



## BACHELOROPPGAVE

Dimensjonering av hulldekker og bærende fagverk bestående av Deltabjelker og limtrestaver, i fylkestingsalen.

Design of hollow core slabs and load bearing trusses consisting of Deltabeams and glulam bars, in the county chamber.

**Christian Sunde Nordstrøm**

**Gudrun Østling**

**Åshild Øyro**

Byggingeniør Bachelor

Fakultet for ingeniør- og naturvitenskap

Veileder Trond Einar Martinsen

22. mai 2020

## Forord

Denne rapporten er skrevet av Christian Sunde Nordstrøm, Gudrun Østling og Åshild Øyro. Rapporten er vårt avsluttende arbeid på bachelorstudiet ved Institutt for byggfag ved Høgskulen på Vestlandet, avdeling Bergen. Rapporten omfatter 20 studiepoeng, og er fullført våren 2020.

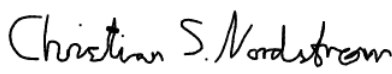
Gruppen hadde tidlig et ønske om å skrive for Sweco, og søkte dermed på oppgaven tilknyttet det nye fylkesbygget i Vestland. Det var ingen føringer for hvordan oppgaven skulle avgrenses, og vi stod dermed fritt til å velge problemstilling. Fylkestingssalens utforming og mangfold av materialer gjorde denne til en interessant konstruksjon å ta for seg. Fylkestingssalen var ikke detaljprosjektert da oppgaven ble gitt, og vi anså derfor dette som en spennende utfordring.

Under arbeidet har vi fordypet oss i nye emner, som ikke har vært pensum gjennom studiet. Blant annet beregning av rystelser, og utforming av sammensatte knutepunkt. For beregning av knutepunkt har vi benyttet andre metoder enn det som fremkommer i beregningsstandarder.


Arbeidet med denne rapporten har vært preget av pandemien covid-19, og begrensninger i samfunnet tilknyttet sosial distansering. Store deler av arbeidet har dermed foregått via nettbaserte løsninger som Zoom. Dette gjelder for arbeid i gruppen, og har i tillegg påvirket utføring av veiledningstimer.

Vi ønsker å takke Sweco for å ha gitt oss muligheten til å skrive denne rapporten, og veileder fra Sweco Ingvild Pauline Bjørnsen. I tillegg vil vi takke vår veileder fra Høgskulen på Vestlandet Trond Einar Martinsen for innspill til problemstilling og gode råd underveis.

Bergen, 22. mai 2020



Christian Sunde Nordstrøm



Gudrun Østling



Åshild Øyro

## Sammendrag

Fylkestingssalen er en del av det nye fylkesbygget til Vestland Fylkeskommune, og er en fagverkskonstruksjon med interessante knutepunkter, store krefter og lange spenn. Fagverkene består av Deltabjelker og limtrestaver, med hulldekker som spenner mellom dem. Gjennom denne rapporten blir samtlige konstruksjonsdeler dimensjonert i bruddgrense, bruksgrense og branntilstand. Problemstillingen som tas for seg er dermed: *Dimensjonering av hulldekker og bærende fagverk bestående av Deltabjelker og limtrestaver, i fylkestingssalen.*

Konstruksjonen blir tegnet i beregningsprogrammet Robot, for å finne krefter på konstruksjonen som videre brukes til å kontrollere og dimensjonere tverrsnitt. Dimensjoner og løsninger sammenlignes med Swecos forprosjekt for fylkestingssalen, der noen løsninger viser seg å ikke være hensiktsmessige. Utformingen er også utfordrende med hensyn til svingninger av dekkene. I tillegg vurderes noen overslagsberegninger fra forprosjektet til usikker side. Disse løsningene er forsøkt optimalisert. Det legges frem ulike forslag til utforming av knutepunkter, som sammenlignes med hverandre.

Rapporten forutsetter at leseren har grunnleggende kompetanse med forståelse for fagterminologi og begreper benyttet.

## Summary

The county chamber is a part of Vestland County's new county hall, it's a truss structure with interesting nodes, big loads, and spans. The trusses consist of Deltabeams and glulam bars, with hollow core slabs between them. The construction materials will through this thesis be designed in ultimate limit state, serviceability limit state and accidental limit state. Thus, the problem of this thesis is: *Design of hollow core slabs and load bearing trusses consisting of Deltabeam and glulam bars, in the county chamber.*

The construction is drawn in the structural analysis program Robot to calculate the loads, which are then used to control the capacity and design the cross sections. The design of cross sections and nodes are compared with design from the preliminary project of the county hall, where some appear to be less suitable than others. The dimensions of the county hall prove to be challenging regarding oscillations. In addition, some estimates from the preliminary project seem to be unreliable. An optimization of these designs is attempted. Different designs of the nodes are presented and compared with each other.

This thesis assumes that the reader has a basic understanding of the academic terminology and concepts used.

## Innholdsfortegnelse

|  |     |
|--|-----|
| Forord.....  | II  |
| Sammendrag .....                                       | III |
| Summary .....  | IV  |
| Innholdsfortegnelse .....                              | V   |
| Figurliste.....  | IX  |
| Tabelliste .....                                       | XI  |
| Formelliste .....                                      | XI  |
| 1 Innledning .....                                     | 1   |
| 1.1 Om Vestland fylkesbygg.....                        | 1   |
| 1.2 Problemstilling .....                              | 2   |
| 1.3 Oppdragsgiver og bakgrunnsmateriale.....           | 2   |
| 1.4 Avgrensinger .....                                 | 2   |
| 2 Teori .....  | 4   |
| 2.1 Materialer .....                                   | 4   |
| 2.1.1 Hulldekker av betong.....                        | 4   |
| 2.1.2 Deltabjelker av stål .....                       | 5   |
| 2.1.3 Limtre .....                                     | 6   |
| 2.2 Eurokoder.....                                     | 7   |
| 2.3 Laster.....  | 8   |
| 2.4 Grensetilstander .....                             | 8   |
| 2.4.1 Bruddgrensetilstand .....                        | 9   |
| 2.4.1.1 Dimensjonerende lasttilstand.....              | 9   |
| 2.4.1.2 Dimensjonerende lasttilstand for trevirke..... | 10  |
| 2.4.2 Bruksgrensetilstand .....                        | 10  |
| 2.4.2.1 Nedbøyning.....                                | 11  |
| 2.4.2.2 Nedbøyning for trevirke.....                   | 11  |
| 2.4.2.3 Resonansfrekvenser og svingninger .....        | 11  |
| 2.4.3 Branntilstand .....                              | 13  |
| 2.4.3.1 Lasttilstand.....                              | 13  |
| 2.4.3.2 Branntilstand for trevirke.....                | 13  |
| 2.5 Mekaniske forbindelser .....                       | 14  |
| 2.5.1 Johansens flyteleddteori og taueffekten .....    | 14  |
| 2.5.2 Innslissede stålplater og dybler .....           | 15  |
|  | V   |

Bacheloroppgave ved Høgskulen på Vestlandet, 2020: Dimensjonering av hulldekker og bærende fagverk bestående av Deltabjelker og limtrestaver, i fylkestingssalen.

|   |           |
|---|-----------|
| 2.5.3 Bruddformer.....  | 16        |
| 2.5.4 Blokkutrivning.....   | 17        |
| 2.5.5 Gruppeeffekt og avstander mellom forbindere.....              | 18        |
| <b>2.6 Andre forbindelser .....</b>                                 | <b>18</b> |
| <b>2.7 Programvare .....</b>  | <b>19</b> |
| 2.7.1 Autodesk Robot Structural Analysis Professional (Robot) ..... | 19        |
| 2.7.2 Solibri.....  | 19        |
| 2.7.3 PTC Mathcad Prime 5.0.0.0 .....                               | 19        |
| 2.7.4 OS-Prog Lastberegning .....                                   | 19        |
| <b>3 Metode.....</b>  | <b>20</b> |
| <b>3.1 Grunnlag for beregninger .....</b>                           | <b>20</b> |
| <b>3.2 Laster .....</b>   | <b>21</b> |
| 3.2.1 Egenlaster.....   | 21        |
| 3.2.2 Nyttelaster.....  | 22        |
| 3.2.3. Snølast .....  | 22        |
| 3.2.4 Vindlast.....   | 23        |
| 3.2.5 Oppsummering av laster .....                                  | 24        |
| <b>3.3 Beregning av krefter .....</b>                               | <b>24</b> |
| 3.3.1 Modellering i Robot.....                                      | 24        |
| 3.3.2 Håndberegninger.....  | 25        |
| <b>3.4 Dimensjonering i bruddgrense.....</b>                        | <b>25</b> |
| 3.4.1 Dimensjonerende lasttilstand.....                             | 25        |
| 3.4.1.1 Dimensjonerende lasttilstand for limtre.....                | 26        |
| 3.4.2 Hulldekke.....  | 26        |
| 3.4.3 Deltabjelke.....  | 26        |
| 3.4.3.1 Aksialkapasitet .....                                       | 27        |
| 3.4.3.2 Skjærkapasitet og skjærknekking.....                        | 27        |
| 3.4.3.3 Momentkapasitet.....  | 28        |
| 3.4.3.4 Kombinert bøyning og aksialt trykk .....                    | 28        |
| 3.4.4 Limtre .....  | 29        |
| 3.4.4.1 Leddet beregning .....                                      | 29        |
| 3.4.4.2 Momentstiv beregning.....                                   | 30        |
| <b>3.5 Dimensjonering i bruksgrense .....</b>                       | <b>30</b> |
| 3.5.1 Nedbøyning av fagverkene .....                                | 30        |

|  |    |
|--|----|
| 3.5.2 Rystelser på hulldekkene .....                           | 31 |
| 3.6 Dimensjonering i ulykkestilstand – brann.....              | 32 |
| 3.6.1 Branntilstand limtrettversnitt .....                     | 32 |
| 3.7 Knutepunktdimensjonering.....                              | 33 |
| 3.7.1 Overgang Deltabelke – Deltabelke .....                   | 33 |
| 3.7.2 Overgang Deltabelke- limtre.....                         | 34 |
| 3.7.2.1 Kontroll av grunnmateriale, innslisset stålplate ..... | 35 |
| 3.7.2.2 Dimensjonerende kapasitet av dybler .....              | 35 |
| 3.7.2.3 Bestemmelse av avstander .....                         | 36 |
| 3.7.2.4 Utforming av leddet knutepunkt .....                   | 37 |
| 3.7.2.5 Utforming av momentstive knutepunkt .....              | 37 |
| 3.7.2.6 Blokkutrivning .....                                   | 38 |
| 3.7.3 Overgang Deltabelke – betongsøyle .....                  | 39 |
| 4 Analyse .....  | 40 |
| 4.1 Globale reaksjoner .....                                   | 40 |
| 4.1.1 Håndberegninger.....                                     | 40 |
| 4.1.2 Nedbøyning .....   | 41 |
| 4.1.2.1 Momentan nedbøyning .....                              | 42 |
| 4.1.2.2 Langtidsnedbøyning.....                                | 42 |
| 4.2 Dimensjonerte tverrsnitt .....                             | 43 |
| 4.2.1 Hulldekke.....   | 43 |
| 4.2.1.1 Rystelser på hulldekke .....                           | 44 |
| 4.2.2 Deltabelke.....  | 45 |
| 4.2.3 Limtre .....   | 46 |
| 4.2.3.1 Bruddgrensekontroller .....                            | 46 |
| 4.2.3.2 Kontroll i branntilstand .....                         | 46 |
| 4.3 Dimensjonerte knutepunkt.....                              | 47 |
| 4.3.1 Overgang Deltabelke – limtre .....                       | 47 |
| 4.3.1.1 Innslissede stålplater .....                           | 47 |
| 4.3.1.2 Kapasitet av dybler.....                               | 47 |
| 4.3.1.3 Utforming.....   | 48 |
| 4.3.1.4 Blokkutrivning .....                                   | 49 |
| 4.3.2 Overgang Deltabelke – betong.....                        | 50 |
| 5 Drøfting .....   | 52 |

|   |    |
|---|----|
| 5.1 Momentstive og leddede knutepunkt .....     | 52 |
| 5.2 Nødvendige endringer fra forprosjektet..... | 53 |
| 5.2.1 Snølast.....                              | 53 |
| 5.2.2 Vindlast.....                             | 53 |
| 5.2.3 Plantekasser .....                        | 56 |
| 5.3 Alternative løsninger.....                  | 56 |
| 5.3.1 Valg av plater i knutepunkt.....          | 56 |
| 5.3.2 Valg av forbinder i knutepunkt .....      | 59 |
| 5.3.3 Overgang Deltabjelke – betongsøyle.....   | 60 |
| 5.3.4 Stegstaver.....                           | 62 |
| 5.3.4.1 Motsatt rettet stegstaver.....          | 62 |
| 5.3.4.2 Stegstaver i stål .....                 | 63 |
| 5.3.4.3 Miljøvurderinger .....                  | 64 |
| 5.3.5 Svingninger .....                         | 65 |
| 6 Konklusjon.....                               | 67 |
| Referanser.....                                 | 68 |



## Figurliste

|  |    |
|--|----|
| Figur 1: Vestland fylkes nye fylkesbygg, skjermbilde fra Solibri.....                        | 1  |
| Figur 2: Illustrasjon av Fylkestingssalen, skjermbilde fra Solibri.....                      | 2  |
| Figur 3: Illustrasjon av omliggende konstruksjon og fagverket, skjermbilde fra Solibri.....  | 3  |
| Figur 4: Eksempel på hulldekketverrsnitt, utklipp fra Vedlegg 2.....                         | 4  |
| Figur 5: Bæreevne for hulldekker (Betongelementforeningen, 2010, p. 105).....                | 5  |
| Figur 6: D40-500 tverrsnitt, skjermbilde FEM-design.....                                     | 5  |
| Figur 7: Utstøping av Deltabjelke (Peikko, 2015, p. 29).....                                 | 6  |
| Figur 8: Illustrasjon oppbygging av c-klasse limtre.....                                     | 6  |
| Figur 9: Anvendte Eurokoder.....   | 7  |
| Figur 10: Nyttelastkategorier og partialfaktorer (Standard Norge, 2016, p. 102).....         | 8  |
| Figur 11: Modifiseringsfaktor $k_{mod}$ (Standard Norge, 2010, p. 26).....                   | 10 |
| Figur 12: Grunnfrekvenser (Betongelementforeningen, 2020, p. 22).....                        | 12 |
| Figur 13: Bestemmelse av tidskrav i veiledningen til §11-4 i TEK17.....                      | 13 |
| Figur 14: Illustrerer effektivt tverrsnitt i branntilstand.....                              | 14 |
| Figur 15: Illustrasjon av tau effekt.....  | 15 |
| Figur 16: Bruddformer (Standard Norge, 2010, p. 59).....                                     | 16 |
| Figur 17: Illustrasjon av blokkutrivning.....  | 17 |
| Figur 18: Illustrasjon knutepunkt uten eksentrisitet, skjermbilde fra Robot.....             | 20 |
| Figur 19: Fylkestingssalen sett inn fra siden, skjermbilde fra Solibri.....                  | 21 |
| Figur 20: Illustrasjon av takterrasse, skjermbilde fra Solibri.....                          | 22 |
| Figur 21: Snølast beregnet i OS-Prog Lastberegning, skjermbilde fra OS-Prog.....             | 23 |
| Figur 22: Konstruksjonens mål, skjermbilde fra Solibri.....                                  | 25 |
| Figur 23: Illustrasjon av ytterste staver i trykk, skjermbilde fra Robot.....                | 29 |
| Figur 24: Illustrasjon av knutepunkter, skjermbilde fra Solibri.....                         | 33 |
| Figur 25: Illustrasjon av knutepunkt Deltabjelke – Deltabjelke, skjermbilde fra Solibri..... | 33 |
| Figur 26: Illustrasjon av knutepunkt Deltabjelke – limtre, skjermbilde fra Solibri.....      | 34 |
| Figur 27: Aktuelle bruddformer.....  | 35 |
| Figur 28: Aktuelle bruddformer for tykk plate.....   | 36 |
| Figur 29: Sammensatte bruddformer for to innslissede plater.....                             | 36 |
| Figur 30: Kraftfordeling i boltegruppe.....  | 37 |
| Figur 31: Illustrasjon av knutepunkt Deltabjelke – betong, skjermbilde fra Solibri.....      | 39 |
| Figur 32: Skisse overgang Deltabjelke – betong, knutepunkt 4.....                            | 39 |
| Figur 33: Opplagerreaksjoner fra leddet modell, skjermbilde fra Robot.....                   | 40 |
| Figur 34: Aksialkrefter fra leddet modell, skjermbilde fra Robot.....                        | 41 |
| Figur 35: Momentan nedbøyning fra leddet modell, skjermbilde fra Robot.....                  | 42 |
| Figur 36: Langtidsnedbøyning fra leddet modell, skjermbilde fra Robot.....                   | 42 |
| Figur 37: Hulldekketverrsnitt bestemt av spennvidde og belastning.....                       | 43 |
| Figur 38: Illustrasjon av opptredende frekvenser, skjermbilde fra GeoGebra.....              | 44 |
| Figur 39: Dimensjonerende krefter i overgurt, skjermbilde fra Robot.....                     | 45 |
| Figur 40: Dimensjonerende krefter i undergurt, skjermbilde fra Robot.....                    | 45 |
| Figur 41: Dimensjonerende aksialkrefter for limtre, skjermbilde fra Robot.....               | 46 |
| Figur 42: Venstre stav, momentstiv modell, skjermbilde fra Robot.....                        | 47 |
| Figur 43: Dimensjonerende bruddform for én, to og tre innslissede plater.....                | 47 |
| Figur 44: Knutepunktsutforming med tre stålplater.....                                       | 48 |

IX

Bacheloroppgave ved Høgskulen på Vestlandet, 2020: Dimensjonering av hulldekker og bærende fagverk bestående av Deltabjelker og limtrestaver, i fylkestingssalen.

|   |    |
|---|----|
| Figur 45: Krefter 300mm fra senter søyle, leddet modell .....                 | 50 |
| Figur 46: Krefter i senter søyle, momentstiv modell .....                     | 50 |
| Figur 47: Illustrasjon ulike løsninger med henholdsvis 12 og 9 bolter .....   | 51 |
| Figur 48 : Illustrasjon av tiltenkt glassfasade, skjermbilde fra Solibri..... | 54 |
| Figur 49: Illustrasjon av potensiell rigel i fasaden.....                     | 55 |
| Figur 50: Sveisevinkel ved bruk av flere plater .....                         | 57 |
| Figur 51: Overgang Deltabjelke - limtre med to og tre plater .....            | 57 |
| Figur 52: Illustrasjon bredere toppflens .....                                | 58 |
| Figur 53: Løsning med dybler (t.v) sammenlignet med bolter (t.h).....         | 60 |
| Figur 54: Boltegruppen utenfor betongsøyle .....                              | 61 |
| Figur 55: Opptredende krefter i knutepunkt 1, leddet modell .....             | 61 |
| Figur 56: Alternativ modell av fagverkene, skjermbilde fra Robot.....         | 62 |
| Figur 57: RHSR 400x200x10 (t.v), og RHSS 250x250x12.5( t.h) .....             | 63 |
| Figur 58: Bæreevne DT-element (Betongelementforeningen, 2010, p. 110).....    | 66 |

## Tabelliste

|  |    |
|--|----|
| Tabell 1: Bruddgrense - dimensjonerende verdier (Standard Norge, 2016, p. 103) ..... | 9  |
| Tabell 2: Bruksgrense - dimensjonerende verdier (Standard Norge, 2016, p. 46) .....  | 10 |
| Tabell 3: Veiledende grenseverdi for egenfrekvens (Standard Norge, 2004, p. 49)..... | 12 |
| Tabell 4: Ulykkeslast - dimensjonerende verdier (Standard Norge, 2016, p. 110) ..... | 13 |
| Tabell 5: Laster på konstruksjonen .....   | 24 |
| Tabell 6: Minstekrav avstander (Standard Norge, 2010, p. 70) .....                   | 36 |
| Tabell 7: Verdier av utforming med dybler.....                                       | 49 |
| Tabell 8 : Utnyttelse for blokkutrivning .....                                       | 49 |

## Formelliste

|   |    |
|---|----|
| Formel 1 : Aksialkapasitet med knekking (6.47) .....  | 27 |
| Formel 2 : Strekkapasitet uten hensyn på hull (6.6) .....   | 27 |
| Formel 3 : Strekkapasitet med hensyn på hull (6.7) .....  | 27 |
| Formel 4 : Skjærkapasitet (6.18) .....  | 27 |
| Formel 5 : Reduksjonsfaktor for flytespenning i kombinasjon skjær og moment (6.29) .....                        | 28 |
| Formel 6 : Elastisk momentkapasitet (6.14) .....  | 28 |
| Formel 7 : Kombinert aksiallast, moment, knekking og vipping (6.61) .....                                       | 28 |
| Formel 8 : Kombinert aksiallast, moment, knekking og vipping (6.62) .....                                       | 28 |
| Formel 9 : Utnyttelse for limtre, inkludert reduksjonsfaktor for knekking (6.23) .....                          | 29 |
| Formel 10 : Utnyttelse ved kombinasjon aksiallast og moment (6.19) .....  | 30 |
| Formel 11 : Langtidsnedbøyning.....   | 31 |
| Formel 12 : Opptredende resonansfrekvens (Betongelementforeningen, 2020, p. 24).....                            | 31 |
| Formel 13 : Effektivt tverrsnitt etter brann .....  | 32 |
| Formel 14 : Tillat spenning i branntilstand .....   | 32 |
| Formel 15 : Nødvendig tykkelse på innslisset stålplate .....  | 35 |
| Formel 16 : Maksimalt antall forbindere på tvers av fiberretning .....  | 36 |
| Formel 17 : Effektivt antall forbindere i fiberretning.....   | 37 |
| Formel 18 : Kraft i bolt fra moment .....   | 37 |
| Formel 19: Karakteristisk blokkutrivningskapasitet.....   | 38 |
| Formel 20: Utnyttelse knekking i bruddgrense.....   | 46 |
| Formel 21: Utnyttelse knekking i branntilstand .....  | 46 |
| Formel 22 : Vindtrykk.....  | 54 |
| Formel 23 : Kombinasjon av moment om to akser og aksiallast med knekking.....                                   | 55 |
| Formel 24 : Viser overnyttelse ved å snu fagverkets utforming.....  | 63 |
| Formel 25 : CO <sub>2</sub> -ekvivalent utslipp for RHSS 250x250x12.5 .....                                     | 64 |
| Formel 26 : CO <sub>2</sub> -ekvivalent utslipp for limtrestaver med M10 dybler og tre innslissede plater ..... | 64 |
| Formel 27 : CO <sub>2</sub> -ekvivalent utslipp for limtrestaver med M30 dybler og én innslisset plate .....    | 64 |

# 1 Innledning

## 1.1 Om Vestland fylkesbygg

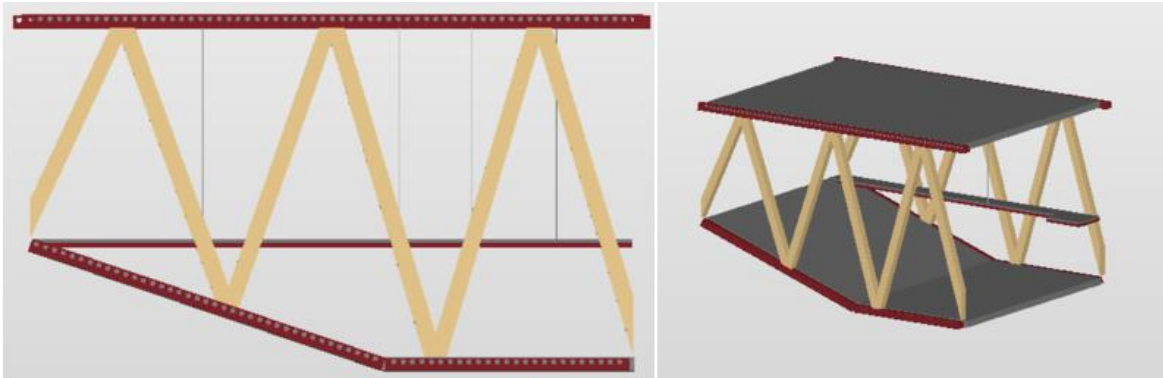
Det ble i 2019 vedtatt at det skulle bygges et nytt fylkesbygg, da dagens bygg var i dårlig forfatning med lav arealutnyttelse. Et nytt fylkesbygg vil huse over 1100 arbeidere, produsere 100 000 kWh årlig gjennom solceller på taket og være et offentlig bygg som uttrykker «åpenhet og demokrati» (Hordaland Fylkeskommune, 2019). Totalentreprenøren LAB vant pris- og designkonkurransen sammen med blant annet HUS arkitekter, arkitektgruppen CUBUS og rådgivende ingeniørfirma Sweco. Figur 1 illustrerer hvordan det nye fylkesbygget skal se ut når det er planlagt ferdig i 2023.



Figur 1: Vestland fylkes nye fylkesbygg, skjermbilde fra Solibri-modell

## 1.2 Problemstilling

Den valgte problemstillingen baserer seg på fylkestingsalen i Vestlands nye fylkesbygg. Fylkestingsalen består av to bærende fagverk som er 19.8m lange og 10.9m høye. Mellom fagverkene spenner det hulldekker på 14.4m, som illustrert i Figur 2. Innvendig er konstruksjonen tiltenkt å være en sal med et podium og en tribune. Over salen skal det være et oppholdsområde, i form av en beplantet takterrasse (Hordaland Fylkeskommune, 2019).



Figur 2: Illustrasjon av Fylkestingsalen, skjermbilde fra Solibri

Fagverkene består av Deltabjelker i stål som over- og undergurt, og stegstaver i limtre. I knutepunktene mellom konstruksjonsdelene er det store krefter som skal overføres. Problemstillingen blir derfor som følger: *Dimensjonering av hulldekker og bærende fagverk bestående av Deltabjelker og limtrestaver, i fylkestingsalen.*

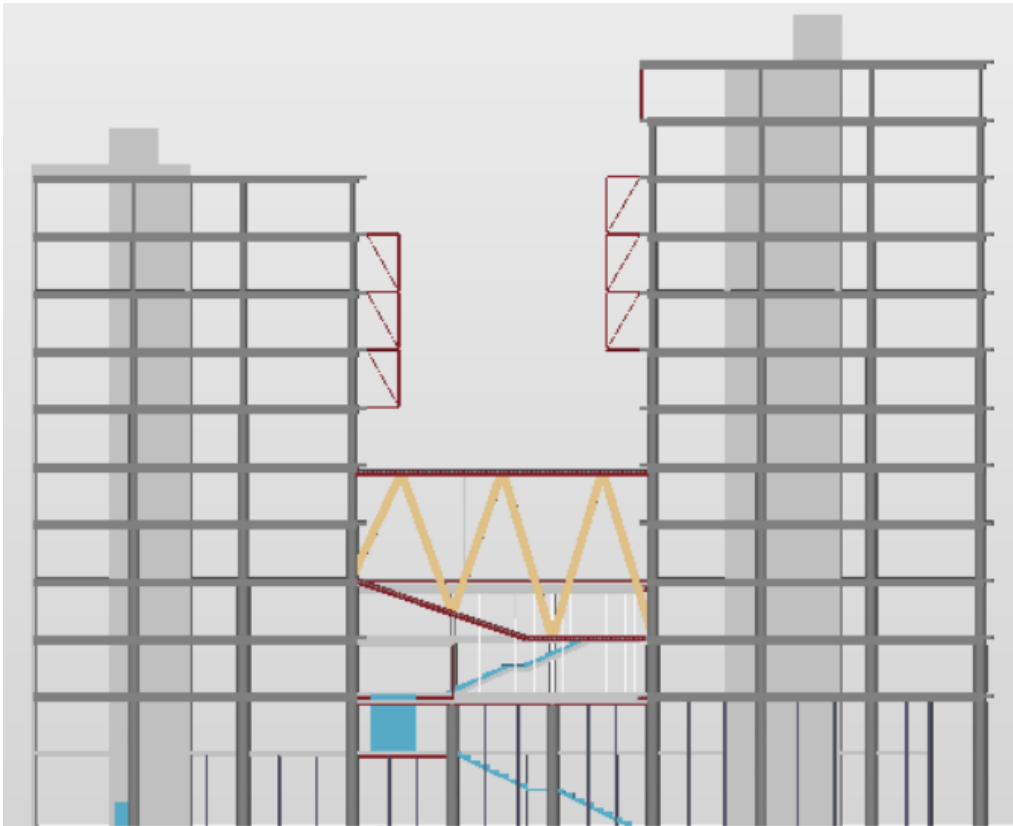
## 1.3 Oppdragsgiver og bakgrunnsmateriale

Oppgaven er gitt av Sweco Norge AS, avdeling Bergen. Tildelt bakgrunnsmateriale er Swecos forprosjektrapport, som består av materiell fra en tidlig fase i prosjektet. Denne består av Solibri-modeller av konstruksjonen, beregnede dimensjoner for limtrestaver og skisserte løsninger for knutepunkter. I tillegg et dokument med laster konstruksjonen utsettes for, og hvilke krefter disse påfører tverrsnittene. Alt dette refereres til videre som «forprosjektet».

## 1.4 Avgrensinger

Beregningene begrenser seg til å kun se på fylkestingsalen. Fylkestingsalen spenner mellom to høyere bygninger, der betongsøyler vil føre lastene fra salen videre ned. Dette er illustrert i Figur 3. Disse betongsøylene som fylkestingsalen skal lande på, er ikke med i dimensjoneringen videre. Dette fordi betongsøylene er utsatt for laster som kommer fra resten av fylkesbygget, der lastbildet er ukjent. Inne i betongsøylene skal det komme store stålplater som skal overføre krefter fra fagverkene. Disse platene blir heller ikke kontrollert eller dimensjonert i denne rapporten.

Som en følge av den fysiske avgrensingen av konstruksjonen, er det valgt å ikke jordskjelvdimensjonere fylkestingssalen. Jordskjelv må sees på i en helhet, og det vil derfor ikke være hensiktsmessig å ta for seg fylkestingssalen alene.



Figur 3: Illustrasjon av omliggende konstruksjon og fagverket, skjermbilde fra Solibri

En annen avgrensing omhandler branndimensjonering av knutepunkter. Det fremkommer i Vedlegg 1 som omhandler brannteknisk konsept for fylkesbygget, at «Detaljer/overganger mellom treverket og de øvrige konstruksjonene er svært viktige å få detaljer riktig (her mht. brannmotstand/brannbeskyttelse)» (Sweco Norge AS, 2020, p. 15). Sitatet gjelder for fylkestingssalen, der utformingen av knutepunkt og valg av løsning må gjennomgås av brannrådgiver.

Som en del av fylkestingssalen er det planlagt en mesanin eller brokonstruksjon, som vist i Figur 2. Lastene fra denne hentes fra forprosjektet og tas med i beregninger, men mesaninen blir ikke dimensjonert.

Deltabjelken fylles med betong, der det i realiteten vil danne seg et samvirke sammen med stål og betongens trykksone. Dette samvirket vil her ikke bli medtatt, og Deltabjelken vil dermed dimensjoneres ut fra stålet den er bygd opp av. Endelig dimensjonering vil bli foretatt av leverandør av Deltabjelker.

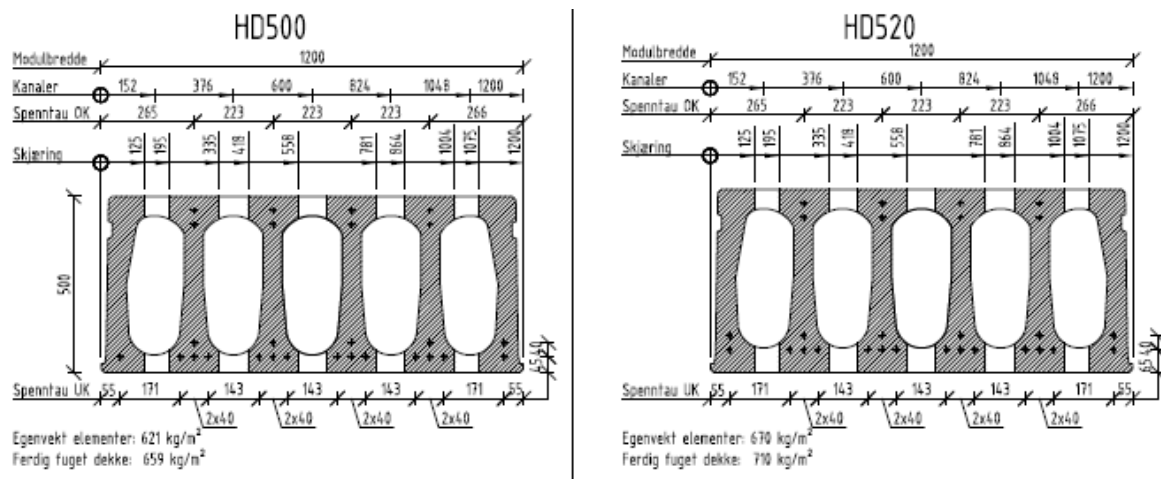
## 2 Teori

### 2.1 Materialer

#### 2.1.1 Hulldekker av betong

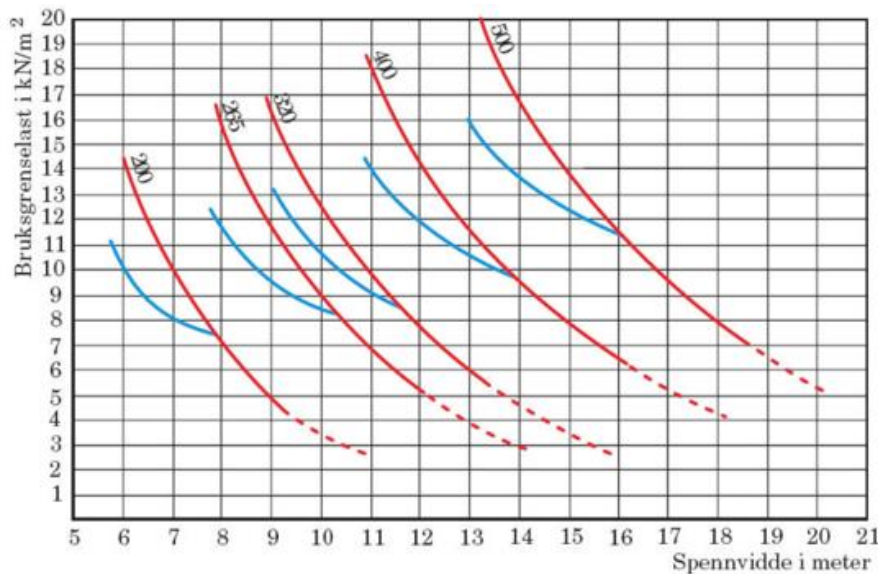
Hulldekker er et konstruksjonselement med fast bredde på 1200mm, og varierende høyde på 200-520mm ut ifra belastning, spenn og krav til nedbøyning og rystelser (Betongelementforeningen, 2010, p. 103). De blir støpt i fabrikk med førøppspennet armering, med langsgående kanaler i midten av dekket.

Hulldekker har god brannteknisk kapasitet. Brannmotstanden er avhengig av tverrsnitt, spenntau plassering og eventuell isolering i underkant (Betongelementforeningen, 2010, p. 107). For å oppnå høyere brannmotstand, er det mulig å øke armeringsdybden ved å legge til 20mm betong i underkant (Betongelementforeningen, 2017, p. 29). Figur 4 illustrerer hvordan et typisk hulldekke er bygd opp, med og uten økt armeringsdybde.



Figur 4: Eksempel på hulldekketverrsnitt, utklipp fra Vedlegg 2

De langsgående kanalene gir hulldekker en atskillig lavere egenvekt sammenlignet med kompakte betongdekker av samme dimensjoner, samtidig som stivheten til dekket blir ubetydelig redusert (SINTEF Byggforsk, 1996). Kombinasjonen av lav egenvekt og spennarmering gjør at et hulldekke kan brukes i konstruksjoner med lange spenn. Figur 5 viser kapasiteten til hulldekker som funksjon av spennvidde og belastning dekkene utsettes for.



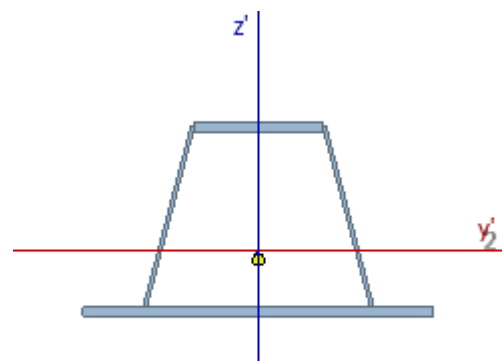
Figur 5: Bæreevne for hulldekker (Betongelementforeningen, 2010, p. 105)

Figuren viser et dekkens «øvre lastgrense, ved maksimal armering» (Betongelementforeningen, 2010, p. 103). Den blå linjen indikerer at skjærspenning kan bli dimensjonerende. Her må ekstra kontroller gjennomføres, for å påse at dekkets kapasitet er overholdt. Figuren tar utgangspunkt i største spennvidde, uten hensyn til svingninger. Bruk av tabellen må dermed gjøres med noe forsiktighet, dersom dekket har lange spenn. Fra Betongelementboken kommer det frem at «Nøyaktig beregningsmessig bæreevne er avhengig av pålitelighetsklasse, lastkombinasjon, brannklasse og forholdet mellom egenlast og nytteaster» (Betongelementforeningen, 2010, p. 105). Likevel kan tabellen være en god veiledning for overslag.

### 2.1.2 Deltabjelker av stål

Stål er et materiale med høy styrke sammenlignet med sin relativt lave egenvekt. I kombinasjon med enkel formbarhet, gjør dette stål til et attraktivt konstruksjonsmateriale som kan gi slanke og rimelige konstruksjoner uten å gå på bekostning av styrke (Norsk Stålforbund, u.d.).

Den enkle formbarheten gjør at stålelementer kan leveres i ulike former, som lett kan settes sammen og tilpasses andre elementer. Et eksempel på dette er Deltabjelker som er laget for bruk i kombinasjon med hulldekker. En Deltabjelke er et hult stålprofil, med skråstilte steg, illustrert i Figur 6. For å oppnå et stivere tverrsnitt fylles Deltabjelken med betong, og støpes sammen med hulldekker, vist i Figur 7.



Figur 6: D40-500 tverrsnitt, skjermbilde FEM-design





Figur 7: Utstøping av Deltabjelke (Peikko, 2015, p. 29)

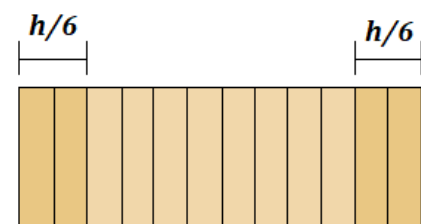
Ved å legge inn brannarmering og fylle bjelken med betong, vil det under en brannsituasjon være stegene og innlagt armering som fungerer som strekkarmering (Peikko, 2015, p. 10). Av den grunn trenger ikke Deltabjelken å brannisoleres, gitt at den omslutes av nok betong (Peikko, 2020).

### 2.1.3 Limtre

Limtre er et godt alternativ sammenlignet med stål og betong. I likhet med stål, har limtre lav egenvekt sett opp mot tverrsnittstyrken. Det krever lite energi å fremstille limtre, og avfallet kan brukes som biologisk energi (Norske Limtreprodusenters Forening, 2015, p. 4).

Konstruksjonsvirke styrkesorteres under produksjon og inndeles i fasthetsklasser. Limtreelementer består av skjøtete lameller av styrkesortert trevirke, noe som gir større sikkerhet om at materialfastheten er innenfor fasthetsklassen. Dette er på grunn av lamineringseffekten, der virkesfeil som kvister og spenninger utjevnes i tverrsnittet (Norske Limtreprodusenters Forening, u.d.). Limtre har derfor en lavere materialfaktor enn vanlig konstruksjonsvirke. NS-EN 1995 setter krav til retthet av trevirke, og formelverket i standarden ellers bygger på forutsetningene at disse kravene er oppfylt.

Trevirkets kapasitet er avhengig av vinkelen mellom belastning og fiberretningen. Trevirket navngis etter fasthetsklassen for bøyning. Eksempelvis benevnes treverk som tåler  $30 \text{ N/mm}^2$  med GL30h eller GL30c. H-klassen har et homogent tverrsnitt av samme fasthetsklasse gjennom hele tverrsnittet. For c-klassen er innerlamellene svakere enn ytterlamellene, som illustrert i Figur 8. Begge gir lik fasthet ved bøyning, men svakere innerlameller gir noe lavere kapasitet mot annen påvirkning, eksempelvis belastning i fiberretning (Norske Limtreprodusenters Forening, 2015, p. 7).



Figur 8: Illustrasjon oppbygging av c-klasse limtre

## 2.2 Eurokoder

Grunnlaget for konstruksjonsmessige beregninger er gitt av Eurokode-programmet. Programmet startet som et samarbeid mellom medlemslandene i det Europeiske Fellesskapet. Tanken var å lage samsvarende metoder for hele unionen som over tid skulle erstatte de nasjonale bestemmelsene i hvert land (Standard Norge, 2016, p. 4). I 1989 ble utviklingen av Eurokodene overtatt av Den europeiske standardiseringsorganisasjonen (CEN), og fikk dermed status som europeisk standard (EN). Som en del av CEN er Norge forpliktet til å implementere Eurokodene i Norsk Standard (Standard Norge, u.d.).

Innen bærende konstruksjoner består Eurokodene av 10 hovedstandarder, som igjen er delt inn i flere underkategorier. Hver standard er supplert med et nasjonalt tillegg, og nasjonale bestemmelser. Figur 9 viser anvendte Eurokoder i denne rapporten.

|  |
|--|
| <b>NS-EN 1990 - Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner</b>   |
| <b>NS-EN 1991 - Eurokode 1: Laster på konstruksjoner</b> <ul style="list-style-type: none"><li>• Del 1-1: Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger</li><li>• Del 1-3: Snølast</li><li>• Del 1-4: Vindlast</li></ul>  |
| <b>NS-EN 1992 - Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner</b> <ul style="list-style-type: none"><li>• Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger</li></ul>   |
| <b>NS-EN 1993 - Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner</b> <ul style="list-style-type: none"><li>• Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger</li><li>• Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser</li></ul> |
| <b>NS-EN 1995 - Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner</b> <ul style="list-style-type: none"><li>• Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger</li></ul>  |

Figur 9: Anvendte Eurokoder

## 2.3 Laster

Prosjektering av konstruksjoner etter NS-EN 1991 skiller mellom permanente og variable laster. Permanente laster opptrer gjennom hele byggets levetid, og består i hovedsak av egenlaster på konstruksjonen. Variable laster opptrer midlertidig eller varierende.

Fra Byggteknisk forskrift kommer det frem at «byggverket skal plasseres, prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet mot skade eller vesentlig ulempe fra naturpåkjenninger» (Byggteknisk forskrift, 2017, § 7-1(1)). Av den grunn må snølast og vindlast vurderes som variable laster i prosjektering. I tillegg vil også nyttelaster komme under variable laster.

## 2.4 Grensetilstander

Ved prosjektering av bygg og konstruksjonsdeler skal «det påvises at ingen relevante grensetilstander overskrides for noen av de relevante dimensjonerende situasjoner når dimensjonerende verdier for laster, lastvirkninger og kapasiteter er benyttet i beregningsmodellene.» (Standard Norge, 2016, p. 32). Denne påvisningen gjøres ved hjelp av partialfaktormetoden, der karakteristiske laster og kapasiteter kombineres med ulike faktorer. Avhengig av konstruksjonens bruksområde og lasttype vil verdien av partialfaktorene variere i henhold til Figur 10. Kombinasjonen av laster og partialfaktorer varierer mellom de forskjellige grensetilstandene. Kapasiteten skal påvises i bruddgrense-, bruksgrense- og ulykkesgrensetilstand.

| Last   | $\Psi_0$          | $\Psi_1$          | $\Psi_2$          |
|--|-------------------|-------------------|-------------------|
| Nyttelastkategorier i bygninger (se NS-EN 1991-1-1):   |                   |                   |                   |
| Kategori A: boliger  | 0,7               | 0,5               | 0,3               |
| Kategori B: kontorer   | 0,7               | 0,5               | 0,3               |
| Kategori C: forsamlingslokaler, møterom  | 0,7               | 0,7               | 0,6               |
| Kategori D: butikker   | 0,7               | 0,7               | 0,6               |
| Kategori E: lager  | 1,0               | 0,9               | 0,8               |
| Kategori F: trafikk- og parkeringsarealer for små kjøretøyer (kjøretøyvekt $\leq$ 30kN og høyst 8 seter utenom fører sete) | 0,7               | 0,7               | 0,6               |
| Kategori G: trafikk- og parkeringsarealer for mellomstore kjøretøyer, 30kN < kjøretøyvekt $\leq$ 160kN på to akslinger     | 0,7               | 0,5               | 0,3               |
| Kategori H: tak  | 0                 | 0                 | 0                 |
| Snølaster (se NS-EN 1991-1-3)  | 0,7 <sup>1)</sup> | 0,5 <sup>1)</sup> | 0,2 <sup>1)</sup> |
| Vindlaster (se NS-EN 1991-1-4)   | 0,6 <sup>1)</sup> | 0,2 <sup>1)</sup> | 0 <sup>1)</sup>   |
| Temperatur (ikke brann) i bygninger (se NS-EN 1991-1-5)  | 0,6 <sup>1)</sup> | 0,5 <sup>1)</sup> | 0 <sup>1)</sup>   |
| <sup>1)</sup> Eventuell modifisering for ulike geografiske områder kan kreves av lokale myndigheter                        |                   |                   |                   |

Figur 10: Nyttelastkategorier og partialfaktorer (Standard Norge, 2016, p. 102)

For påvisning av konstruksjonselementers kapasitet, utføres kontroll av opptredende spenninger fra lasttilstanden. Opptredende spenninger sammenlignes med spenningen elementene tillater uten å gå til brudd. Tillatte spenninger er forskjellig ut ifra hvilket materiale det er snakk om. Materialene varierer også i kvalitet etter ulike fasthetsklasser. Kontrollene skiller på spenninger fra skjærkraft, aksialkraft, bøyning og torsjon. Spenningene som påvirker hverandre kontrolleres også i kombinasjon.

Staver i trykk, med eller uten bøyning, må også kontrolleres for instabilitet. Dette gjøres på forskjellige måter for ulike materialer. For stål- og trekonstruksjoner reduseres kapasiteten med en reduksjonsfaktor beregnet for søylens/ bjelkens relative slankhet. Beregningen tar hensyn til normale geometriske avvik som gir andreordens effekter.

#### 2.4.1 Bruddgrensetilstand

Bruddgrensetilstand blir i NS-EN 1990 definert som en grensetilstand «som er av betydning for menneskers og/eller konstruksjonens sikkerhet» (Standard Norge, 2016, p. 24). Dette innebærer hvor stor belastning konstruksjonen tåler før den når sammenbrudd, eller konstruksjonssvikt. Standarden presenterer ulike situasjoner som fører til dette, deriblant tap av global likevekt i konstruksjonen eller konstruksjonsdel (EQU), brudd i konstruksjonen eller del av den (STR) og brudd i grunn (GEO).

##### 2.4.1.1 Dimensjonerende lasttilstand

For generell kontroll av brudd i konstruksjon (STR) er det kombinasjon 6.10a eller 6.10b som er dimensjonerende. Ved kombinasjon 6.10a antas det at egenvekt er svært dominerende, og tilegnes størst lastfaktor. I kombinasjon 6.10b antas det at variable laster vil gjøre størst utslag, og lastfaktorene fordeles deretter. Gjeldende lastfaktorer vises i Tabell 1.

Tabell 1: Bruddgrense - dimensjonerende verdier (Standard Norge, 2016, p. 103)

| Dimensjonerings situasjon                                    | Permanente laster | Dominerende variabel last | Andre variable laster |
|--|-------------------|---------------------------|-----------------------|
| <b><i>EQU Global likevekt (Sett A)</i></b>                   | 1.2/0.9           | 1.5                       | $1.5\psi_0$           |
| <b><i>STR/GEO Kapasitet (Sett B)</i></b>                     | 1.35/1.0          | $1.5\psi_0$               | $1.5\psi_0$           |
| <b><i>L.6.10a</i></b>  | 1.2/1.0           | 1.5                       | $1.5\psi_0$           |
| <b><i>L.6.10b</i></b>  |                   |                           |                       |
| <b><i>STR/GEO Sikkerhet mot brudd i grunnen (Sett C)</i></b> | 1.0               | 1.3                       | $1.0\psi_0$           |

### 2.4.1.2 Dimensjonerende lasttilstand for trevirke

Dimensjonerende lasttilstand for trevirke kan skille seg ut fra konstruksjoner generelt. Når treverk blir påkjent av lastvirkning over tid, svekkes motstanden i treverket. Hvor mye egenskapene reduseres, er avhengig av hvilket miljø konstruksjonen står i og hvor lenge lastene virker. Trekonstruksjoner som står i våte omgivelser, får etter hvert betydelig dårligere egenskaper. Laster som virker over lang tid reduserer bæreevnen mer enn kortvarige laster. For å ta hensyn til dette bestemmes modifieringsfaktoren,  $k_{mod}$ . Denne bestemmes ut fra lastvarighet og klimaklasse som vist i Figur 11.

| Materiale         | Standard      | Klima-klasse | Lastvarighetsklasse |               |                      |               |                |
|-------------------|---------------|--------------|---------------------|---------------|----------------------|---------------|----------------|
|                   |               |              | Perma-nent last     | Langtids-last | Mellom-langtids-last | Korttids-last | Øyeblikks-last |
| Konstruk-sjonstre | NS-EN 14081-1 | 1            | 0,60                | 0,70          | 0,80                 | 0,90          | 1,10           |
|                   |               | 2            | 0,60                | 0,70          | 0,80                 | 0,90          | 1,10           |
|                   |               | 3            | 0,50                | 0,55          | 0,65                 | 0,70          | 0,90           |
| Limtre            | NS-EN 14080   | 1            | 0,60                | 0,70          | 0,80                 | 0,90          | 1,10           |
|                   |               | 2            | 0,60                | 0,70          | 0,80                 | 0,90          | 1,10           |
|                   |               | 3            | 0,50                | 0,55          | 0,65                 | 0,70          | 0,90           |

Figur 11: Modifieringsfaktor  $k_{mod}$  (Standard Norge, 2010, p. 26)

Lastvarigheten bestemmes ut fra den korteste medvirkende lasten. Er det en øyeblikkslast, har trevirket god kapasitet der  $k_{mod}$  kan bli opp mot 1,1. Dette medfører at dimensjonerende lastkombinasjon ikke nødvendigvis er det største lastbildet, men kan gi større utnyttelse dersom det bare tas hensyn til permanente laster.

### 2.4.2 Bruksgrensetilstand

Bruksgrensetilstand er etter NS-EN 1990 definert som grensetilstander som påvirker konstruksjonens funksjonsevne ved normal bruk, menneskers komfort eller konstruksjonens utseende (Standard Norge, 2016, p. 25). I bruksgrensetilstand kontrolleres det hvorvidt nedbøyning, egenfrekvens og riss på konstruksjonene er innenfor tilfredsstillende krav, som fremkommer av gjeldende Eurokoder. I denne tilstanden blir karakteristiske laster brukt, med lastfaktorer i henhold til Tabell 2.

Tabell 2: Bruksgrense - dimensjonerende verdier (Standard Norge, 2016, p. 46)

| Lastkombinasjoner som skal påvises | Permanente laster | Dominerende variabel last | Andre variable laster |
|------------------------------------|-------------------|---------------------------|-----------------------|
| <b>Karakteristisk</b>              | 1.0               | 1.0                       | $1.0\psi_0$           |
| <b>Hyppig forekommende</b>         | 1.0               | $1.0\psi_1$               | $1.0\psi_2$           |
| <b>Tilnærmet permanent</b>         | 1.0               | $1.0\psi_2$               | $1.0\psi_2$           |

#### 2.4.2.1 Nedbøyning

Alle laster som konstruksjonen utsettes for medfører deformasjoner. I NS-EN 1992 kommer det frem at «Deformasjonen av en konstruksjonsdel eller en konstruksjon skal ikke være slik at den påvirker dens tiltenkte funksjon eller utseende på en ugunstig måte» (Standard Norge, 2018, p. 126).

NS-EN 1993-1-1 setter ikke krav til nedbøyning, men angir at kravet skal fastsettes i avtale med byggherre for hvert prosjekt (Standard Norge, 2015, p. 77). For at den vanlige bruken av konstruksjonen skal opprettholdes angir likevel andre Eurokoder forslag til nedbøyningskrav. Et vanlig krav som oppgis i både NS-EN 1992 og NS-EN 1995 er  $\frac{L}{250}$  (Standard Norge, 2018, p. 126).

Nedbøyning kan kontrolleres etter de tre ulike lastkombinasjonene vist i Tabell 2. (Standard Norge, 2016, p. 46). Henholdsvis «Karakterisk» nedbøyning, hvor tilnærmet alle karakteristiske laster medregnes. «Tilnærmet permanent» nedbøyning, hvor bare en liten andel av nyttelasten er med sammen med egenvekt. Og «Hyppig forekommende», hvor det tas hensyn til egenvekt, korttids- og langtidsandel av nyttelast.

#### 2.4.2.2 Nedbøyning for trevirke

Nedbøyning i treverk må ta hensyn til at motstanden i treverket blir dårligere over lengre tid. Den momentane deformasjonen beregnes som vanlig i henhold til NS-EN 1990. Derimot beregnes langtidsnedbøyningen etter NS-EN 1995 med en tilleggsfaktor  $k_{def}$  for permanente- og kvasi-permanente andeler av laster. Denne faktoren bestemmes av klimaklasse og tar hensyn til reduksjon av motstand over tid.

#### 2.4.2.3 Resonansfrekvenser og svingninger

Konstruksjonsdeler påkjent av dynamiske laster vil være svingningsutsatte. Varierende laster gir svingninger med ulike frekvenser, som kan medfører bruks- og sikkerhetsmessige konsekvenser. Fra gammel betongstandard NS 3473 kommer det fram at «dersom konstruksjon og laster er slik at betydelige svingninger kan oppstå, skal det påvises at disse er akseptable for bruken av konstruksjonen» (Betongelementforeningen, 2005, p. 15). Konstruksjonsdelers resonansfrekvenser og svingninger må derfor kontrolleres.

Teoretisk har et dekke mange resonansfrekvenser, men det er ofte den laveste frekvensen som vurderes. Frekvensen er avhengig av vekten av dekket, stivhet, innspenningsforhold og spennvidde (Betongelementforeningen, 2020, p. 24).

Korrelasjon mellom frekvenser kan føre til økte svingninger, noe som må unngås eller begrenses. Anbefalte verdier for resonansfrekvenser er satt med hensyn til dette. En vanlig håndregel for å unngå

slike korrelasjoner, er å sette minsteverdi for dekkets resonansfrekvens til det dobbelte av den høyeste lastfrekvensen som oppstår (Betongelementforeningen, 2005, p. 5). Minsteverdiene kan fastsettes fra tabellverdier fra Betongelementboken eller NS 3490. Tabellverdiene tar hensyn til aktivitetstypen dekket blir utsatt for, eller tiltenkt bruksområdet for arealet. Eksempelvis må et dekke som brukes til dansing ha en resonansfrekvens på minst 6Hz, som er det dobbelte av grunnfrekvensen fra lasten, se Figur 12 (Betongelementforeningen, 2020, p. 22).

*Tabell C 1.7. Frekvenser ved menneskelige aktiviteter.*

| Aktivitet     | Beskrivelse                                  | Grunnfrekvens f, Hz |
|---------------|--|---------------------|
| Gange         | Gange med kontinuerlig gulvkontakt           | 1,4 – 2,6           |
| Løping        | Løping med diskontinuerlig gulvkontakt       | 2,0 – 3,5           |
| Hopping       | Rytmask hopping på stedet, f.eks. aerobic    | 1,8 – 3,4           |
| Dansing       | Klassisk og moderne dans, f.eks. vals, rumba | 1,5 – 3,0           |
| Popkonsert    | Rytmask hopping av entusiastisk publikum     | 1,5 – 3,0           |
| Idrettsstevne | Publikum                                     | 2,5 – 3,5           |

*Figur 12: Grunnfrekvenser (Betongelementforeningen, 2020, p. 22)*

Det er også mulig å fastsette anbefalt minsteverdi ut fra tiltenkt brukt av konstruksjonsdelen. For eksempel vil en konstruksjonsdel tiltenkt kontorer ha en lavere anbefalt verdi for egenfrekvens enn et areal regulert for boliger, se Tabell 3. Disse tabellene angir frekvenser for et matematisk rett system, og vil dermed avvike noe fra virkeligheten.

*Tabell 3: Veiledende grenseverdi for egenfrekvens (Standard Norge, 2004, p. 49)*

| Konstruksjonsdel i type bygning  | Laveste egenfrekvens [Hz] |
|--|---------------------------|
| <b>Boliger</b>   | 5.5                       |
| <b>Kontorer</b>  | 4                         |
| <b>Arealer med sports- og daneaktiviteter</b>                                | 8                         |
| <b>Laboratorier og verksteder med særlig følsomt utstyr</b>                  | 10                        |
| <b>Publikumstribuner, arealer med stående forsamlinger eller faste seter</b> | 7.5                       |
| <b>Konsertarena</b>  | 9                         |

### 2.4.3 Branntilstand

TEK17 setter krav til konstruksjoners bæreevne under brann i §11-4 «Bæreevne og stabilitet». I veiledningen til første ledd kommer det fram at konstruksjoner skal «bevare sin stabilitet og bæreevne i nødvendig tid for rømning, redning og slokking». Dette gjøres ved at konstruksjonselementer deles inn i brannklasser fra 1 til 4, som bestemmes av §11-3 etter størrelsesorden av skadekonsekvens. Forskriften angir preaksepterte ytelser for bygninger og bygningsdeler i klasse 1, 2 og 3. De preaksepterte ytelsene gis av veiledningen til §11-4(1) som bestemmer tidskravet til hvor mange minutter de ulike konstruksjonselementene må kunne bære ulykkeslasten. Tidskravene er et produkt av typen bygningsdel og brannklasse. Et utdrag av dette vises i Figur 13. Dokumentasjon av hvordan tidskravene overholdes, løses forskjellig for ulike materialer.

| Bygningsdel   | Brannklasse    |                |                         |
|---|----------------|----------------|-------------------------|
|   | 1              | 2              | 3                       |
| Bærende hovedsystem   | R 30<br>[B 30] | R 60<br>[B 60] | R 90 A2-s1,d0<br>[A 90] |
| Sekundære, bærende bygningsdeler, etasjeskillere og takkonstruksjoner som ikke er del av hovedbæresystem eller stabiliserende | R 30<br>[B 30] | R 60<br>[B 60] | R 60 A2-s1,d0<br>[A 60] |

Figur 13: Bestemmelse av tidskrav i veiledningen til §11-4 i TEK17

#### 2.4.3.1 Lasttilstand

Utnyttelsen av tverrsnitt i brann beregnes i ulykkestilstand. Lasttilstanden regnes med karakteristiske laster og ulike partialfaktorer i henhold til NS-EN 1990, vist i Tabell 4.

Tabell 4: Ulykkeslast - dimensjonerende verdier (Standard Norge, 2016, p. 110)

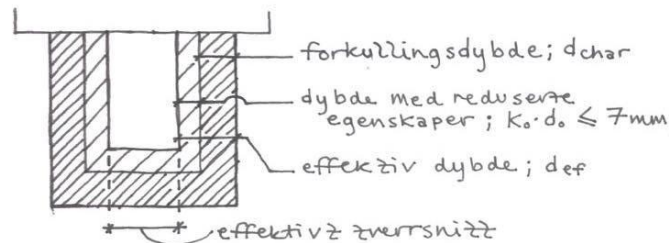
| Dimensjoneringsituasjon   | Permanente laster | Dominerende variabel last | Andre variable laster | Ulykkeslaster |
|---------------------------|-------------------|---------------------------|-----------------------|---------------|
| <b>Ulykkesituasjon</b>    | 1.0               | $1.0\psi_1$               | $1.0\psi_2$           | 1.0           |
| <b>Seismisk situasjon</b> | 1.0               | $1.0\psi_2$               | $1.0\psi_2$           | 1.0           |

#### 2.4.3.2 Branntilstand for trevirke

Trevirke oppfører seg forutsigbart i brann. Tverrsnittet brenner jevnt innover, og danner et beskyttende forkullingslag ytterst (Norske Limtreprodusenters Forening, 2015, p. 288). Dette er illustrert i Figur 14. Undersøkelser gjort av Limtreforeningen og Sweco fastslår at limtre beholder fasthetsegenskapene for det effektive tverrsnittet innenfor forkullingslaget (Sweco, 2017). Kontroll av



branntidskrav går dermed ut på å kontrollere om resterende tverrsnitt etter gitt tid er kraftig nok til å kunne bære ulykkeslasten og bevare stabilitet. Det bør også gjøres vurderinger omkring statisk system, og om fastholdinger fortsatt er intakt.



Figur 14: Illustrerer effektivt tverrsnitt i branntilstand

Rett innenfor forkullingslaget antas kapasiteten å være redusert, og effektivt fratrukk fra opprinnelig tverrsnitt er derfor forkullingsdybden med et tillegg på maksimalt 7mm. Dette trekkes fra alle sider med brannpåkjenning. Normalhastigheten for forkulling varierer mellom tresorter, og er mindre for limtre enn konstruksjonsvirke i samme sort. For limtre regnes den lik 0.7mm/min (Norske Limtreprodusenters Forening, u.d.). Sikkerheten til treverkets fasthetsegenskaper har ikke like høye krav i branntilstand, og egenskapene modifiseres derfor fra 5%-fraktilen til 20%-fraktilen.

## 2.5 Mekaniske forbindelser

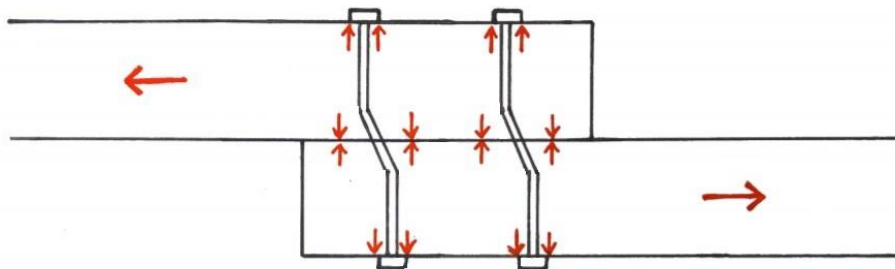
For mekaniske forbindelser i trevirke er det kapittel 8 i NS-EN 1995 som er gjeldende. Kapitlet omhandler beregningsmetoder for ulike forbindere, deriblant spiker-, skrue-, bolte- og dybelforbindelser. Beregningsgrunnlaget for metodene er den Europeiske flytemodellen, som tar utgangspunkt i Johansens flyteleddteori.

### 2.5.1 Johansens flyteleddteori og taueffekten

Johansens flyteleddteori baserer seg på antakelsen at treverk og stål i en mekanisk forbindelse oppfører seg plastisk når det er utsatt for bøyning. I forsøkene til Johansen ble en dybel ansett som en bjelke, der det dannet seg flyteledd på grunn av trematerialets hullkantrykk på dybelen. Spenningsbildet ble forenklet ved å anta at alle plastiske deformasjoner var konsentrert i flyteleddet, der resten av dybelen ville oppføre seg som et stivt legeme (Holvik & Strøm, 2018, p. 33). En slik forenkling gjorde beregninger betraktelig lettere, og ga marginale forskjeller sammenlignet med endelige resultater (Larsen & Thelandersson, 2003, p. 316).

I NS-EN 1995 legges det frem ulike bruddformer som er basert på Johansens flyteleddteori, og gir kapasitet per dybel per skjærnitt. I formlene inngår samtidig taueffekten, som er en ekstra kapasitet for forbindelser med «hoder». Denne effekten er begrenset til å være en maksimal prosentandel av Johansens andel i formlene. Taueffekten baserer seg på forbinderens karakteristiske uttrekkskapasitet, som er avhengig av tykkelse på tredelen(e), diameter på forbinder og uttrekksmotstand i materialet.

Figur 15 illustrerer taueffekten, der en forbindelse holdes sammen av to skruer og tredelene blir strukket fra hverandre i fiberretning. Skruene deformeres og det oppstår strekk i dem, som igjen medfører at tredelen presses mot hverandre vinkelrett på fiberretning. Som følge av friksjonen som oppstår mellom tredelene, får forbindelsen ekstra kapasitet (MTC Solutions, 2020). Denne effekten vil oppstå i bolter, spikre og skruer. Dybler har ikke hode, og får dermed ikke taueffekt.



Figur 15: Illustrasjon av taueffekt

### 2.5.2 Innslissede stålplater og dybler

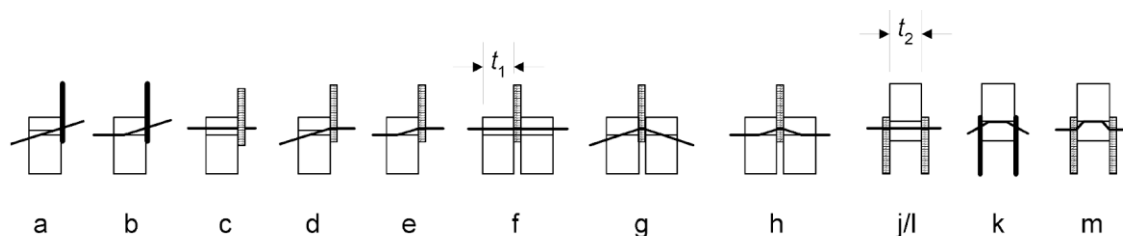
Når limtre kombineres med andre materialer og danner et knutepunkt, løses dette ofte med stålplater og dybler. Dette er for å effektivt kunne overføre tverrsnittskrefter i knutepunktet (Statens Vegvesen, 2017, p. 83). Limtreet blir slisset slik at stålplater kan tres inn, og låses sammen av dybler. Stålplater dimensjoneres etter NS-EN 1993 del 1-1, og dybler etter NS-EN 1995.

Kontroll av dybler er påvirket av hvorvidt stålplaten er ansett som «tykk» eller «tynn». En plate er tykk dersom diameteren på dybelen er mindre enn tykkelsen på platen. En plate er tynn dersom diameteren på dybelen er større enn halve tykkelsen på platen. For en plate som er definert mellom tynn eller tykk interpoleres det om nødvendig (Standard Norge, 2010, p. 58). En tykk plate er beregningsmessig ønskelig da dette gir forbindelsen større kapasitet, og formlene ser bort fra brudd i plantene (Standard Norge, 2010, p. 58).

I praksis vil det likevel være ulike måter i utføre et knutepunkt på. Løsningen anbefalt av Statens Vegvesen er mange tynne stålplater med tynnere dybler. Bakgrunnen for dette er at flere tynne plater sammen med tynne dybler gir en bedre fordeling av kraftinnføring som medfører større kapasitet (Statens Vegvesen, 2017, p. 83). Store plater må brukes med noe forsiktighet, da tvangsspenninger i forbindelsen lettere kan oppstå og føre til sprekker langs fibrene. Dette vil kunne redusere forbindelsens kapasitet (Statens Vegvesen, 2017, p. 127).

### 2.5.3 Bruddformer

Kapasiteten til forbindere bestemmes ut fra hvor mange skjærnitt som er tilgjengelig, og gjeldene bruddform. Dette er avhengig av hvor mange plater som skal slisses inn i limtreet, og kontrolleres etter bruddfigur a til m i Figur 16.



Figur 16: Bruddformer (Standard Norge, 2010, p. 59)

NS-EN 1995 gir retningslinjer for én- eller tosnittede forbindelser. Med andre ord om det er én utenpåliggende plate, eller én innsliiset plate. For situasjoner med to eller flere plater som er innsliiset, har ikke standarden spesifikke retningslinjer for hvordan dette skal gjøres. Det eneste som nevnes fremkommer i punkt 8.1.3 (1) og (2):

«(1) I flersnittede forbindelser kan motstanden i hvert snitt bestemmes ved å anta at hvert snitt er del av en serie dobbeltsnittede forbindelser.

(2) For å kunne kombinere motstanden fra hvert enkelt snitt i en flersnittede forbindelse må de bestemmende bruddformene for forbindeerne i hvert enkelt snitt være forenlig med hverandre, og de kan ikke bestå av en kombinasjon av bruddformene (a), (b), (g) og (h) fra figur 8.2 eller formene (c), (f) og (j/l) fra figur 8.3 med de andre bruddformene.»

I en flersnittede forbindelse summeres de laveste kapasitetene til gjeldende bruddfigurer i Figur 16. Det må videre tas hensyn til at det ikke er fysisk mulig å kombinere alle bruddfigurene. Som Figur 16 illustrerer er a, b, g og k former der forbindeeren går skjevt ut av forbindelsen, noe som forhindrer kontinuitet dersom de settes sammen. Dette medfører at disse bruddformene utelukkes helt ved bruk av flere plater. For bruddform c, f og j/l beregnes kapasiteten ut fra trevirkets hullkantfasthet og kan

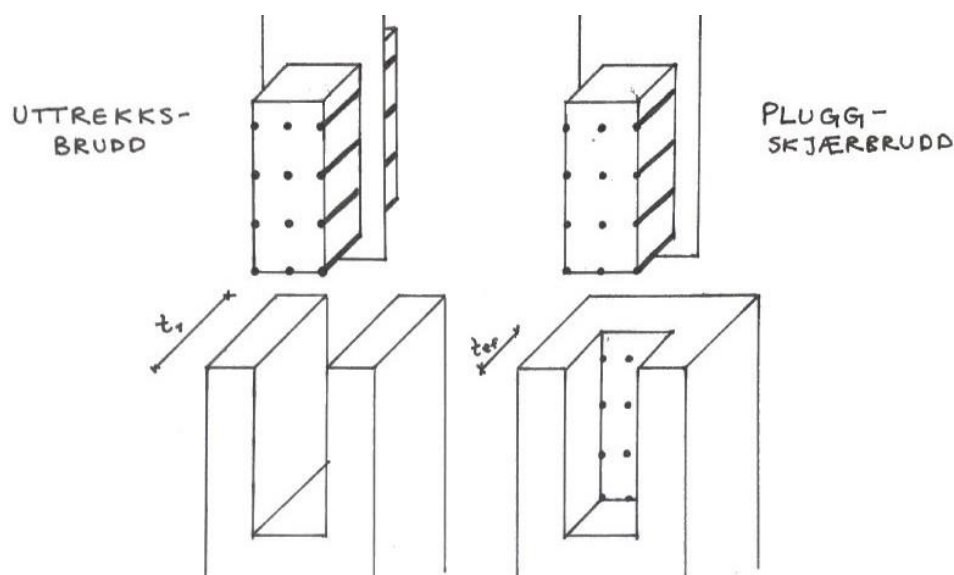
ikke kombineres med de øvrige formene som tar hensyn til deformasjoner i forbinde- ren. For å forsikre at beregningen av forbinde-rens kapasitet er korrekte, må bruddform c, f og j/l skilles fra bruddform d, e og m. De to adskilte bruddformgruppene kan kombineres med de andre i samme gruppe (Statens Vegvesen, 2016, p. 17).

Ved å eventuelt se vekk fra kontinuitet i bruddformen, vil beregnet kapasitet gi konservative verdier. Dette er likevel ikke å anbefale, da dette vil gi ut ufysiske bruddformer. I tillegg er det ikke hensiktsmessig, da blokkutrivning er avhengig av forbindelsens bruddform (Statens Vegvesen, 2016, p. 17).

#### 2.5.4 Blokkutrivning

Blokkutrivning er en bruddform der treet rundt en forbindelse med innslissede stålplater gir etter. Dette kan medføre redusert kapasitet på grunn av «svikt langs omkretsen av forbinde- re» (Statens Vegvesen, 2017, p. 126). Forbindelser kan gi etter på to ulike måter, ved pluggskjærbrudd eller uttreksbrudd. Hvilken som er gjeldende avhenger av forbindelsens bruddform. Pluggskjærbrudd oppstår når det dannes flyteledd i dybelen, mens uttreksbrudd oppstår når treet gir etter før dyblene får flyteledd. Figur 17 illustrerer hvordan blokkutrivning kan se ut.

Utforming, plassering og antall plater vil påvirke hvor utsatt forbindelsen er for blokkutrivning. Om platene konsentreres i midten av forbindelsen vil ikke hele limtrestvernsnittet bli utnyttet, noe som gir lavere kapasitet (Statens Vegvesen, 2017, p. 126). Total kapasitet av forbindelsen er også avhengig av skjærkapasitet og treets strekkkapasitet parallelt med fiberretningen.



Figur 17: Illustrasjon av blokkutrivning

### 2.5.5 Gruppeeffekt og avstander mellom forbindere

Utforming av en gruppe forbindere bestemmes etter føringer gitt i NS-EN 1995 som sier at «Størrelsen på og plasseringen av forbinderne i en forbindelse (den gjensidige avstanden mellom dem og til kanter og ender) skal velges slik at den forventede fastheten og stivheten kan oppnås» (Standard Norge, 2010, p. 54). Dette setter krav til nødvendig avstand mellom forbinderne slik at trevirkets fasthet ikke svekkes. Avstandskravene er avhengig av typen forbinde og størrelsen av den.

I tillegg settes det krav om at «Det skal tas hensyn til at kapasiteten til en forbindelse med flere forbindere av samme type og dimensjon kan være lavere enn summen av kapasiteten til den enkelte forbinde» (Standard Norge, 2010, p. 54). Dette kalles «gruppeeffekt», som forekommer ved belastning i fiberretning. Effekten medfører at effektivt antall bolter i en forbindelse regnes som færre enn det faktiske antallet, for å ta hensyn til risikoen for sprekke-dannelser i fibre (Statens Vegvesen, 2016, p. 8).

## 2.6 Andre forbindelser

I knutepunkt der stål møter stål, vil det være aktuelt å ta i bruk sveising. Sveising går ut på å sammenføye eller sammensmelte bygnings-elementer ved bruk av varme eller kompresjon, slik at elementene danner et helt stykke. Under sveising blir det lagt inn et tilsettmateriale i sveisesømmen, som er av samme eller bedre kvalitet enn originalmaterialene. Ønsket resultat er et momentstivt knutepunkt, som kan overføre tverrsnittskrefter (Kempfi, 2020).

Det finnes ulike sveisetyper, som kan utføres på forskjellige måter. Sveiser kan utføres manuelt av sertifiserte sveisere, eller legges som maskinsveiser. Det kan legges buttsveiser, kilsveiser eller K-sveiser. Buttsveiser og K-sveiser kan videre deles inn i to typer, full gjennomsveising og delvis gjennomsveising (NTNU, u.d.). Ved full gjennomsveising oppnås det et resultat der sveisen er jevnsterk med materialene rundt.

## 2.7 Programvare

For å øke validiteten av beregninger er det hensiktsmessig å ta i bruk ulike programvarer. Eksempelvis kan modelleringsprogram som Robot, illustrative programmer som Solibri og kalkulatorer som Mathcad være nyttige verktøy. Under er programmer som er benyttet beskrevet kort.

### 2.7.1 Autodesk Robot Structural Analysis Professional (Robot)

Robot er et av mange program Autodesk leverer, og er et tegne- og beregningsprogram som tillater å gjøre analyser på kompliserte bygg og bygningselementer (Autodesk, 2020). Alt fra opplagerreaksjoner, deformasjoner og krefter i bygningselementer kan intuitivt og brukervennlig hentes ut. Kontroller utført i Robot baserer seg på gjeldende Eurokoder.

### 2.7.2 Solibri

Solibri er et digitalt verktøy som brukes til samhandling mellom ulike fags digitale modeller, og for å kvalitetssikre eget arbeid (Solibri, 2020). For å illustrere modeller i Solibri importeres det IFC-filer. Det kan lages snitt i 3D-modellen og det kan målsettes for å intuitivt illustrere hvordan en byggeteknisk løsning skal utføres. Programmet kan også kjøre kollisjonskontroller for en BIM-koordinator og gjør arbeidet rundt innkjøp av materiell for en entreprenør lettere.

### 2.7.3 PTC Mathcad Prime 5.0.0.0

Mathcad er et program som brukes til manuelle beregninger. Programmet muliggjør å få matematiske notasjoner, tekst og grafer i én og samme fil, og dette gjør at Mathcad passer godt til å dokumentere beregninger tilknyttet bygninger. I programmet kan maler lages, slik at en fyller ut variablene og får ut resultater relativt kjapt og kan være sikker på at de er valide (Alfasoft, 2020).

### 2.7.4 OS-Prog Lastberegning

OS-Prog Lastberegning er et program som brukes til beregning av ulike konstruksjoner, og er utgitt av Fokus Software. Programmet kan beregne snø- og vindlast med formfaktorer som er angitt i NS-EN 1991 del 1-3 og del 1-4 (Fokus Software, u.d.).

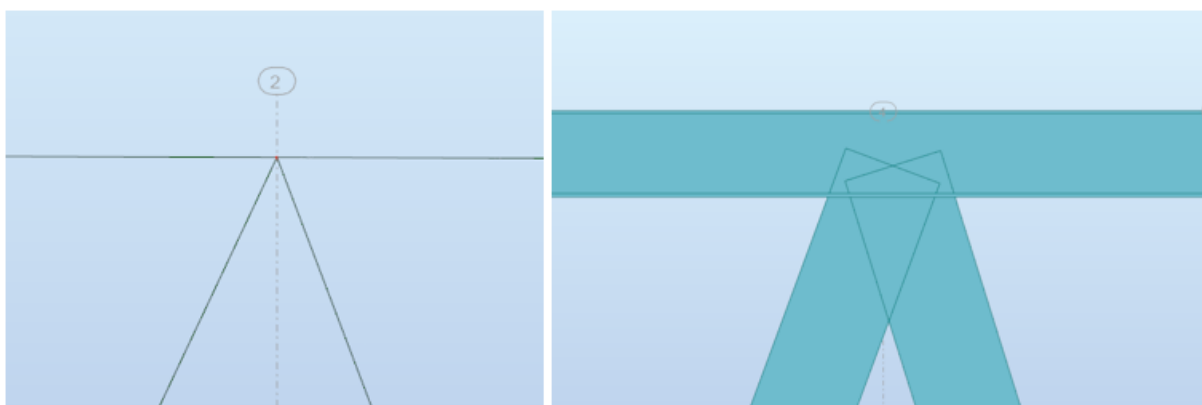
## 3 Metode

### 3.1 Grunnlag for beregninger

Utgangspunktet for videre beregninger er at fagverkskonstruksjonen holder seg oppe ved at konstruksjonsdelene tar trykk og strekk. For en nedadrettet last vil overgurt komme i trykk og undergurt i strekk. Stegstavene vil variere mellom å havne trykk eller strekk avhengig av fagverkets geometri. I fylkestingssalen vil de ytterste stegstavene havne i trykk, da stavene begynner nede.

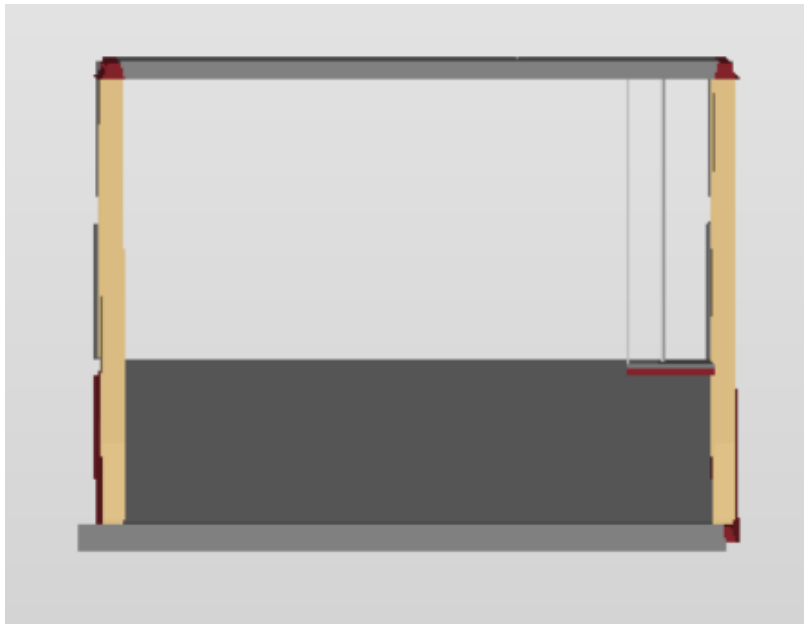
For å finne de største kreftene konstruksjonen er utsatt for, lages det to modeller i Robot av fagverkene. Én hvor over- og undergurten er kontinuerlig, der stegstavene regnes leddet til gurtene. Dette gir størst aksialkrefter i stegstavene, og størst skjærkrefter og momenter lokalt i gurtene. I tillegg én modell hvor stegstavene regnes momentstive til gurtene. Her påfører stavene seg momenter som ellers ville vært tatt av gurtene. I virkeligheten vil stegstavene hverken være leddet eller momentstive, men et sted imellom. Alle kreftene kan derfor ikke hentes fra én modell alene, da det kan være til usikker side.

Der limtrestavene møter gurtene beregnes knutepunktet med tilnærmingen at senterlinjene til tverrsnittene møtes i tyngdepunktet til Deltabjelken, som illustrert i Figur 18. Dette gir et knutepunkt uten eksentrisitet, som beregningsmessig er ønskelig da krefter lettere overføres fra stav til stav. Dersom ikke senterlinjene treffer i sammen punkt vil det oppstå eksentrisiteter, som medfører ekstra krefter i knutepunktene. Slik geometrien er tiltenkt vil det ikke være eksentrisiteter i knutepunktene med limtrestaver og Deltabjelker. Likevel kan utførelses hensyn på byggeplass påtvinge eksentrisiteter, som forbindeerne må ha tilstrekkelig kapasitet til. Dersom slike krefter opptrer, må det tas hensyn til i den globale modellen.



Figur 18: Illustrasjon knutepunkt uten eksentrisitet, skjermbilde fra Robot

For å enkelt regne på krefter som fordeler seg ut over hulldekkene, er en fornuftig tilnærming å se på hulldekkene som fritttopplagte bjelker. Med denne tilnærmingen vil alle laster som ligger symmetrisk fordele seg jevnt til begge fagverkene, som illustrert i Figur 19. Grunnet mesaninen på høyre side i fylkestingssalen og noe ujevn geometri av plantekasser planlagt på takterrassen, vil ikke konstruksjonen være perfekt symmetrisk belastet. Dette gjør at det ene fagverket får en høyere belastning. Beregningene baserer seg på det mest belastede fagverket.



Figur 19: Fylkestingssalen sett inn fra siden, skjermbilde fra Solibri

## 3.2 Laster

For å sikre validiteten av krefter og deformasjoner, sørges det for at lastgrunnet er mest mulig pålitelig. Laster blir funnet i NS-EN 1991-1-1 og Sintef Byggforsk.

### 3.2.1 Egenlaster

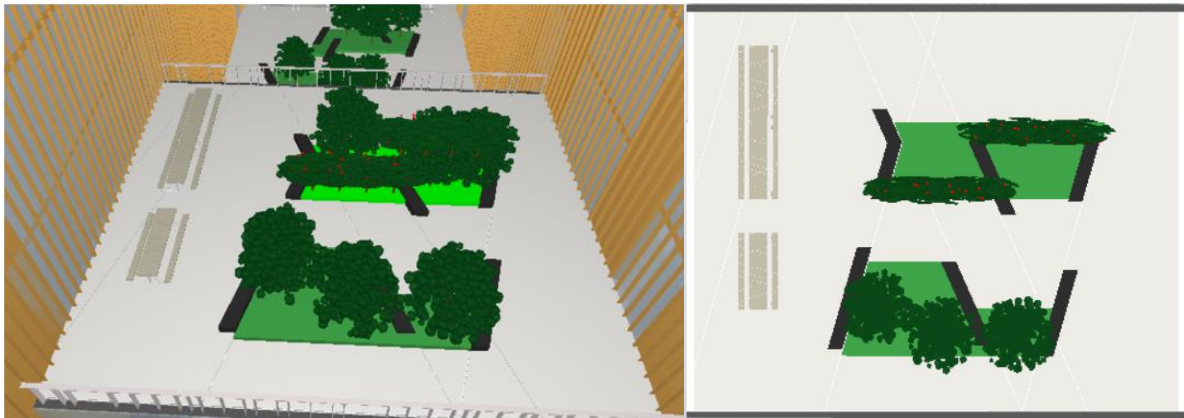
Konstruksjonen er utsatt for ulike egenlaster. Dette er i hovedsak bærende konstruksjonsdeler som betong, stål og tre, men også en tribune, himling, tekniske føringer, takteking, påstøp, summing, jord og terrassedekke. Det vurderes som mindre sannsynlig at utforming av tribune og plantekasser vil endre seg i løpet av byggets levetid. Vekten av disse behandles derfor som egenlaster.

Egenvekten av konstruksjonsdelene beregnes etter tverrsnittstørrelse og tyngdetetthet. Tyngdetetthetene leses av i NS-EN 1991-1-1. Tverrsnittstørrelse på Deltabjelken hentes fra modelleringsprogram og vekten av hulldekkene er tabellverdier fra hulldekkeleverandør, NOBI. Lastverdiene vises i Tabell 5 i



### 3.2.5 Oppsummering av laster, og utregningene vises i Vedlegg 3.

Over hulldekkene, i det som skal bli en takterrasse, kommer det ulike materialer som isolasjon, takteking, påstøp, terrassedekke og plantekasser. Plantekassene skal fylles med 800mm jord, busker og trær, illustrert i Figur 20. Disse vil gi et betydelig bidrag til egenvekt, da våt jord har høy densitet (SINTEF, 2013). Lasten fra jorden virker som en flatelast over arealet gitt av tilgjengelig Solibri-modell fra forprosjektet. Lasten fra trærne ansees som punktlaster. Vekten av jord og trær baserer seg på erfaringstall fra Sintef Byggforsk. Mål og plassering av laster er hentet fra ARK-modell i Solibri.



Figur 20: Illustrasjon av takterrasse, skjermbilde fra Solibri

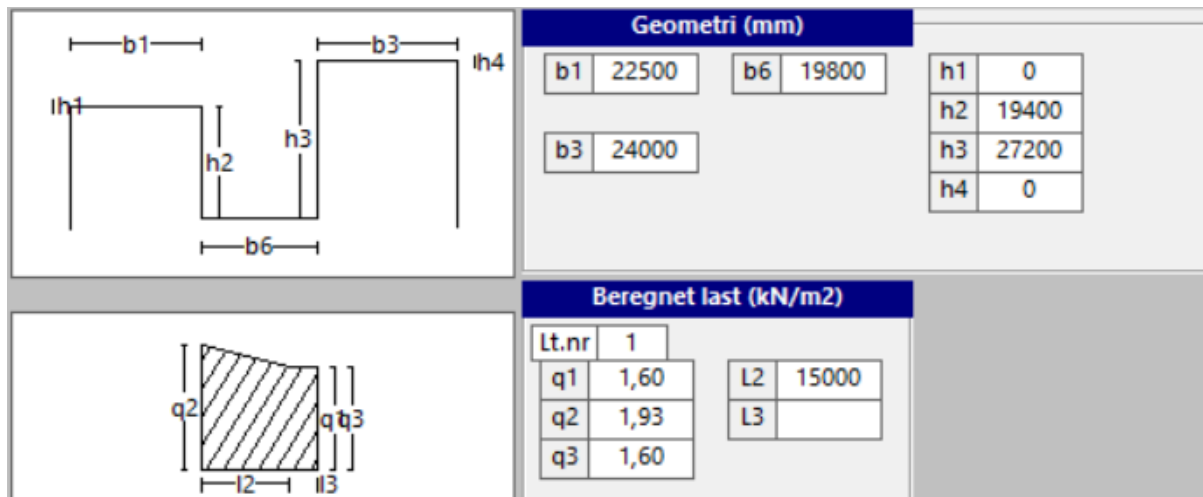
### 3.2.2 Nyttelaster

Verdien av nyttelastene bestemmes etter nyttelastkategori i NS-EN 1991-1-1. Fylkestingssalen er et areal for forsamling med faste seter, der brukskategorien er definert som C2 og gir en nyttelast lik  $4,0 \text{ kN/m}^2$ . Takterrassen er et areal der personer kan samles, og faller under brukskategori C1, som gir en nyttelast lik  $3,0 \text{ kN/m}^2$ .

### 3.2.3. Snølast

Muligheten for opphoping av snø på takterrassen vurderes, og lasten beregnes etter NS-EN 1991-1-3. Beregningen ser bort fra topografi- og temperaturfaktorene. Bygget er under høydegrensen for snølast i Bergen. Dermed blir den karakteristiske verdien av snølasten lik grunnverdien  $2,0 \text{ kN/m}^2$ .

Formfaktoren er et resultat av fonning grunnet redusert vindhastighet rundt høytliggende tak. Dette resulterer i en grunnlast på  $S = 1,6 \text{ kN/m}^2$  med tilhørende trekantlast som går fra  $S_w = 0,33 \text{ kN/m}^2$  til null over lengden 15m ut fra den ene siden. Resultatet bekreftes i OS Prog Lastberegning, vist i Figur 21.



Figur 21: Snølast beregnet i OS-Prog Lastberegning, skjermbilde fra OS-Prog

### 3.2.4 Vindlast

Det er gjort en vurdering å se bort fra vindlast i lastberegningene av fylkestingssalen. Dette er fordi de eksponerte sidene av salen har en glassfasade som ligger utenfor, og er ikke i kontakt med stegstavene i fagverket. Fasaden overfører vindlasten til over- og undergurt som fører kreftene videre til bygningene på hver side av salen. Andelen av ståltverrsnittet i gurtene som utnyttes for denne lastvirkningen ansees som ubetydelig. Dermed betraktes vindlasten som neglisjerbar for fagverkets kapasitet.

### 3.2.5 Oppsummering av laster

Flatelastene på hulldekkene omgjøres til linjelaster på fagverket. Linjelastene på det mest belastede fagverket oppsummeres i Tabell 5.

Tabell 5: Laster på konstruksjonen

| Type last                    | Navn på last                                  | Verdi                  |
|------------------------------|---|------------------------|
| <b>Egenlast</b>              | Egenvekt limtre                               | 1.3kN/m                |
|                              | Egenvekt Deltabjelke                          | 7.0kN/m                |
|                              | Egenvekt HD520                                | 47.7kN/m               |
|                              | Påført egenvekt fylkestingssal (tribune)      | 14.4kN/m               |
|                              | Egenvekt gangbane                             | 3.2kN/m                |
|                              | Tekniske føringer og himling                  | 7.2kN/m                |
|                              | Isolasjon, takteking, påstøp og terrassedekke | 25.2kN/m               |
|                              | Summing av fylkestingssalen (50mm)            | 9kN/m                  |
|                              | Jord/plantekasser på takterrasse              | 32kN/m <sup>1)</sup>   |
|                              | Trær på takterrasse                           | 2.5kN <sup>2)</sup>    |
| <b>Nyttelast</b>             | Nyttelast takterrasse                         | 22kN/m                 |
|                              | Nyttelast fylkestingssal                      | 29kN/m                 |
|                              | Nyttelast gangbane                            | 4kN/m                  |
| <b>Andre variable laster</b> | Snølast                                       | 13.9kN/m <sup>3)</sup> |

1) Lasten er ikke fordelt over hele dekket

2) Vekt per tre

3) Snølast er varierende, 13.9kN/m er maksverdi

## 3.3 Beregning av krefter

For å finne kreftene lastene forårsaker på konstruksjonen, modelleres konstruksjonen i Robot og kontrolleres ved overslagsberegninger i Mathcad.

### 3.3.1 Modellering i Robot

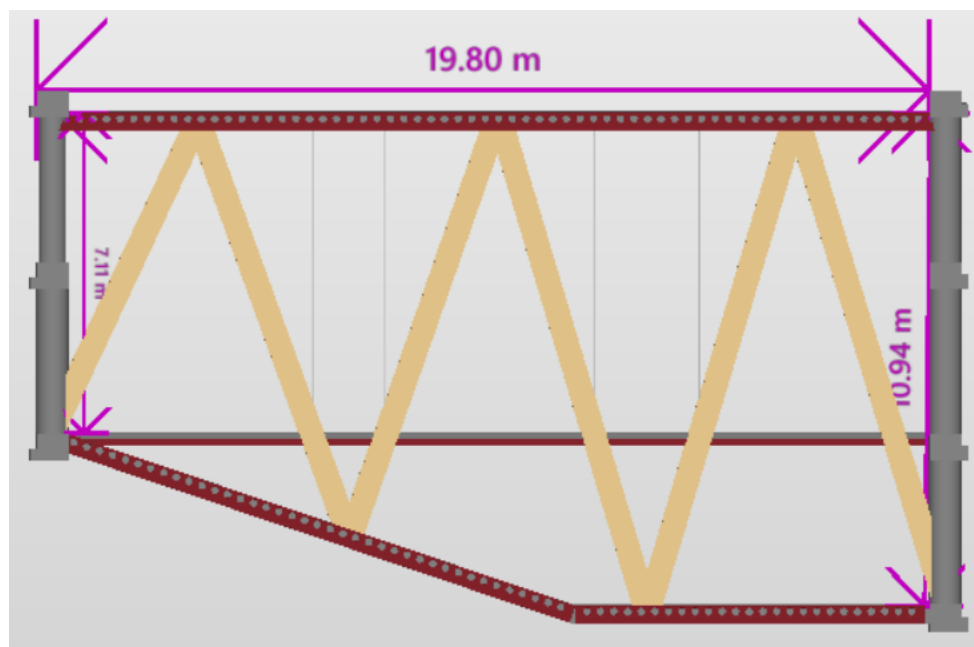
For å unngå mulige feilkilder modelleres fagverkskonstruksjonen i 2D. Flatelastene på hulldekkene omgjøres dermed til linjelaster på gurtene i fagverket. Denne forenklingen er gjort for å sikre pålitelige svar, som lettere kan verifiseres med håndberegninger.

Når fagverk tegnes i Robot antar programmet automatisk at knutepunkt mellom gurter og stegstaver er momentstiv. Dette avviker fra vanlige fagverksberegninger der stegstavene kun tar aksiallast. Det lages til sikker side to modeller av konstruksjonen. Én der stegstavene regnes som leddet til over- og undergurter, og en annen der stegstavene regnes som momentstive med gurtene.

### 3.3.2 Håndberegninger

For å verifisere resultater fra Robot, gjøres det enkle overslagsberegninger i Mathcad. Det foretas vurderinger der blant annet usymmetriske laster fordeles over et større areal. På den måten kan lastene enklere summeres, for å finne fiktivt moment på midten av fagverkene.

Hele fagverket beregnes som en fritt opplagt bjelke. Forenklet antas det at lastene er tilnærmet symmetriske, slik at opplagerne tar opp halve kraften hver. Beregningen vil gi omtrentlig størrelse på kreftene, da fagverket i realiteten er opplagt fire steder der de øvre hjørnene også vil ta opp krefter. Aksialkreftene i gurtene beregnes fra feltmomentet og armen mellom dem. Det brukes et gjennomsnitt av avstanden mellom gurtene. Maksimale aksialkrefter i stegstavene beregnes av kraftpolygonet i nedre knutepunkt til høyre, se Vedlegg 4. Mål på konstruksjonen vises i Figur 22.



Figur 22: Konstruksjonens mål, skjermbilde fra Solibri

## 3.4 Dimensjonering i bruddgrense

Av situasjonene presentert i NS-EN 1990 som vil føre til sammenbrudd eller konstruksjonssvikt, er det i hovedsak brudd i konstruksjon eller konstruksjonsdel (STR) som er aktuelt å kontrollere.

### 3.4.1 Dimensjonerende lasttilstand

I henhold til Tabell NA.A1.2(A) i NS-EN 1990 fastsettes dimensjonerende lastbilde etter hvilken av likning 6.10a og 6.10b som gir størst utnyttelse i bruddgrense. Fylkestingssalen er en konstruksjon med mye egenvekt, dermed er det nærliggende å kontrollere lastkombinasjonene etter begge

likningene. Kontrollen gjennomføres i Robot, der det viser seg at likning 6.10a er marginalt utslagsgivende. Denne kombinasjonen brukes videre i bruddgrense.

#### 3.4.1.1 Dimensjonerende lasttilstand for limtre

Som beskrevet i 2.4.1.2 *Dimensjonerende lasttilstand for trevirke*, kan dimensjonerende lasttilstand i bruddgrense være en annen for trevirke enn den øvrige konstruksjonen. Ettersom en stor andel av lastene er permanente, er dette viktig å kontrollere. To lasttilfeller kontrolleres for å finne størst utnyttelse.

Lasttilfelle 1 beregnes med laster etter kombinasjon 6.10a. Her regnes korteste last som «mellomlangtidslast» til sikker side. Klimaklassen vurderes til klasse 1 da konstruksjonen vil være oppvarmet og skjermet fra regn. Ut fra Figur 11 gir dette en verdi av  $k_{mod} = 0.8$ . Lasttilfelle 2 beregnes med bare egenlasten av konstruksjonen.  $k_{mod}$  får verdien 0.6 som følge av «Permanent last» og klimaklasse 1. Det dimensjonerende lasttilfellet bestemmes ut fra største utnyttelse av lasttilfellene med hensyn på opptredende spenninger. Beregningen viser at lasttilfelle 2 med  $k_{mod}$  lik 0.6 er utslagsgivende. Dette vises i Vedlegg 5.

#### 3.4.2 Hulldekke

Ved dimensjonering av hulldekkene er det i hovedsak to variabler som spiller inn, hvor mye last hulldekkene utsettes for og spennvidden. For å bestemme dimensjon brukes Figur 5, vist i 2.1.1 *Hulldekker av betong*. Av lastene det tas hensyn til inngår egenlaster og nyttelaster, men ikke hulldekkets egenvekt da denne allerede er justert for. Bind A i Betongelementboken legger frem en metode for å regne ut last på hulldekke. Metoden tillater en redusering av alle egenlaster med 25% når de summeres sammen med nyttelastene (Betongelementforeningen, 2010, p. 103).

Likevel er det ikke bare disse faktorene som påvirker tverrsnittsdimensjonen. Hulldekket i fylkestingssalen lander på Deltabjelker, som fylles med betong inni, rundt og over. Dette medfører at det er en fordel om hulldekkene er høyere enn Deltabjelken.

#### 3.4.3 Deltabjelke

Deltabjelken kontrolleres for aksialkraft, skjærkraft, moment og kombinasjoner av disse, i henhold til NS-EN 1993-1-1. Dimensjonerende verdier hentes fra den beregningsmodellen i Robot som gir størst verdier. Det tas utgangspunkt i tiltenkt Deltabjelkeprofil D40-500 fra forprosjektet. Denne Deltabjelken er 400mm høy fra toppen av underflens og opp til overkant toppflens.

Tverrsnittet kontrolleres mot globalt maksimale verdier som Deltabjelken utsettes for. Disse kreftene kontrolleres samtidig, uavhengig om de i realiteten opptrer på samme sted i Deltabjelken. Dette er en

konservativ metode som forenkler omfanget av beregningene dersom utnyttelsen er under 100%. Dersom metoden gir overutnyttelse, må utnyttelsen i hvert snitt for hver lastvirkning kontrolleres.

### 3.4.3.1 Aksialkapasitet

Da Deltabjelken skal omsluttet av betong inni, over og rundt nesten hele profilet, vil dette medføre at stålfleisene ikke kan knekke ut sideveis. Dette vil utelukke at Deltabjelken blir kategorisert i tverrsnittsklasse 4 for trykk, og ansees derfor som tverrsnittsklasse 3 eller bedre i videre beregninger.

Overgurten i fagverket utsettes for aksialt trykk som medfører instabilitet, og vil derfor kunne knekke. Ettersom den er fastholdt av hulldekker og betong om sin svake akse, vil den bare kunne knekke om sterk akse. For aksialt trykk og knekking må tverrsnittet kontrolleres etter Formel 1, som tar hensyn til reduksjonsfaktor for knekking.

$$N_{b.Rd} := \chi_y \cdot A_{\text{effektiv.deltabeam}} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Formel 1 : Aksialkapasitet med knekking (6.47)

Undergurten er utsatt for strekk, og er dermed ikke knekkingsutsatt. Aksialt strekk kontrolleres etter Formel 2 og 3, der Formel 3 tar hensyn til at Deltabjelken har hull med diameter på 150 mm jevnt fordelt langs lengden i stegene. Den av de to formlene som gir størst utnyttelse blir dimensjonerende.

$$N_{pl.Rd} := A_{\text{deltabeam}} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Formel 2 : Strekkapasitet uten hensyn på hull (6.6)

$$N_{u.Rd} := 0.9 \cdot A_{\text{effektiv.deltabeam}} \cdot \frac{f_u}{\gamma_{m2}}$$

Formel 3 : Strekkapasitet med hensyn på hull (6.7)

### 3.4.3.2 Skjærkapasitet og skjærkneking

Da Deltabjelken er omsluttet av betong, vil ikke profilet være utsatt for skjærkneking. Plastisk skjærkapasitet beregnes etter Formel 4. Her gjøres antakelsen at stegene tar all skjærkraft som går gjennom tverrsnittet.

$$V_{pl.Rd} := A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}$$

Formel 4 : Skjærkapasitet (6.18)

Dersom tverrsnittet er mer enn 50% utnyttet av den plastiske skjærkapasiteten, vil dette medføre en reduksjon i tillat flytespenning under beregning av momentkapasitet. For å finne en eventuell reduksjonsfaktor benyttes Formel 5.

$$\rho := \left( 2 \cdot \frac{V_{maks}}{V_{pl.Rd}} - 1 \right)^2$$

Formel 5 : Reduksjonsfaktor for flytespenning i kombinasjon skjær og moment (6.29)

### 3.4.3.3 Momentkapasitet

Som følge av nedadrettet last, er Deltabjelken kun utsatt for moment om sin sterke akse. Momentkapasiteten kontrolleres etter Formel 6, der tverrsnittet regnes elastisk utnyttet.

$$M_{c.Rd} := W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Formel 6 : Elastisk momentkapasitet (6.14)

### 3.4.3.4 Kombinert bøyning og aksialt trykk

Overgurten blir kontrollert for kombinasjonen av aksialt trykk og moment i Formel 7 og Formel 8, der det tas hensyn til knekking, vipping og interaksjonsfaktorer. Interaksjonsfaktorene som inngår i disse formlene regnes ut ved hjelp av tillegg B og metode 2 i NS-EN 1993-1-1. Ettersom profilet ikke er vippingsutsatt settes reduksjonsfaktoren for vipping lik 1.0. I tillegg er det ikke noe moment om svak akse, og dermed utgår siste ledd. Dersom det er høy skjærutnyttelse, vil reduksjonsfaktoren inngå i denne formelen.

$$\frac{N_{ed}}{\chi_y \cdot N_{rd} \cdot (1 - \rho)} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y.ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y.rd} \cdot (1 - \rho)} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z.ed}}{M_{z.rd}}$$

Formel 7 : Kombinert aksiallast, moment, knekking og vipping (6.61)

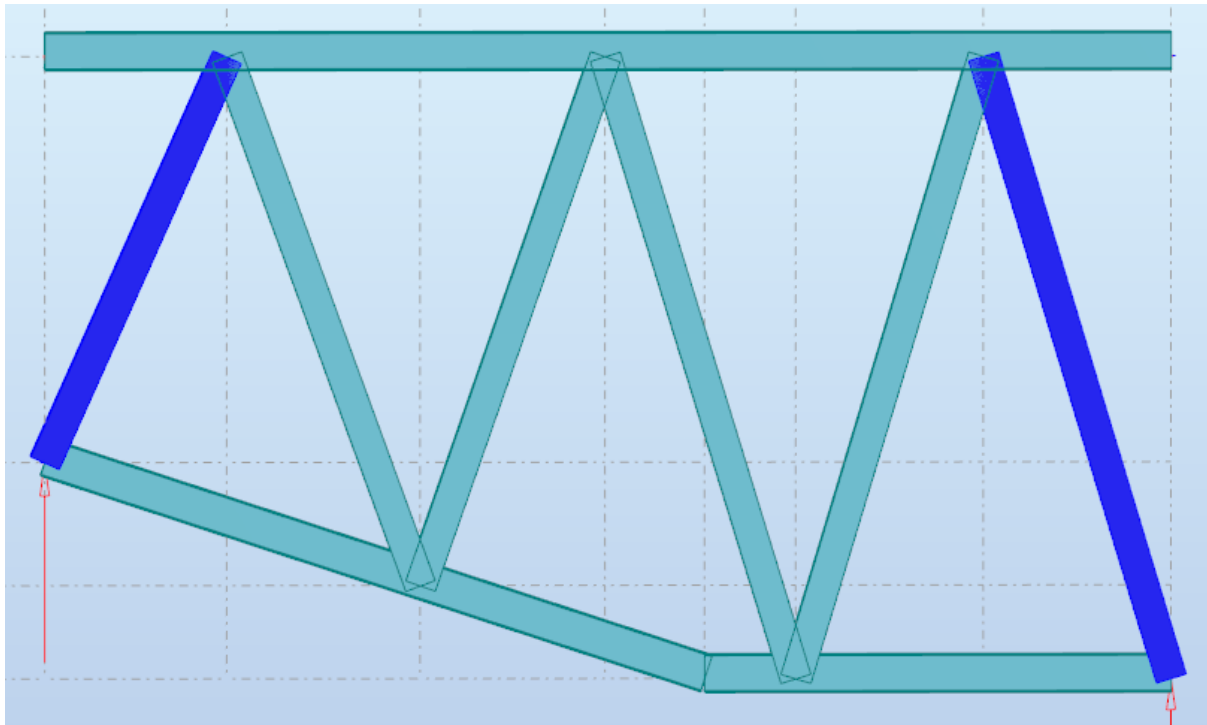
$$\frac{N_{ed}}{\chi_z \cdot N_{rd} \cdot (1 - \rho)} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y.ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y.rd} \cdot (1 - \rho)} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z.ed}}{M_{z.rd}}$$

Formel 8 : Kombinert aksiallast, moment, knekking og vipping (6.62)

Det er denne kontrollen som vil være gjeldene for Deltabjelken, og ikke de individuelle kontrollene for de ulike tverrsnittskreftene alene. For å påvise Deltabjelkens kapasitet i bruddgrense, må begge formlene gi en utnyttelse på mindre enn 100%.

### 3.4.4 Limtre

Utgangspunktet for dimensjonering av limtrestavene er de to ytterste stavene i trykk. Stavene dimensjoneres for kreftene fra begge Robot-modellene.



Figur 23: Illustrasjon av ytterste staver i trykk, skjermbilde fra Robot

#### 3.4.4.1 Leddet beregning

Den første beregningen forholder seg til at stavene er leddet til over- og undergurt. Dette innebærer at stavene dimensjoneres for spenninger fra trykk i fiberretning. De opptredende spenningene kontrolleres mot treverkets dimensjonerende kapasitet.

Stavene i trykk er knekkingsutsatt og kontrolleres etter Formel 9. Selv om fagverkene beregningsmessig kun skal ta aksialkrefter, vil egenvektens skjevstilling skape et lite moment i stavene som medregnes. Kontrollen tar hensyn til andreordens momenter som oppstår når slanke staver er i trykk. Metoden går ut på å finne opptredende spenninger fra bøyning og trykk i kombinasjon. Dette kontrolleres mot trevirkets motstand. Som vist i formel 9, reduseres motstanden med faktoren  $k_{cy}$ , som tar hensyn til stavens relative slankhet. Utregningen vises i Vedlegg 5.

$$u_{knekk} := \frac{\sigma_{md}}{f_{md}} + \frac{\sigma_{c0d}}{f_{c0dg} \cdot k_{cy}}$$

Formel 9 : Utnyttelse for limtre, inkludert reduksjonsfaktor for knekking (6.23)



### 3.4.4.2 Momentstiv beregning

I den momentstive modellen opptrer moment og skjærkrefter i innspenningen. Samtidig kommer det frem av modellen at stavene ikke tar like store aksialkrefter som den leddede modellen. Spenningene som kontrolleres er derfor fra moment og aksiallast i kombinasjon, i tillegg til skjær. Utrekningene vises i Vedlegg 6.

Skjærkontrollen sjekker opptredende skjærspenning mot trevirkets skjærfasthet. Ettersom stavene er i bøyning, beregnes opptredende skjærspenning med en effektiv tverrsnittsbredde som tar hensyn til sprekker i treverket.

Videre kontrolleres aksiallast og momentet i innspenningen i kombinasjon. Opptredende spenninger fra moment og trykk i fiberretning kontrolleres mot tilhørende kapasitet, og legges sammen etter Formel 10.

$$u_{komb} := \left( \frac{\sigma_c}{f_{cd}} \right)^2 + \frac{\sigma_m}{f_{md}}$$

Formel 10 : Utnyttelse ved kombinasjon aksiallast og moment (6.19)

Momentet er ifølge modellen null på midten av staven og vil derfor ikke bidra til knekking. Beregningen ser derfor bort fra knekkingskontrollen, da den allerede er gjennomført for større aksiallast i den leddede beregningen.

## 3.5 Dimensjonering i bruksgrense

Nedbøyning og rystelser kontrolleres etter NS-EN 1990 med hensyn til menneskers komfort, samt konstruksjonens funksjonsevne og utseende. Konstruksjonsdelene kontrolleres også etter tilleggskrav fra gjeldende Eurokoder.

### 3.5.1 Nedbøyning av fagverkene

Da det ikke fremkommer noe nedbøyningskrav i forprosjektet, settes kravet til nedbøyning lik  $\frac{L}{250}$ . For å komme frem til nedbøyningen i fagverkene, gjøres det en beregning i Robot. Nedbøyningen beregnes etter «hyppig forekommende»-nedbøyning.

Robot ikke tar hensyn til limtrestavenes langtidsnedbøyning, og dette må legges inn manuelt i programmet. Det som bestemmer langtidsnedbøyningen en konstruksjon får, er den momentane nedbøyningen og  $k_{def}$  som tar hensyn til redusert motstand i treverket over tid. Da fagverkene ansees å være i klimaklasse 1, medfører dette en  $k_{def}$  på 0.6 (Standard Norge, 2010, p. 28).

Formelen for langtidsnedbøyning, er gitt ved Formel 11. Med  $k_{def}$  lik 0.6, medfører dette at langtidsnedbøyningen i limtrestavene er 1.6 ganger større enn den momentane nedbøyningen. For å finne den totale nedbøyningen av hele fagverket reduseres tverrsnittsarealet til limtrestavene med 1.6. Dette for å «simulere» langtidsnedbøyningen i Robot.

$$\delta_{langtid} := \delta_{momentan} \cdot (1 + k_{def}) \quad k_{def} := 0.6$$

Formel 11 : Langtidsnedbøyning

### 3.5.2 Rystelser på hulldekkene

Hulldekkenes resonansfrekvenser blir vurdert mot anbefalte minsteverdier fra tabellene i 2.4.2.3 *Resonansfrekvenser og svingninger*. Fra tabeller kommer det frem at anbefalt minstekrav for resonansfrekvens for areal med publikumstribuner er 7.5Hz, som vil være gjeldende for fylkestingssalen. Takterrassen vil få et lavere krav, da dette kun er tiltenkt vanlig gange og opphold. Betongelementboken angir at hulldekker for kontorer, boliger og kjøpesentre som kun er belastet av personaktiviteter, vanligvis ikke blir tilført nok energi til at tabellkrav er gjeldende. Det anbefales istedenfor å bruke 3Hz som minsteverdi for resonansfrekvens til slike dekker (Betongelementforeningen, 2020, p. 22). Denne minsteverdien blir satt på takterrassen. Opptredende resonansfrekvensene kontrolleres etter Formel 12.

$$f_1 := \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \cdot \sqrt[2]{\frac{E \cdot I}{m}}$$

Formel 12 : Opptredende resonansfrekvens (Betongelementforeningen, 2020, p. 24).

I tillegg til hulldekkene, blir også Deltabjelkenes resonansfrekvens beregnet etter samme formel. Det kontrolleres at resonansfrekvensene av hulldekket og Deltabjelken ikke korrelerer. I første omgang blir bjelken og dekket ansett som to uavhengige systemer. Om deres resonansfrekvenser ligger langt fra hverandre og øvrige minsteanbefalinger er overholdt, vil dette være en akseptabel tilnærming. Dersom kriteriene ikke er overholdt må bjelken og dekket betraktes som et samlet system, og grundigere beregninger må foretas (Betongelementforeningen, 2005, p. 17).

I utregning av dekkenes resonansfrekvens brukes dynamisk E-modul for betong, og spennvidde på 14.4m. Deltabjelkene regnes med spennvidde 6.65m, altså avstanden mellom senter i limtrestavene i fagverkene.

## 3.6 Dimensjonering i ulykkestilstand – brann

For ulykkestilstand med hensyn på brann, er det i all hovedsak limtre som må kontrolleres. Fastsettelse av brannklasse for fylkestingssalen er hentet fra fylkesbyggets Brannkonseptet utviklet av Sweco, gitt i Vedlegg 1. Brannkonseptet gir føringer for at de bærende konstruksjonsdelene i fylkestingssalen skal dimensjoneres for krav R90.

For at hulldekkene til sikker side skal ha tilstrekkelig brannmotstand, velges det hulldekker med 20mm ekstra betong på undersiden i henhold til 2.1.1 *Hulldekker av betong*. Deltabjelken vil dekkes med betong, og ha innstøpt brannarmering. Av den grunn vil ikke dimensjonering med hensyn på brann bli undersøkt videre for disse materialene. I henhold til 1.4 *Avgrensinger* blir ikke knutepunktene undersøkt i denne tilstanden.

### 3.6.1 Branntilstand limtreværnsnitt

Limtrestavene kontrolleres for R90-kravet ved å finne resterende tverrsnitt etter 90 minutter brann. Effektivt fratrekk etter 90 minutter beregnes ved Formel 13, der forkullingshastigheten er 0.7 mm/min og  $d_0$  er 7 mm.

$$d_{ef} := \beta_n \cdot t_{90} + d_0$$

Formel 13 : Effektivt tverrsnitt etter brann

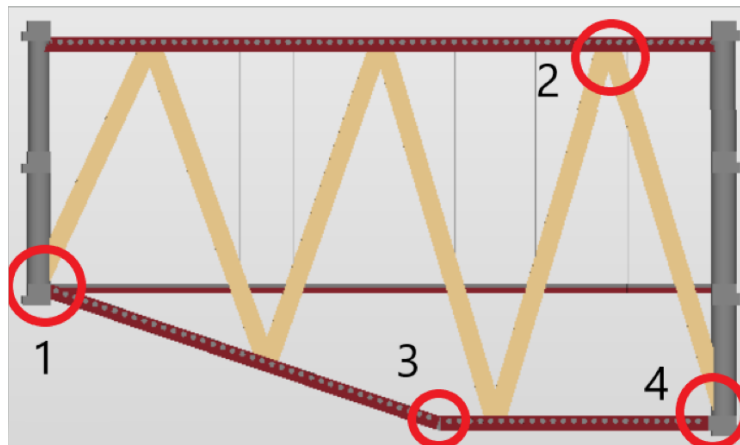
Dette trekkes fra alle sider av limtrestavene, da alle sider kan være brannpåkjennte. Det resterende tverrsnittet sjekkes deretter mot ulykkeslastene med samme metode som i bruddgrense. I ulykkestilstand reduseres de karakteristiske nyttelastene med  $\psi_1=0.7$  og snølasten med  $\psi_2=0.2$ . Tverrsnittets kapasitet beregnes etter Formel 14, der fastheten modifiseres til 20%-fraktilen med faktoren  $k_{fi}$  lik 1.15. Modifiseringsfaktoren  $k_{mod}$  og materialfaktoren  $\gamma_m$  settes lik 1.0. Beregningene vises i Vedlegg 7.

$$f_{fi} := \frac{(f_k \cdot k_{fi})}{\gamma_{m,fi}} \cdot k_{mod,fi}$$

Formel 14 : Tillat spenning i branntilstand

### 3.7 Knutepunktsdimensjonering

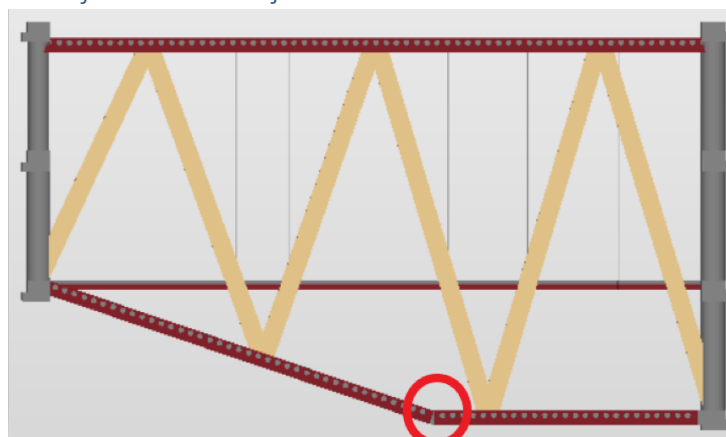
De ulike overgangene i konstruksjonen som kontrolleres er Deltabjelke-Deltabjelke (3), limtre-Deltabjelke (2) og Deltabjelke-betongsøyle (1 og 4), illustrert i Figur 24. Disse knutepunktene velges fordi de er utsatt for størst tverrsnittskrefter.



Figur 24: Illustrasjon av knutepunkter, skjermbilde fra Solibri

Knutepunktene dimensjoneres i bruddgrense etter tilhørende dimensjonerende lastbilde. Overgang Deltabjelke-betong dimensjoneres for lastkombinasjon 6.10a i henhold til 3.4.1 Dimensjonerende lasttilstand. Overgangen mellom limtrestavene og Deltabjelken dimensjoneres etter limtrestes lasttilstand i henhold til 3.4.1.1 Dimensjonerende lasttilstand for limtre. For å kontrollere knutepunktens kapasitet benyttes regler gitt i NS-EN 1993 Del 1-1 og 1-8.

#### 3.7.1 Overgang Deltabjelke – Deltabjelke



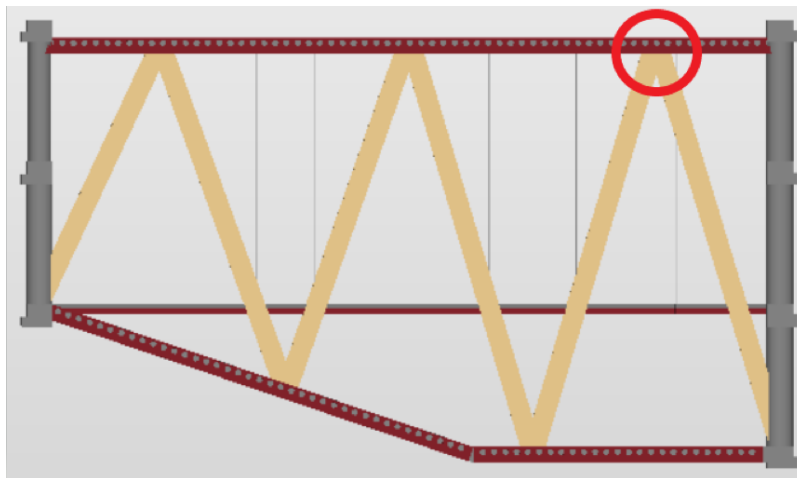
Figur 25: Illustrasjon av knutepunkt Deltabjelke – Deltabjelke, skjermbilde fra Solibri

Under- og overgurten er kontinuerlige, der undergurten endrer vinkel omtrent på midten. Dette kan sees i Figur 25. I dette snittet er det moment, skjær- og aksialkrefter. For at Deltabjelken skal være

kontinuerlig, stilles det krav til et momentstivt knutepunkt. Dette oppnås ved å utføre sveising eller lage en bolteforbindelse.

Da bolter i en slik forbindelse kan påvirke det estetiske, er sveising et godt alternativ. Det vil i overgangen mellom de to Deltabjelkene bli lagt inn en endeplate i hver bjelke som gjør at de kan sveises sammen. Gjennomføringen av sveising er tiltenkt full gjennomsveising, slik at sveisen er like sterk som grunnmaterialet. Ettersom grunnmaterialet er kontrollert i bruddgrense, vil det ikke være behov for ytterligere kontroller av knutepunktet.

### 3.7.2 Overgang Deltabjelke- limtre



Figur 26: Illustrasjon av knutepunkt Deltabjelke – limtre, skjermbilde fra Solibri

Den valgte løsningen for knutepunktene er innskivede stålplater i limtrestavene, med dybler som forbindere. Det undersøkes løsninger med én, to og tre innskivede plater. Innledningsvis dimensjoneres knutepunktene etter antakelsen at stegstavene er leddet til gurtene. Som kjent er disse knutepunktene kun utsatt for aksialkrefter. Samtidig må det kontrolleres om knutepunktene klarer å overføre kreftene fra modellen med momentstive knutepunkt. Her vil knutepunktene være utsatt for aksialkrefter, skjærkrefter og moment.

Plassering av stålplatene vil være påvirket av de fysiske begrensningene gitt av toppflensen på Deltabjelken, som er på 278 mm. Ettersom platene må sveises til Deltabjelken, kan ikke de ytterste platene ha større utspreidning enn dette. Beregningene tar ikke hensyn til hvordan kreftene skal overføres fra stålplatene til Deltabjelken. Dette er detaljer som leverandør av Deltabjelkene vanligvis utfører.

### 3.7.2.1 Kontroll av grunnmateriale, innslisset stålplate

Kapasiteten til stålplatene er avhengig av stål kvalitet og areal av plater. For å finne nødvendig tykkelse på innslissede stålplater, gjøres det noen antakelser. Stålkvaliteten antas å være S355, og platenes bredde 450mm. Dette fordi bredden på limtrestavene er 550mm, som gir 50mm avstand til kant på hver side.

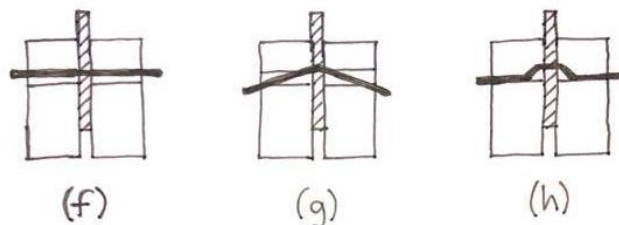
Der det oppstår aksialt trykk, vil ikke antall dybler og rader innvirke på trykkapasitet. I knutepunkt med aksialt strekk, vil hull for dybler trekkes fra under beregning av strekkkapasitet. Da det generelt er størst aksialt trykk, sees ikke dette videre på. Nødvendig tykkelse regnes etter Formel 15.

$$t_{n\ddot{o}dv.} := \frac{F_{maks} \cdot \gamma_{m0}}{f_y \cdot b_{plate}}$$

Formel 15 : Nødvendig tykkelse på innslisset stålplate

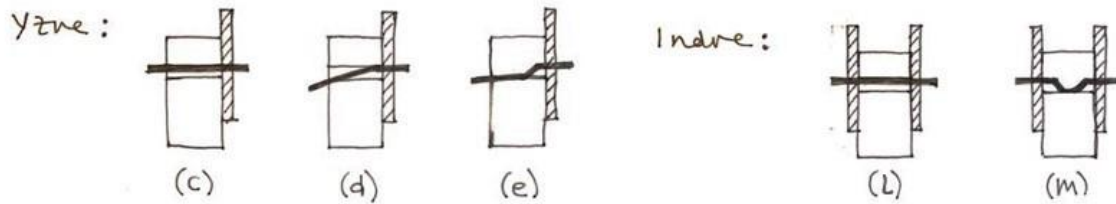
### 3.7.2.2 Dimensjonerende kapasitet av dybler

For å finne dyblenes kapasitet i knutepunkt med én innslisset plate benyttes formlene fra NS-EN 1995 direkte. Bruddfigur f, g eller h er gjeldende, da dette er en sentral komponent i en dobbeltsnittet forbindelse, se Figur 27. Den karakteristiske kapasiteten bestemmes etter den minste kapasiteten til de illustrerte bruddfigurene. Disse gir kapasitet per dybel per skjæringsnitt.

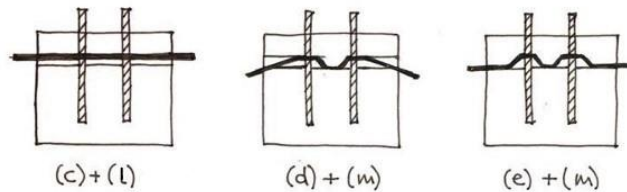


Figur 27: Aktuelle bruddformer

For knutepunkt med flere plater kombineres bruddfigurene i NS-EN 1995 som beskrevet i 2.5.3 *Bruddformer*. Dyblenes kapasitet gis etter den bruddkombinasjonen med lavest beregnet verdi. Det undersøkes tre mulige bruddkombinasjoner vist i Figur 28, da disse forventes å være konsistente i bruddformen. Bruddform (l) kombineres med (c) og bruddform (m), kombineres med (d) eller (e), vist i Figur 29. Kapasiteten til én dybel fremkommer av formelkombinasjonen som gir lavest kapasitet. Beregningene vises i Vedlegg 8 og Vedlegg 9.



Figur 28: Aktuelle bruddformer for tykk plate



Figur 29: Sammensatte bruddformer for to innlissede plater

### 3.7.2.3 Bestemmelse av avstander

Knutepunktsutformingene er avhengig av kravene til minsteavstander mellom dybler i og vinkelrett på fiberretning, i tillegg til avstand fra belastet og ubelastet kant og ende. Kravene bestemmes av tykkelsen på dyblene og vinkelen mellom kraft og fiberretning. Innbyrdes avstander og avstand til ende bestemmes etter NS-EN 1995. Avstanden til kantene er bestemt av den innlissede platen i stål og bestemmes derfor etter NS-EN 1993-1-8. Både kanter og ender kan potensielt være belastet. Felles avstandskrav for knutepunktene settes derfor lik Tabell 6.

Tabell 6: Minstekrav avstander (Standard Norge, 2010, p. 70)

| Avstand mellom dybler                  | Minste avstand         |
|--|------------------------|
| I fiberretning; $a_1$                  | $5d$                   |
| Vinkelrett på fiberretning; $a_2$      | $3d$                   |
| Til belastet ende; $a_{3,t}$           | <i>maks (7d, 80mm)</i> |
| Til belastet kant; $a_{4,t}$           | $1.5d_0$               |
| Til belastet ende stål; $a_{3,t,stål}$ | $3d_0$                 |

Fra kravene til avstand vinkelrett på fiberretning bestemmes det hvor mange dybelrader det er plass til i bredden etter Formel 16. Dette antallet begrenses også av platens størrelse.

$$n_{2max} := \frac{b_{plate} - 2 \cdot a_{4t}}{a_2} + 1$$

Formel 16 : Maksimalt antall forbindere på tvers av fiberretning

### 3.7.2.4 Utforming av leddet knutepunkt

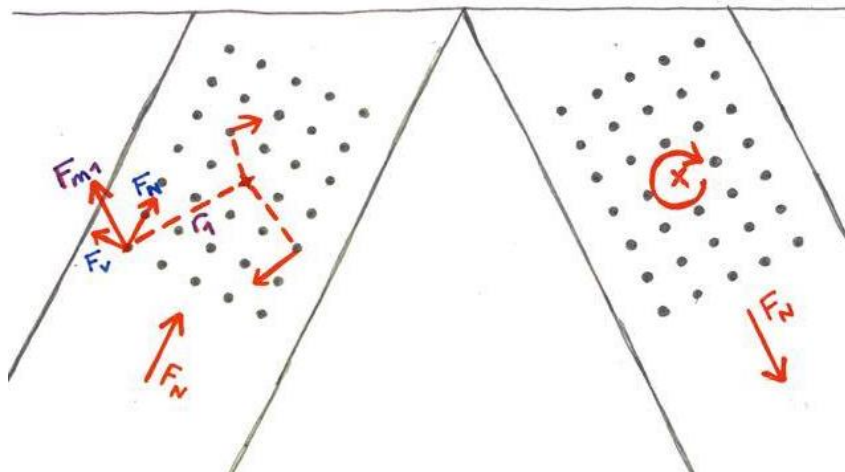
Knutepunktene undersøkes med forskjellige dybeldiametere. For å oppnå størst kapasitet fastsettes antall dybelrader på tvers av fiberretningen etter Formel 16. Videre bestemmes nødvendig antall dybler i hver rad slik at gruppen tåler belastningen fra største aksialkraft. Ettersom aksialkraften går i fiberretning reduseres antall effektive dybler etter Formel 17.

$$n_{ef} := n_1^{0.9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}}$$

Formel 17 : Effektivt antall forbindere i fiberretning

### 3.7.2.5 Utforming av momentstive knutepunkt

Forskjellige dybeldiametere kontrolleres også etter betraktningen der knutepunktet er momentstivt. Fra Robot-modellen kommer det frem at stavene har lavere aksiallast ved momentstive knutepunkt, men det opptrer derimot skjærkrefter og moment i knutepunktene som dyblene dimensjoneres for.



Figur 30: Kraftfordeling i boltegruppe

Beregningsmessig er momentet i dybelgruppen et produkt av kraft og arm. Kraften fra momentet fordeles proporsjonalt med avstanden til boltegruppens tyngdepunkt etter Formel 18, og er illustrert i Figur 30.

$$F_{mi} := \frac{M}{\sum \cdot (r_i)^2} \cdot r_i$$

Formel 18 : Kraft i bolt fra moment



Den mest påkjente dybelen er den som er lengst unna senter i dybelgruppen. Denne påkjennes i tillegg av aksiallast i fiberretning og skjærkraft vinkelrett på fiberretning. Skjær- og aksialkrefter fordeles likt over dyblene. Kraftene som opptrer på grunn av momentet dekomponeres for å finne total belastning av dybelen i og vinkelrett på fiberretning. For kapasitet i fiberretning tas det hensyn til effektivt antall bolter som beregnes etter Formel 17. Ettersom den totale kraften danner vinkel med fiberretningen interpoleres effektivt antall bolter mellom  $n_{ef}$  og  $n_1$  (Standard Norge, 2010, p. 69) Beregningene vises i Vedlegg 10 og Vedlegg 11.

### 3.7.2.6 Blokkutrivning

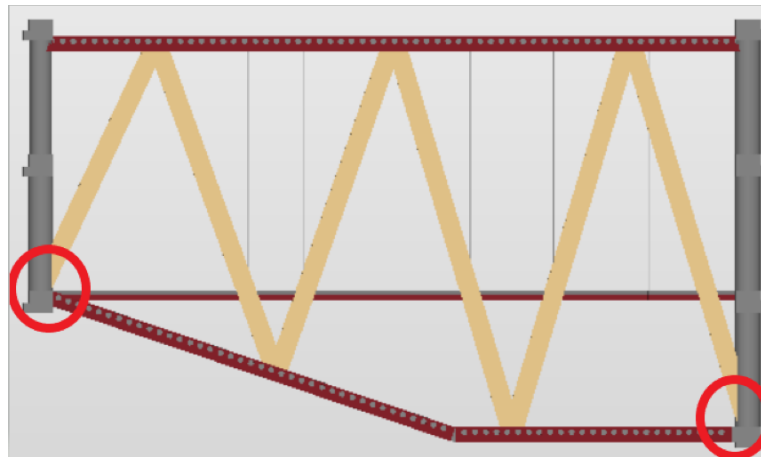
Kontroll av blokkutrivning etter NS-EN 1995 informativt tillegg A gjelder kun for énsnittede forbindere med én stålplate og ett trestykke, der det legges frem to bruddformer. Standarden har ikke kontroller for flersnittede forbindelser, eller forbindelser med innslissede plater. Metoden for å regne ut kapasiteten til knutepunkt med strekk i innslissede stålplater og dybler, er en kombinasjon av NS-EN 1995 og Statens vegvesens rapport fra 2016. Rapporten omhandler knutepunkter i fagverksbroer. Blokkutrivning kontrolleres for én, to og tre innslissede stålplater, med bruk av forbindere på 10mm og 30mm.

I henhold til Statens vegvesens rapport, blir netto areal vinkelrett på fiberretningen og netto skjærareal i fiberretning funnet. Netto skjærareal i fiberretning er avhengig av den effektive dybden til forbindelsesmidlet, som igjen er avhengig av hvilken bruddfigur som er dimensjonerende for dyblene. Arealene kombineres med henholdsvis strekkkapasitet og skjærkapasitet til limtre. Det maksimale av de to formlene gir den karakteristiske kapasiteten for blokkutrivning, vist i Formel 19.

$$F_{bs,Rk} := \max(1.5 \cdot A_{net,t} \cdot f_{t,0,k}, 0.7 \cdot A_{net,v} \cdot f_{v,k})$$

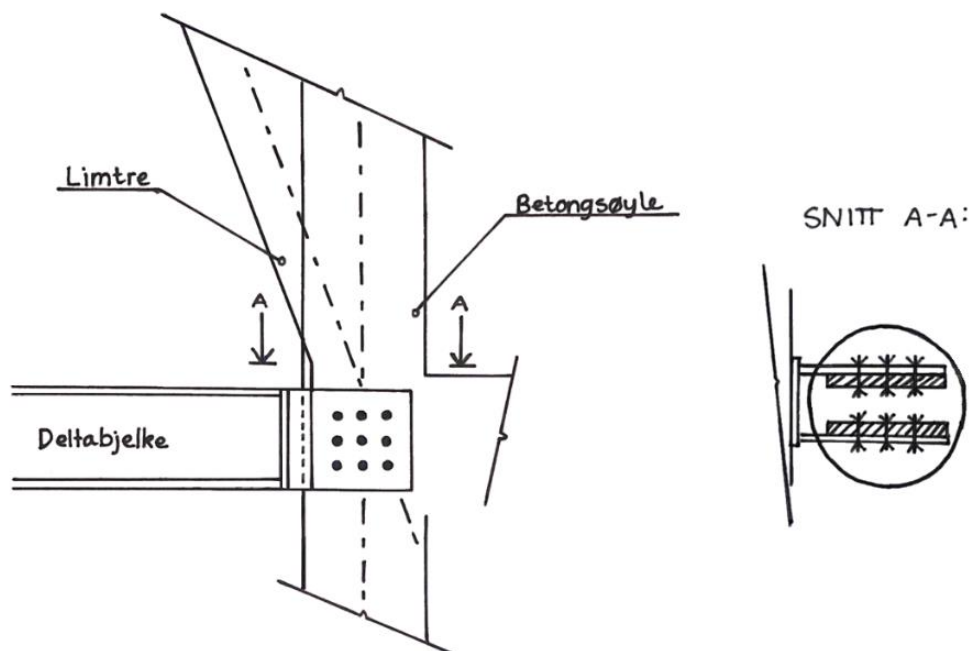
*Formel 19: Karakteristisk blokkutrivningskapasitet*

### 3.7.3 Overgang Deltabelke – betongsøyle



Figur 31: Illustrasjon av knutepunkt Deltabelke – betong, skjermbilde fra Solibri

For å sammenkoble Deltabelken til hovedbæresystemet i det resterende bygget, er det tatt utgangspunkt i løsning foreslått i forprosjektet. Løsningen er en endeplate på Deltabelken med to påsveiste plater, som boltes sammen med stålplater i betongsøylen, se Figur 31. Muligheten for å bruke kun én påsveist plate kontrolleres også. I henhold til 1.4 Avgrensinger blir ikke høyde og bredde av plater i betongsøylen dimensjonert.



Figur 32: Skisse overgang Deltabelke – betong, knutepunkt 4

Boltegruppen blir kontrollert for krefter som opptrer ved opplegg, altså senter av betongsøylen. Disse kreftene hentes fra momentstiv modell i Robot. Skjær- og aksialkreftene fordeles likt på antall bolter. Krefter fra moment fordeles proporsjonalt med avstand til tyngdepunktet av boltegruppen etter Formel 18. Boltene kapasitet beregnes for avskjæring og hullkanttrykk etter NS-EN 1993-1-8. Grunnmaterialet i boltegruppen kontrolleres til sikker side med et redusert areal av tverrsnittet, der diameteren av boltehullene trekkes fra høyden. Se utregning av boltegruppens kapasitet i Vedlegg 12.

Utnyttelse av tverrsnitt ved to påsveiste plater blir kontrollert for påførte krefter i overgang mellom Deltabjelkens endeplate og bolteplatene. Kraftene hentes fra leddet modell i Robot. Sveisene som sammenfører platene utføres jevnsterke med profilet, og kontrolleres derfor ikke videre. For både platene og boltene er det kombinasjon 6.10a som gir dimensjonerende krefter.

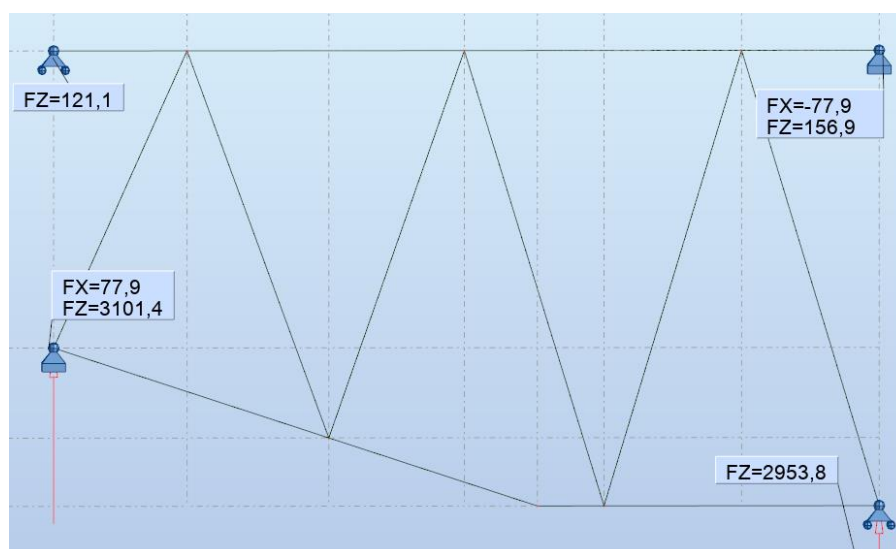
Kontroll av knutepunkt med én påsveist plate følger samme fremgangsmåte som ved to plater. Vedlegg 13 viser utregninger av boltekapasitet og tverrsnittskapasitet ved utførelse med én plate.

## 4 Analyse

### 4.1 Globale reaksjoner

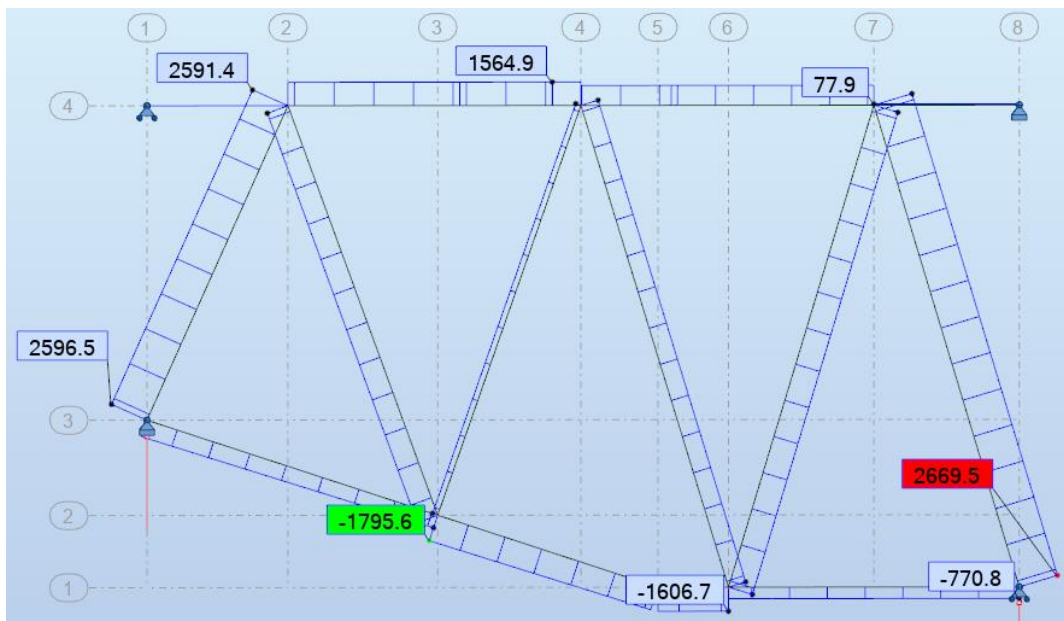
#### 4.1.1 Håndberegninger

For verifisering av modeller tegnet i Robot er det foretatt enkle håndberegninger av opplagerreaksjoner og aksialkrefter, med lastkombinasjon 6.10a. Opplagerreaksjoner er i Robot omtrent 3100kN, vist i Figur 33. Dette bekreftes av håndberegninger som gir opplagere på rundt 3100kN, vist i Vedlegg 4.



Figur 33: Opplagerreaksjoner fra leddet modell, skjerm bilde fra Robot

Dimensjonerende verdier for aksialkrefter fremkommer i leddet modell, vist i Figur 34. Her er største strekkraft ca. 1800kN i undergurten. Håndberegning viser at aksialkrefter i gurtene er omtrent 1700kN. Dette er rundt 6% mindre enn aksialkrefter fra Robot. Figuren viser også at største trykkraft i limtrestavene er 2670kN. I håndberegningene får denne kraften en verdi på tilnærmet 2900kN, som er omtrent 8% større enn modellen, vist i Vedlegg 4. Dermed er modellene bekreftet av enkle håndberegninger.



Figur 34: Aksialkrefter fra leddet modell, skjermbilde fra Robot

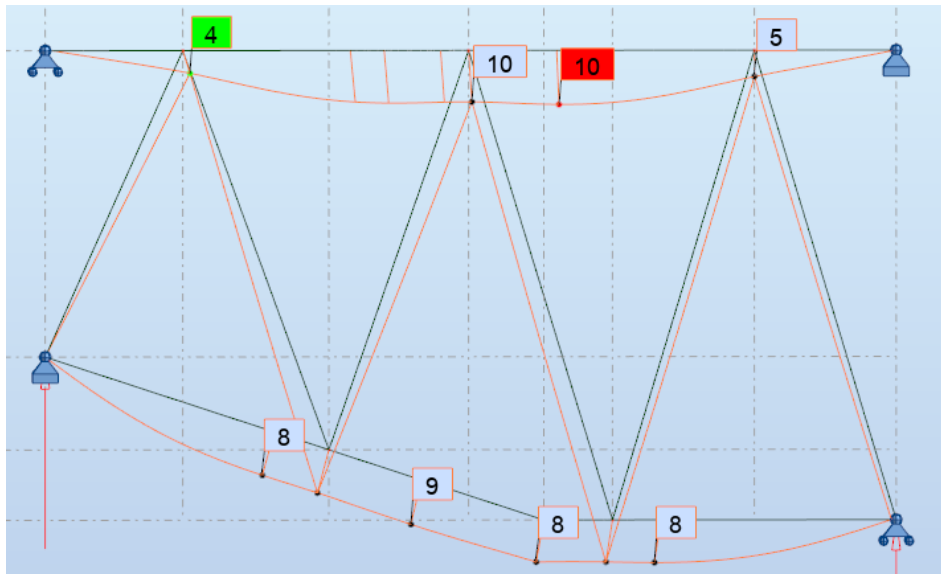
#### 4.1.2 Nedbøyning

Nedbøyningene fra beregninger i Robot viser de momentane nedbøyningene som kommer idet lastene påføres fagverkene. Momentan nedbøyning kan i noen tilfeller være interessant for byggeplassforhold, men det er likevel nedbøyningen etter lang tid som er relevant å se på og kontrollere mot gjeldende krav.

Når det kommer til å vurdere hvorvidt nedbøyningene som fremkommer er akseptable eller ikke, må det sees på fra to ståsteder. Det første er globalt sett, der en ser på nedbøyningen til hele fagverket. Det andre er lokalt sett, der over- eller undergurtenes relative deformasjoner mellom knutepunktene vurderes. Om begge to viser seg å ikke påvirke bruken av konstruksjonen, kan det antas at deformasjonene er akseptable.

#### 4.1.2.1 Momentan nedbøyning

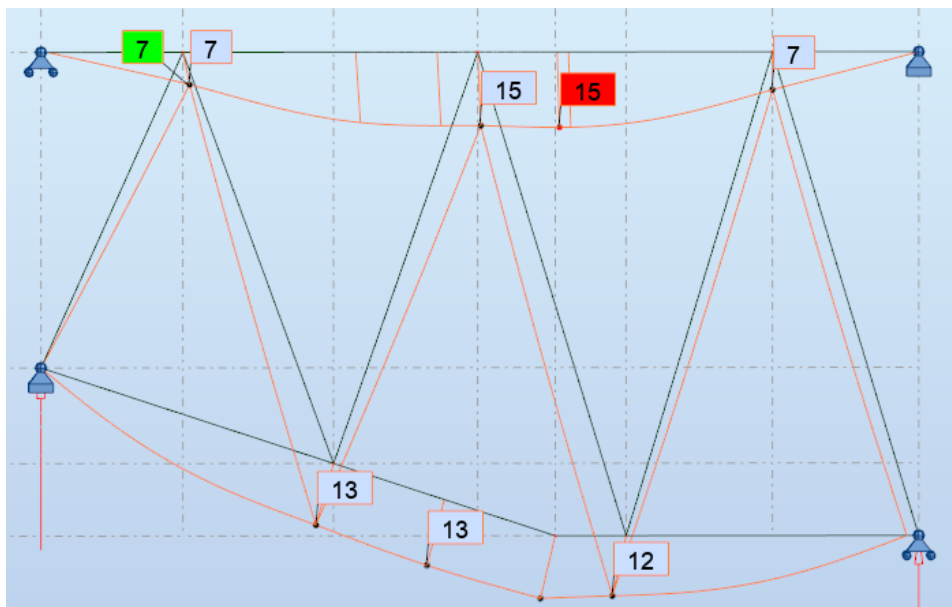
Momentan nedbøyning viser seg å være 10mm i overkant, og 9mm i underkant av fagverket. Figur 35 viser hele deformasjonen, og er beregnet etter «hyppig forekommende» i leddet modell.



Figur 35: Momentan nedbøyning fra leddet modell, skjermbilde fra Robot

#### 4.1.2.2 Langtidsnedbøyning

Limtre har den egenskapen at belastning over lang tid vil gi langtidsdeformasjoner. Selv om bare stegstavene i fagverket består av limtre, viser Figur 36 at langtidsnedbøyningen er 15mm i overkant og 13mm i underkant. Dette er en økning på 5mm fra den nedbøyningen som kommer momentant.



Figur 36: Langtidsnedbøyning fra leddet modell, skjermbilde fra Robot

Et krav som etter tabell 7.2 i NS-EN 1995 ansees som et godt bruksgrensekrav med tanke på langtidsnedbøyning, er  $\frac{L}{250}$ . Med fagverkets lengde på 19800 mm, medfører dette at standarden vil tillate en nedbøyning på 79 mm. Den største nedbøyningen fagverket får er 15 mm, og er mindre enn en femtedel av kravet. Av den grunn vurderes det at fagverket oppfyller krav for nedbøyning på kort og lang sikt.

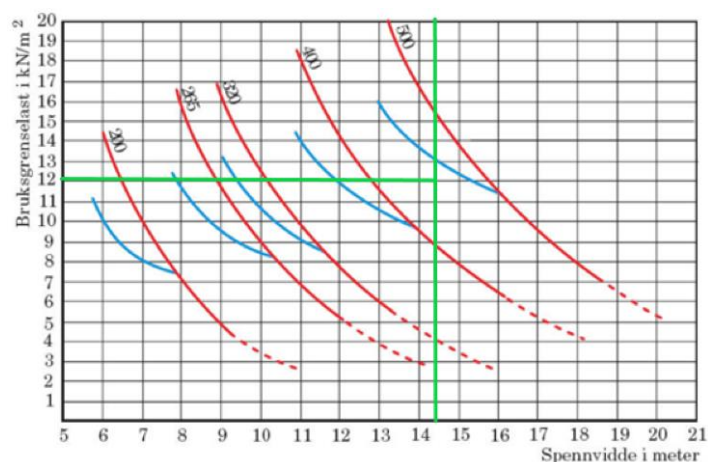
For den lokale kontrollen av Deltabelken, er lengden 6650mm mellom senter av stegstavene. Dette medfører at standarden aksepterer en nedbøyning på omtrent 26 mm. Som vist i Figur 36, er den største deformasjonen gurtene er utsatt for 15 mm. Nærmere kontroller av lokale deformasjoner er derfor ikke nødvendig.

Hvorvidt disse nedbøyningene begrenser bruken av konstruksjonen, er noe som må spesifiseres av prosjektet eller byggherren selv. Kravene i standarden legger opp til at hvert enkelt prosjekt fastslår egne krav. Glassfasaden i fylkestingssalen vil trolig ha strenge krav når det kommer til nedbøyning. Et slikt krav må derfor spesifiseres av fasadeleverandøren i prosjektet.

## 4.2 Dimensjonerte tverrsnitt

### 4.2.1 Hulldekke

Nødvendig hulldekketverrsnitt er beregnet ved å summere alle laster dekkene utsettes for. Ved å bruke Betongelementhåndbokens metode, reduseres alle egenlaster med 25%. Resultatet blir at hulldekkene utsettes for 12.0kN/m<sup>2</sup>. Figur 37 viser at kapasiteten til HD420 overskrides ved denne belastningen, og et større hulldekke må velges. Velger derfor HD500, slik at belastningen ikke krysser hverken den røde eller blå linjen. HD500 vil derfor holde i bruddgrense, og det vil ikke være problemer med skjærspenninger. Beregninger er vist i Vedlegg 14

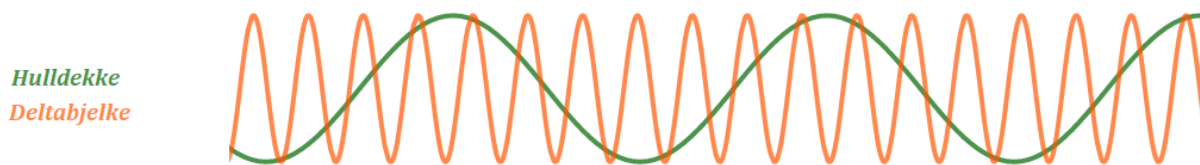


Figur 37: Hulldekketverrsnitt bestemt av spennvidde og belastning

Av hensyn til brann velges det likevel et tverrsnitt med 20mm ekstra betong i underkant, i henhold til 3.6 Dimensjonering i ulykkestilstand – brann. Valgt tverrsnitt er dermed HD520, som har samme kapasitet som HD500.

#### 4.2.1.1 Rystelser på hulldekke

Fra beregninger kommer det frem at hulldekket og Deltabjelken har en resonansfrekvens på henholdsvis 5.5Hz og 37.5Hz, se Vedlegg 15. Altså har Deltabjelken en resonansfrekvens på langt over det dobbelte av hulldekkets resonansfrekvens, illustrert i Figur 38. Det er dermed ikke nødvendig å utføre nærmere beregninger der de to konstruksjonsdelene betraktes som et samlet system.



Figur 38: Illustrasjon av opptredende frekvenser, skjermbilde fra GeoGebra

Det er verdt å merke seg at utregningen av Deltabjelkens resonansfrekvens kun kan ansees som et overslag. Dette fordi utregningene er gjort uten hensyn til at Deltabjelken innvendig fylles med betong. Betongen vil gi bjelken en høyere egenvekt, som i realiteten vil medføre en lavere resonansfrekvens. Samtidig vil stivheten av systemet øke, som medfører en høyere frekvens. Likevel er det akseptabelt å godta dette overslaget da Deltabjelkens resonansfrekvens kun beregnes som en kontroll av hulldekkets frekvens. I tillegg til dette er marginen mellom frekvensene stor nok til at nøyaktige beregninger ikke er nødvendig.

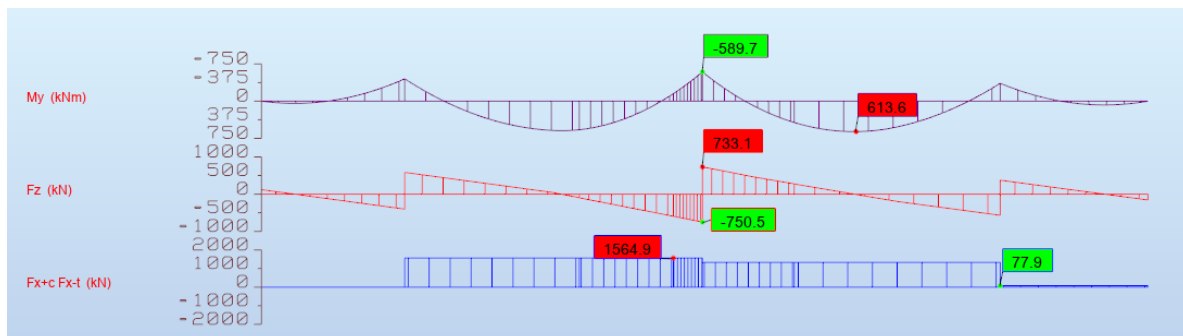
Hulldekkets resonansfrekvens på 5.5Hz er over anbefalte minsteverdier for dekket på takterrassen, som tidligere nevnt er på 3Hz. Altså overholder hulldekket alene anbefalinger for resonansfrekvenser på takterrassen. Derimot er dekket under anbefalt verdi for fylkestingssalen, som er på 7.5Hz. Salen kan dermed ha et problem med ubehagelige svingninger under viss bruk.

Resonansfrekvensen for hulldekket er kun beregnet med hensyn på konstruksjonsdelens egen masse, spennvidde, stivhet og innspenningsforhold. Dette fordi det i tabeller kun presenteres anbefalinger til dekkets egenfrekvens. Altså tar ikke beregningene hensyn til andre opptredende faktorer som kan forsterke eller redusere den totale effekten av svingninger på dekket. Blant annet vil ekstra masse fra påstøp på hulldekket og plantekassene på takterrassen redusere dekkets resonansfrekvens. Andre faktorer som påvirker svingningene på dekke, er nyttelasten. Deler av nyttelasten kan ha frekvenser som korrelerer med dekkets resonansfrekvens, som kan medføre forsterkninger av svingningene.

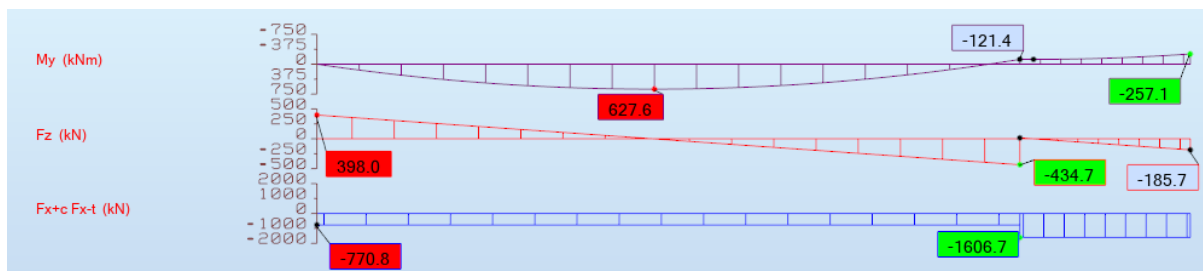
Selv om resonansfrekvensen ikke overholder tabellverdier er dette kun anbefalinger, og dermed er ikke overskridelse utslagsgivende for dimensjonering. Svingningene vil ikke føre til skader på konstruksjonen, men det kan føre til ubehag for brukeren.

#### 4.2.2 Deltabjelke

Dimensjonerende krefter for Deltabjelken beregnes etter kombinasjon 6.10a i Robot i leddet modell. Maksimale verdier vist i Figur 39 og Figur 40 er 733.1kN for skjærkraft, 1564.9kN for aksialt trykk og 627.6kNm som største moment. Deltabjelken dimensjoneres til sikker side for kombinasjonen av maksimale krefter som opptrer i over- og undergurt.



Figur 39: Dimensjonerende krefter i overgurt, skjermbilde fra Robot



Figur 40: Dimensjonerende krefter i undergurt, skjermbilde fra Robot

Under kontroll av skjærkrefter, viser det seg at utnyttelsen er 65 %. Dette medfører at en reduksjon av tillatt flytespenning er nødvendig. Kontroll av knekking og moment kombinert etter Formel 7 og Formel 8 gir dermed en utnyttelse på henholdsvis 84% og 70%. D40-500 holder i bruddgrense for påførte laster. Beregninger kan leses i Vedlegg 16.

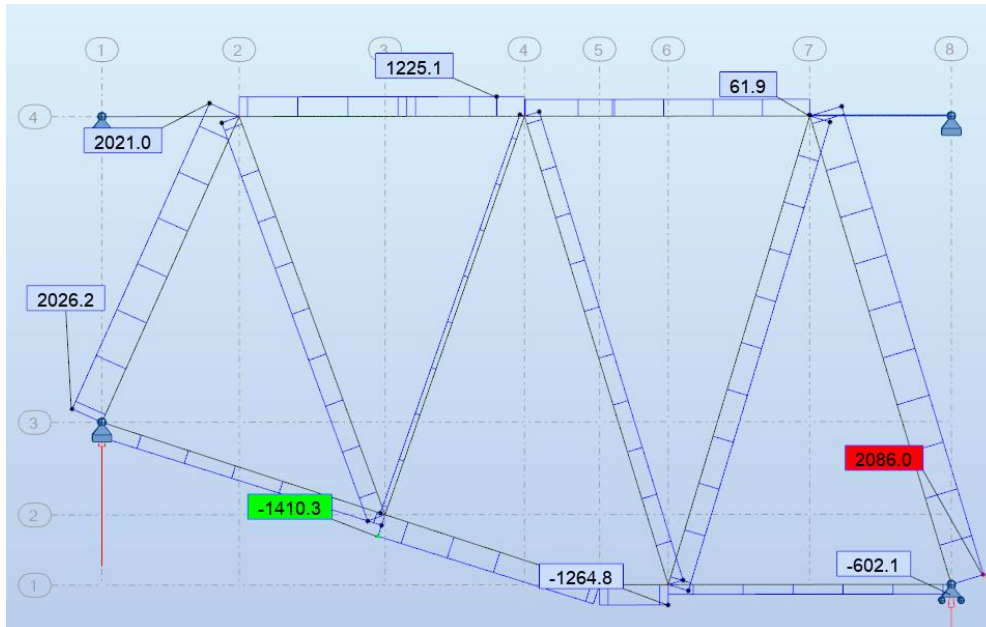
I virkeligheten vil Deltabjelkens utnyttelse være noe mindre, da den fylles med betong og armering. Det vil danne seg et samvirke mellom Deltabjelke og betong, som øker stivheten til hele konstruksjonen og styrken til Deltabjelken. Dette bidraget til økt stivhet og styrke er til sikker side sett bort fra i utregningene.



## 4.2.3 Limtre

### 4.2.3.1 Bruddgrensekontroller

Limtrestavene dimensjoneres etter bare egenlaster med  $k_{mod}$  lik 0.6, da dette gir størst utnyttelse av tverrsnittene. Det fremkommer i bruddgrensekontrollen at leddet modell er dimensjonerende.



Figur 41: Dimensjonerende aksialkrefter for limtre, skjermbilde fra Robot

Største aksiallast er 2086kN, vist i Figur 41. Utnyttelsen er størst i kontroll av knekking, der tverrsnittet er 98% utnyttet med et tverrsnitt på 500x500mm<sup>2</sup>. Beregningene vises i Vedlegg 5.

$$u_{knekk} := \frac{\sigma_{md}}{f_{md}} + \frac{\sigma_{c0d}}{f_{c0dg} \cdot k_{cy}} = 0.976$$

Formel 20: Utnyttelse knekking i bruddgrense

### 4.2.3.2 Kontroll i branntilstand

Kontroll av brannkrav R90 viser at tverrsnittsbredden dimensjonert i bruddgrense likevel ikke holder. Etter 90 minutter er effektivt fratrekk fra alle sider lik 70mm. Det resterende tverrsnittet holder ikke for kontroll av stabilitet. Tverrsnittet økes derfor til 550x550mm<sup>2</sup> som gir bedre kapasitet, vist i Formel 21. Beregningene vises i Vedlegg 7.

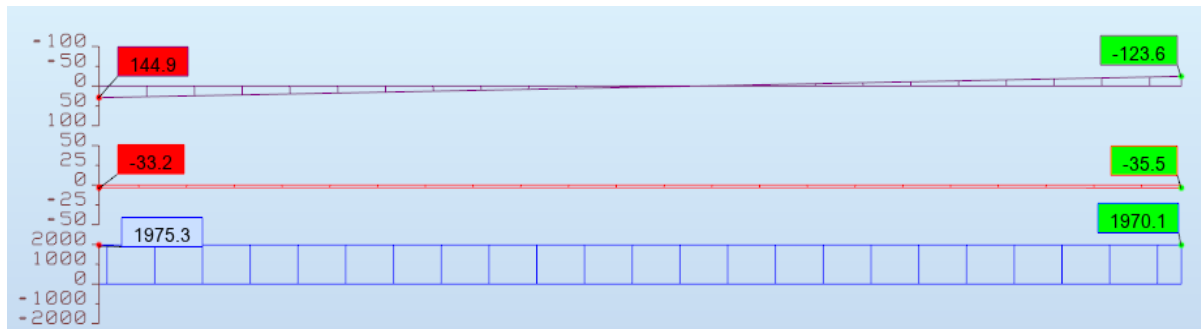
$$u_{knekk.90} := \frac{\sigma_{my.brann.90}}{f_{md.brann}} + \frac{\sigma_{c0d.brann.90}}{f_{c0d.brann} \cdot k_{cy.90}} = 0.83$$

Formel 21: Utnyttelse knekking i branntilstand

## 4.3 Dimensjonerte knutepunkt

### 4.3.1 Overgang Deltabjelke – limtre

Overgangen mellom Deltabjelke og limtre er dimensjonert i bruddgrense for bare egenlaster, med  $k_{mod}$  lik 0.6. Dimensjonerende tverrsnittskrefter er gitt i Figur 42, da momentstiv modell er utslagsgivende for knutepunktene.



Figur 42: Venstre stav, momentstiv modell, skjermbilde fra Robot

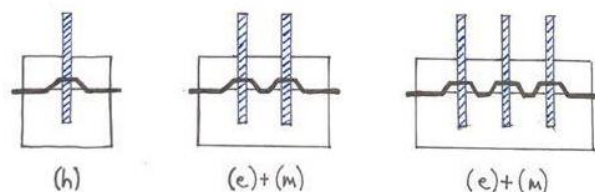
#### 4.3.1.1 Innslissede stålplater

Enkle spenningsberegninger viser at de innslissede platene må ha et areal på omtrent  $7700\text{mm}^2$ .

Platebredden som er begrenset av limtrebredden, får en bredde på 450mm. Dette gir sammenlagt nødvendig tykkelse av platene på 15mm. Ved beregning av én plate benyttes en tykkelse på 20mm dersom dybelen er tynnere enn dette. Dersom dybelens diameter er større enn 20mm benyttes en platetykkelse som er like stor. Ved bruk av to og tre plater settes platens tykkelse lik dybelens diameter.

#### 4.3.1.2 Kapasitet av dybler

Beregningene i Vedlegg 8 og Vedlegg 9 viser at samme type bruddform er dimensjonerende for både én og to innslissede plater. Dette er kombinasjoner av bruddform e og m som illustrert i Figur 43. Det samme gjelder for tre plater så lenge dyblene har diameter mindre eller lik 20mm. Når diameteren er større enn 20mm blir forbinderen så sterk at treverkets kapasitet er dimensjonerende. Dermed er det kombinasjonen av bruddform c og l som er dimensjonerende for tre plater med dybeldiameter større enn 20mm.

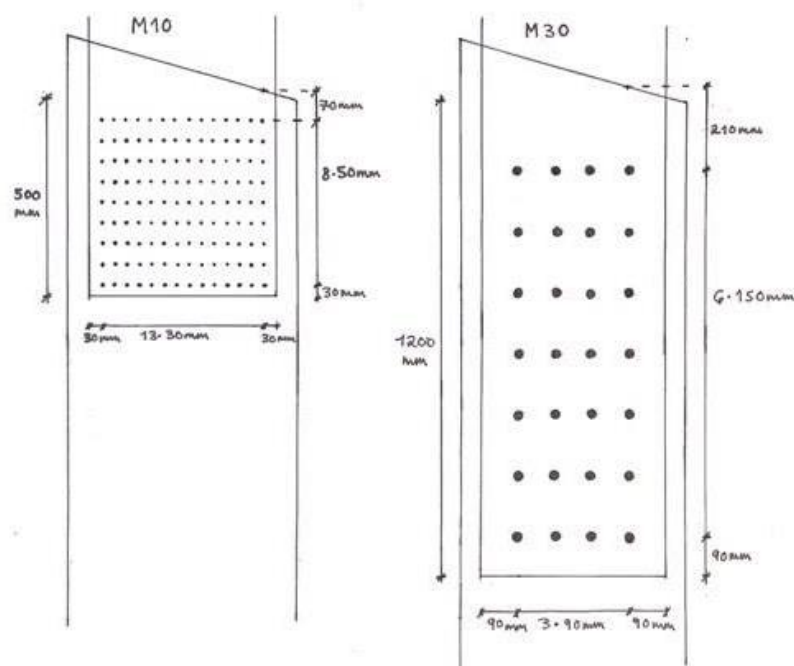


Figur 43: Dimensjonerende bruddform for én, to og tre innslissede plater

For at formlene for bruddfigurene skal gjelde, må platene være lik eller tykkere enn dyblenes diameter. Dette medfører at den sammenlagte platetykkelsen ved bruk av to og tre plater er større enn kravet som fremkommer etter 3.7.2.1 *Kontroll av grunnmateriale, innsliiset stålplate*. Ettersom dimensjonerende bruddform er den samme uavhengig av antall plater, viser beregningene at kapasiteten per dybel øker proporsjonalt med økende antall skjærnitt. Med tanke på dyblenes avskjæringskapasitet velges derfor tre plater som beste løsning.

#### 4.3.1.3 Utforming

Beregningene i Vedlegg 17 viser at kapasiteten på tvers av fiberretning øker med en økende dybeldiameter. Samtidig krever større dybler lengre innbyrdes avstander i fiberretning, slik at nødvendig lengde på stålplatene øker. Dette medfører at den totale stålmengden som skal inn i limtrestverrsnittet øker. I utformingen av momentstive knutepunkt kommer dette enda tydeligere frem. Når avstanden mellom dyblene økes blir variasjonen i den elastiske fordelingen av momentet større, og hjørnedyblene må tåle større krefter. Den momentstive modellen er dimensjonerende for alle dybeldiameterer.



Figur 44: Knutepunktsutforming med tre stålplater

Figur 44 illustrerer forskjellen i utforming av knutepunkt med tre plater. Begge utformingene tåler belastningen fra største innspenningskrefter i momentstiv modell. Dersom det benyttes færre plater vil utformingene fortsatt se like ut, men antall dybler i hver rad i fiberretning må økes betraktelig. De ulike utformingene oppsummeres i Tabell 7.

Tabell 7: Verdier av utforming med dybler

| Dyblediameter | $n_2$ | $a_2$<br>[mm] | $a_1$<br>[mm] | Antall<br>plater | t<br>[mm] | $n_1$ | Platelengde<br>[m] | Volum av stål i forbindelse<br>[mm <sup>3</sup> ] |
|---------------|-------|---------------|---------------|------------------|-----------|-------|--------------------|---|
| <b>M10</b>    | 14    | 30            | 50            | 3                | 10        | 9     | 0,50               | $1,2 * 10^7$                                      |
|               |       |               |               | 2                | 10        | 14    | 0,75               | $1,86 * 10^7$                                     |
|               |       |               |               | 1                | 20        | 27    | 1,40               | $3,53 * 10^7$                                     |
| <b>M30</b>    | 4     | 90            | 150           | 3                | 30        | 7     | 1,21               | $5,99 * 10^7$                                     |
|               |       |               |               | 2                | 30        | 7     | 1,21               | $4,3 * 10^7$                                      |
|               |       |               |               | 1                | 30        | 14    | 2,26               | $1,13 * 10^8$                                     |

#### 4.3.1.4 Blokkutrivning

Utformingene i Tabell 7 kontrolleres for blokkutrivning etter største strekkraft fra leddet modell på 1311.5kN. Kontrollen er avhengig av bruddformene til de ulike dyblediameterene, vist i Vedlegg 8 og Vedlegg 9. Dimensjonerende bruddform er e/m for alle løsningene bortsett fra M30 dybler med tre plater. Utnyttelsene av de ulike løsningene presenteres i Tabell 8.

Tabell 8 : Utnyttelse for blokkutrivning

| Dyblediameter | En plate | To plater | Tre plater |
|---------------|----------|-----------|------------|
| <b>M10</b>    | 286.7%   | 83.0%     | 87.2%      |
| <b>M30</b>    | 143.3%   | 75.2%     | 67.0%      |

Dersom én plate med M10 eller M30 dybler velges, viser Tabell 8 at utnyttelsen blir på henholdsvis 286.7% og 143.3%. Forbindelsen får pluggskjærbrudd med en slik løsning. Uansett om to eller tre plater velges vil ikke blokkutrivning påvirke kapasiteten til forbindelsen. Utrekninger for M10 dybler og M30 dybler kan leses i henholdsvis Vedlegg 18 og vedlegg 19.

Tabellen viser at blokkutrivning er dimensjonerende for knutepunktsutformingene dersom én plate benyttes. For at blokkutrivningsutnyttelsen skal være under 100%, må antall dybler i fiberretning økes. For M10 dybler må antallet være 81, og for M30 dybler må det være 21 stk.

#### 4.3.2 Overgang Deltabjelke – betong

Boltegruppen har høyest belastning fra tverrsnittskrefter i knutepunkt 1. Figur 45 viser krefter som opptrer 300mm fra senter av betongsøylen, der Deltabjelken sveises fast. Figur 46 viser krefter som oppstår i senter av betongsøylen. Den hardeste belastede bolten i knutepunktet er en av hjørneboltene i kontroll med både én og to plater. Boltegruppen kontrolleres for krefter som opptrer i senter av betongsøylen, dermed er det hensiktsmessig at tyngdepunktet til boltegruppen også plasseres her. Ved denne utførelsen unngås eksentrisiteter fra tverrsnittskrefter. Deltabjelken festes utenfor søylelivet, og dette er 300mm fra senter søyle.

| Bar / Point (m)      | FX (kN)     | FZ (kN) | MY (kNm) |
|----------------------|-------------|---------|----------|
| <b>Current value</b> | -1151,3     | -353,0  | 110,2    |
| <b>for bar:</b>      | 3           |         |          |
| <b>in point:</b>     | x=11,91 (m) |         |          |

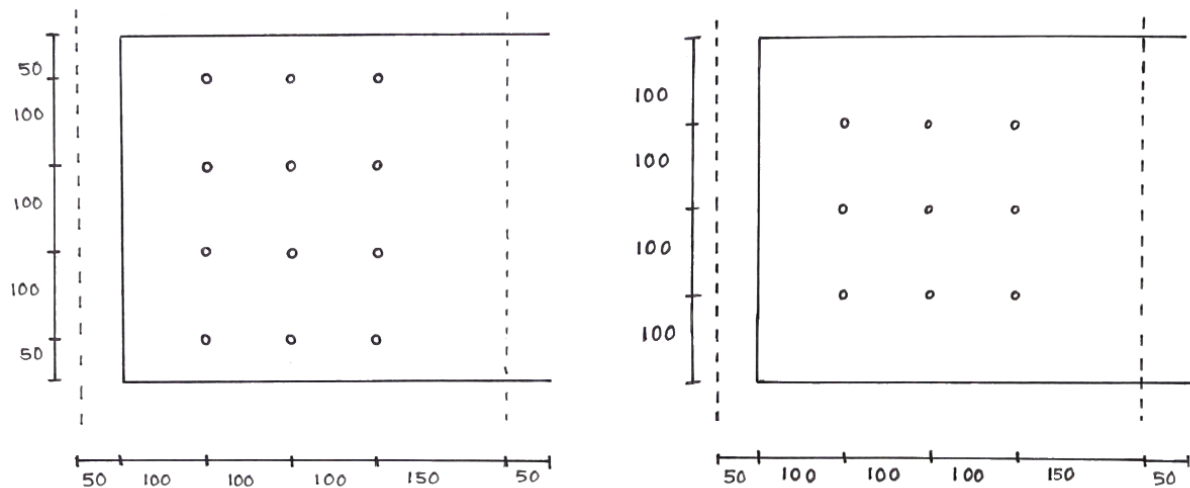
Figur 45: Krefter 300mm fra senter søyle, leddet modell

| Bar / Point (m)      | FX (kN)     | FZ (kN) | MY (kNm) |
|----------------------|-------------|---------|----------|
| <b>Current value</b> | -1185,4     | -421,2  | -186,6   |
| <b>for bar:</b>      | 3           |         |          |
| <b>in point:</b>     | x=12,21 (m) |         |          |

Figur 46: Krefter i senter søyle, momentstiv modell

Løsning med to påsveiste plater er kontrollert med 3x3 bolterader, illustrert i Figur 47. Boltegruppen er utført med en kantavstand på 100mm, og en intern avstand på 100mm. Ved denne utførelsen havner tyngdepunktet i boltegruppen i den midtre bolten, og samsvarer med senterlinje betongsøyle. Fra kontroll av avskjæring og hullkantrykk kommer det frem at det er behov for 9 M27-bolter av kvalitet 8.8, se Vedlegg 20.

I løsning med én påsveist plate trengs det flere bolter for å øke kapasiteten av knutepunktet. Det er flere ulike måter å plassere boltene på, men om tyngdepunktet til boltegruppen og senterlinjen av betongsøylen skal sammenfalle reduseres antall mulige utforminger. Valgt løsning er 3x4 bolterader, vist i Figur 47. På figuren er betongsøyle illustrert med stiplet linje. Fra beregninger kommer det frem at det i denne løsningen er behov for 12 M33-bolter av kvalitet 8.8, se Vedlegg 13.



Figur 47: Illustrasjon ulike løsninger med henholdsvis 12 og 9 bolter

Bredde og høyde av de påsveiste platene er like i begge løsningene. Dimensjonene har tatt utgangspunkt i forprosjektet, og er vurdert som fornuftige dimensjoner å bruke videre. Høyden er satt lik Deltabjelkens høyde, altså 400mm. Platene er tiltenkt innstøpt i betongsøylen med en avstand til søylekanten på 50mm, som vist i Figur 47. Ved å sette lengden av de påsveiste platene til 500mm gir dette en avstand på 50mm mellom Deltabjelkens endeplate og betongsøylen. Dette er for å ta hensyn til sveiseutførelse. I løsning med to plater er tykkelsen av platene satt til 20mm, mens tykkelsen er 35mm for løsning med én stålplate. Se henholdsvis Vedlegg 12 og Vedlegg 13 for beregning av plateutnyttelse.

## 5 Drøfting

### 5.1 Momentstive og leddede knutepunkt

Gjennom beregningene er det valgt å se på fagverkene som både leddet og momentstive. Som vist i resultatene gir den momentstive modellen lavere aksiallast, men momenter og skjærkrefter i endene av limtrestavene.

I dimensjonering av limtrettverrsnittene er den leddede modellen dimensjonerende, da denne gir størst aksiallast. Modellen med momentstive knutepunkt gir lavere aksiallast, og momentet i endene er ubetydelige da tverrsnittet har god kapasitet for bøyning alene. Endemomentene har ikke betydning for kontroll av instabilitet.

Kreftene i stavendene får likevel innvirkning når knutepunktene skal dimensjoneres. Beregningene viser at verste påkjenning for dyblene forekommer når knutepunktene regnes som momentstive. Denne betraktningen er kanskje noe konservativ. Det må likevel diskuteres hvorvidt knutepunktene kan regnes som leddet når kreftene er store og dyblene følgelig blir mange. I den valgte løsningen ligger de fleste forbinderne utenfor stavens nøytralakse, noe som medfører et stivere knutepunkt. Det er derfor valgt å dimensjonere knutepunktene som momentstive. Dette er gjort med en elastisk kraftfordeling, der de ytterste forbinderne tar størsteparten av momentet i tillegg til kraft fra skjær- og aksialkrefter.

I realiteten er knutepunktene et sted mellom momentstiv og leddet. En mulig metode, som vil kreve færre forbindere, er å regne kraftfordelingen plastisk. Metoden regner fortsatt knutepunktet som momentstivt, men tar utgangspunkt i at de ytterste dyblene tar momentet alene. Videre fordeles kreftene fra skjær og aksiallast på de resterende dyblene. Om det kan forsvares å benytte en slik beregningsmetode må vurderes etter knutepunktets bruddform. NS-EN 1995 åpner opp for bruk av plastisk-elastiske metoder dersom det kan påvises at forbindelsen har «tilstrekkelig duktilitet» (Standard Norge, 2010, p. 31). Som vist i 4.3.1.2 *Kapasitet av dybler* er den utslagsgivende bruddformen bestemt fra dybelens flytemoment, som er avhengig av dybelens bruddfasthet. I tillegg er dybelgruppen utformet med minsteavstander mellom dyblene, noe som kan øke sannsynligheten for sprø brudd (Statens Vegvesen, 2016, p. 8). Dette argumenterer for at tilstrekkelig duktilitet i knutepunktet ikke kan påvises, og plastisk lastfordeling kan dermed ikke benyttes.

## 5.2 Nødvendige endringer fra forprosjektet

Gjennom arbeidet har det dukket opp ulike vurderinger og resultater som har avviket fra forprosjektet. Beregninger kommer frem til større laster enn forprosjektet, noe som påvirker dimensjonerende lastbilde i alle grensetilstander.

Dimensjonerende lasttilstand i bruddgrense er for limtrestavene bestemt ved å skille lastene fra hverandre ut fra lastvarighet med tilhørende  $k_{mod}$ . Det viser seg at bare egenlastene og  $k_{mod}$  lik 0.6 er dimensjonerende. I forprosjektet dimensjoneres nødvendig tverrsnitt i OS-Prog der alle lastene er lagt inn som halvårslaster. OS-Prog vil derfor beregne nødvendig tverrsnitt basert på  $k_{mod}$  lik 0.8. Likevel viser også forprosjektet at branntilstand ender opp som dimensjonerende tilstand, noe som er uavhengig av  $k_{mod}$ . De økte lastene fører fremdeles til at tverrsnittet i denne rapporten ender opp større enn dimensjoner i forprosjektet, se Vedlegg 21. Beregninger i 4.2.3.2 *Kontroll i branntilstand* viser at det kreves et tverrsnitt på  $550 \times 550 \text{ mm}^2$  for at limtreet skal holde 90 minutter i brann.

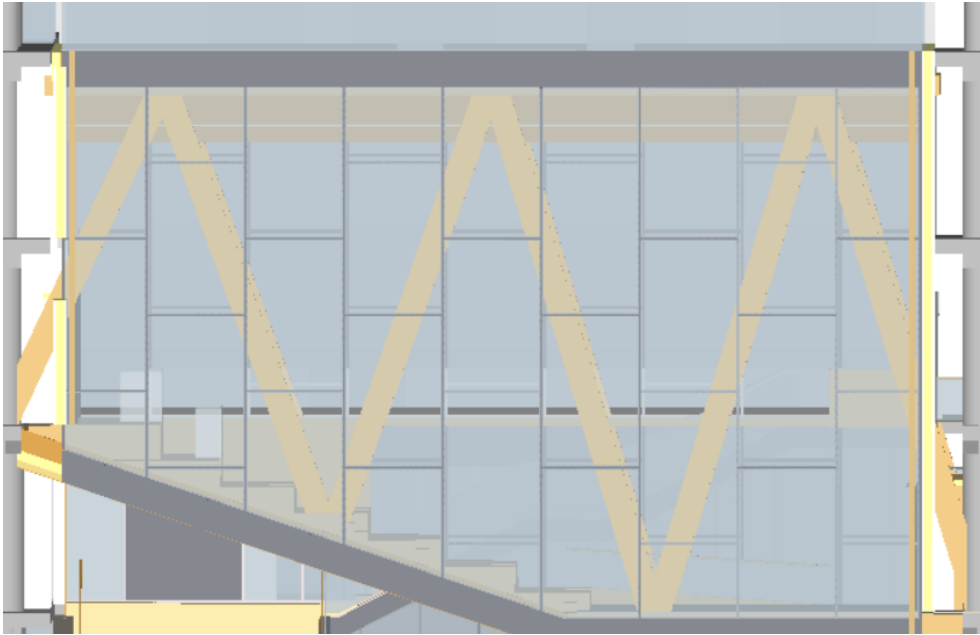
### 5.2.1 Snølast

I henhold til NS-EN 1991-1-3 skal konstruksjoner dimensjoneres for snølast. Likevel har ikke forprosjektet tatt hensyn til snø på takterrassen. Dette kan trolig begrunnes med at nyttelasten som påføres takterrassen er såpass mye større enn den potensielle snølasten. Ut fra dette kan det argumenteres for at kun deler av nyttelasten vil opptre på takterrassen samtidig som opphoping av snø. En annen innfallsvinkel kan være å sette krav til måking av takterrassen, men dette er ikke noe som fremkommer i forprosjektet. Utrekningene i 3.2 *Laster* har likevel tatt utgangspunkt i Eurokodens krav, da det vurderes til usikker side å gjøre slike antagelser.

### 5.2.2 Vindlast

I likhet med forprosjektet er det ikke tatt hensyn til vindlast under dimensjoneringen. Dette kan forsvares ved at fasaden på utsiden av bygget ikke er planlagt å være i kontakt med fagverkene på innsiden. Likevel kan det tenkes at entreprenøren vil endre dette før bygget står ferdigstilt i 2023. Figur 48 viser hvordan fasaden er tiltenkt, der den spenner tre etasjer fra bunn til topp.





Figur 48 : Illustrasjon av tiltenkt glassfasade, skjermbilde fra Solibri

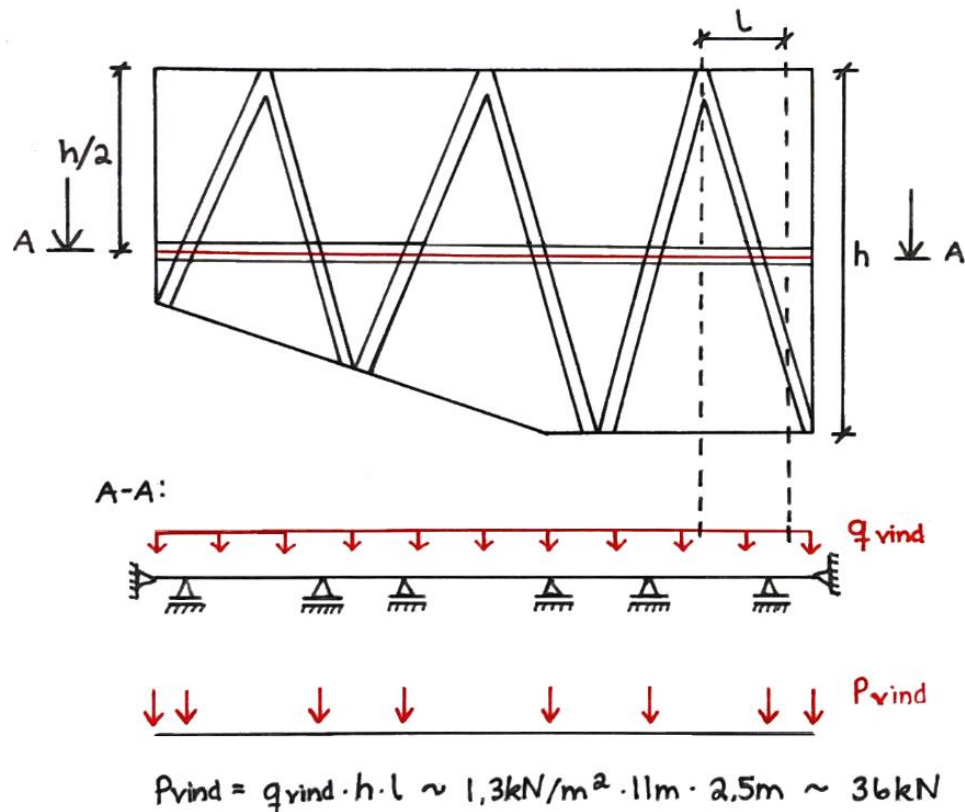
Det kan være utfordrende og kostbart å få en slik fasade til å overføre hele vindlasten opp og ned til hulldekkene alene. Dermed kan det være aktuelt med en horisontal rigel på midten av fasaden som festes til limrestavene. Muligheten for dette er avhengig av limrestavenes kapasitet, da rigelen med vindlast vil skape et moment i stavene. Om limrestavene har kapasitet til dette eller ikke, kan konstateres med enkle overslagsberegninger.

Resultater fra OS-prog viser at vindkasthastighetstrykket,  $q_{kast}$ , på fasaden får verdi på  $1.36 \text{ kN/m}^2$ , se Vedlegg 22. Dette kombinert med formfaktor og innvendig undertrykk gir en flatelast vist i Formel 22.

$$q_{vind} := q_{kast} \cdot (C_{p.10} + 0.2) = 1.319 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Formel 22 : Vindtrykk

Flatelasten projiseres til en punktlast på hver stav som illustrert i Figur 49. Dimensjonerende stav får en punktlast på 36 kN.



Figur 49: Illustrasjon av potensiell rigel i fasaden

Som forklart i 4.2.3 *Limtre* er kontrollen i branntilstand utslagsgivende for stavenes dimensjoner. Dette er også eneste relevante kontroll ettersom vindlasten uansett ikke virker inn i dimensjonerende lastbilde i bruddgrense. Dette er fordi dimensjonerende lastbilde i bruddgrense er avhengig av  $k_{mod}$ , som har verdi 0.6 med bare egenlasten. Dersom vindlast medregnes ville lastbildet blitt definert som korttidslast i Figur 11 og  $k_{mod}$  ville fått verdi på 0.9. En ser lett at dette ikke er dimensjonerende.

Vindlasten vil ha liten innvirkning på lastbildet i branntilstand. Som vist i Tabell 4 i 2.4.3.1 *Lasttilstand* kombineres variable laster med faktoren  $\psi_2$ , som for vindlast er 0.2. Det er med andre ord bare 20% av vindlasten som medregnes i branntilstand. Beregning av knekking i branntilstand med et tilleggsmoment fra vind gir utnyttelsen vist i Formel 23.

$$u_{knekk.90} := \frac{\sigma_{mz.brann.90}}{f_{md.brann}} + 0.7 \cdot \frac{\sigma_{my.brann.90}}{f_{md.brann}} + \frac{\sigma_{c0d.brann.90}}{f_{c0d.brann} \cdot k_{cy.90}} = 0.876$$

Formel 23 : Kombinasjon av moment om to akser og aksiallast med knekking

Vindlasten øker utnyttelsen med under 5% i forhold til utnyttelsen vist i 4.2.3.2 *Kontroll i branntilstand*. Dersom denne konstruksjonsendringen gjennomføres må det foretas grundigere kontroller av stavene, men overslagene indikerer tilstrekkelig kapasitet.

### 5.2.3 Plantekasser

Forprosjektet tar hensyn til plantekasser på tak ved å regne med en jevnt fordelt last over hele dekket på 5.0kN. Denne påførte lasten er i tillegg tiltenkt å innebære alt av egenlaste fra påstøp, terrassebord og lignende. Basert på 3.2.1 *Egenlaste* beregnes disse egenlastene til 4.5kN alene. Lastene fra plantekassene kommer utenom, og er basert på Solibri-modell fra forprosjekt. Som følge av utforming av plantekassene og mengde jord som kreves for å plante trær, blir dekket utsatt for en mer konsentrert og større flatelast enn den som fremkommer i forprosjektet.

Ulikheten i laster viser seg å ha stor innvirkning på opptredende krefter i konstruksjonen. Dette medfører at dimensjonene på hulldekkene, som i forprosjektrapporten er tiltenkt å være HD420, ikke er tilstrekkelig.

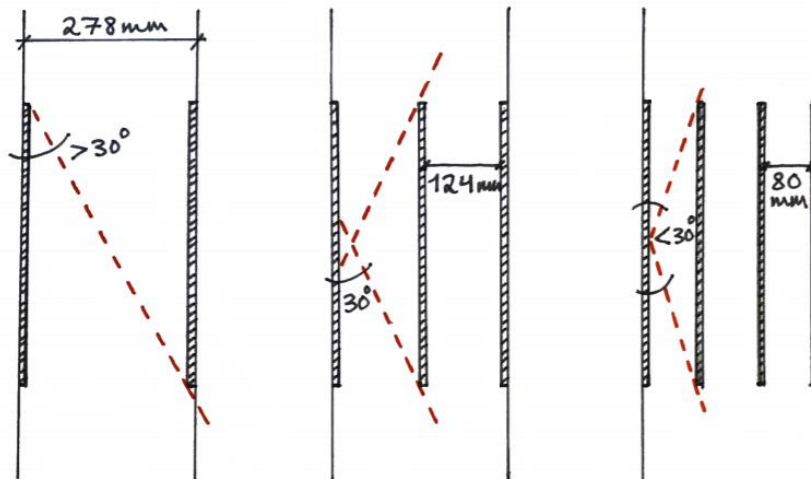
## 5.3 Alternative løsninger

Det kan vurderes ulike alternativer for konstruksjonsmessige løsninger i fylkestingssalen. Forslagene er tilknyttet utforming av knutepunkter, valg av materialer i stegstaver og spennvidden til salen.

### 5.3.1 Valg av plater i knutepunkt

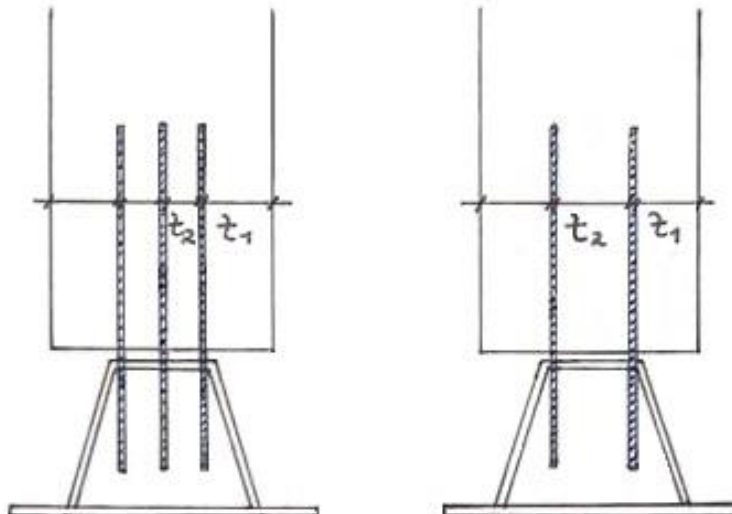
Utgangspunktet for beregningene av knutepunktene er tykke plater. Dette fordi kapasiteten til forbindelsene i all hovedsak blir større om formlene for tykke plater brukes, sammenlignet med tynne plater. Likevel viser erfaringer fra Statens vegvesen at dybler på 12mm i forbindelser med flere 8mm tykke plater er en gunstig kombinasjon i knutepunkter med limtre og stålplater (Statens Vegvesen, 2017, p. 83). Her er dyblene tykkere enn platene, som gjør at formler for tykke plater ikke kan brukes. I den anbefalte løsningen er platene hverken definert som tykke eller tynne, og det må interpoleres for å finne kapasiteten til forbindelsene.

Muligheten for bruk av denne typen utforming i fylkestingssalen er begrenset av konstruksjonsdelens utforming. Flere tynne plater måtte fått plass mellom bredden av deltabjelkens toppflens på 278mm. Det må vurderes om det er fysisk mulig å montere flere plater på den tilgjengelige bredden med tanke på sveising, da det ofte krever en fri vinkel på 30°. Dette vurderes som mulig for to og tre plater, vist i Figur 50. For å benytte flere plater må platene monteres fra midten og ut, der de ytre platene sveises bare fra én side.



Figur 50: Sveisevinkel ved bruk av flere plater

Det vurderes dermed at det er plass til maksimalt tre innslissede plater innenfor Deltabjelkens toppflens. Likevel kan det diskuteres om dette vil gi for liten plass til sveising fra begge sider, da overlappingen, illustrert i Figur 50, er liten. Det må i tillegg vurderes om dette er hensiktsmessig i overgangen der limrestaven møter betongsøylen. Søylen har et sirkulært tverrsnitt med diameter på 500mm, og det må undersøkes om tre plater i søylen er mulig å utføre med hensyn på utstøping og betongens egenskaper.



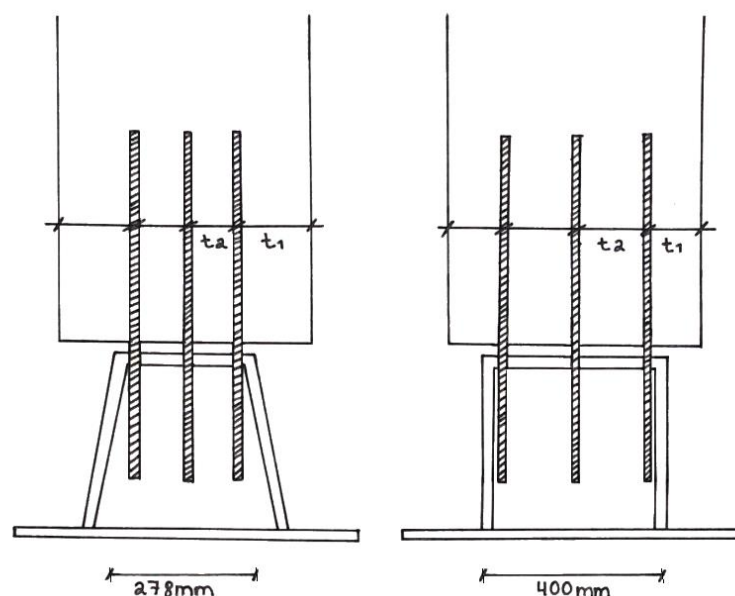
Figur 51: Overgang Deltabjelke - limtre med to og tre plater

Statens vegvesens anbefalinger om platetykkelser må også vurderes med hensyn til blokkutrivning. Blokkutrivningskapasiteten er avhengig av innbyrdes avstand mellom platene og avstanden til limtreoverflaten, henholdsvis  $t_2$  og  $t_1$  i Figur 51. Beregningene i Vedlegg 18 viser at blokkutrivningskapasiteten reduseres når nevnte avstander blir mindre.

Innbyrdes avstand mellom platene er større med to enn med tre plater. To plater med M10 dybler vil derfor gi lavere utnyttelse, sammenlignet med hva tre plater gir. Likevel viser resultatet at tre plater med M30 dyblene gir lavere utnyttelse enn to plater, men dette er fordi platene og dyblene er så tykke at det blir andre bruddformer som er utslagsgivende. Som vist i Tabell 8 gir én plate i kontroll av blokkutrivning en overutnyttelse for valgt utforming.

Dersom blokkutrivning ikke skal være utslagsgivende, kan det være hensiktsmessig å endre utformingen av gurtene. Ved å tillate en større spredning av platene som skal slisses inn i limtreet, vil blokkutrivningskapasiteten øke. Dette kan gjøres ved å ha en bredere flens tilgjengelig som platene festes til. Som illustrert i Figur 52 er limtrestavene 550mm brede og toppflensen til Deltabjelken er 278mm. Det er da omtrent 135mm med limtre på hver side av ytterste stålplate som ikke blir brukt. Selv ved å bruke D60-500, det største Deltabjelke-profilet Peikko leverer, vil det fremdeles være mye ubrukt limtre igjen på hver side. Dette profilet har en toppflens med bredde lik 330mm, som ikke er markant større enn hva D40-500 har.

Et alternativ vil derfor være å se på hatteprofiler, vist i Figur 52, som ikke har skråstilte stag. Ved å ha en bredde på toppflensen lik 400mm, vil utnyttelsen for blokkutrivning med tre plater og M10 dybler reduseres fra 84.9% til 58.5%. I tillegg vil større avstand mellom platene forenkle utførelse av sveising. Beregninger er gjort ved å endre  $t_1$  og  $t_2$  i Vedlegg 18.



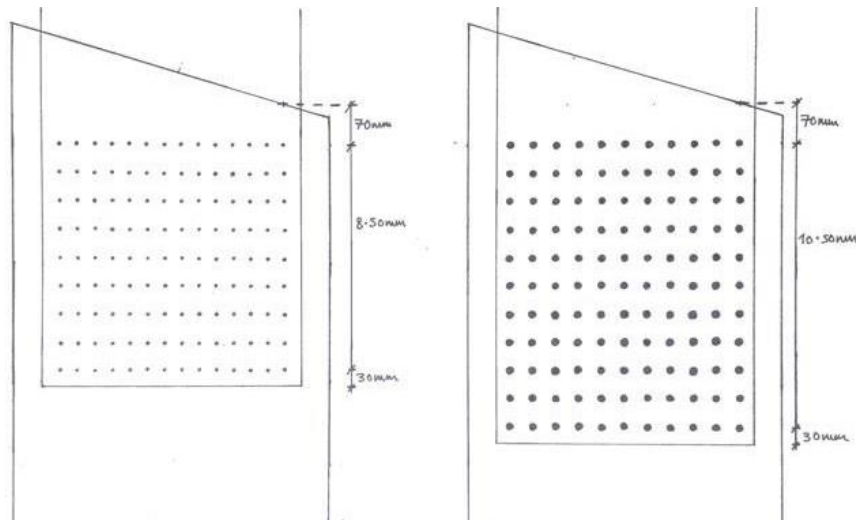
Figur 52: Illustrasjon bredere toppflens

### 5.3.2 Valg av forbinder i knutepunkt

For knutepunktsutformingen i limtre er dybler brukt som forbinder. Beregningene viser at lengden på platen og stålmengder øker med en økende dybeldiameter. Et alternativ er å benytte bolter istedenfor dybler, da dette vil gi større kapasitet per forbinder på grunn av tau-effekten. Det undersøkes derfor en alternativ utforming, der bolter sammenlignes med dybler for å vurdere om dette optimaliserer knutepunktene. Sammenligningen er irrelevant for én plate, da blokkutrivning uansett er dimensjonerende. I tillegg er bolter ugunstig for diametere større enn M20 dersom tre plater brukes. Dette fordi bruddform  $c/l$ , som baserer seg på treverkets kapasitet, er dimensjonerende når diameteren blir større enn 20mm. Kapasiteten får dermed ikke et tillegg fra tau-effekten. Det sammenlignes derfor løsninger for to plater og tre plater med boltediameter til og med M20.

Metoden er lik som for dyblene, med et tilleggsledd for kapasiteten fra tau-effekt. Denne kontrolleres til å ikke være større enn 25% av Johansens andel av kapasiteten. Minsteavstandene er like for bolter og dybler, men det settes strengere krav til innbyrdes avstand på tvers av fiberretning. Utformingen dimensjoneres av momentstiv modell, vist i Vedlegg 23.

Den presenterte sammenligningen gjelder for M10 med tre plater, men resultatene er forholdsvis like ved bruk av to plater for alle boltediametere. Resultatet viser at enkeltforbinderne har større kapasitet, men at det er plass til færre bolter på tvers av fiberretning, se Figur 53. Minsteavstanden gir rom for 11 bolter i bredden. Dette medfører at antall forbinder i fiberretning må øke. For at boltegruppen skal holde for kreftene i knutepunktet må hver rad inneholde 11 bolter i fiberretning. Totalt er dette færre forbinder, men en større utstrekning. På grunn av dette må lengden på slisseplatene økes fra 500mm til omtrent 600mm, og nødvendig stålvolum av bolteforbindelsen økes med 9% sammenlignet med dybelforbindelsen.



Figur 53: Løsning med dybler (t.v.) sammenlignet med bolter (t.h)

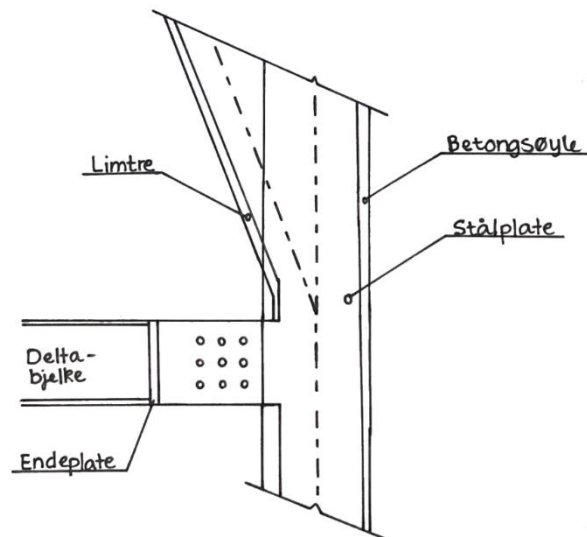
I dette tilfellet viser dybler seg som mer effektivt enn bolter, men forskjellene er ikke store nok til å konkludere med at dette alltid gjelder. Variasjoner i belastning og utforming vil ha mye å si for sammenligningen. For belastning i fiberretning spiller gruppeeffekten inn, som igjen reduserer kapasiteten av forbinderne. Generelt er det ønskelig med plass til flest forbindere på tvers av fiberretning. Bruk av bolter fører til at antall forbindere i fiberretning må øke. Spesielt er dette gjeldende for rotasjonsutsatte forbindelser, da en større utstrekning øker belastningen av hjørneforbinderne.

Valg av forbinder må i tillegg sees i sammenheng med brannbeskyttelse og arkitektonisk uttrykk. Som nevnt i 1.4 Avgrensinger blir ikke knutepunktene dimensjonert med hensyn til brannmotstand. Likevel vurderes det at dyblene vil ha en fordel med tanke på brann, da de er mer beskyttet av treverk sammenlignet med boltene eksponerte hoder. Denne betraktningen er ikke nok til å vurdere konsekvensene av brann i knutepunktene.

Utseendemessig vil også boltene hode ha noe å si, da disse vil synes utenpå limtrestverrsnittet. Dybler er mer anonyme og vil trolig være mer i tråd med det arkitektoniske uttrykket limtrestavene skal gi.

### 5.3.3 Overgang Deltabjelke – betongsøyle

Overgangen der fagverket kobles sammen med det resten av fylkesbygget kan utformes etter ulike hensyn. Løsningen presentert i 3.7.3 Overgang Deltabjelke – betongsøyle sammenkobler Deltabjelken inni betongsøylen. En alternativ løsning av knutepunktet er å bolte platene utenfor betongsøylen, som illustrert i Figur 54. I denne løsningen trekkes deltabjelken tilbake slik at platene innstøpt i betongsøylen føres utenfor søylelivet. Utførelsen av knutepunktet er ellers lik som ved innstøpt knutepunkt.



Figur 54: Boltegruppen utenfor betongsøyle

Knutepunktet dimensjoneres ved å kontrollere boltegruppen for krefter som opptrer i tyngdepunktet av boltegruppen. Kraftene hentes fra leddet modell i Robot, da det er her største krefter opptrer, vist i Figur 55. Knutepunktsutformingen må utføres sterkt nok til å skape kontinuitet i bjelken. Beregninger viser at det ikke er nødvendig å øke dimensjonene av stålplater og bolter for utførelse av boltegruppe utenfor søylelivet, se Vedlegg 24.

| Bar / Point (m)      | FX (kN)            | FZ (kN) | MY (kNm) |
|----------------------|--------------------|---------|----------|
|                      |                    |         |          |
| <b>Current value</b> | -1145,4            | -334,9  | 160,9    |
| <b>for bar:</b>      | 3                  |         |          |
| <b>in point:</b>     | <b>x=11,76 (m)</b> |         |          |
|                      |                    |         |          |

Figur 55: Opptredende krefter i knutepunkt 1, leddet modell

Fordelen ved å dra knutepunktet ut av betongsøylen er lettere montering av knutepunktet. Når boltegruppen er innstøpt bindes hele løsningen sammen, og må dermed monteres samtidig. Hvis boltegruppen trekkes ut av betongsøylen kan Deltabjelken boltes fast etter at betongsøylen er støpt. En slik muliggjørelse av trinnvis montering av knutepunktet kan medføre forenklet fremdrift av byggeprosessen.

Likevel vil det oppstå andre problemer som det må tas hensyn til når knutepunktet utformes på denne måten. Deltabjelken stopper et stykke fra betongsøylen, og hulldekkene som lander på Deltabjelken vil derfor ikke få nok opplegg. Platene som deltabjelken blir festet til må derfor tilpasses, slik at deler av hulldekkene kan lande på disse.

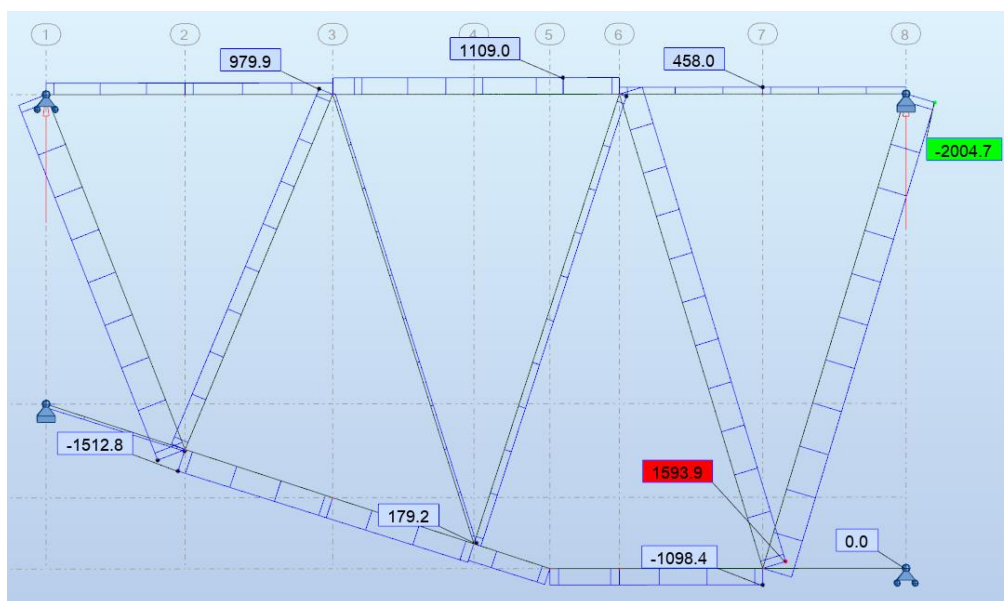


### 5.3.4 Stegstaver

I henhold til Vedlegg 21 er det ønskelig med slankere stegstaver enn dimensjonert. Det kan derfor diskuteres alternative løsninger for reduisering av tverrsnittene. Dimensjoneringen er basert på de mest utsatte stavene og utføres likt i hele fagverket. En mulighet kan være å redusere tverrsnittet på stavene inn mot midten. De ytterste stavene vil fremdeles ha samme tykkelse, men ettersom aksialbelastningen i de midtre stavene er vesentlig mindre kan både tverrsnittet og antall dybler reduseres. Samtidig kan dette gå utover det estetiske uttrykket.

#### 5.3.4.1 Motsatt rettet stegstaver

Dersom fagverksgeometrien settes motsatt vei, som vist i Figur 56, vil kapasiteten til limtrestavene øke. Dette medfører at de ytterste stavene, med høyest påkjenning, kommer i strekk istedenfor trykk. Som vist i Vedlegg 5 reduseres kapasiteten av ytterste stav med 0.52 grunnet instabilitet. Kapasiteten for ytterstaver i strekk er dermed nesten dobbelt så stor. Trykkstaven innenfor er fremdeles knekkingsutsatt, men er påkjent av en lavere aksiallast. Utnyttelsen av staven er dermed mindre og tverrsnittet vil kunne reduseres.



Figur 56: Alternativ modell av fagverkene, skjermbilde fra Robot

Hvor mye tverrsnittet kan reduseres er også avhengig av knutepunktsutførelsen. Dyblenes kapasitet er den samme uavhengig om staven er i strekk eller trykk, men påvirkes av tilgjengelig bredde på tvers av fiberretning. I tillegg vil økt strekk i stavene påvirke blokkutrivning. Om utformingen av knutepunktene med antall plater og dybler ikke endres, vil dette gi overutnyttelse. En beregning av utnyttelsen viser at forbindelsen med M10 dybler får overutnyttelse på 26.9% for to innslissede plater

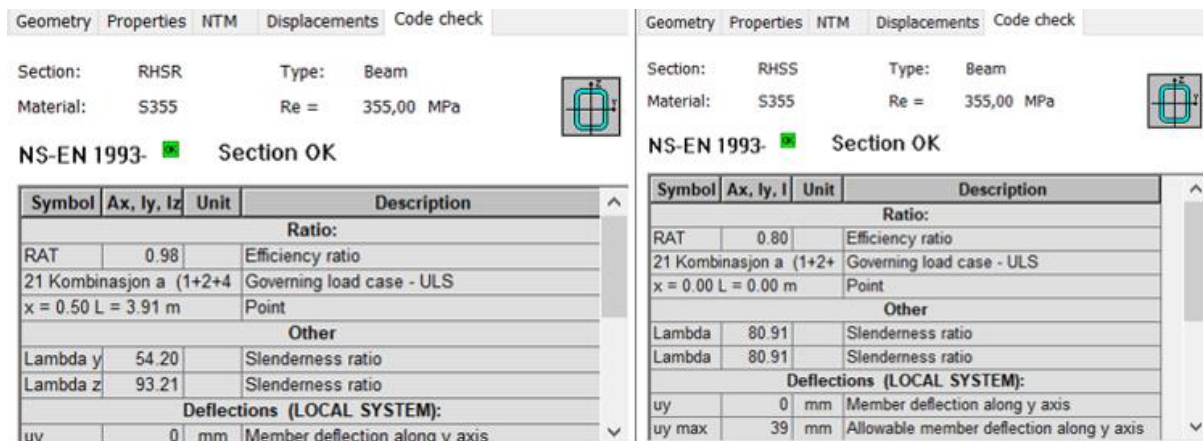
og 33.2% for tre plater, når største strekkraft økes fra 1280kN til 2005kN. På grunn av begrensningene tilknyttet blokkutrivning, vil større og kraftigere knutepunkt kreves dersom fagverksgeometrien snus.

$$\frac{F_{maks.strekk}}{F_{bs.Rd}} = 1.332$$

Formel 24 : Viser overnyttelse ved å snu fagverkets utforming

### 5.3.4.2 Stegstaver i stål

Det vil være mulig å bytte ut limtrestavene med stegstaver i stål. Alternative stålprofiler kan kontrolleres i «Code check» i Robot for nødvendig kapasitet i bruddgrense. Fra en slik kontroll kommer det fram at RHSR 400x200x10 eller RHSS 250x250x12.5 er profiler med tilstrekkelig kapasitet. Fagverkets størst belastede stav vil være henholdsvis 98 % og 80 % utnyttet ved bruk av disse profilene, vist i Figur 57. Dette kommer av at RHSR-profilen er stivere enn RHSS, og tar på seg mer krefter i knutepunktet med Deltabjelken.



| Symbol   | Ax, Iy, Iz | Unit | Description                              |
|--|------------|------|--|
| <b>Ratio:</b>                                      |            |      |  |
| RAT  | 0.98       |      | Efficiency ratio                         |
| 21 Kombinasjon a (1+2+4) Governing load case - ULS |            |      |  |
| x = 0.50 L = 3.91 m Point                          |            |      |  |
| <b>Other</b>                                       |            |      |  |
| Lambda y   | 54.20      |      | Slenderness ratio                        |
| Lambda z   | 93.21      |      | Slenderness ratio                        |
| <b>Deflections (LOCAL SYSTEM):</b>                 |            |      |  |
| uy   | 0          | mm   | Member deflection along y axis           |
| uy max   | 39         | mm   | Allowable member deflection along y axis |

Figur 57: RHSR 400x200x10 (t.v), og RHSS 250x250x12.5 (t.h)

Beregninger i Robot viser at det opptrer større krefter i gurtene, som en konsekvens av stålprofiler i fagverket. Med limtrestaver var utnyttelsen til Deltabjelken 84 %, men denne økes ved å endre stegstaver. Limtrestavene tok opp større krefter, som avlastet spesielt overgurtene. Av den grunn vil det være nødvendig å øke Deltabjelkens tverrsnitt til D50-500 dersom limtrestavene skal byttes med stålprofiler.

### 5.3.4.3 Miljøvurderinger

Limtre ansees som et miljøvennlig materiale, og kan være bakgrunnen for at limtrestaver er valgt som stegstaver i fylkestingssalen. I knutepunktløsningene inngår det store mengder stål, og dermed kan det diskuteres hvor miljøvennlig løsningen egentlig er sammenlignet med stålprofilene i Figur 57. Det arkitektoniske uttrykket ville vært bevart med å benytte trekledning utenpå stålprofilene, noe som gir mulighet for slankere staver.

Dette kan undersøkes ved et forenklet regnskap av CO<sub>2</sub>-ekvivalente utslipp fra produksjonen av limtrestavene og innslisset stål, sammenlignet med stålprofilene. Basert på EPD-tall fra Moelven og Contiga for henholdsvis limtre og stålprofiler, regnes kg CO<sub>2</sub>-ekvivalent utslipp fra produksjon- og transportfasen fram til montasje av stavene i fagverket.

Forenklet sees det bort fra at treverket lagrer CO<sub>2</sub>, da dette har innvirkning på livsløpet i senere faser. Det tas heller ikke hensyn til at deltabjelkens tverrsnitt må økes dersom en bruker stålprofil. Utslipp per kilo stål i forbindermidlene antas å være like som stålprofilene. Likevel kommer det fram at stålprofilene har om lag tre ganger så stort utslipp som løsningen med limtre, se Vedlegg 25.

$$U_{RHSS} := GWP_s \cdot m_{RHSS} = (1.394 \cdot 10^4) \text{ kg}$$

*Formel 25 : CO<sub>2</sub>-ekvivalent utslipp for RHSS 250x250x12.5*

$$U_{limtre} := GWP_{limtre} \cdot V_{limtre} + GWP_s \cdot m_{s,forb} = (4.303 \cdot 10^3) \text{ kg}$$

*Formel 26 : CO<sub>2</sub>-ekvivalent utslipp for limtrestaver med M10 dybler og tre innslissede plater*

Dette resultatet er beregnet med optimalisert knutepunkt med minst stålvolument lagt frem i Tabell 7. Det viser seg derimot at utformingen med M30 dybler og én innslisset plate, dimensjonert av blokkutrivning, gir et større utslipp enn stålprofilene. Dette viser til at utformingen av knutepunktet er utslagsgivende for stegstavens miljøpåvirkning. Dersom knutepunktsutformingen er lite gjennomtenkt, kan valget av limtre gå mot sin hensikt. Det er viktig å poengtere at dette er overslagsberegninger som ikke ser på forskjellene i resten av livsløpet.

$$U_{limtre} := GWP_{limtre} \cdot V_{limtre} + GWP_s \cdot m_{s,forb} = (1.968 \cdot 10^4) \text{ kg}$$

*Formel 27 : CO<sub>2</sub>-ekvivalent utslipp for limtrestaver med M30 dybler og én innslisset plate*

### 5.3.5 Svingninger

Resonansfrekvensen til dekkene i fylkestingssalen er kun beregnet med hensyn til dekkekonstruksjonens egenvekt, uten å medta masser som virker på dekket. Dette er gjort for å kunne sammenligne opptredende resonansfrekvens med anbefalte minsteverdier, som er oppgitt uten hensyn til masser på dekket. En undersøkelse av dekkenes resonansfrekvens med hensyn til disse massene burde likevel foretas for å kunne vurdere grundigere om det er problemer med svingninger i konstruksjonen.

Teoretisk vil økning av masser på dekket medføre en lavere resonansfrekvens. Likevel er det viktig å påpeke at dette må sees i sammenheng med massens funksjon og egenskaper. Eksempelvis vil virkningen av masser i form av påstøp på dekket til dels være avhengig av om massen er konstruktiv, altså om den totale stivheten av konstruksjonen øker mer enn massen (Betongelementforeningen, 2020, p. 25). Hvis påstøpet ikke er konstruktivt, vil resonansfrekvensen reduseres. Likevel vil en økning av massen gjøre at konstruksjonen er mindre ømfintlig for ytre faktorer som kan sette i gang svingninger.

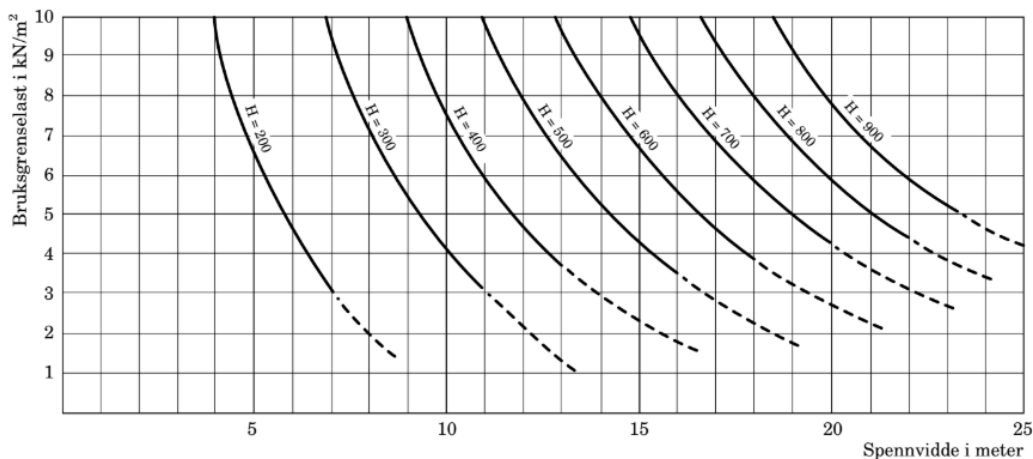
Dekkene på takterrassen overholder anbefalte verdier for resonansfrekvens, for dekkekonstruksjonen alene. Ved en beregning med hensyn til vekt fra øvrige masser på dekket, kommer det fram at angitte anbefalinger marginalt overholdes, se Vedlegg 17. Dekkene inne i fylkestingssalen er allerede under anbefalte verdier, men vil på samme måte som takterrassen få en ytterligere reduksjon av resonansfrekvensen grunnet egenvekter som virker på dekket. Det er dermed nødvendig å undersøke konstruksjonens muligheter for bedring av frekvensene.

Svingningene som oppstår på dekket kan oppleves som ubehagelige, og bruksmessige begrensninger av salen kan derfor være relevant. Ved normal bruk burde menneskelig aktivitet som dans og andre rytmiske bevegelser i stor grad begrenses eller utelukkes. Dette for å minimere forsterkninger av ubehagelige svingninger. Andre tiltak som kan minimere eller utelukke svingningsproblemer, krever større endringer i konstruksjonens utforming. Det er mulig å gjennomføre konstruksjonsmessige tiltak som øker dekkets resonansfrekvens til et akseptabelt nivå, slik at begrensninger i bruken av salen ikke er nødvendig.

En slik type konstruksjonsmessig endring er å korte ned spennet mellom fagverkene. Om spennvidden reduseres fra 14.4m til 12.3m, vil hulldekkenes resonansfrekvens øke. Med en spennvidde på 12.3m får dekkene en resonansfrekvens som akkurat overholder anbefalt verdi på 7.5Hz, se Vedlegg 15. Likevel følger det ulemper med å redusere spennet mellom fagverkene. En kortere spennvidde vil

medføre at fylkestingssalen får et mindre areal. Dette kan føre til at den i mindre grad dekker sitt behov som fylkestingssal.

Videre kan det vurderes å velge et høyere dekketverrsnitt. Ettersom hulldekker ikke leveres større enn HD520, må en ny type dekkeprofil velges. Et profil som kan vurderes er DT-elementer, en dekketype som tåler større spenn enn hulldekker, som vist i Figur 58. Økning av høyden vil kunne bedre frekvensproblemene, da høyere tverrsnitt gir større treghetsmoment. DT-elementer har i tillegg lav egenvekt, som er fordelaktig med hensyn til resonansfrekvens.



Figur 58: Bæreevne DT-element (Betongelementforeningen, 2010, p. 110)

Et annet alternativ er å utnytte Deltabjelkens torsjonsstivhet, ved å ha en stivere innspenning i overgangen til hulldekkene. Deltabjelken har god torsjonsstivhet grunnet sin hule utforming, i tillegg til korte spenn mellom stegstavene i fagverket. Bjelkeprofilen kan i tillegg økes til D50-500 for å oppnå et stivere system. Dersom overgangen mellom Deltabjelke og hulldekkene gjøres stivere, kan noe av torsjonsstivheten overføres til dekkene. En stivere overgang vil påføre limtrestavene større krefter, i form av moment overført fra hulldekkene. Disse momentene anses som neglisjerbare, og dermed har stavene fremdeles god kapasitet.

Selv om konstruksjonsmessige forandringer av fylkestingssalen sannsynligvis vil redusere svingningsproblemene, ansees noen av løsningene som lite gjennomførbare. Disse vurderes derfor ikke som reelle løsninger. Forslaget om innspenning av hulldekkene til Deltabjelken ansees som mest hensiktsmessig, da dette ikke fører til store konstruksjonsmessige forandringer. Samtidig er den enkleste løsningen å begrense bruken av dekket til visse typer aktiviteter. Rystelsene på dekket vil fremdeles kunne være merkbare, men vil ikke føre til konstruksjonssvikt og vurderes dermed til å være akseptabel for normal bruk av konstruksjonen. En kombinasjon av bruksmessig begrensning og innspenning ansees derfor som en god løsning for å redusere svingningsproblemene.

## 6 Konklusjon

Dimensjonering av konstruksjonsdeler og knutepunkt avhenger av laster konstruksjonen utsettes for. Lastbildet presentert i forprosjektet er ulikt det som er beregnet i denne rapporten. Som et resultat av dette er det nødvendig å øke tverrsnittet av limtrestavene og hulldekkene.

I forprosjektet er det lagt frem skisser som illustrerer ulike løsninger for utforming av knutepunkt, hvor det er foreslått bruk av tykke forbindere med én eller to innslissede plater. Det viser seg likevel at dette kan være mindre gunstige utforminger, sammenlignet med anbefalinger fra Statens vegvesen og løsninger funnet i denne rapporten.

Konstruksjoner er avhengig av å effektivt kunne overføre krefter som opptrer, og er således avhengig av knutepunkters utforming og kapasitet. Fra de presenterte beregningene kommer det frem at løsning med én innslisset plate er et ineffektivt alternativ, sammenlignet med to og tre plater. Av de løsningene undersøkt i denne rapporten er tre plater med M10 dyblær mest effektivt, med hensyn til stålmengder og størrelse på forbindelsen. For at knutepunkt med én plate skal ha tilstrekkelig kapasitet kreves det mange forbindere. Dette medfører en ugunstig lang plate, og store stålmengder i knutepunktet. Regnskapet av klimagassutslipp viser at slike knutepunkt til og med kan være mindre miljøvennlig enn stålprofiler.

Utover dimensjoneringen foretatt i denne rapporten er det andre aspekter som kan undersøkes. Blant annet er knutepunktene avgrenset til å ikke dimensjoneres i branntilstand. I videre arbeid kunne knutepunktene blitt kontrollert i denne tilstanden, der det undersøkes hvilke utformingsmuligheter som gir tilstrekkelig beskyttelse av forbinderne og platene. Et annet mulig aspekt er undersøkelse av hvordan samvirket mellom stål og betong fungerer, i henhold til NS-EN 1994 *Prosjektering av samvirkekonstruksjoner av stål og betong*. For å unngå utfordringer med svingninger kan en optimalisering av dekkene bli undersøkt i videre arbeid.

Det konkluderes med at dimensjonerte tverrsnitt og bærende fagverk i fylkestingssalen vil opprettholde konstruksjonens funksjonsevne ved normal bruk, og vil ikke føre til brudd. Knutepunktdimensjoneringen er også tilfredsstillende i bruddgrense såfremt presenterte anbefalinger for antall plater overholdes.

## Referanser

Alfasoft, 2020. *MATCAD PRIME Beregningsprogrammet for teknisk dokumentasjon og beregninger*. [Internett]

Available at: <http://www.alfasoft.com/no/produkter/matematikk/mathcad.html>

[Funnet 24 Mars 2020].

Arkitektgruppen CUBUS, u.d. *Vinner av fylkeshus!*. [Internett]

Available at: <https://arkcubus.no/innstilt-som-vinner-av-fylkeshuset/>

[Funnet 20 April 2020].

Autodesk, 2020. *Autodesk*. [Internett]

Available at: <https://www.autodesk.com/products/robot-structural-analysis/overview? ga=2.16234421.2070363408.1581497288-163553731.1539425797>

[Funnet 12 Februar 2020].

Betongelementforeningen, 2005. *Svingninger av betongelementer*. [Internett]

Available at:

<https://www.betongelement.no/siteassets/dokumenter/svingningavbetongelementer.pdf>

[Funnet 26 mars 2020].

Betongelementforeningen, 2010. *Betongelementboken: Bind A - Bygging med betongelementer*.

Oslo: Betongelementforeningen.

Betongelementforeningen, 2017. *Betongelementboken: Bind D - Brandmotstand, bestandighet og tetting*. s.l.:Betongelementforeningen.

Betongelementforeningen, 2020. *Betongelementboken: Bind C - Elementer og knutepunkter*.

s.l.:Betongelementforeningen.

Contiga, 2019. *EPD-Norge*. [Internett]

Available at: [https://www.epd-norge.no/getfile.php/1311591-1573811642/EPDer/Byggevarer/St%C3%A5lkonstruksjoner/NEPD-1928-851\\_Prefabricerade-stalkonstruksjoner.pdf](https://www.epd-norge.no/getfile.php/1311591-1573811642/EPDer/Byggevarer/St%C3%A5lkonstruksjoner/NEPD-1928-851_Prefabricerade-stalkonstruksjoner.pdf)

[Funnet 01 05 2020].

Engineering Toolbox, 2018. *Minimum Ultimate Tensile and Proof Loads*. [Internett]

Available at: [https://www.engineeringtoolbox.com/metric-bolts-minimum-ultimate-tensile-proof-loads-d\\_2026.html](https://www.engineeringtoolbox.com/metric-bolts-minimum-ultimate-tensile-proof-loads-d_2026.html)

[Funnet 3 mai 2020].

Fokus Software, u.d. *Ove Sletten, programmer for beregning av betongkonstruksjoner*. [Internett]

Available at: <https://www.focus.no/ove-sletten/>

[Funnet 14 April 2020].

*Forskrift om tekniske krav til byggverk (2017)* Byggteknisk forskrift.

Holvik & Strøm, 2018. *Store dybelforbindelser i fagverksbruer av tre - analyse av sprø bruddmekanismer og global oppførsel*, s.l.: Norges miljø- og biovitenskapelige universitet, Fakultet for realfag og teknologi.

Hordaland Fylkeskommune, 2019. *Slik blir det nye fylkeshuset i Bergen*. [Internett]  
Available at: <https://www.hordaland.no/nn-NO/nyheitsarkiv/2019/slik-blir-det-nye-fylkeshuset-i-bergen/>  
[Funnet 20 April 2020].

Institutt for konstruksjonsteknikk NTNU, 2017. *Stålkonstruksjoner: Profiler og formler*. 5. red. Bergen: Fagbokforlaget.

Kemppi, 2020. *Hva er sveising?*. [Internett]  
Available at: <https://www.kemppi.com/no/stotte/sveise-abc/hva-er-sveising/>  
[Funnet 01 April 2020].

Larsen & Thelandersson, T. &., 2003. *Theory of Timber Connections Johanson*. [Internett]  
Available at: <https://books.google.no/books?id=sssVW7-YynwC&pg=PA316&lpg=PA316&dq=Theory+of+Timber+Connections+Johanson&source=bl&ots=Eu78lFg3QN&sig=ACfU3U1wyoFD0fTaGHPYM3vtOm0JAiIIOA&hl=no&sa=X&ved=2ahUKewjGguyjtefoAhXJFXcKHSu9A94Q6AEwA3oECAoQAQ#v=onepage&q&f=false>  
[Funnet 14 April 2020].

Moelven, 2018. *Prosjektlimtre*. [Internett]  
Available at: [https://www.epd-norge.no/getfile.php/139072-1530529273/EPDer/Byggevarer/Heltreprodukter/NEPD-1577-605\\_Projektlimtre.pdf](https://www.epd-norge.no/getfile.php/139072-1530529273/EPDer/Byggevarer/Heltreprodukter/NEPD-1577-605_Projektlimtre.pdf)  
[Funnet 01 05 2020].

MTC Solutions, 2020. *What is the Rope Effect?*. [Internett]  
Available at: <https://mtcsolutions.com/what-is-the-rope-effect/>  
[Funnet 14 April 2020].

NOBI, u.d. *Hulldekke - Mål og tverrsnitt*. [Internett]  
Available at: <https://www.nobi.no/bygg/hulldekke/mal-og-tverrsnitt/>  
[Funnet 10 mars 2020].

Norsk Stålforbund, u.d. *Stålsortert*. [Internett]  
Available at: <https://www.stalforbund.no/om-stal/stalsorter>  
[Funnet 23. mars 2020].

Norske Limtreprodusenters Forening, 2015. *Limtreboka*. s.l.:Norske Limtreprodusenters Forening.

Norske Limtreprodusenters Forening, u.d. *Fordeler*. [Internett]  
Available at: <https://www.limtreforeningen.no/2013-08-12-22-15-07/fordeler.html>  
[Funnet 10 April 2020].

NTNU, u.d. *Anvendte sveisemetoder*. [Internett]  
Available at:  
<http://folk.ntnu.no/hennj/materialteknologi/materialteknologi/Styrkeberegning/arbeidsplan/Sveiseforbindinger-statisk-forelesningnotater-15v.pdf>  
[Funnet 15 April 2020].

Bacheloroppgave ved Høgskulen på Vestlandet, 2020: Dimensjonering av hulldekker og bærende fagverk bestående av Deltabjelker og limrestaver, i fylkestingssalen.

Christian Sunde Nordstrøm, Gudrun Østling og Åshild Øyero



Peikko, 2015. [Internett]

Available at: <https://d76yt12idvq5b.cloudfront.net/file/dl/i/A6-R3Q/eHQ9tP7pwk0VhwW0JNE38Q/DELTABEAMSamvirkebjelkenTekniskManual001.pdf>  
[Funnet 23 Mars 2020].

Peikko, 2020. *DELTABEAM® — Slank gulvkonstruksjon med integrert brannsikring*. [Internett]

Available at: <https://www.peikko.no/produkter/produkt/deltabeam-product-information/technical-information/>  
[Funnet 5 Mars 2020].

Peikko, u.d. *Teknisk informasjon*. [Internett]

Available at: <https://www.peikko.no/produkter/deltabeam-samvirkebjelken/teknisk-informasjon/>  
[Funnet 15 April 2020].

SINTEF Byggforsk, 1996. Dekker av betong- og lettbetongelementer. *Byggforsk 522.881*, Vår.

SINTEF, 2009. Terrasser med beplantning på bærende betongdekker. *Byggforsk 525.306*, Mars.

SINTEF, 2013. Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler. *Byggforsk 471.031*, August.

Solibri, 2020. *Our offering*. [Internett]

Available at: <https://www.solibri.com/our-offering>  
[Funnet 12 Februar 2020].

Standard Norge, 2004. *NS 3490: Prosjektering av konstruksjoner - Krav til pålitelighet*, s.l.: Standard Norge .

Standard Norge, 2010. *Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygnigner*, s.l.: Standard Norge.

Standard Norge, 2010. *Norsk standard NS-EN 1313-1:2010 Tømmer og skurlast - Tillatte avvik og anbefalte dimensjoner - Del 1: Skurlast av bartre. 1*, s.l.: Standard Norge.

Standard Norge, 2015. *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*, s.l.: Standard Norge.

Standard Norge, 2016. *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*, s.l.: Standard Norge.

Standard Norge, 2018. *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*, s.l.: Standard Norge.

Standard Norge, u.d. *Eurokoder*. [Internett]

Available at: <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/>  
[Funnet 5 Mars 2020].

Statens Vegvesen, 2016. *Kontroll av fagverksbruer i tre*, s.l.: Statens Vegvesen.

Statens Vegvesen, 2017. *Trebruer*. [Internett]

Available at:  
[https://www.vegvesen.no/fag/teknologi/bruer/nyhetsarkiv/\\_attachment/1915659?ts=15cd3c27ac8&fast\\_title=SVV+rapport+422+Trebruer.pdf](https://www.vegvesen.no/fag/teknologi/bruer/nyhetsarkiv/_attachment/1915659?ts=15cd3c27ac8&fast_title=SVV+rapport+422+Trebruer.pdf)  
[Funnet 07 April 2020].

Bacheloroppgave ved Høgskulen på Vestlandet, 2020: Dimensjonering av hulldekker og bærende fagverk bestående av Deltabjelker og limtrestaver, i fylkestingssalen.

Christian Sunde Nordstrøm, Gudrun Østling og Åshild Øyero

Strusoft, 2020. *FEM-Design*. [Internett]

Available at: [https://strusoft.com/products/fem-design?gclid=CjwKCAiA4Y7yBRB8EiwADV1haV53KK-Xmy8wHNIww2kGooNz8YPIUk1PIfl-TjDliOTaphDRJpmEfBoCuvcQAvD\\_BwE](https://strusoft.com/products/fem-design?gclid=CjwKCAiA4Y7yBRB8EiwADV1haV53KK-Xmy8wHNIww2kGooNz8YPIUk1PIfl-TjDliOTaphDRJpmEfBoCuvcQAvD_BwE)  
[Funnet 12 Februar 2020].

StruSoft, u.d. *FEM-Design helps engineers worldwide to get full controll over their structural analasys*. [Internett]

Available at: <https://strusoft.com/structural/analysis/fem-design>  
[Funnet 18 Mai 2020].

Sweco Norge AS, 2020. *Brannkosept*, Bergen: Sweco Norge AS.

Sweco, 2017. *Fullstendig brannforløp i limtrekonstruksjoner*, s.l.: Limtreforeningen.