell 19 Materialparametere for beregning med bolt i kvalitet 8.8

13.2 Vedlegg 2 - Materialparametre for FEA av forbindelsen

Materialene er beskrevet med en elastisk perfekt plastisk materialmodell som vist i figur 13.1.



13.1 Elastisk perfekt plastisk materiale [39]

Limtre i styrkeklasse GL 32c

<i>Engineering constraints</i>		
E_x	13700	MPa
E_y	420	MPa
E_z	420	MPa
G_{xy}	780	MPa
G_{xz}	780	MPa
G_{yz}	110	MPa
ν_{xy}	0,35	
ν_{xz}	0,35	
ν_{yz}	0,1	
ρ	410	kg/m ³

<i>Plastisk flytekriterium</i>		
Yield Stress	32	MPa
Plastic Strain	0	

<i>Potensiell suboption</i>	
R_{11}	1,000
R_{22}	0,094
R_{33}	0,094
R_{12}	0,173
R_{13}	0,173
R_{23}	0,173

Tabell 20 Materialparametere for GL 32c til bruk i Abqaus/CAE

Beregning av anisotropiske flytningsforholdstall:

$$R_{11} = \frac{\bar{\sigma}_{11}}{\sigma_0} = \frac{f_{m,g,k}}{\sigma_0} = \frac{32 \text{ MPa}}{32 \text{ MPa}} = 1,000$$

$$R_{22} = \frac{\bar{\sigma}_{22}}{\sigma_0} = \frac{f_{c,90,k}}{\sigma_0} = \frac{3,0 \text{ MPa}}{32 \text{ MPa}} = 0,094$$

$$R_{33} = \frac{\bar{\sigma}_{33}}{\sigma_0} = \frac{f_{c,90,k}}{\sigma_0} = \frac{3,0 \text{ MPa}}{32 \text{ MPa}} = 0,094$$

$$R_{12} = \frac{\bar{\sigma}_{12}}{\tau_0} = \frac{\sqrt{3} \cdot f_{v,g,k}}{\sigma_0} = \frac{\sqrt{3} \cdot 3,2 \text{ MPa}}{32 \text{ MPa}} = 0,173$$

$$R_{13} = \frac{\bar{\sigma}_{13}}{\tau_0} = \frac{\sqrt{3} \cdot f_{v,g,k}}{\sigma_0} = \frac{\sqrt{3} \cdot 3,2 \text{ MPa}}{32 \text{ MPa}} = 0,173$$

$$R_{23} = \frac{\bar{\sigma}_{23}}{\tau_0} = \frac{\sqrt{3} \cdot f_{v,g,k}}{\sigma_0} = \frac{\sqrt{3} \cdot 3,2 \text{ MPa}}{32 \text{ MPa}} = 0,173$$

Stålkvalitet S355

E	210000	MPa
ν	0,3	
ρ	7800	kg/m ³
Yield Stress	355	MPa
Plastic Strain	0	

Tabell 21 Materialparametere for S355 til bruk i Abqaus/CAE**Fasthetsklasse 8.8**

E	210000	MPa
ν	0,3	
ρ	7800	kg/m ³
Yield Stress	640	MPa
Plastic Strain	0	

Tabell 22 Materialparametere for kvalitet 8.8 til bruk i Abqaus/CAE

Benevninger:

- Elastisitetsmodul E
- Skjærmodul G
- Poisson's forholdstall ν
- Densitet ρ
- Anisotropisk forholdstall R

13.3 Vedlegg 3 - Kapasitetsberegning av limtrebjelke i henhold til NS-EN 1995-1-1

Materialparametre for GL 32c er beskrevet i vedlegg 1.

$$I_Y = \frac{300 \text{ mm} \cdot (1000 \text{ mm})^3}{12} = 25 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_Z = \frac{1000 \text{ mm} \cdot (300 \text{ mm})^3}{12} = 2,25 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Momentkapasitet for tverrsnittet:

$$M_{Rd,Y} = \frac{f_{m,g,d} \cdot I_Y}{h/2} = \frac{17,92 \text{ N/mm}^2 \cdot 25 \cdot 10^9 \text{ mm}^4}{500 \text{ mm}} = 896 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,Z} = \frac{f_{m,g,d} \cdot I_Z}{b/2} = \frac{17,92 \text{ N/mm}^2 \cdot 2,25 \cdot 10^9 \text{ mm}^4}{150 \text{ mm}} = 269 \text{ kNm}$$

Skjærkapasitet for tverrsnittet:

$$k_{cr} = 0,67$$

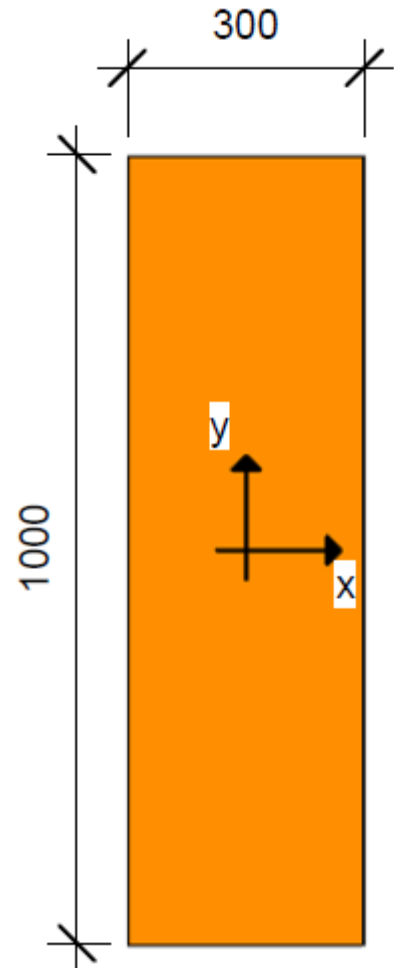
$$b_{ef} = k_{cr} \cdot b$$

$$f_{v,g,d} = \frac{V_{Rd} \cdot S}{b_{ef} \cdot I}, I = \frac{b \cdot h^3}{12}, S = \frac{b \cdot h^2}{8}$$

$$\Rightarrow f_{v,g,d} = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_{Rd}}{b_{ef} \cdot h} \Rightarrow V_{Rd} = \frac{2}{3} \cdot f_{v,g,d} \cdot b_{ef} \cdot h$$

$$V_{Rd,Y} = \frac{2}{3} \cdot 1,79 \text{ N/mm}^2 \cdot 0,67 \cdot 300 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm} = 240 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,Z} = V_{Rd,Y} = 240 \text{ kN}$$



13.2 Bjelke 300x1000 mm tverrsnitt

13.4 Vedlegg 4 - Kapasitetsberegning av limtresøyle i henhold til NS-EN 1995-1-1

Materialparametre for GL 32c er beskrevet i vedlegg 1.

$$I_Y = \frac{600 \text{ mm} \cdot (600 \text{ mm})^3}{12} = 10,8 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_Z = I_Y = 10,8 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Momentkapasitet for tverrsnittet:

$$M_{Rd,Y} = \frac{f_{m,g,d} \cdot I_Y}{h/2} = \frac{17,92 \text{ N/mm}^2 \cdot 10,8 \cdot 10^9 \text{ mm}^4}{300 \text{ mm}} = 646 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,Z} = M_{Rd,Y} = 646 \text{ kNm}$$

Skjærkapasitet for tverrsnittet:

$$k_{cr} = 0,67$$

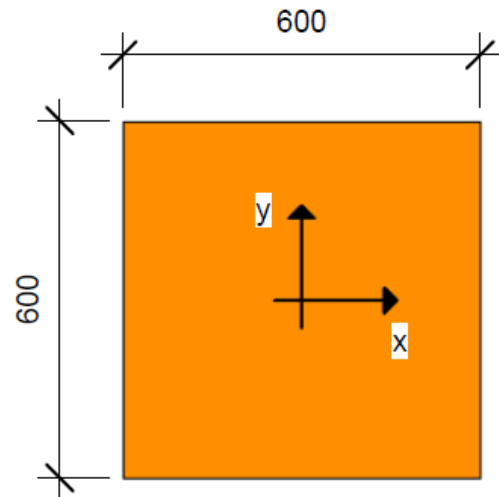
$$b_{ef} = k_{cr} \cdot b$$

$$f_{v,g,d} = \frac{V_{Rd} \cdot S}{b_{ef} \cdot I}, \quad I = \frac{b \cdot h^3}{12}, \quad S = \frac{b \cdot h^2}{8}$$

$$\Rightarrow f_{v,g,d} = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_{Rd}}{b_{ef} \cdot h} \Rightarrow V_{Rd} = \frac{2}{3} \cdot f_{v,g,d} \cdot b_{ef} \cdot h$$

$$V_{Rd,Y} = \frac{2}{3} \cdot 1,79 \text{ N/mm}^2 \cdot 0,67 \cdot 600 \text{ mm} \cdot 600 \text{ mm} = 288 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,Z} = V_{Rd,Y} = 288 \text{ kN}$$



13.3 Søyle 600x600 mm tverrsnitt

13.5 Vedlegg 5 - Bøyningsberegning av endeplate

I dette avsnittet vil kapasiteten til endeplaten vurderes. Det blir utført to typer beregninger for endeplaten:

- *NS-EN 1993-1-8 [30]*

Det aktuelle tilfellet er ikke identisk med modellen som vises i eurokode. Det blir derfor gjort forenklinger av geometri for å tilpasse det aktuelle tilfellet til eurokodens modell.

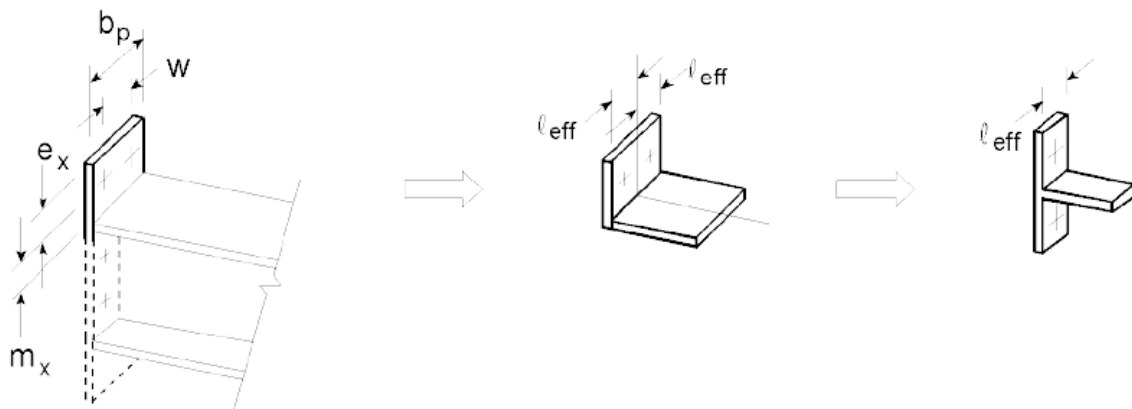
- *Beregning av kapasitet med utgangspunkt i flytelinjeteori for generelle platekomponenter*

Det blir utført beregninger av det aktuelle tilfellet med utgangspunkt i den flytemekanismen som gir lavest mulig kapasitet.

Beregning i henhold til Eurokode

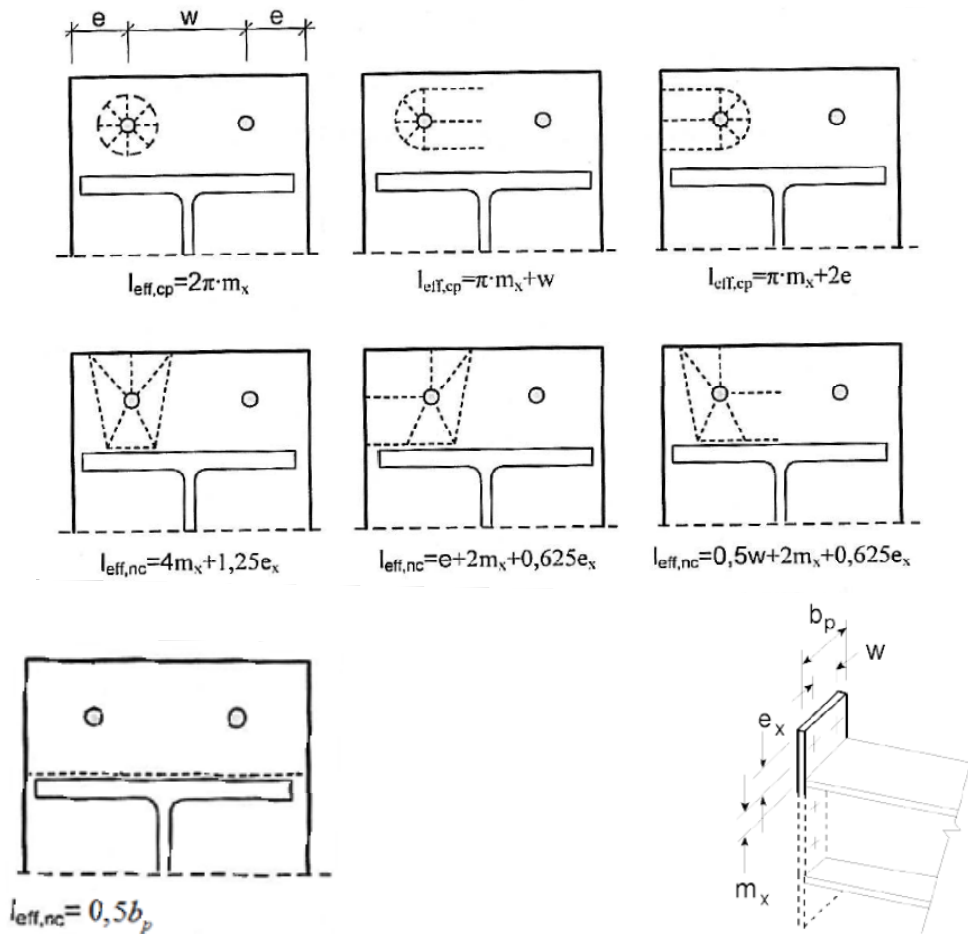
NS-EN 1993-1-8 punkt 6.2.4.1 (1) [30] sier at endeplater påkjent av bøyning er en basiskomponent som kan dimensjoneres med et ekvivalent T-stykke påkjent av strekk. Den aktuelle endeplaten er sveist til enden på tre stålplater som skal slisses inn i limtrebjelke. I NS-EN 1993-1-8 punkt 6.2.6.5 [30] er det gitt beregningsmetode for endeplater som er sveist på en h-profil stålbejelke. Etersom bruddformene som kan oppstå blir veldig like, er det rimelig å anta at denne beregningsmetoden kan benyttes. For at situasjonen skal passe best mulig med modellen i NS-EN 1993-1-8 [30] setter vi flensen som toppen av de påsveiste platene.

NS-EN 1993-1-8 [30] sier at man kan modellere den utstikkende delen av endeplaten og delen under bjelkeflens som to separate ekvivalente T-stykker. Fremgangsmåte for dette er vist i figur 13.2.



13.4 Modell for utstikkende endeplate i form av separate T- stykker [30]

Aktuelle bruddformer er vist i figur 13.4 [55].



13.5 Bruddformer for topp av endeplate [55]

Tabell 6.6 [30] gir effektive lengde $l_{eff,1}$ for en endeplate. I vårt tilfelle blir disse som følger:

$$l_{eff,cp} = \min \left(\begin{array}{l} 2 \cdot \pi \cdot m_x = 2 \cdot \pi \cdot 80 \text{ mm} = 503 \text{ mm} \\ \pi \cdot m_x + w = \pi \cdot 80 \text{ mm} + 180 \text{ mm} = 431 \text{ mm} \\ \pi \cdot m_x + 2 \cdot e = \pi \cdot 80 \text{ mm} + 2 \cdot 120 \text{ mm} = 491 \text{ mm} \end{array} \right) = 431 \text{ mm}$$

$$l_{eff,nc} = \min \left(\begin{array}{l} 4 \cdot m_x + 1,25 \cdot e_x = 4 \cdot 80 \text{ mm} + 1,25 \cdot 150 \text{ mm} = 507,5 \text{ mm} \\ e + 2 \cdot m_x + 0,625 \cdot e_x = 120 \text{ mm} + 2 \cdot 80 \text{ mm} + 0,625 \cdot 150 \text{ mm} = 374 \text{ mm} \\ 0,5 \cdot b_p = 0,5 \cdot 600 \text{ mm} = 300 \text{ mm} \\ 0,5 \cdot w + 2 \cdot m_x + 0,625 \cdot e_x = 0,5 \cdot 180 \text{ mm} + 2 \cdot 80 \text{ mm} + 0,625 \cdot 140 \text{ mm} = 384 \text{ mm} \end{array} \right) = 300 \text{ mm}$$

$$l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 300 \text{ mm} \quad \text{men} \quad l_{eff,1} \leq l_{eff,cp} = 431 \text{ mm} \\ \Rightarrow l_{eff,1} = 300 \text{ mm}$$

Dette betyr at siste bruddform i figur 13.4 er gjeldende for denne endeplaten.

Tabell 6.2 [30] benyttes for å finne dimensjonerende samlede strekkapasitet for boltene, $F_{T,Rd}$, i et T-stykke med strekk. I den aktuelle situasjonen ligger endeplaten mot en limtresøylen. Limtresøylen har lav elastisitetsmodul i forhold til stålet. Man kan dermed anta at hevarmkrefter ikke kan oppstå. Dette gir dermed en konservativ verdi for kapasitet. Kapasiteten beregnes for to bruddformer. Første bruddform gir fullstendig flytning i flensen og andre bruddform gir brudd i bolt. Dimensjonerende kapasitet for disse er henholdsvis

$$F_{T,1-2,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,1,Rd}}{m} \quad (13.5.1)$$

og

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} \quad (13.5.2)$$

der $F_{t,Rd}$ er strekkapasiteten til en bolt. Følgende verdier benyttes for beregning:

$$l_{eff,1} = 300 \text{ mm}$$

$$n = e_{min} = 150 \text{ mm}$$

$$m = 80 \text{ mm}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 800 \text{ N/mm}^2 \cdot \pi \cdot (30 \text{ mm}/4)^2}{1,25} = 407 \text{ kN}$$

t_f - tykkelse på platen. Denne brukes som variabel.

$$M_{pl,1,Rd} = \frac{0,25 \cdot \sum l_{eff,1} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,25 \cdot 300 \text{ mm} \cdot 355 \text{ N/mm}^2 \cdot t_f^2}{1,05} = 25357 \text{ N/mm} \cdot t_f^2$$

Kapasiteten blir beregnet for forskjellige tykkelser på platen:

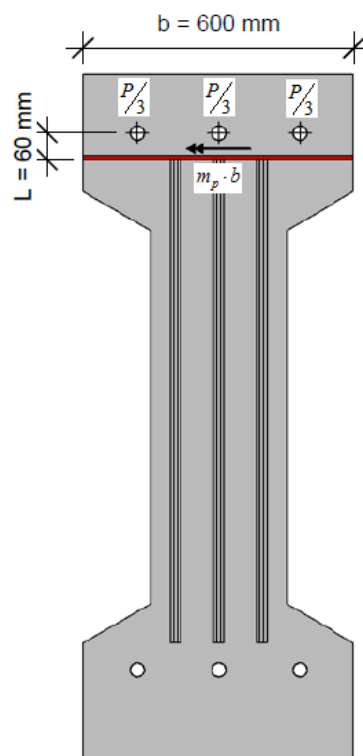
t_f [mm]	20	25	30	35	40	45
$F_{T,1-2,Rd}$ [kN]	253	396	570	777	1014	1284
$F_{T,3,Rd}$ [kN]	1221	1221	1221	1221	1221	1221
$F_{T,Rd}$ [kN]	253	396	570	777	1014	1221

Tabell 23 Kapasitet for forskjellige tykkelser av endeplate

Det velges å benytte tykkelse 25 mm. Dette gir samlet strekkapasitet for boltene på 396 kN i henhold til NS-EN 1993-1-8 [30].

Beregning av kapasitet i overkant av endeplate med utgangspunkt i flytelinjeteori for generelle platekomponenter

Flytelinjemetoden ble utviklet av K. V. Johansen. Metoden antar at all plastisk deformasjon samles i flytelinjer som får en leddet oppførsel. Resten av platen forblir udeformert i den aktuelle kinematiske mekanismen som oppstår. Denne metoden er basert på plastisitetsteoriens øvre grenseteorem, og gir en ikke-konservativ løsning med mindre man har valgt den korrekte mekanismen. Den korrekte mekanismen vil være den som gir den laveste kapasiteten i platen. Det er også forutsatt at platens deformasjoner er så små at virkningen av membrankreftene i platen kan neglisjeres ved beregning av det indre plastiske arbeid som utføres [55]. Det kan i teorien oppstå et uendelig antall mekanismer for flytelinjer. I flytelinjeteorien må man derfor undersøke et uendelig antall mekanismer for å finne det laveste flytekriteriet i det aktuelle tilfellet. Med noe erfaring kan man for de fleste geometrier og laster finne laveste kapasitet med rimelig god nøyaktighet. Det gjelder også i dette tilfellet, der mekanismen som gir den laveste kapasiteten er vist i figur 13.6.



13.6 Flytelinje i øvre del av endeplate

Fra figur 13.6 har vi all relevant informasjon vi trenger for å finne laveste bruddlast. Først finner vi det plastiske arbeidet i flytelinjen for mekanismen:

$$W_p = m_p \cdot b \cdot \frac{\Delta}{L} = \frac{f_y \cdot t^2}{4} \cdot b \cdot \frac{\Delta}{L} \quad (13.5.3)$$

Der platens flytemoment per lengdeenhet er $m_p = f_y \cdot t^2 / 4$ [55]. Det ytre arbeidet blir:

$$W_y = P \cdot \Delta \quad (13.5.4)$$

Benytter likevekt:

$$W_y = W_p$$

\Rightarrow

$$P \cdot \Delta = \frac{f_y \cdot t^2}{4} \cdot b \cdot \frac{\Delta}{L}$$

\Rightarrow

$$P = \frac{f_y \cdot t^2}{4} \cdot \frac{b}{L} = \frac{338 \text{ N/mm}^2 \cdot (25 \text{ mm})^2}{4} \cdot \frac{600 \text{ mm}}{60 \text{ mm}} = 528 \text{ kN}$$

Bruddlasten utgjør i dette tilfellet den samlede bruddlasten for boltene. Denne er $P = 528 \text{ kN}$ med flytelinjeteorien.

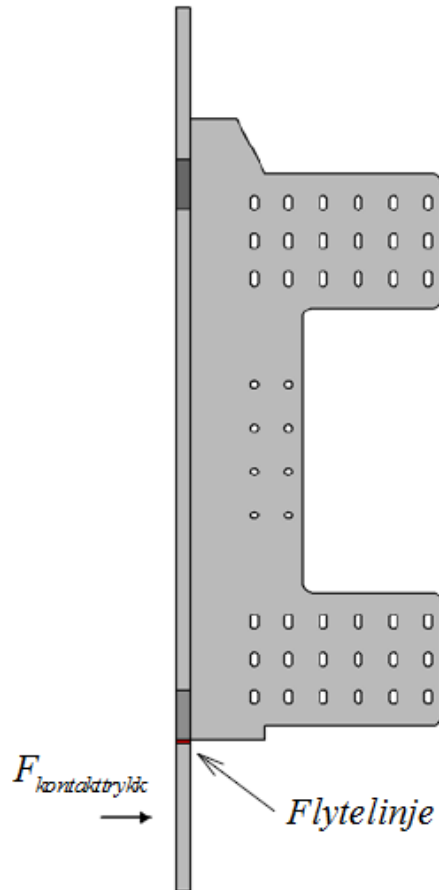
Sammenligning

Vi ser av dette at det for en tykkelse på 25 mm vil bli to ulike svar for beregning i henhold til eurokode og ved bruk av flytelinjeteori. Disse blir på henholdsvis 396 kN og 528 kN.

Eurokode gir dermed et anslag som er 75 % av flytelinjeteorien. I dette tilfellet velges det å benytte den mest konservative verdien. Den virkelige kapasiteten må imidlertid bestemmes ved testing. Samlet strekkapasitet til boltene settes derfor til $F_{T,Rd} = 396 \text{ kN}$.

13.6 Vedlegg 6 – Kapasitet av flytelinje i nedre del av endeplate

Den nedre delen av endeplaten utsettes for kontaktrykk fra søylen. Her er det også mulighet for flytelinjer. Flytelinjeteori er forklart nærmere i vedlegg 5. Maksimal momentkapasitet i den utsatte flytelinjen som er vist i figur 13.7 blir beregnet:



13.7 Flytelinje i nedre del av endeplate

Beregning:

$$M_{Rd} = m_p \cdot b = \frac{f_{yd} \cdot t^2}{4} \cdot b = \frac{338 \text{ N/mm}^2 \cdot (25 \text{ mm})^2}{4} \cdot 600 \text{ mm} = 31,7 \text{ kNm}$$

For en kraft på 396 kN i boltene på overside, gir dette et moment på 29,6 kNm i linjen på underside. Utregning av dette er utført med verdier fra vedlegg 14:

$$\begin{aligned} M_{underside} &= F_{kontaktrykk} \cdot l_{mom} \\ &= 1,22 \text{ N/mm}^2 \cdot 600 \text{ mm} \cdot 260 \text{ mm} \cdot \frac{260 \text{ mm}}{2} + 0,36 \text{ N/mm}^2 \cdot 600 \text{ mm} \cdot \frac{260 \text{ mm}}{2} \cdot \frac{2 \cdot 260 \text{ mm}}{3} \\ &= 29,6 \text{ kNm} \end{aligned}$$

13.7 Vedlegg 7 - Data for beregning av brudd på stivere

t1	25 mm
b1	513 mm
t2	9 mm
n	3
fy	338,095238 N/mm ²
lmom	155 mm

h2 [mm]	yc [mm]	I [mm ⁴]	htot [mm]	MRd [Nmm]	FRd [kN]
120	27,1218487	18151546,5	145	52061822,9	335,882728
130	29,1528926	22163153,2	155	59542540,9	384,145425
140	31,2804878	26712898,6	165	67540657,9	435,74618
150	33,5	31827656,3	175	76047908,3	490,631666
160	35,8070866	37533456,9	185	85056875,5	548,754036
170	38,1976744	43855554,5	195	94560805,1	610,06971
180	40,6679389	50818485	205	104553473	674,538538
190	43,2142857	58446120,5	215	115029094	742,123186
200	45,8333333	66761718,8	225	125982247	812,788688
210	48,5218978	75787967,4	235	137407827	886,502112

Tabell 24 Beregning av momentkapasitet på mest belastet punkt av stiver

b2	600 mm
lmom	60 mm

h2 [mm]	yc [mm]	I [mm ⁴]	htot [mm]	MRd [Nmm]	FRd [kN]
60	17,2663551	3751930,2	85	18727911,9	312,131865
70	18,6009174	5156321,39	95	22818699,5	380,311658
80	19,1083916	7137358,39	105	28094792,1	468,246536
90	21,659292	9062624,17	115	32826299,9	547,104999
100	23,3695652	11630604,6	125	38691677,8	644,861297
110	25,1923077	14650290,9	135	45107892,5	751,798208

Tabell 25 Beregning av momentkapasitet på minst belastet punkt av stiver

13.8 Vedlegg 8 - Bøyningsberegning i stiver

Stivere benyttes for å redusere momentbelastning i endeplaten alene. Dette reduserer muligheten for at flytlinjer kan oppstå. I det følgende blir det beregnet hvilken høyde som er nødvendig for disse stiverne. Beregningsgang blir presentert her og benyttes så i Microsoft Excel for å finne momentmotstand for forskjellige dimensjoner av stiverne. Endeplaten og stiverne har tykkelser på hhv. 25 mm og 9 mm.

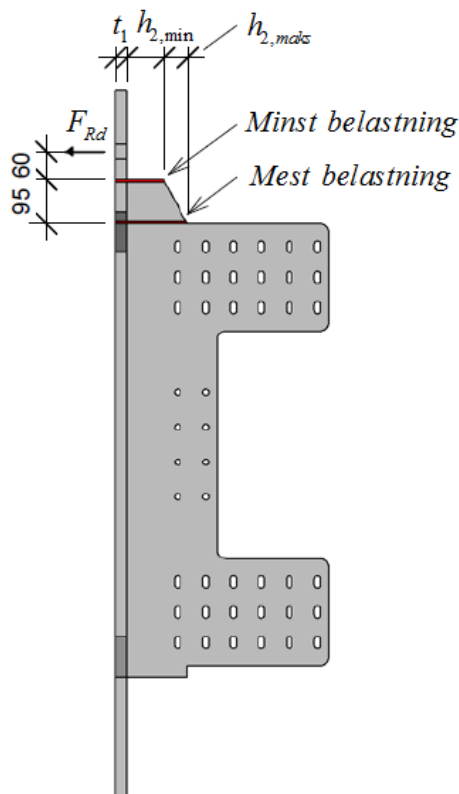
Beregningsgang:

$$y_c = \frac{b_1 \cdot t_1 \cdot \frac{t_1}{2} + n \cdot t_2 \cdot h_2 \cdot \left(t_1 + \frac{h_2}{2} \right)}{b_1 \cdot t_1 + n \cdot t_2 \cdot h_2} \quad (13.8.1)$$

$$I = \frac{b_1 \cdot t_1^3}{12} + \frac{n \cdot t_2 \cdot h_2^3}{12} + b_1 \cdot t_1 \cdot \left(y_c - \frac{t_1}{2} \right)^2 + n \cdot t_2 \cdot h_2 \cdot \left(y_c - \left(t_1 + \frac{h_2}{2} \right) \right)^2 \quad (13.8.2)$$

$$M_{Rd} = \frac{I \cdot f_{yd}}{h_{tot} - y_c} \quad (13.8.3)$$

$$F_{Rd} = \frac{M_{Rd}}{l_{mom}} \quad (13.8.4)$$



13.8 Kritiske snitt i avstivere

Beregning ved forskjellige h_2 på den mest belastede delen av stiveren som vist i figur 13.8.
Her er $l_{mom} = 155$ mm.

h2 [mm]	yc [mm]	I [mm ⁴]	htot [mm]	MRd [Nmm]	FRd [kN]
120	27,1218487	18151546,5	145	52061822,9	335,882728
130	29,1528926	22163153,2	155	59542540,9	384,145425
140	31,2804878	26712898,6	165	67540657,9	435,74618
150	33,5	31827656,3	175	76047908,3	490,631666
160	35,8070866	37533456,9	185	85056875,5	548,754036

Tabell 26 Momentkapasitet for mest belastede del av avstiver

Beregning ved forskjellige h_2 på den minst belastede delen av stiveren som vist i figur 13.8.
Her er $l_{mom} = 60$ mm.

h2 [mm]	yc [mm]	I [mm ⁴]	htot [mm]	MRd [Nmm]	FRd [kN]
60	17,2663551	3751930,2	85	18727911,9	312,131865
70	18,6009174	5156321,39	95	22818699,5	380,311658
80	19,1083916	7137358,39	105	28094792,1	468,246536
90	21,659292	9062624,17	115	32826299,9	547,104999
100	23,3695652	11630604,6	125	38691677,8	644,861297

Tabell 27 Momentkapasitet for minst belastede del av avstiver

y_c	: Tyngdepunkt til tverrsnittet	I	: Andre arealmoment av tverrsnittet
b_1	: Bredden til endeplaten	f_{yd}	: Dimensjonerende flytespenning i stålet
h_2	: Høyden til en stiver	h_{tot}	: Total høyde av stiver og endeplate
t_1	: Tykkelsen til endeplaten	l_{mom}	: Lengden fra boltene til snittet
t_2	: Tykkelsen til hver stiver	M_{Rd}	: Momentkapasiteten i snittet
n	: Antall stivere	F_{Rd}	: Strekkapasitet i boltene

13.9 Vedlegg 9 - Trykkspenning i søyle fra bolter

Ved eksentrisk belastning der kun den ene bjelken har moment, for eksempel ved kantsøyle, må trykkspenninger vinkelrett på fiberretning i søylen bestemmes. For normale stålplater benyttes punkt 8.5.2 i NS-EN 1995-1-1 [29] for beregning av denne. Denne formelen gir følgende kapasitet:

$$A_{ef} = \frac{\min\left(12 \cdot t = 12 \cdot 30 \text{ mm} = 360 \text{ mm}\right)^2}{4 \cdot d = 4 \cdot 30 \text{ mm} = 120 \text{ mm}} \cdot \pi = \frac{(120 \text{ mm})^2}{4} \cdot \pi = 11310 \text{ mm}^2$$

$$F_{c,90,d} = n \cdot 3 \cdot f_{c,90,d} \cdot A_{ef} = 3 \cdot 3 \cdot 1,68 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 11310 \text{ mm}^2 = 171 \text{ kN}$$

Denne formelen er konservativ og er en forenklet metode som kan benyttes på relativt tynne plater. Den aktuelle platen er en tykk plate, og det kan antas at trykkspenningene fra boltene fordeles jevnt fra stålplaten til søylen. For beregning av kapasitet fra generelt trykk vinkelrett på fiberretningen benyttes punkt 6.1.5 i NS-EN 1995-1-1 [29]. For beregning av kontaktflate benytter vi symmetri, like stor kontaktflate på hver side av boltene, i beregningen. Det er gitt at berøringslengden kan økes med inntil 30 mm i hver ende [29]. Vi får dermed en kontaktflate som vist i figur 13.9. Vårt tilfelle har likheter med figur 6.2 (b) [29] og det kan antas at verdi $k_{90} = 1,5$ kan benyttes [56]. Dette gir følgende kapasitet:

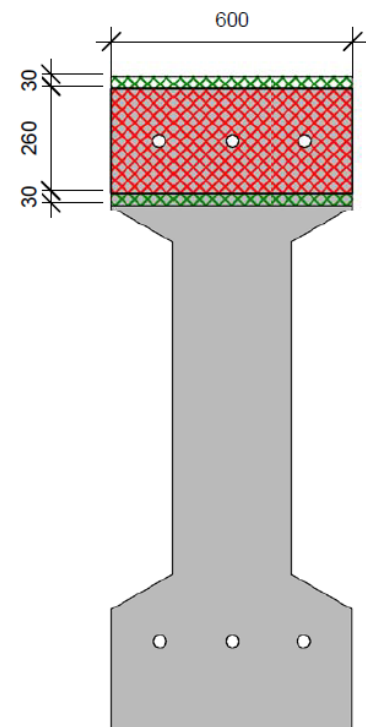
$$A_{ef} = (30 \text{ mm} + 260 \text{ mm} + 30 \text{ mm}) \cdot 600 \text{ mm} = 192000 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{c,90,d} = k_{90} \cdot f_{c,90,d} = 1,5 \cdot 1,68 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 2,52 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$F_{c,90,d} = \sigma_{c,90,d} \cdot A_{ef} = 2,52 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 192000 \text{ mm}^2 = 484 \text{ kN}$$

Ved å benytte generell formel for trykk vinkelrett på fiberretningen får vi dermed en 2,8 ganger høyere kapasitet enn ved den konservative forenklete metoden. I denne rapporten benytter vi den generelle metoden [56]. Samlet strekkapasitet i de tre boltene i boltegruppen er dermed:

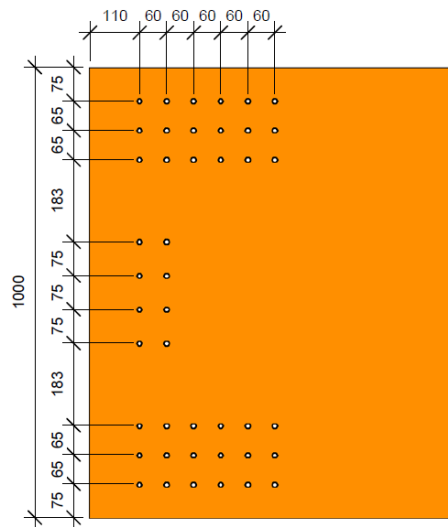
$$F_{c,90,d} = 484 \text{ kN}$$



13.9 Trykk fra endeplate på søyle

13.10 Vedlegg 10 – Kapasitetsberegning av dybler

Dyblene er plassert som vist på figur 13.10. Den øvre og nedre dybelgruppen tar trykk- og strekkreftene i bjelkens under- og overside. Dybelgruppen som er plassert i midten av bjelketverrsnittet bidrar kun til skjærkraftkapasitet. Skjær- og momentkapasiteten til dyblene vil bli beregnet her. Beregninger gjøres etter NS-EN 1995-1-1 [29] og NS-EN 1993-1-8 [30]. NS-EN 1995-1-1 punkt 8.6 [29] sier at regler for bolter gjelder og at dybeldiameter ikke kan være mindre enn 6 mm og ikke større en 30 mm. Dyblene som blir benyttet er 12 mm.



13.10 Dybelplassering

Skjærkapasitet

Det er kun de midtre dyblene som bidrar til skjærkapasiteten. Disse bidrar til å ta opp krefter på tvers av fiberretning i limtreet. NS-EN 1995-1-1 punkt 8.5.1.1 [29] gir beregningsmetode for flytemoment av bolt $M_{y,Rk}$ og hullkantfasthet på tvers av trevirke $f_{h,90,k}$:

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} = 0,3 \cdot 800 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot (12 \text{ mm})^{2,6} = 153491 \text{ Nmm}$$

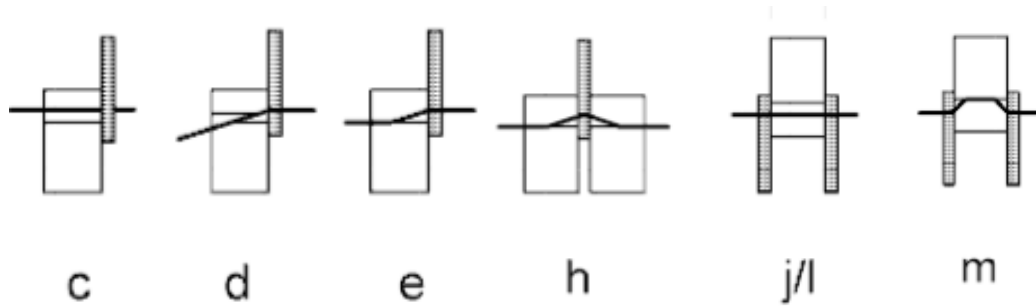
$$\alpha = 90^\circ$$

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

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 12 \text{ mm}) \cdot 410 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^3} = 29,586 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{h,90,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \sin^2(90^\circ) + \cos^2(90^\circ)} = \frac{29,586 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,53 \cdot 1 + 0} = 19,34 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

For å beregne kapasiteten i forbindelsen mellom stål og tre benyttes punkt 8.2.3 i NS-EN 1995-1-1 [29]. De aktuelle bruddformene er vist i figur 13.11 med bokstavnummerering. Disse viser både bruddform for ytre og indre lag av limtrebjelken. Tykkelsene av limtreedelene er $t_1 = 50 \text{ mm}$ og $t_2 = 85 \text{ mm}$. Den karakteristiske kapasiteten per skjærflate per dybel for disse bruddformene er beregnet i det følgende:



13.11 Bruddformer for dybler i innslittede stålplater [29]

$$F_{v,Rk,c} = f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d = 19,34 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 50 \text{ mm} \cdot 12 \text{ mm} = 11,6 \text{ kN}$$

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

$$= 19,34 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 50 \text{ mm} \cdot 12 \text{ mm} \cdot \left(\sqrt{2 + \frac{4 \cdot 153491 \text{ Nmm}}{19,34 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 12 \text{ mm} \cdot (50 \text{ mm})^2}} - 1 \right)$$

$$= 8,7 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rk,e} = 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} = 2,3 \cdot \sqrt{153491 \text{ Nmm} \cdot 19,34 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 12 \text{ mm}} = 13,7 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rk,h} = 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} = 2,3 \cdot \sqrt{153491 \text{ Nmm} \cdot 19,34 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 12 \text{ mm}} = 13,7 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rk,l} = 0,5 \cdot f_{h,k} \cdot t_2 \cdot d = 0,5 \cdot 19,34 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 85 \text{ mm} \cdot 12 \text{ mm} = 9,9 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rk,m} = 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} = 2,3 \cdot \sqrt{153491 \text{ Nmm} \cdot 19,34 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 12 \text{ mm}} = 13,7 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rk,ytre} = \min(F_{v,Rk,c} \quad F_{v,Rk,d} \quad F_{v,Rk,e}) = 8,7 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rk,indre} = \min(F_{v,Rk,h} \quad F_{v,Rk,l} \quad F_{v,Rk,m}) = 9,9 \text{ kN}$$

Den dimensjonerende kapasiteten til en dybel blir dermed ifølge NS-EN 1995-1-1 [29]:

$$F_{v,Rd} = (2 \cdot F_{v,Rk,ytre} + 4 \cdot F_{v,Rk,indre}) \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = (2 \cdot 8,7 \text{ kN} + 4 \cdot 9,9 \text{ kN}) \cdot \frac{0,7}{1,25} = 31,9 \text{ kN}$$

Stålplatens styrke må også kontrolleres. Dette gjøres i henhold til NS-EN 1993-1-8 [30] og i vedlegg 11. I det følgende kontrolleres hullkanttrykk per plate fra tabell 3.4 [30].

$$\alpha_b = \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{800 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{510 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 1,57 \leq 1,0$$

$$\Rightarrow \alpha_b = 1,0$$

$$k_1 = 2,5$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 1,0 \cdot 510 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 12 \text{ mm} \cdot 10 \text{ mm}}{1,25} = 122,4 \text{ kN}$$

Det vil ikke oppstå hullkantbrudd i stålplaten. Det benyttes 8 dybler i denne dybelgruppen.

$$V_{Rd} = 8 \cdot F_{v,Rk} = 8 \cdot 31,9 \text{ kN} = 255,2 \text{ kN}$$

Dette gir en total skjærkapasitet på $V_{Rd} = 255,2 \text{ kN}$.

Momentkapasitet

De øvre og nedre dyblene bidrar til momentkapasiteten. Disse tar opp krefter parallelt med fiberretning i limtreet. NS-EN 1995-1-1 punkt 8.5.1.1 [29] gir beregningsmetode for flytemoment av bolt $M_{y,Rk}$ og hullkantfasthet på tvers av trevirke $f_{h,0,k}$:

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} = 0,3 \cdot 800 \text{ N/mm}^2 \cdot (12 \text{ mm})^{2,6} = 153491 \text{ Nmm}$$

$$\alpha = 0^\circ$$

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

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 12 \text{ mm}) \cdot 410 \text{ kg/mm}^3 = 29,586 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{h,90,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \sin^2(0^\circ) + \cos^2(0^\circ)} = \frac{29,586 \text{ N/mm}^2}{1,53 \cdot 0 + 1} = 29,586 \text{ N/mm}^2$$

For å beregne kapasiteten i forbindelsen mellom stål og tre benyttes punkt 8.2.3 i NS-EN 1995-1-1 [29]. De aktuelle bruddformene er vist i figur 13.11 med bokstavnummerering. Det er samme dimensjoner som i avsnittet for skjærkapasitet:

$$F_{v,Rk,c} = f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d = 29,586 \text{ N/mm}^2 \cdot 50 \text{ mm} \cdot 12 \text{ mm} = 17,8 \text{ kN}$$

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

$$= 29,586 \text{ N/mm}^2 \cdot 50 \text{ mm} \cdot 12 \text{ mm} \cdot \left(\sqrt{2 + \frac{4 \cdot 153491 \text{ Nmm}}{29,586 \text{ N/mm}^2 \cdot 12 \text{ mm} \cdot (50 \text{ mm})^2}} - 1 \right)$$

$$= 11,4 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rk,e} = 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} = 2,3 \cdot \sqrt{153491 \text{ Nmm} \cdot 29,586 \text{ N/mm}^2 \cdot 12 \text{ mm}} = 17,0 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rk,h} = 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} = 2,3 \cdot \sqrt{153491 \text{ Nmm} \cdot 29,586 \text{ N/mm}^2 \cdot 12 \text{ mm}} = 17,0 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rk,l} = 0,5 \cdot f_{h,k} \cdot t_2 \cdot d = 0,5 \cdot 29,586 \text{ N/mm}^2 \cdot 85 \text{ mm} \cdot 12 \text{ mm} = 15,1 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rk,m} = 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} = 2,3 \cdot \sqrt{153491 \text{ Nmm} \cdot 29,586 \text{ N/mm}^2 \cdot 12 \text{ mm}} = 17,0 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rk,ytre} = \min(F_{v,Rk,c} \quad F_{v,Rk,d} \quad F_{v,Rk,e}) = 11,4 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rk,indre} = \min(F_{v,Rk,h} \quad F_{v,Rk,l} \quad F_{v,Rk,m}) = 15,1 \text{ kN}$$

Den dimensjonerende kapasiteten til en dybel blir dermed ifølge NS-EN 1995-1-1 [29]:

$$F_{v,Rd} = \left(2 \cdot F_{v,Rk,ytre} + 4 \cdot F_{v,Rk,indre} \right) \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = (2 \cdot 11,4 \text{ kN} + 4 \cdot 15,1 \text{ kN}) \cdot \frac{0,7}{1,25} = 46,6 \text{ kN}$$

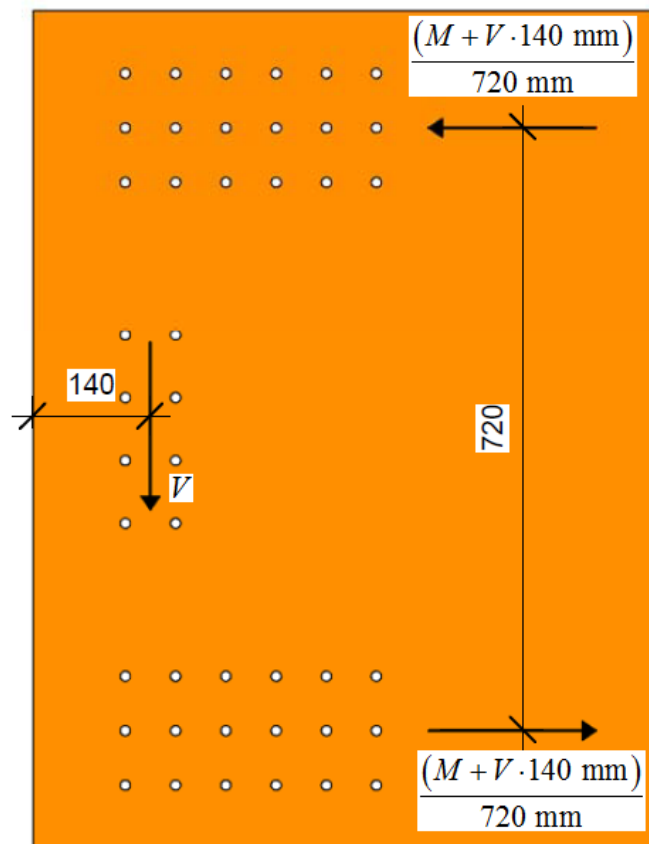
Hullkantkapasiteten er $F_{b,Rd} = 153$ kN per plate. Det vil derfor ikke oppstå hullkantbrudd i plate.

Det benyttes 18 dybler per dybelgruppe.

$$F_{Rd} = n \cdot F_{v,Rk} = 18 \cdot 46,6 \text{ kN} = 839 \text{ kN}$$

Dette gir en total skjærkapasitet på $F_{Rd} = 839$ kN på hver av dybelgruppene.

Momentarm er 0,72 m som vist i figur 13.12. Hvis man antar at dyblene må ta den maksimale skjærkraften som bjelken tåler, blir følgende momentkapasitet gjeldende:



13.12 Momentarm for dybelgrupper

$$M_{Rd} = N \cdot z - V \cdot e = 839 \text{ kN} \cdot 0,72 \text{ m} - 240 \text{ kN} \cdot 0,14 \text{ m} = 570 \text{ kNm}$$

13.11 Vedlegg 11 - Kapasitet av innslissede stålplater

Skjær og momentkapasiteten til de innslissede stålplatene beregnes i henhold til NS-EN 1993-1-1 [39]. Det er tre stålplater av kvalitet S355 med tykkelse 9 mm og høyde 1070 mm.

Punkt 6.2.8 [39] sier at der skjærkraften er mindre enn halve plastiske skjærkapasiteten kan denne sees bort fra ved beregning av dimensjonerende momentkapasitet. Skjærkraften settes her til samme verdi som skjærkapasiteten til en 300x1000 mm limtrebjelke, $V_{Ed} = 240$ kN. Plastisk skjærkapasitet beregnes etter punkt 6.2.6 [39]:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{3 \cdot 9 \text{ mm} \cdot 1070 \text{ mm} \cdot (355 \text{ N/mm}^2 / \sqrt{3})}{1,05} = 5639 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgraden er dermed:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{240 \text{ kN}}{5639 \text{ kN}} = 0,043 < 0,5$$

Altså kan vi se bort fra skjærkraftbidraget.

Momentkapasiteten til de innslissede stålplatene beregnes etter punkt 6.2.5 [39]. For å kunne beregne bøyningkapasiteten må først tverrsnittsklassen bestemmes. Dette gjøres etter tabell 5.2 [39]:

$$c = 540 \text{ mm}$$

$$t = 9 \text{ mm}$$

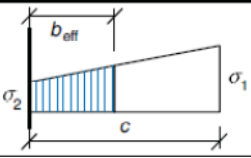
$$\varepsilon = 0,81$$

$$k_\sigma = 0,57$$

$$\frac{c}{t} = \frac{540 \text{ mm}}{9 \text{ mm}} = 60 > 124 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma} = 124 \cdot 0,81 \cdot \sqrt{0,57} = 12,8$$

⇒ Tverrsnittsklasse 4

De innslissede stålplatene befinner seg i tverrsnittsklasse 4 og lokal knekking kan dermed oppstå før flytegrensen nås i en eller flere deler av tverrsnittet. For å ta hensyn til dette, benyttes effektiv bredde som kan beregnes ved hjelp av NS-EN 1993-1-5, punkt 4.4 [57]. Den delen av stålplaten som utsettes for trykk regnes her som en utkraget trykkløst del etter tabell 4.2 [57]:

Stress distribution (compression positive)		Effective ^p width b_{eff}		
		$1 > \psi > 0:$ $b_{eff} = \rho c$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$
Buckling factor k_σ	0.43	0.57	0.85	$0.57 - 0.21\psi + 0.07\psi^2$

13.13 Tabell 4.2 i NS-EN 1993-1-5 [57]

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= 1 \\ \sigma_2 &= 0 \\ \psi &= \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = 0 \\ \Rightarrow k_\sigma &= 0,57\end{aligned}$$

Fra punkt 4.4 (2) [57]:

$$\begin{aligned}\bar{b} &= 540 \text{ mm} \\ t &= 9 \text{ mm} \\ \varepsilon &= 0,81 \\ \bar{\lambda}_p &= \frac{\bar{b}/t}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} = \frac{540 \text{ mm}/9 \text{ mm}}{28,4 \cdot 0,81 \cdot \sqrt{0,57}} = 3,5 \\ \bar{\lambda}_p &= 3,5 > 0,748 \\ \Rightarrow \\ \rho &= \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} = \frac{3,5 - 0,188}{3,5^2} = 0,27 \leq 1,0 \\ b_{eff} &= \rho \cdot c = 0,27 \cdot 540 \text{ mm} = 146 \text{ mm}\end{aligned}$$

Denne lengden legges til lengden av platen som er i strekk:

$$b_{eff, tot} = b_{eff} + b_{strek} = 146 \text{ mm} + 540 \text{ mm} = 686 \text{ mm}$$

Denne verdien benyttes så for å finne elastisk motstandsmoment:

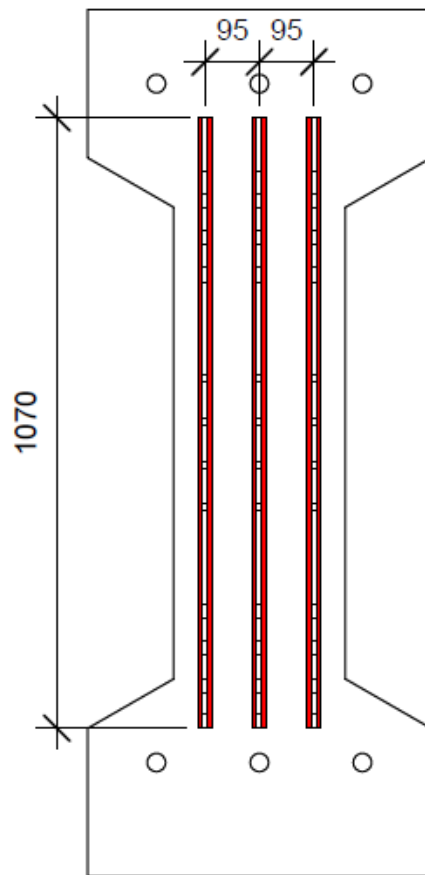
$$\begin{aligned}I_{eff} &= \frac{n \cdot t \cdot b_{eff, tot}^3}{12} = \frac{3 \cdot 9 \text{ mm} \cdot (686 \text{ mm})^3}{12} = 7,26 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 \\ W_{eff} &= \frac{I_{eff}}{b_{eff, tot}/2} = \frac{7,26 \cdot 10^8 \text{ mm}^4}{686 \text{ mm}/2} = 2,12 \cdot 10^6 \text{ mm}^3\end{aligned}$$

Det elastiske motstandsmomentet kan benyttes for å beregne dimensjonerende momentkapasitet etter punkt 6.3.5 (2) i NS-EN 1993-1-1 [39]:

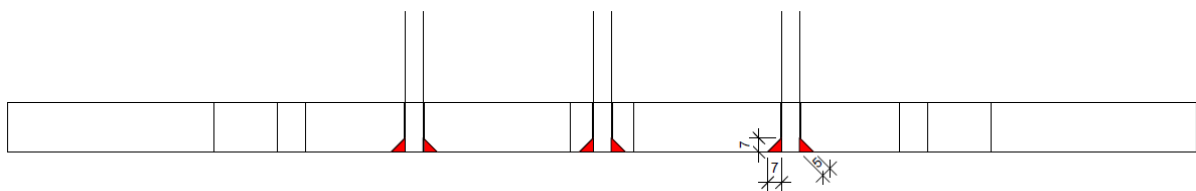
$$M_{c, Rd} = \frac{W_{eff, min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2,12 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \cdot 355 \text{ N/mm}^2}{1,05} = 716 \text{ kNm}$$

13.12 Vedlegg 12 - Kapasitet av sveis mellom innslissede stålplater og endeplate

Kapasitetsberegning av sveisen mellom de innslissede stålplatene og endeplaten beregnes etter metode som er gitt i NS-EN 1993-1-8 punkt 4.5.3.2 [30]. I denne metoden dekomponeres kreftene som overføres per lengdeenhet av sveisen opp i komponenter parallelt med og på tvers av sveisens lengdeakse, og normalt på og på tvers av sveisens kilsveisareal [58]. Dimensjonerende skjærkraft settes lik skjærkraftskapasiteten til bjelken, $V_{Rd} = 240$ kN. Det benyttes a-mål på 5 mm. Det er tre innslissede stålplater med sveis på hver side. Sveisene er vist i figur 13.14 og 13.15.



13.14 Vertikalsnitt av sveis



13.15 Horisontalsnitt av sveis

$$a = 5 \text{ mm}$$

$$L = 1070 \text{ mm}$$

$$V_{Rd} = 240 \text{ kN}$$

$$\beta_w = 0,9$$

$$I_{sveis} = \frac{n \cdot \frac{a}{\cos(45^\circ)} \cdot L^3}{12} = \frac{6 \cdot \sqrt{2} \cdot 5 \text{ mm} \cdot (1070 \text{ mm})^3}{12} = 4,33 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\tau_{\parallel} = \frac{V_{Rd}}{n \cdot a \cdot L} = \frac{240000 \text{ N}}{6 \cdot 5 \text{ mm} \cdot 1070 \text{ mm}} = 7,5 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{M_{Rd}}{I_{sveis}} \cdot \frac{L}{2} = \frac{M_{Rd}}{4,33 \cdot 10^9 \text{ mm}^4} \cdot \frac{1070 \text{ mm}}{2} = 1,24 \cdot 10^{-7} \text{ mm}^{-3} \cdot M_{Rd}$$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2} \cdot \beta_w}$$

⇒

$$M_{Rd}^2 \cdot 4 \cdot (1,24 \cdot 10^{-7} \text{ mm}^{-3})^2 \leq \left(\frac{510 \text{ N/mm}^2}{1,25 \cdot 0,9} \right)^2 - 3 \cdot (7,5 \text{ N/mm}^2)^2$$

$$M_{Rd} \leq \sqrt{205342 \text{ N}^2/\text{mm}^4 \cdot 2,46 \cdot 10^{13} \text{ mm}^6} = 2248 \text{ kNm}$$

Momentkapasiteten til sveisen er 2248 kNm.

13.13 Vedlegg 13 – Momentkapasitet i endeplate basert på momentarm

Materialparametre som er benyttet er beskrevet i vedlegg 1. Beregninger er gjort i henhold til NS-EN 1993-1-8 [30] og NS-EN 1995-1-1 [29].

Ved beregning av momentkapasitet regnes det at kun boltene tar krefter strekkrefter. Det antas derfor at alle trykkrefter overføres som trykk mellom endeplate og søyle. Det tas utgangspunkt i maksimal belastning på boltene tilsvarende laveste bruddkapasitet til disse. Denne er $F_{Rd} = 396$ kN som vist i kapittel 9.

Det blir benyttet bolter av typen M30 x 620 med kvalitet 8.8. For å finne momentkapasiteten til stålplaten mot tresøylen er det benyttet elastisk beregning, der det antas at treet tar krefter med elastisk oppførsel. Trykk vinkelrett på fiberretning er beregnet etter punkt 6.1.5 [29] med $k_{c,90} = 1,5$ [56].

Elastisk beregning av momentkapasitet til forbindelsen

For å gjøre en elastisk beregning må først de aktuelle tøyningene bestemmes. Dette blir gjort i det følgende:

$$\sigma_{c,90,g,d} = f_{c,90,d} \cdot k_{90} = 1,68 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 1,5 = 2,52 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

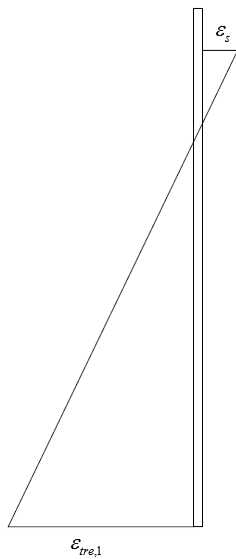
$$E_{90,g,mean} = 420 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\varepsilon_{tre,d} = \frac{\sigma_{c,90,d}}{E_{90,g,mean}} = \frac{2,52 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{420 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 6 \cdot 10^{-3}$$

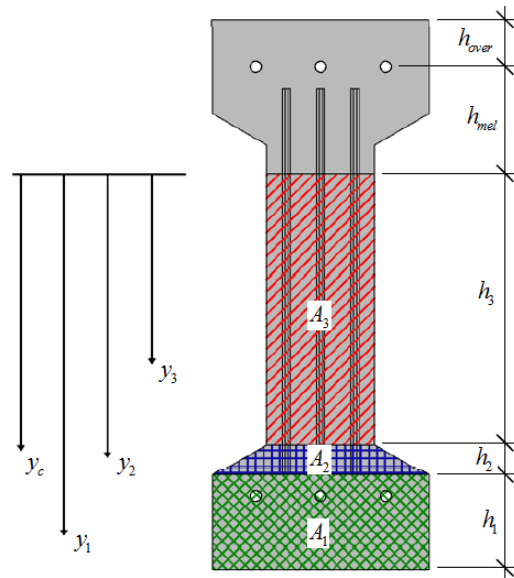
$$\sigma_s = \frac{F_s}{n \cdot A} \quad (13.13.1)$$

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (13.13.2)$$

Fra figur 13.16 og 13.17 kan momentarmen til kreftene beregnes.



13.16 Tøyningsfordeling



13.17 Definisjon av symboler brukt i beregning av momentarm

h_{tot}	: Total høyde av platen
h_{trykk}	: Total høyde utsatt for kontakttrykk
$h_{over}, h_{mid}, h_1, h_2, h_3$: Høyde av de forskjellige delene, vist i figur 13.17.
y_1, y_2, y_3	: Lengde fra nullpunkt til tyngdepunkt for hver del, vist i figur 13.17.
y_c	: Samlet tyngdepunkt for all kontakttrykk
y_{moment}	: Momentarm
A_1, A_2, A_3	: Areal til hver del, vist i figur 13.17.
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$: Største spenning i tresøylen for hver av delene i kontakttrykk
$\epsilon_{tre,1}$: Største tøying i tresøylen
ϵ_s	: Tøying i boltene i strekk
F_s	: Total strekkraft i boltene
N_t	: Totalt kontakttrykk
M	: Moment

Beregningsgang for å finne aktuelle verdier:

$$h_{trykk} = \frac{(h_{tot} - h_{over}) \cdot \varepsilon_{tre,1}}{\varepsilon_{tre,1} + \varepsilon_s} \quad (13.13.3)$$

$$\sigma_1 = \text{Valgfri}$$

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_1 \cdot (h_{trykk} - h_1)}{h_{trykk}} \quad (13.13.4)$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_1 \cdot (h_{trykk} - h_1 - h_2)}{h_{trykk}} \quad (13.13.5)$$

$$y_1 = h_{trykk} - \frac{A_1 \cdot \left[\sigma_2 \cdot \frac{h_1}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{2} \cdot \frac{h_1}{3} \right]}{A_2 \cdot \left(\sigma_2 + \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{2} \right)} \quad (13.13.6)$$

$$y_2 = h_{trykk} - h_1 - \frac{A_2 \cdot \left[\sigma_3 \cdot \frac{h_2}{2} + \frac{(\sigma_2 - \sigma_3)}{2} \cdot \frac{h_2}{3} \right]}{A_2 \cdot \left(\sigma_3 + \frac{(\sigma_2 - \sigma_3)}{2} \right)} \quad (13.13.7)$$

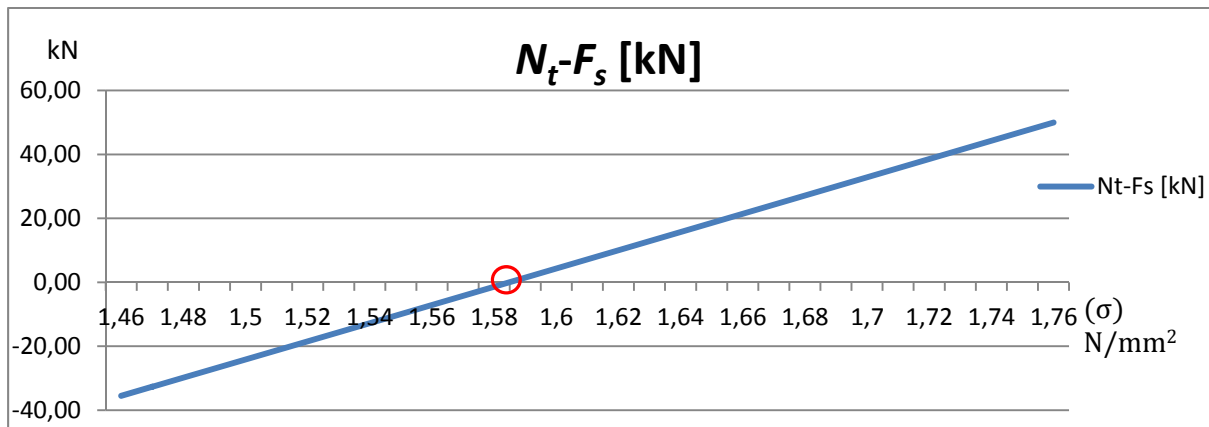
$$y_3 = h_{trykk} - h_1 - h_2 - \frac{A_3 \cdot \sigma_3 \cdot \frac{h_3}{3}}{A_3 \cdot \sigma_3} \quad (13.13.8)$$

$$y_c = \frac{A_1 \cdot \left[\sigma_2 - \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{2} \right] \cdot y_1 + A_2 \cdot \left[\sigma_3 - \frac{(\sigma_2 - \sigma_3)}{2} \right] \cdot y_2 + A_3 \cdot \frac{\sigma_3}{2} \cdot y_3}{A_1 \cdot \left[\sigma_2 - \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{2} \right] + A_2 \cdot \left[\sigma_3 - \frac{(\sigma_2 - \sigma_3)}{2} \right] + A_3 \cdot \frac{\sigma_3}{2}} \quad (13.13.9)$$

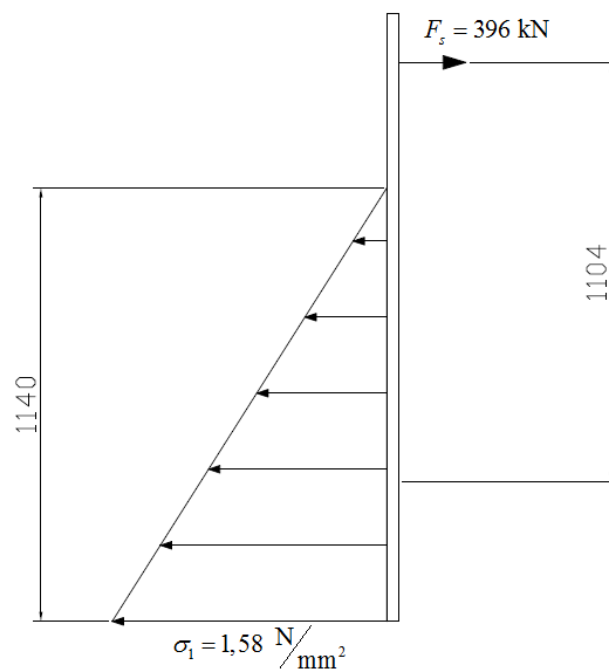
$$y_{moment} = h_{tot} - h_{over} - (h_{trykk} - y_c) \quad (13.13.10)$$

$$N_t = A_1 \cdot \left[\sigma_2 - \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{2} \right] + A_2 \cdot \left[\sigma_3 - \frac{(\sigma_2 - \sigma_3)}{2} \right] + A_3 \cdot \frac{\sigma_3}{2} \quad (13.13.11)$$

$$M = N_t \cdot y_{moment} \quad (13.13.12)$$



13.18 Grafisk fremstilling av likevekt for trykk i tresøyle og strekk i bolter



13.19 Kraftlikevekt

Grafisk fremstilling med denne metoden gir $\sigma_1 = 1,58$ N/mm^2 som vist i figur 13.18 og 13.19. Dette gir en momentkapasitet på 436 kNm. Hele utregning og alle data finnes i vedlegg 14 og 21 (elektronisk vedlegg).

Skjærkapasitet

For å ta skjærkraften virker alle boltene i forbindelsen sammen. For å øke skjærkapasiteten er det også benyttet bulldog samlejern til boltene. Flytemomentet til boltene og hullkantfastheten til søylen beregnes etter punkt 8.5.1.1 i NS-EN 1995-1-1 [29].

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} = 0,3 \cdot 800 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot (30 \text{ mm})^{2,6} = 1,66 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

For bartrevirke (konservativt):

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot d = 1,35 + 0,015 \cdot 30 \text{ mm} = 1,8$$

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 30 \text{ mm}) \cdot 430 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 24,7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{h,90,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90}} = \frac{24,7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,8} = 13,7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Benytter konservativt tynn stålplate (bruddform j og k). Punkt 8.2.3 [29]:

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 \cdot f_{h,k} \cdot t_2 \cdot d = 0,5 \cdot 13,7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 300 \text{ mm} \cdot 30 \text{ mm} = 61,7 \text{ kN} \\ 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} = 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot 1,66 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \cdot 13,7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 30 \text{ mm}} + \frac{1,58 \cdot 10^5 \text{ N}}{4} = 82 \text{ kN} \end{array} \right\}$$

$$= 61,7 \text{ kN}$$

Dimensjonerende skjærkraft per bolt blir dermed:

$$F_{v,Rd} = 61,7 \text{ kN} \cdot \frac{0,7}{1,25} = 34,5 \text{ kN}$$

Beregning med bulldog

Det benyttes M30 enkle bulldog samlejern av typen C7 med $d_c = 95 \text{ mm}$ [28]. NS-EN 1995-1-1 punkt 8.10 [29] tannede forbindere gir:

$$F_{v,Rk} = 18 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot d_c^{1,5} = 18 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,23 \cdot (95 \text{ mm})^{1,5} = 20,5 \text{ kN}$$

Dimensjonerende skjærkapasitet per bulldog samlejern blir dermed:

$$F_{v,Rd} = 20,5 \text{ kN} \cdot \frac{0,7}{1,25} = 11,5 \text{ kN}$$

Total Skjærkapasitet

Total skjærkapasitet for forbindelsen mellom endeplate og søyle blir:

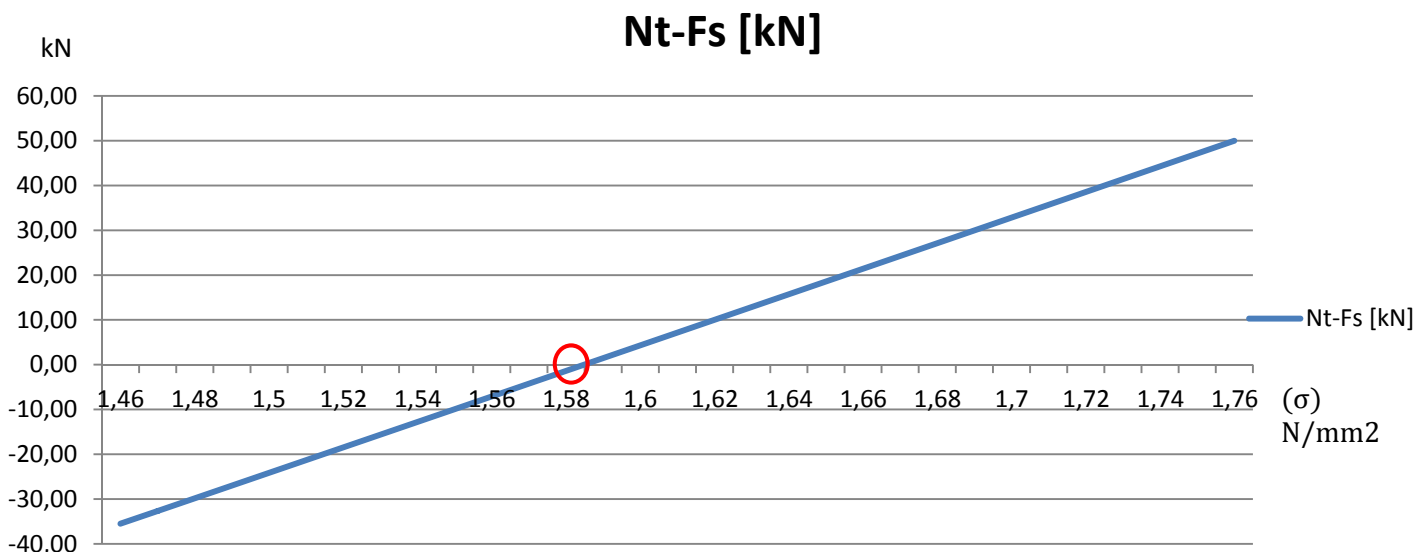
$$V_{Rd} = 6 \cdot 34,5 \text{ kN} + 6 \cdot 11,5 \text{ kN} = 276 \text{ kN}$$

13.14 Vedlegg 14 - Grafisk funn av momentkapasitet i endeplate

Fs	396	kN	h1	260	mm
sigmas	186,74	N/mm ²	h2	87	mm
Es	210000	N/mm ²	b1	600	mm
es	0,00089		b2	450	mm
E90,g.mean	420	N/mm ²	b3	300	mm
htot	1520	mm	hover	110	mm

sigma1 [N/mm ²]	et	htrykk [mm]	h3 [mm]	sigma2 [N/mm ²]	sigma3 [N/mm ²]	y1 [mm]	y2 [mm]	y3 [mm]	yc [mm]	Nt [kN]	ymoment [mm]	M [kNm]	Nt-Fs [kN]
1,46	0,00348	1122,78	775,78	1,12	1,01	998,45	820,05	517,19	821,11	360,49	1108,33	399,54	-35,51
1,47	0,00350	1124,34	777,34	1,13	1,02	1000,00	826,18	518,23	822,70	363,32	1108,36	402,69	-32,68
1,48	0,00352	1125,88	778,88	1,14	1,02	1001,54	827,72	519,25	823,82	366,16	1107,94	405,69	-29,84
1,49	0,00355	1127,40	780,40	1,15	1,03	1003,05	829,25	520,27	824,93	369,00	1107,52	408,68	-27,00
1,5	0,00357	1128,91	781,91	1,15	1,04	1004,55	830,76	521,28	826,02	371,84	1107,11	411,67	-24,16
1,51	0,00360	1130,41	783,41	1,16	1,05	1006,04	832,25	522,27	827,11	374,69	1106,70	414,67	-21,31
1,52	0,00362	1131,88	784,88	1,17	1,05	1007,50	833,72	523,25	828,18	377,53	1106,30	417,66	-18,47
1,53	0,00364	1133,34	786,34	1,18	1,06	1008,96	835,18	524,23	829,24	380,37	1105,90	420,65	-15,63
1,54	0,00367	1134,79	787,79	1,19	1,07	1010,40	836,63	525,19	830,29	383,22	1105,50	423,65	-12,78
1,55	0,00369	1136,22	789,22	1,20	1,08	1011,82	838,06	526,15	831,33	386,06	1105,11	426,64	-9,94
1,56	0,00371	1137,64	790,64	1,20	1,08	1013,23	839,47	527,09	832,36	388,91	1104,73	429,64	-7,09
1,57	0,00374	1139,04	792,04	1,21	1,09	1014,62	840,87	528,02	833,38	391,76	1104,34	432,63	-4,24
1,58	0,00376	1140,42	793,42	1,22	1,10	1016,00	842,26	528,95	834,39	394,60	1103,96	435,63	-1,40
1,59	0,00379	1141,80	794,80	1,23	1,11	1017,36	843,63	529,86	835,38	397,45	1103,59	438,62	1,45
1,6	0,00381	1143,16	796,16	1,24	1,11	1018,72	844,99	530,77	836,37	400,30	1103,21	441,62	4,30
1,61	0,00383	1144,50	797,50	1,24	1,12	1020,05	846,33	531,67	837,35	403,15	1102,85	444,61	7,15
1,62	0,00386	1145,83	798,83	1,25	1,13	1021,38	847,67	532,56	838,31	406,00	1102,48	447,61	10,00
1,63	0,00388	1147,15	800,15	1,26	1,14	1022,69	848,98	533,43	839,27	408,85	1102,12	450,61	12,85
1,64	0,00390	1148,46	801,46	1,27	1,14	1023,99	850,29	534,30	840,22	411,71	1101,76	453,60	15,71
1,65	0,00393	1149,75	802,75	1,28	1,15	1025,27	851,58	535,17	841,16	414,56	1101,41	456,60	18,56
1,66	0,00395	1151,03	804,03	1,29	1,16	1026,55	852,86	536,02	842,09	417,41	1101,06	459,60	21,41
1,67	0,00398	1152,30	805,30	1,29	1,17	1027,81	854,13	536,86	843,00	420,27	1100,71	462,59	24,27
1,68	0,00400	1153,55	806,55	1,30	1,17	1029,06	855,38	537,70	843,92	423,12	1100,36	465,59	27,12
1,69	0,00402	1154,79	807,79	1,31	1,18	1030,29	856,62	538,53	844,82	425,98	1100,02	468,59	29,98
1,7	0,00405	1156,03	809,03	1,32	1,19	1031,52	857,85	539,35	845,71	428,84	1099,68	471,58	32,84
1,71	0,00407	1157,24	810,24	1,33	1,20	1032,73	859,07	540,16	846,59	431,69	1099,35	474,58	35,69
1,72	0,00410	1158,45	811,45	1,33	1,20	1033,93	860,28	540,97	847,47	434,55	1099,02	477,58	38,55
1,73	0,00412	1159,65	812,65	1,34	1,21	1035,12	861,47	541,77	848,34	437,41	1098,69	480,58	41,41
1,74	0,00414	1160,83	813,83	1,35	1,22	1036,30	862,66	542,55	849,20	440,27	1098,36	483,57	44,27
1,75	0,00417	1162,01	815,01	1,36	1,23	1037,46	863,83	543,34	850,05	443,13	1098,04	486,57	47,13
1,76	0,00419	1163,17	816,17	1,37	1,23	1038,62	864,99	544,11	850,89	445,99	1097,72	489,57	49,99

Tabell 28 Grafisk fremstilling av likevekt av krefter i endeplate



13.15 Vedlegg 15 - Rotasjonsstivhet i endeplate

Forbindelsen beregnes som et system med tre seriekoblede fjærer som vist i figur 7.11.

Fjær 1

Stivheten til fjær 1 i forbindelsen mellom endeplaten og søylen beregnes ved å ta hensyn til boltens forlengelse og deformasjon i søylen på grunn av trykk vinkelrett på fiberretning. Det forutsettes symmetrisk belastning, det vil si at forbindelsen på begge sider av søylen har lik momentbelastning. For å finne denne stivheten må først forlengelsen av boltene bestemmes. Deretter må deformasjonen i søylen bestemmes. Disse deformasjonene bestemmes for laster som tilsvarer den beregnede bruddlasten som ble bestemt i kapittel 9.

$$\sigma_s = \frac{F}{n \cdot A} = \frac{F}{3 \cdot \pi \cdot (15 \text{ mm})^2} = F \cdot 1,89 \cdot 10^{-3} \text{ mm}^{-2}$$

$$\Delta_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_{bolt} = \frac{F \cdot 1,89 \cdot 10^{-3} \text{ mm}^{-2}}{210000 \text{ N/mm}^2} \cdot 330 \text{ mm} = F \cdot 2,96 \cdot 10^{-6} \text{ mm/N}$$

På grunn av antagelsen om symmetrisk belastning vil det bli lik deformasjon på hver side av søylen. Den maksimale tøyningen i søylen, ε_{tre} , er 0,00376 ved bruddlast som vist i vedlegg 14. Med denne antagelsen blir deformasjon i bunnen av søylen følgende:

$$\Delta_t = \varepsilon_{tre} \cdot 300 \text{ mm} = \varepsilon_{tre} \cdot 300 \text{ mm}$$

Dette gir følgende rotasjon (figur 13.21):

$$h_{c,t} = \frac{\Delta_t \cdot h_{tot}}{(\Delta_s + \Delta_t)} = \frac{\Delta_t}{(\Delta_s + \Delta_t)} \cdot 1390 \text{ mm}$$

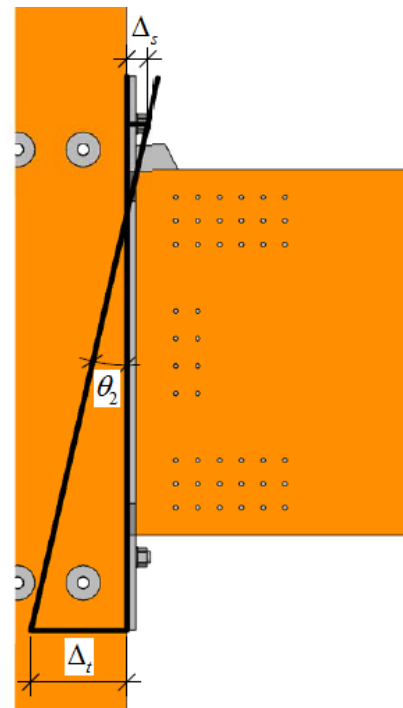
$$\theta_1 = \frac{\Delta_t}{h_{c,t}}$$

$$h_{c,t} = \frac{\Delta_t \cdot h_{tot}}{(\Delta_s + \Delta_t)} = \frac{1,13 \text{ mm} \cdot 1390 \text{ mm}}{(0,29 \text{ mm} + 1,13 \text{ mm})} = 1106 \text{ mm}$$

$$\theta_1 = \frac{\Delta_t}{h_{c,t}} = \frac{1,13 \text{ mm}}{1106 \text{ mm}} = 1,02 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

Innslissede stålplater

Rotasjonsstivheten til de innslissede stålplatene må også tas hensyn til ved beregning av rotasjonsstivhet. For å beregne denne stivheten gjøres det en antagelse om at de innslissede stålplatene kan representeres som to av fjærene vist i figur 7.11. Den første fjæren representerer rotasjonsstivheten til den første delen av stålplaten ved å betrakte denne som en utkraget bjelke som påføres moment. Den andre fjæren representerer rotasjonsstivheten til den øvre og nedre utstikkende delen. Det antas at disse delene utsettes for rent trykk og rent strekk.



13.21 Rotasjon i endeplate

Fjær 3

Hook's lov gir:

$$\sigma = \varepsilon \cdot E \quad (13.15.1)$$

For en bjelke er tøyningen i vinkelrett på tverrsnittet, ε_x , gitt ved:

$$\varepsilon_x = -z \cdot \frac{d^2 w}{dx^2} \quad (13.15.2)$$

Ved å sette dette inn i Hook's lov får man:

$$\sigma_x = -z \cdot E \cdot \frac{d^2 w}{dx^2} \quad (13.15.3)$$

der $\frac{d^2 w}{dx^2}$ er krumningen.

Spenningen σ_x kan også finnes ved:

$$\sigma_x = \frac{M}{I} \cdot z \quad (13.15.4)$$

Ved å sette formel 13.5.4 inn i formel 13.5.3 får man det samme som fra Euler-Bernoulli's bjelketeori:

$$\begin{aligned} \frac{M}{I} \cdot z &= -z \cdot E \cdot \frac{d^2 w}{dx^2} & (13.15.5) \\ \Rightarrow \\ M &= -E \cdot I \cdot \frac{d^2 w}{dx^2} \end{aligned}$$

Rotasjonen til en utkraget bjelke som påføres moment kan dermed finnes ved å snu om på ligningen og benytte integrasjon:

$$\begin{aligned} M &= -E \cdot I \cdot \frac{d^2 w}{dx^2} \\ \Rightarrow \\ \frac{d^2 w}{dx^2} &= \frac{M}{-E \cdot I} \\ \Rightarrow \\ \int \frac{d^2 w}{dx^2} dx &= \int -\frac{M}{E \cdot I} dx & (13.15.6) \\ \Rightarrow \\ \frac{dw}{dx} &= \theta(x) = -\frac{M}{E \cdot I} \cdot x + C \end{aligned}$$

der $\theta(x)$ er rotasjonen i posisjon x .

Denne ligningen inneholder en ukjent, C , som kan bestemmes ved å betrakte randbetingelser. Man kan se at i posisjon $x = 0$ mm er rotasjonen lik 0. C kan dermed bestemmes til

$$\begin{aligned}\theta(0) = 0 &= -\frac{M}{E \cdot I} \cdot 0 + C \\ \Rightarrow \\ C &= 0\end{aligned}$$

Fjær 2 er i posisjon $x = 220$ mm. Formelen for rotasjonen i fjær 1 blir dermed:

$$\theta = -\frac{M}{E \cdot I} \cdot 220 \text{ mm} \quad (13.15.7)$$

Andre arealmoment I til den første delen av de innslissede stålplatene finnes som:

$$I = n \cdot \frac{b \cdot h^3}{12} = 3 \cdot \frac{9 \text{ mm} \cdot (950 \text{ mm})^3}{12} = 1,93 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Ved å benytte elastisitetsmodulen til stål og andre arealmoment for den første delen av de innslissede stålplatene i formel 13.15.7, får vi følgende rotasjon i fjær 2:

$$\theta_2 = \frac{M}{210000 \text{ N/mm}^2 \cdot 1,93 \cdot 10^9 \text{ mm}^4} \cdot 220 \text{ mm} = M \cdot 5,43 \cdot 10^{-13} \text{ rad/Nmm}$$

Stivheten til denne fjæren finnes dermed som:

$$k_{\theta_2} = \frac{M}{\theta_2} = \frac{M}{M \cdot 5,43 \cdot 10^{-13} \text{ rad/Nmm}} = 1,84 \cdot 10^{12} \text{ Nmm/rad}$$

Fjær 3

Deformasjonen Δ_x kan benyttes for å finne rotasjonen i fjær 3 som vist i figur 13.22. For å beregne denne antas det at kraftfordelingen i den øvre og nedre delen er lineær i x-aksens lengde som vist i figur 13.22. Den største kraften, N_{maks} bestemmes ved å benytte formelen som ble utledet i kapittel 5 for kapasiteten til dyblene.

$$N_{per\ dybel} = \left(\frac{M + V \cdot e}{z} \right) / n_{gruppe} \quad (13.15.8)$$

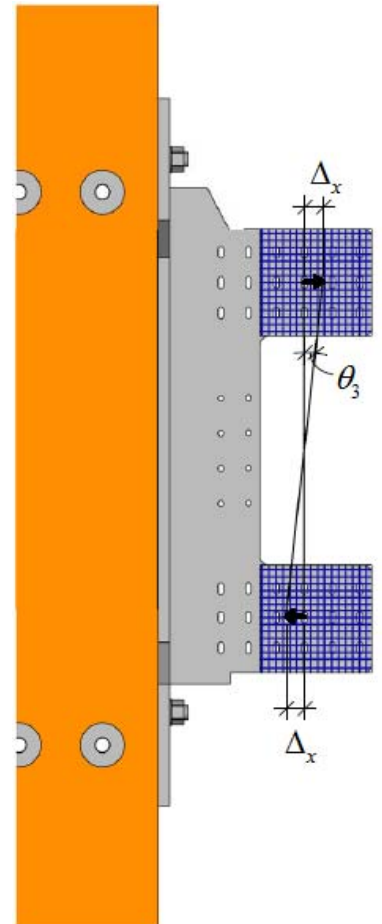
$$N_{maks} = N_{per\ dybel} \cdot n_{utstikk} \quad (13.15.9)$$

$$\Delta_x = \frac{\sigma_x}{E} \cdot l = \frac{N_{maks} / 2 \cdot A}{E} \cdot l = N_{maks} \cdot \frac{240\text{ mm}}{2 \cdot 3 \cdot 9\text{ mm} \cdot 230\text{ mm} \cdot 210000\text{ N/mm}^2}$$

$$= N_{maks} \cdot 9,20 \cdot 10^{-8}\text{ mm/N}$$

$$\theta_3 = \frac{\Delta_x}{z/2} = \frac{N_{maks} \cdot 9,20 \cdot 10^{-8}\text{ mm/N}}{720\text{ mm}/2} = N_{maks} \cdot 2,56 \cdot 10^{-10}\text{ rad/N}$$

$$k_{\theta,3} = \frac{M}{\theta_3} = \frac{M}{N_{maks} \cdot 2,56 \cdot 10^{-10}\text{ rad/N}}$$



13.22 Rotasjonsbidrag av utstikkende deler av de innslissede stålplatene

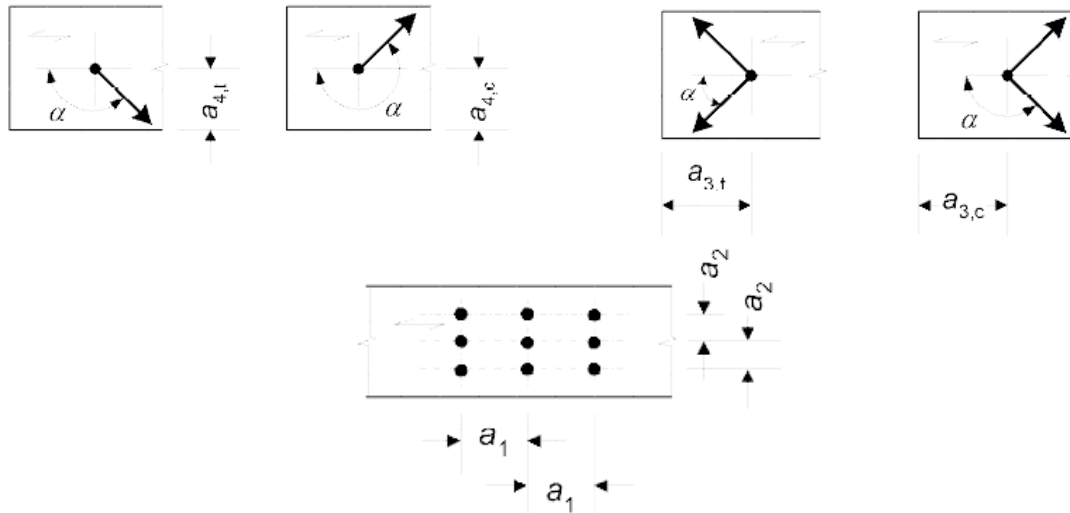
Total stivhet i endeplaten blir:

$$\theta_{endeplate} = \theta_1 + \theta_2 + \theta_2 \quad (13.15.10)$$

$$k_{\theta_{endeplate}} = \frac{M}{\theta_{endeplate}} \quad (13.15.11)$$

13.16 Vedlegg 16 - Hullavstander tre

Hullavstander er beregnet i henhold til NS-EN 1995-1-1 [29]. Symboler for hullavstander er vist i figur 13.23.



13.23 Symboler for hullavstander i tre [29]

Bolter

Hullavstander for bolthullene i søylen er beregnet i tabell 29. Boltene har en diameter $d = 30$ mm. Tabell 8.5 i NS-EN 1995-1-1 [29] er benyttet for beregninger. Lasten fra boltene er parallelt med fiberretning i søylen slik at $\alpha = 0^\circ$.

$a_1 = (4 + \cos \alpha) \cdot d = (4 + 1) \cdot 30 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$
$a_2 = 4 \cdot d = 4 \cdot 30 \text{ mm} = 120 \text{ mm}$
$a_{3,t} = \max[7 \cdot d; 80 \text{ mm}] = \max[7 \cdot 30 \text{ mm}; 80 \text{ mm}] = 210 \text{ mm}$
$a_{3,c} = 4 \cdot d = 4 \cdot 30 \text{ mm} = 120 \text{ mm}$
$a_{4,t} = \max[(2 + 2 \cdot \sin \alpha) \cdot d; 3 \cdot d] = \max[(2 + 2 \cdot 0) \cdot 30 \text{ mm}; 3 \cdot 30 \text{ mm}] = 90 \text{ mm}$
$a_{4,c} = 3 \cdot d = 3 \cdot 30 \text{ mm} = 90 \text{ mm}$

Tabell 29 Hullavstander for M30 bolter i søyle

Dybler

Hullavstander for dybelhullene i bjelken er beregnet i tabell 30 og 31. Dyblene har en diameter $d = 12$ mm. Tabell 8.5 i NS-EN 1995-1-1 [29] er benyttet for beregninger. Lasten fra dyblene i øvre og nedre dybelgruppe er parallelt med fiberretning i bjelken slik at $\alpha = 0^\circ$. Lasten fra dyblene i midtre dybelgruppe er vinkelrett på fiberretning slik at $\alpha = 90^\circ$.

$a_1 = (3 + \cos \alpha) \cdot d = (3 + 1) \cdot 12 \text{ mm} = 48 \text{ mm}$
$a_2 = 3 \cdot d = 3 \cdot 12 \text{ mm} = 36 \text{ mm}$
$a_{3,t} = \max[7 \cdot d; 80 \text{ mm}] = \max[7 \cdot 12 \text{ mm}; 80 \text{ mm}] = 84 \text{ mm}$
$a_{3,c} = 3 \cdot d = 3 \cdot 12 \text{ mm} = 36 \text{ mm}$
$a_{4,t} = \max[(2 + 2 \cdot \sin \alpha) \cdot d; 3 \cdot d] = \max[(2 + 2 \cdot 0) \cdot 12 \text{ mm}; 3 \cdot 12 \text{ mm}] = 36 \text{ mm}$
$a_{4,c} = 3 \cdot d = 3 \cdot 12 \text{ mm} = 36 \text{ mm}$

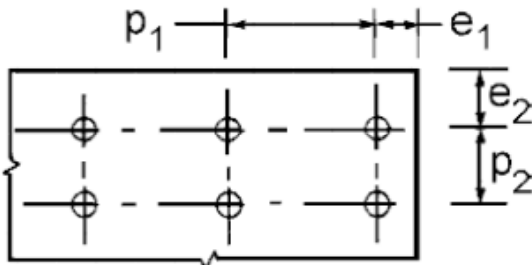
Tabell 30 Hullavstander i øvre og nedre dybelgruppe i bjelke

$a_1 = (3 + \cos \alpha) \cdot d = (3 + 0) \cdot 12 \text{ mm} = 36 \text{ mm}$
$a_2 = 3 \cdot d = 3 \cdot 12 \text{ mm} = 36 \text{ mm}$
$a_{3,t} = \max[7 \cdot d; 80 \text{ mm}] = \max[7 \cdot 12 \text{ mm}; 80 \text{ mm}] = 84 \text{ mm}$
$a_{3,c} = 3 \cdot d = 3 \cdot 12 \text{ mm} = 36 \text{ mm}$
$a_{4,t} = \max[(2 + 2 \cdot \sin \alpha) \cdot d; 3 \cdot d] = \max[(2 + 2 \cdot 1) \cdot 12 \text{ mm}; 3 \cdot 12 \text{ mm}] = 48 \text{ mm}$
$a_{4,c} = 3 \cdot d = 3 \cdot 12 \text{ mm} = 36 \text{ mm}$

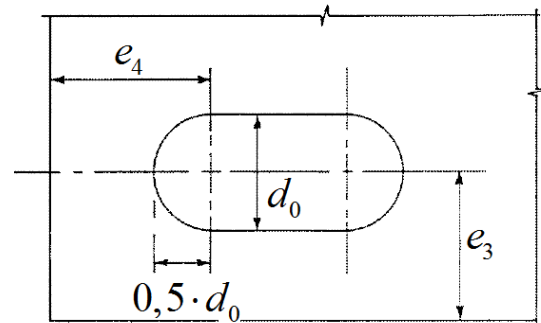
Tabell 31 Hullavstander for midtre dybelgruppe i bjelke

13.17 Vedlegg 17 - Hullavstander stål

Hullavstander er beregnet i henhold til NS-EN 1993-1-8 [30]. Symboler for hullavstander er vist i figur 13.24 og 13.25.



13.24 Symboler for hullavstander i stål [30]



13.25 Symbol for hullavstander ved avlangt hull i stål [30]

Bolter

Hullavstander for bolthullene i endeplaten er beregnet i tabell 32. Boltehull i endeplaten har en diameter $d_0 = 31$ mm. Tabell 3.3 i NS-EN 1993-1-8 [30] er benyttet for beregninger.

$e_1 = 1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 31 \text{ mm} = 37,2 \text{ mm}$
$e_2 = 1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 31 \text{ mm} = 37,2 \text{ mm}$
$p_1 = 2,2 \cdot d_0 = 2,2 \cdot 31 \text{ mm} = 68,2 \text{ mm}$
$p_2 = 2,4 \cdot d_0 = 2,4 \cdot 31 \text{ mm} = 74,4 \text{ mm}$

Tabell 32 Hullavstander for M30 bolter i endeplate

Dybler

Hullavstander for runde dybelhull i de innslissede stålplatene er beregnet i tabell 33 etter tabell 3.3 i NS-EN 1993-1-8 [30]. Endeavstander for avlange dybelhull i de innslissede stålplatene er beregnet i tabell 34 etter tabell 3.3 i NS-EN 1993-1-8 [30]. Hullene har $d_0 = 12,5$ mm.

$e_1 = 1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 12,5 \text{ mm} = 15 \text{ mm}$
$e_2 = 1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 12,5 \text{ mm} = 15 \text{ mm}$
$p_1 = 2,2 \cdot d_0 = 2,2 \cdot 12,5 \text{ mm} = 27,5 \text{ mm}$
$p_2 = 2,4 \cdot d_0 = 2,4 \cdot 12,5 \text{ mm} = 30 \text{ mm}$

Tabell 33 Hullavstander for runde dybelhull i innslissede stålplater

$e_3 = 1,5 \cdot d_0 = 1,5 \cdot 12,5 \text{ mm} = 18,8 \text{ mm}$
$e_4 = 1,5 \cdot d_0 = 1,5 \cdot 12,5 \text{ mm} = 18,8 \text{ mm}$

Tabell 34 Endeavstander for avlange dybelhull i innslissede stålplater

13.18 Vedlegg 18 - Akselerasjon og konstruksjonsfaktor

NS-EN 1991-1-4 B.4(4) [48] sier at den karakteristiske toppverdien for akselerasjon oppnås ved å multiplisere standardavviket med toppfaktoren og bruke oppkryssingsfrekvens lik egenfrekvens, $v = n_{l,x}$.

$$a(z) = \sigma_{a,x}(z) \cdot k_p \quad (13.18.1)$$

NS-EN 1991-1-4 B.4(2) [48] gir standardavviket for den karakteristiske vindinduserte akselerasjonen i vindretning for punktet i høyde z på konstruksjonen.

$$\sigma_{a,x}(z) = \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot I_v(z_s) \cdot v_m^2(z_s)}{m_{l,x}} \cdot R \cdot K_x \cdot \phi_{l,x}(z) \quad (13.18.2)$$

c_f	=	kraftfaktor
ρ	=	lufttettheten, anbefalt verdi i NS-EN 1991-1-4 [48] er 1,25 kg/m ³
b	=	bredden på konstruksjonen, 25 m
$I_v(z_s)$	=	vindturbulensintensitet i høyde z_s
$v_m(z_s)$	=	stedsvindhastighet for $z = z_s$
z_s	=	referansehøyde, gitt i NS-EN 1991-1-4 figur 6.1 [48] som 0,6* $h = 24$ m
R	=	kvadratroten av resonansandelen
K_x	=	dimensjonsløs faktor
$m_{l,x}$	=	ekvivalent masse i vindretning
$n_{l,x}$	=	fundamental egenfrekvens for konstruksjonens vibrasjoner i vindretning
$\Phi_{l,x}(z)$	=	fundamentale egensvingeformen i vindretning

Kraftfaktoren c_f finnes fra NS-EN 1991-1-4 7.6 (1) [48]:

$$c_f = c_{f,0} \cdot \Psi_r \cdot \Psi_\lambda \quad (13.18.3)$$

$c_{f,0}$	=	kraftfaktor for rektangulære tverrsnitt med skarpe hjørner og uten fri omstrømning ved endene. Gitt i figur 7.23 [48] som 2,1 for $d/b = 1$.
Ψ_r	=	reduksjonsfaktor for kvadratiske tverrsnitt. Gitt i figur 7.24 som 1.
Ψ_λ	=	endefaktoren for konstruksjonsdeler med fri omstrømning ved endene. NS-EN 1991-1-4 7.13, figur 7.36 [48], gir for $\lambda = 2,24$ og $\varphi \approx 1$ en $\Psi_\lambda = 0,64$

Dette gir følgende verdi for kraftfaktoren

$$c_f = c_{f,0} \cdot \Psi_r \cdot \Psi_\lambda = 1,344$$

Vindturbulens, $I_v(z)$, er gitt i 4.4 i NS-EN 1991-1-4 [48]:

$$I_v(z) = \frac{k_1}{c_0(z) \times \ln(z/z_0)} \quad (13.18.4)$$

k_1	=	turbulensfaktoren, anbefalt verdi i NS-EN 1991-1-4 [48] er 1,0
c_0	=	terrengformfaktoren, antar flatt terreng som gir verdi 1,0
z_0	=	ruhetslengden

Terrengkategori for Bergen er satt til kategori 0, kyststrøk som er eksponert for åpent hav. Dette gir $z_0 = 0,003$ fra tabell 4.1 i NS-EN 1991-1-4 [48].

$z = z_s$ gir følgende verdi for turbulensintensiteten:

$$I_v(z_s) = 0,111$$

Stedsvindhastigheten for $z = z_s$ finnes fra NS-EN 1991-1-4 Del 1-4 Vindlaster 4.3.1 [48]:

$$v_m(z_s) = c_r(z_s) \cdot c_o(z_s) \cdot v_b \quad (13.18.5)$$

c_r	=	ruhetsfaktoren
c_o	=	terrengformfaktoren, gitt som 1,0
v_b	=	basisvindhastighet, 26 m/s for Bergen, Tabell NA4(901.1) [48]

Ruhetsfaktoren, c_r , og terrengruhetsfaktoren, k_r , for z_s bestemmes ifra NS-EN 1991-1-4 4.3.2 [48]:

$$c_r(z_s) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z_s}{z_0}\right) \quad (13.18.6)$$

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad (13.18.7)$$

For $z_{0,II} = 0,05$, $z_0 = 0,003$ og $z_s = 24$ får vi følgende verdi for stedsvindhastigheten

$$v_m(z_s) = 36,46$$

Resonansresponsfaktoren, R^2 , tar hensyn til turbulens i resonans med aktuell vibrasjonsfrekvens for konstruksjonen og finnes i NS-EN 1991-1-4 B.2(5) [48].

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_L(z_s, n_{1,x}) \cdot R_h(\eta_h) \cdot R_b(\eta_b) \quad (13.18.8)$$

δ	=	totalt logaritmisk dekrement av demping
S_L	=	dimensjonsløse spektrale tetthetsfunksjonen
R_h, R_b	=	aerodynamiske admittansfunksjonene

Det logaritmiske dekrementet av demping for egenbøyeform finnes i NS-EN 1991-1-4 F.5 [48]:

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d \quad (13.18.9)$$

- δ_s = logaritmisk dekrement av konstruksjonens demping, satt til 0,0628 [49]
 δ_a = logaritmisk dekrement av aerodynamisk demping for egensvingeformen
 δ_d = logaritmisk dekrement av demping som følge av spesielle innretninger

$$\delta_a = \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot v_m(z_s)}{2 \cdot n_1 \cdot m_e} \quad (13.18.10)$$

- c_f = kraftfaktor
 ρ = lufttettheten, anbefalt verdi i NS-EN 1991-1-4 [48] er 1,25kg/m³
 $v_m(z_s)$ = stedsvindhastighet for $z = z_s$
 n_1 = egenfrekvens
 m_e = ekvivalent masse per lengdeenhet
 b = byggets bredde, 25 m

Den dimensjonsløse spektrale tetthetsfunksjonen, $S_L(z_s, n_{1,x})$, bestemmes i NS-EN 1991-1-4 B.1 [48]:

$$S_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{6,8 \cdot f_L(z_s, n_{1,x})}{(1 + 10,2 \cdot f_L(z_s, n_{1,x}))^{5/3}} \quad (13.18.11)$$

Der den dimensjonsløse frekvensen f_L bestemmes fra følgende uttrykk i NS-EN 1991-1-4 B.1 [48]:

$$f_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{n_{1,x} \cdot L(z_s)}{v_m(z_s)} \quad (13.18.12)$$

- $L(z_s)$ = turbulenslengdeskalaen som representerer den gjennomsnittlige vindkaststørrelsen

$L(z_s)$ bestemmes fra NS-EN 1991-1-4 B.1 [48]:

$$L(z_s) = L_t \cdot \left(\frac{z_s}{z_t}\right)^\alpha \quad (13.18.13)$$

- L_t = referanselengdeskala, 300 m
 z_t = referansehøyde, 200 m
 α = $0,67 + 0,05 \cdot \ln(z_0) = 0,38$

Dette gir følgende verdier:

$$L(z_s) = 134,0$$

$$f_L(z_s, n_{1,x}) = n_{1,x} \cdot 3,68$$

$$S_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{25,00 \cdot n_{1,x}}{(1 + 37,54 \cdot n_{1,x})^{5/3}}$$

De aerodynamiske admittansfunksjonene, R_h og R_b , for en fundamental egensvingform tilnærmes i NS-EN 1991-1-4 B.2 [48]:

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \cdot \eta_h^2} (1 - e^{-2 \cdot \eta_h}) \quad (13.18.14)$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \cdot \eta_b^2} (1 - e^{-2 \cdot \eta_b}) \quad (13.18.15)$$

$$\eta_h = \frac{4,6 \cdot h}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x}) \quad (13.18.16)$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \cdot b}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x}) \quad (13.18.17)$$

$$\begin{aligned} L(z_s) &= \text{turbulenslengdeskalaen, } 134,0 \\ f_L(z, n) &= \text{dimensjonsløs frekvens} \end{aligned}$$

Den dimensjonsløse faktoren K_x finnes i NS-EN 1991-1-4 B.4 [48] for $c_0(z) = 1$

$$K_x = \frac{(2 \cdot \zeta + 1) \cdot \left\{ (\zeta + 1) \cdot \left[\ln \left(\frac{z_s}{z_0} \right) + 0,5 \right] - 1 \right\}}{(\zeta + 1)^2 \cdot \ln \left(\frac{z_s}{z_0} \right)} \quad (13.18.18)$$

$$\begin{aligned} z_0 &= \text{ruhetslengden, } 0,003 \\ \zeta &= \text{eksponent i formelen for egensvingformen} \end{aligned}$$

Egensvingformen for bøyning, $\Phi_1(z)$, finnes i NS-EN 1991-1-4 F.3 [48]:

$$\Phi_1(z) = \left(\frac{z}{h} \right)^\zeta \quad (13.18.19)$$

NS-EN 1994-1-4 F.3 [48] gir ζ lik 1,0 for bygninger med en sentral kjerne pluss perifere søyler. Antar at dette gjelder for denne modellen.

Den ekvivalente massen per lengdeenhet m_e for egensvingeformen kan, for utkragede konstruksjoner med en varierende massefordeling, bestemmes tilnærmet som gjennomsnittsverdien av massen per lengdeenhet over den øvre tredjedelen av konstruksjonen ifølge NS-EN 1991-1-4 F.4 [48]. For det aktuelle bygget vil massen være jevnt fordelt over hele bygget.

$$m_{1,x} = \frac{M}{h} \quad (13.18.20)$$

M = den totale massen for bygget beregnet for hver modell i vedlegg 20.
 h = høyden på bygget

Toppfaktoren k_p , er definert som forholdet mellom maksimumsverdien av den fluktuerende delen av responsen og dens standardavvik. NS-EN 1991-1-4 B.2 [48] gir:

$$k_p = \sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)}} \quad (13.18.21)$$

v = oppkryssingsfrekvens, lik egenfrekvens $n_{l,x}$
 T = midlingstiden for stedsvindhastigheten, $T = 600$ s

I vedlegg 21 (elektronisk vedlegg) er det gitt et Matlab script som regner ut akselerasjonen. Der er alle faktorene ovenfor implementert. Massen og egenfrekvensen for aktuell modell legges inn og Matlab gir så akselerasjonsnivå over høyden.

13.19 Vedlegg 19 – Materialparametere for FEA av eksempelbygg

GL 32c		
E_x	13700	MPa
E_y	420	MPa
E_z	420	MPa
G_{xy}	780	MPa
G_{xz}	780	MPa
G_{yz}	110	MPa
u_{xy}	0,35	
u_{xz}	0,35	
u_{yz}	0,1	
ρ	410	kg/m ³

180 mm Massivtreelement		
E_x	8163	MPa
E_y	2099	MPa
E_z	300	MPa
G_{xy}	98	MPa
G_{xz}	84	MPa
G_{yz}	84	MPa
u_{xy}	0,35	
u_{xz}	0,35	
u_{yz}	0,2	
ρ	510	kg/m ³

Materialparameter for GL32c og massivtreelement er funnet fra samtale med Pål Ellingsbø [59], NS-EN 338 [60] og håndboken Bygge med Massivtre [61].

Nyttelasten i bygget er satt til 3 kN/m² og snølasten er satt til 1,28 kN/m² (Bergen kommune). Det benyttes en forsterkningsfaktor på 0,7 for bruksgrenselaster [54].

For gulvelement blir total tetthet:

$$\begin{aligned}\rho_{gulv} &= \rho_{massivtre} + 0,7 \cdot \frac{q_{nyttelast}}{g \cdot t_{gulvelement}} \\ &= 510 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} + 0,7 \cdot \frac{3000 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 0,180 \text{ m}} \\ &= 510 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} + 1190 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \\ &= 1700 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\end{aligned}$$

For takelementene blir total tetthet:

$$\begin{aligned}\rho_{tak} &= \rho_{massivtre} + 0,7 \cdot \frac{q_{nyttelast}}{g \cdot t_{gulvelement}} \\ &= 510 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} + 0,7 \cdot \frac{1280 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 0,180 \text{ m}} \\ &= 510 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} + 507 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \\ &= 1017 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\end{aligned}$$

13.20 Vedlegg 20 – Tyngdeberegninger for modellene i eksempelbygget**Last på trehus - Modell 1**

Antall etasjer	Tyngdetetthet massivtre [kg/m ³]	Tyngdetetthet limtre [kg/m ³]	Gravitasjon [m/s ²]
20	510	410	9,81

Gulv- og takskiver

Tykkelse [m]	Areal [m ² pr plate]	Antall plater [pr etasje]	Totalt volum [m ³]	Total tyngde [kg]
0,18	39,0625	16	2250	1147500

Bjelker

Tv.areal [m ²]	Lengde [m]	Antall [pr etasje]	Totalt volum [m ³]	Total tyngde [kg]
0,3	6,25	40	1500	615000

Innersøyler

Tv.areal [m ²]	Høyde [m]	Antall	Totalt volum [m ³]	Total tyngde [kg]
0,36	40	20	288	118080

Hjørnesøyler

Tv.areal [m ²]	Høyde [m]	Antall	Totalt volum [m ³]	Total tyngde [kg]
0,36	40	4	57,6	23616

Krysstivere lange indre

Tv.areal [m ²]	Lengde [m]	Antall [totalt]	Totalt volum [m ³]	Total tyngde [kg]
0,2	20	0	0	0

Krysstivere lange ytre

Tv.areal [m ²]	Lengde [m]	Antall [totalt]	Totalt volum [m ³]	Total tyngde [kg]
0,2	30	0	0	0

Krysstivere korte ytre

Tv.areal [m ²]	Lengde [m]	Antall [totalt]	Totalt volum [m ³]	Total tyngde [kg]
0,2	10	0	0	0

Trappesjakt

Tv.areal [m ²]	Høyde [m]	Antall	Totalt volum [m ³]	Total tyngde [kg]
8,28	40	1	331,2	135792

Nyttelast bruk

Brukslast [N/m ²]	Areal [m ² pr. etasje]	Antall etasjer	Total last [N]
2100	625	9	11812500

Nyttelast bruk

Snølast [N/m ²]	Areal [m ² pr. etasje]	Total last [N]
896	625	560000

Total tyngde [kg]
3301201

Last på trehus - Modell 2

Antall etasjer	Tyngdetetthet massivtre [kg/m ³]	Tyngdetetthet limtre [kg/m ³]
20	510	410

Gravitasjon [m/s ²]
9,81

Gulv- og takskiver

Tykkelse [m]	Areal [m ² pr plate]	Antall plater [pr etasje]	Totalt volum [m ³]	Total tyngde [kg]
0,18	39,0625	16	2250	1147500

Bjelker

Tv.areal [m ²]	Lengde [m]	Antall [pr etasje]	Totalt volum [m ³]	Total tyngde [kg]
0,3	6,25	40	1500	615000

Innersøyler

Tv.areal [m ²]	Høyde [m]	Antall	Totalt volum [m ³]	Total tyngde [kg]
0,36	40	20	288	118080

Hjørnesøyler

Tv.areal [m ²]	Høyde [m]	Antall	Totalt volum [m ³]	Total tyngde [kg]
0,36	40	4	57,6	23616

Krysstivere lange indre

Tv.areal [m ²]	Lengde [m]	Antall [totalt]	Totalt volum [m ³]	Total tyngde [kg]
0,2	20	0	0	0

Krysstivere lange ytre

Tv.areal [m ²]	Lengde [m]	Antall [totalt]	Totalt volum [m ³]	Total tyngde [kg]
0,2	30	0	0	0

Krysstivere korte ytre

Tv.areal [m ²]	Lengde [m]	Antall [totalt]	Totalt volum [m ³]	Total tyngde [kg]
0,09	10	160	144	59040

Trappesjakt

Tv.areal [m ²]	Høyde [m]	Antall	Totalt volum [m ³]	Total tyngde [kg]
8,28	40	1	331,2	135792

Nyttelast bruk

Brukslast [N/m ²]	Areal [m ² pr. etasje]	Antall etasjer	Total last [N]
2100	625	9	11812500

Nyttelast bruk

Snølast [N/m ²]	Areal [m ² pr. etasje]	Total last [N]
896	625	560000

Total tyngde [kg]
3360241

Last på trehus - Modell 3

Antall etasjer	Tyngdetetthet massivtre [kg/m ³]	Tyngdetetthet limtre [kg/m ³]	Gravitasjon [m/s ²]
20	510	410	9,81

Gulv- og takskiver

Tykkelse [m]	Areal [m ² pr plate]	Antall plater [pr etasje]	Totalt volum [m ³]	Total tyngde [kg]
0,18	39,0625	16	2250	1147500

Bjelker

Tv.areal [m ²]	Lengde [m]	Antall [pr etasje]	Totalt volum [m ³]	Total tyngde [kg]
0,3	6,25	40	1500	615000

Innersøyler

Tv.areal [m ²]	Høyde [m]	Antall	Totalt volum [m ³]	Total tyngde [kg]
0,36	40	20	288	118080

Hjørnesøyler

Tv.areal [m ²]	Høyde [m]	Antall	Totalt volum [m ³]	Total tyngde [kg]
0,36	40	4	57,6	23616

Krysstivere lange indre

Tv.areal [m ²]	Lengde [m]	Antall [totalt]	Totalt volum [m ³]	Total tyngde [kg]
0,25	30	20	150	61500

Krysstivere lange ytre

Tv.areal [m ²]	Lengde [m]	Antall [totalt]	Totalt volum [m ³]	Total tyngde [kg]
0,25	30	0	0	0

Krysstivere korte ytre

Tv.areal [m ²]	Lengde [m]	Antall [totalt]	Totalt volum [m ³]	Total tyngde [kg]
0,09	10,15	0	0	0

Trappesjakt

Tv.areal [m ²]	Høyde [m]	Antall	Totalt volum [m ³]	Total tyngde [kg]
8,28	40	1	331,2	135792

Nyttelast bruk

Brukslast [N/m ²]	Areal [m ² pr. etasje]	Antall etasjer	Total last [N]
2100	625	9	11812500

Nyttelast bruk

Snølast [N/m ²]	Areal [m ² pr. etasje]	Total last [N]
896	625	560000

Total tyngde [kg]
3362701

Last på trehus - Modell 4

Antall etasjer	Tyngdetetthet massivtre [kg/m ³]	Tyngdetetthet limtre [kg/m ³]	Gravitasjon [m/s ²]
20	510	410	9,81

Gulv- og takskiver

Tykkelse [m]	Areal [m ² pr plate]	Antall plater [pr etasje]	Totalt volum [m ³]	Total tyngde [kg]
0,18	39,0625	16	2250	1147500

Bjelker

Tv.areal [m ²]	Lengde [m]	Antall [pr etasje]	Totalt volum [m ³]	Total tyngde [kg]
0,3	6,25	40	1500	615000

Innersøyler

Tv.areal [m ²]	Høyde [m]	Antall	Totalt volum [m ³]	Total tyngde [kg]
0,36	40	20	288	118080

Hjørnesøyler

Tv.areal [m ²]	Høyde [m]	Antall	Totalt volum [m ³]	Total tyngde [kg]
0,36	40	4	57,6	23616

Krysstivere lange indre

Tv.areal [m ²]	Lengde [m]	Antall [totalt]	Totalt volum [m ³]	Total tyngde [kg]
0,25	30	20	150	61500

Krysstivere lange ytre

Tv.areal [m ²]	Lengde [m]	Antall [totalt]	Totalt volum [m ³]	Total tyngde [kg]
0,25	30	0	0	0

Krysstivere korte ytre

Tv.areal [m ²]	Lengde [m]	Antall [totalt]	Totalt volum [m ³]	Total tyngde [kg]
0,09	10	80	72	29520

Trappesjakt

Tv.areal [m ²]	Høyde [m]	Antall	Totalt volum [m ³]	Total tyngde [kg]
8,28	40	1	331,2	135792

Nyttelast bruk

Brukslast [N/m ²]	Areal [m ² pr. etasje]	Antall etasjer	Total last [N]
2100	625	9	11812500

Nyttelast bruk

Snølast [N/m ²]	Areal [m ² pr. etasje]		Total last [N]
896	625		560000

Total tyngde [kg]
3392221

Last på trehus - Modell 5

Antall etasjer	Tyngdetetthet massivtre [kg/m ³]	Tyngdetetthet limtre [kg/m ³]	Gravitasjon [m/s ²]
20	510	410	9,81

Gulv- og takskiver

Tykkelse [m]	Areal [m ² pr plate]	Antall plater [pr etasje]	Totalt volum [m ³]	Total tyngde [kg]
0,18	39,0625	16	2250	1147500

Bjelker

Tv.areal [m ²]	Lengde [m]	Antall [pr etasje]	Totalt volum [m ³]	Total tyngde [kg]
0,3	6,25	40	1500	615000

Innersøyler

Tv.areal [m ²]	Høyde [m]	Antall	Totalt volum [m ³]	Total tyngde [kg]
0,36	40	20	288	118080

Hjørnesøyler

Tv.areal [m ²]	Høyde [m]	Antall	Totalt volum [m ³]	Total tyngde [kg]
0,36	40	4	57,6	23616

Krysstivere lange indre

Tv.areal [m ²]	Lengde [m]	Antall [totalt]	Totalt volum [m ³]	Total tyngde [kg]
0,2	20	0	0	0

Krysstivere lange ytre

Tv.areal [m ²]	Lengde [m]	Antall [totalt]	Totalt volum [m ³]	Total tyngde [kg]
0,25	15	40	150	61500

Krysstivere korte ytre

Tv.areal [m ²]	Lengde [m]	Antall [totalt]	Totalt volum [m ³]	Total tyngde [kg]
0,09	10,15	0	0	0

Trappesjakt

Tv.areal [m ²]	Høyde [m]	Antall	Totalt volum [m ³]	Total tyngde [kg]
8,28	40	1	331,2	135792

Nyttelast bruk

Brukslast [N/m ²]	Areal [m ² pr. etasje]	Antall etasjer	Total last [N]
2100	625	9	11812500

Nyttelast bruk

Snølast [N/m ²]	Areal [m ² pr. etasje]	Total last [N]
896	625	560000

Total tyngde [kg]
3362701

13.21 Vedlegg 21 – Elektronisk vedlegg

Elektroniske filer ligger vedlagt på CD.

Innhold:

- Data for beregninger
- Filer til Abaqus/CAE 6.9-2
- Filer til Autodesk Revit Architecture 2010
- Filer til Matlab