



Statens vegvesen

**HØGSKOLEN****I SØR –
TRØNDELAG****AVDELING FOR TEKNOLOGI***Program for bygg og miljø**7004 Trondheim***Besøksadresse:****Arkitekt Christies gate 2****RAPPORT bacheloroppgaven****Tittel**

Dimensjonering av romlig stålfagverk - Forve gangbru

Design of multiplanar steel truss - Forve pedestrian bridge

Prosjektnr

26 – 2011

Forfattere

Jørn Lefstad

Ola Storm Myrmæl

Thomas Uhlving

Oppdragsgiver eksternt

Statens Vegvesen (SVV)

Dato**levert**

25.05.2011

Antall**del-rapporter**

1 + vedlegg

Totalt antall**sider**

68 + vedlegg

Veileder internt

Gry Hege Svarliaunet

Kort sammendrag

Prosjektet dreier seg om dimensjonering av en ny gang- og sykkelbru, planlagt oppført på Forve i Orkdal. Oppdragsgiver er SVV Region Midt ved Bru- og ferjekaiseksjonen. Den nye brua vil spenne opp mot 200 m, og vil bæres av et romlig fagverk med triangulært tverrsnitt. Alle profiler vil være sirkulære hulprofiler (CHS). Selve fagverket vil være 160 m langt og hvile på 5 pæler i elva. Oppgaven vår er å beregne laster, utarbeide en reel og funksjonell modell i analyseprogrammet StaadPro, og å dimensjonere staver og knutepunkt. Eurokoderegelverket ligger til grunn for beregningene.

Stikkord fra prosjektet

Gangbru, fagverk, stål, CHS-profiler, knutepunkter, Eurokode

Oppgaven

Oppgaveformuleringen under er i hovedsak hentet fra forprosjektet for bacheloroppgaven.

Ny gang- og sykkelbru over Orkla ved Forve i Orkdal skal utføres som en fagverksbru i stål. Den skal hvile på fem pæler i elva i tillegg til landkar i hver ende, dvs. den har totalt 6 spenn. Total lengde er tilnærmet 200 m. De fire hovedspennene vil bæres av fagverket og ha en samlet lengde på ca. 160 m.

Det er stilt krav om at pælene skal ha tilnærmet lik plassering som fundament på eksisterende bru, dette for å redusere flomtverrsnittet minst mulig, og for å imøtekomme eventuelle krav fra sportsfiskerieringen. Pælene skal være sirkulære med diameter 80 cm og føres helt ned til fjell.

Fagverket er tenkt bygd med et triangulært tverrsnitt (romlig fagverk), med sirkulære hulprofiler i stavene. Stålkvalitet er i utgangspunktet valgt til S355 i hele konstruksjonen. Overbygningen skal utføres hovedsakelig med betongplater.

Brua skal avstives horisontalt med stag til eksisterende bru, og det skal være avstivende vindkryss i topplanet.

Oppgaven vår skal i første omgang være følgende:

- Lastberegninger. Her inngår egenlast, trafikklast, vindlast, temperaturlaster og snølast
- Modellere og analysere brua i StaadPro
- Dimensjonere
 - o Staver i fagverk
 - o Vindavstivninger
 - o Knutepunkter

Dersom vi får tid til overs, kan oppgaven utvides til å gjelde vegoverbygning, opplegg av denne, utmatting og evt. problemer i forbindelse med opplager og fuger.

Lastberegningene innebærer at vi må studere SVVs Håndbok 185 og relevante Eurokoder. Lastkombinasjoner skal tas i fra Håndbok 185 og ikke Eurokode^(*). Temaer som vindlast på bruer, temperaturlaster og trafikklast er helt eller delvis nye for oss, og må studeres.

Modelleringen i StaadPro er tidkrevende og krever at vi tilegner oss en del ny kunnskap, særlig innenfor betingelser rundt knutepunkt. Vi må også utarbeide et system for



lastkombinasjoner/-plassering. En god modell i StaadPro er en forutsetning for å kunne jobbe effektivt med dimensjoneringen.

Dimensjoneringen skal skje i samsvar med Eurokode, med visse krav gitt av SVV. For eksempel er det satt som krav at alt skal dimensjoneres etter elastisk spenningsfordeling, ikke plastisk. Dette på tross av at SVV tillater bruk av plastisitetsteori⁽¹⁾. Vi ser for oss at dimensjoneringen av staver og avstivninger skal være rimelig greit, da dette er ting vi har jobbet med tidligere. Når det gjelder knutepunkter får vi i følge veileder en del utfordringer. Mange av knutepunktene er svært kompliserte å regne på, og vi må vi tilegne oss en del ny kunnskap. Vårt inntrykk er at vi skal fokusere mye på utformingen av knutepunkter3r. Vi skal ha samtaler med/veiledning fra Magne Gausen på vegkontoret i Steinkjer angående dette.

() Dette ble forandret etter at prosjektet kom i gang. Lastkombineringen gjøres i samsvar med Eurokode, ikke Håndbok 185.*

Forord



Vår interesse for brukonstruksjoner gjorde at vi tok kontakt med SVV for å undersøke om de hadde oppgaver som kunne være aktuelle for oss. Vi møtte stor velvilje hos SVV i Oslo, og fikk kontakt med Eldar Høysæter og Bodil Bratsberg. Kontakten ble en tid brutt på grunn av langvarig sykdom hos Eldar Høysæter, men vi fikk etter hvert tips om en gangbru som skulle prosjekteres i Orkdal Kommune. Dette vekket vår interesse, da dette er i nærheten av våre hjemsteder, og et sted vi er godt kjent på. Vi har også lest og hørt mye om planene om ny gangbru over Orkla ved Forve.

SVV i Oslo satte oss i kontakt med Igor Praskac ved bru- og ferjekaiseksjonen i Trondheim, som var entusiastisk og hjelpsom.

Vi ble fortalt at dette skulle være en fagverksbru i stål. Brua skulle modelleres i StaadPro, et program som vi er godt kjent med. Alt dette gjorde at vi følte at dette var et prosjekt som lå på et fagnivå som var utfordrende og spennende, men også overkommelig.

Som nevnt har det i lengre tid vært snakk om ny gangbru ved Forve. Eksisterende bru har ikke gangfelt og utgjør en fare for gående og syklende. Flere ganger har det vært diskutert og lagt planer, men planene har blitt lagt på is grunnet manglende finansiering⁽²⁾. Dette gjelder ikke bare ny gangbru, men også nye gangbaner og kryssløsninger i forbindelse med RV 65 og E 39.

SVV ønsket opprinnelig å henge ny gangbru på utsiden av eksisterende bru. Dette ville vært den billigste løsningen, og var kostnadsberegnet til 12 millioner kroner. Løsningen ble ikke godkjent av Vegdirektoratet, da kapasiteten til eksisterende bru allerede var høyt utnyttet ⁽²⁾. Dermed måtte SVV se etter nye løsninger. Rambøll utarbeidet et forprosjekt hvor ny, separat gangbru ble kostnadsberegnet til 28 millioner kroner. Det er dette forprosjektet som er vårt utgangspunkt.

I april i år kunne vi på nytt lese om planene rundt ny gangbru på Forve i media. Det ble opplyst om at det ikke lå inn bevilgninger til ny, separat gangbru i inneværende budsjettår, og at man lette etter billigere løsninger. Vegdirektoratet jobber i skrivende stund med et nytt forprosjekt som tar sikte på en løsning som blir billigere enn 28 millioner kroner.

Selv om SVV foreløpig ser ut til å ha gått bort i fra løsningen som vi jobber med i dette prosjektet, vil vi jobbe med den og se om den er gjennomførbar, og hvis vi kan – se om det lar seg gjøre å kutte kostnadene i prosjektet.

Vi ønsker å skape et prosjekt som er mest mulig reelt. Det vil med andre ord si at vi ønsker å bidra til å gjøre forprosjektet som allerede er utført gjennomførbart for SVV. Dette er et personlig mål for alle, selv om vi er klare over at vi har null erfaringer som rådgivende ingeniører og at vårt arbeid må gjennomarbeides av erfarne personer før det eventuelt kan gjennomføres. Allikevel håper vi at SVV på et visst nivå har hatt nytte av vårt arbeid. Vi vet at vi som studenter i hvert fall har nytte av et slikt arbeid med tanke på framtidige prosjekter.

Farlig lek på Forve bru

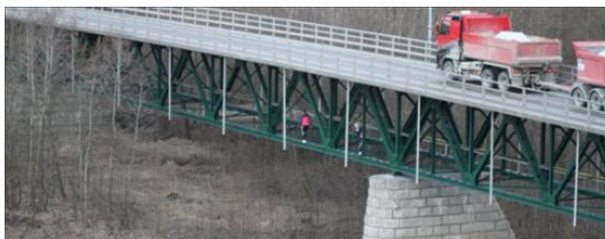


Foto: Sivert Dragset

Her balanserer to jenter under Forve bru på Fannrem. Uten redningsvest og med ei stri elv under.

– Jeg tok bildet tirsdag kveld i 21-tida. De startet på sida til Best-stasjonen og gikk i retning Høgkjølen. Da de fikk se meg ta bilde av dem, snudde de midtveis og gikk tilbake, forteller Sivert Dragset.

Han omtaler jentene som «fortiser». Likevel ble han svært forskrekket da han så stuntet.

– Det viser kanskje at det er behov for ei gangbru har, sier Dragset, som aldri har sett noen gjøre dette tidligere på Forve bru.

Øyvind Brostrøm

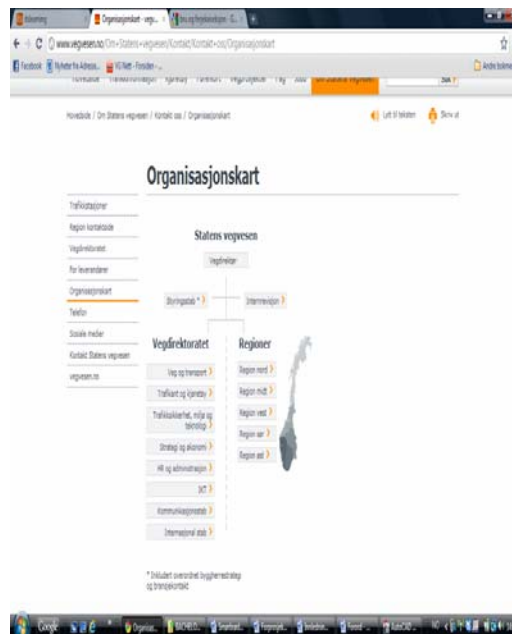
Skrevet av
Publisert 27.04.2011 - 16:05

Tips en venn
Utskrift
Del artikkelen på Facebook

Faksimile fra Avisa Sør-Trøndelag 27. april 2011

Nedenfor er aktørene i dette bachelorprosjektet presentert.

1. SVV



SVVs organisasjonskart

SVV har med sine ca. 5 500 ansatte ansvaret for planlegging, bygging, forvaltning, drift og vedlikehold av riks- og fylkesvegnettet i Norge. I tillegg har de ansvar for oppgaver som kontroll av kjøretøy, tilsyn med trafikkopplæring og gjennomføring av førerprøver.

I saker som gjelder riksveger er SVV underlagt Samferdselsdepartementet, mens de i saker som gjelder fylkesvegene er underlagt fylkeskommunene.

SVV er byggherre for alle plan- og byggeprosjekt og for drift og vedlikehold på riks- og fylkesvegnettet.

SVV er organisert i to forvaltningsnivåer: Vegdirektoratet og fem regioner (Region nord, - midt, - vest, - sør og - øst). Vegdirektoratet godkjenner prosjekter utført av regionavdelingene.

I vårt prosjekt samarbeider vi med Bru- og ferjekaiseksjonen, underlagt Ressursavdelingen i Region Midt. Kontaktperson og veileder er Igor Praskac. Han er utdannet sivilingeniør ved NTNU og har lang erfaring fra Bru- og ferjekaiseksjonen.

Den endelige prosjekteringen og godkjenningen av Forve bru er det Vegdirektoratet som står for.

2. Høgskolen i Sør-Trøndelag

Høgskolen i Sør-Trøndelag (HiST) ligger i Trondheim, og er en av de største høgskolene i landet med ca. 7000 studenter og vel 700 ansatte.

Høgskolen har stor faglig bredde med utdanningstilbud innen helse- og sosialfag, sykepleie, teknologi, økonomi og administrasjon, informatikk og e-læring, mat- og medisinsk teknologi og lærer- og tolkeutdanning.

HiST tilbyr utdanninger på bachelor og masternivå. I tillegg har de en lang rekke etter- og videreutdanningsstudier. Høgskolen har også et stort fjernundervisningstilbud, spesielt innenfor IT.

Høgskolen har et tett samarbeid med offentlig og privat næringsliv, spesielt i Midt-Norge. Mange studier har et tett praksissamarbeid med institusjoner i regionen.

HiST er lokalisert på seks campuser i Trondheim og leier arealer på til sammen ca. 75 000 kvm.

HiST har et årlig budsjett på ca. 545 millioner kroner.

Vår utdanning og bacheloroppgave er underlagt Avdeling for teknologi (AFT) – Bygg og miljø – Studieretning for konstruksjonsteknikk. Kontaktperson og veileder er Gry Hege Svarliaunet, som er utdannet sivilingeniør ved NTNU og underviser i konstruksjonslære og stålkonstruksjoner. Hun har erfaring både som rådgivende ingeniør fra privat næringsliv og som foreleser i HiST.

3. Gruppe 26

Gruppe 26 består av tre studenter ved Studieretning for konstruksjonsteknikk:

- Jørn Lefstad, 23 år, fra Skaun kommune i Sør-Trøndelag
- Ola Storm Myrmæl, 22 år, fra Meldal kommune i Sør-Trøndelag
- Thomas Uhlving, 23 år, fra Orkdal kommune i Sør-Trøndelag

Ingen av gruppens medlemmer har erfaring fra jobber som er relevante for prosjektet, og arbeidet baseres på tilegnet kunnskap fra utdanningen og fra samtaler med erfarne personer. Alle gruppens medlemmer deler interessen for fagområdet, og skal etter endt bachelorutdanning ved HiST ta masterutdanning ved universitet.

Oppsummering

Basis for dette prosjektet er et forprosjekt utarbeidet av Rambøll på bestilling fra SVV. Vi tar utgangspunkt i global geometri og tverrsnittsantagelser som fremgår av dette prosjektet, dog med en del modifikasjoner.

Lastene vurdert i dette prosjektet er:

- Egenlast av fagverk og brudekke
- Trafikklast ihht. NS-EN 1991-2:2003
- Vindlast ihht. NS-EN 1991-1-4:2005
- Temperaturlast ihht. NS-EN 1991-1-5:2003
- Snølast ihht. NS-EN 1991-1-3:2003

Alle lastene som virker på brudekket er modellert som linjelaster langs RHS-profilene som er opplagt på overgurtene. Ellers er de horisontale vindlastene modellert som linjelaster langs stavelementene, mens temperaturlastene er modellert som en aksiell ekspansjon/kontraksjon av stavene.

Modelleringsprosessen i StaadPro var todelt. Først laget vi en overslagsmodell for å få et tilnærmet reelt estimat av stavkreftene i fagverket. Ut ifra denne kunne vi bestemme oss for en endelig geometri for videre projektering.

I forprosjektet fra Rambøll var fagverket tegnet med vertikalstaver i knutepunktene. Vår overslagsmodell viste at vi kunne fjerne disse uten at det hadde nevneverdig betydning for fordelinga av krefter. Dette førte til at vi fikk mindre kompliserte knutepunkt, i tillegg til at vi sparte anslagsvis over 200 m stål.

Før vi kunne få på plass den endelige modellen måtte vi bestemme en knutepunktsgeometri som tålte påkjenningene i fagverket. Beregningene viste at vi måtte ha overlapp på diagonalstavene i lengderetningen, både langs over og undergurt. I tverretningen valgte vi å utforme knutepunktene med gap, både mellom diagonalstavene langs undergurt og mellom diagonalstavene og tverrstavene langs overgurt.

Med disse forutsetningene kunne vi få på plass den endelige modellen. Ut ifra denne fikk vi de endelige lastvirkningene. Den ytre diameteren fra forprosjektet ble benyttet, og tykkelser og stål kvalitet ble fastsatt ihht. krav fra Eurokode. Tabellen under viser endelige dimensjoner for de ulike stavtypene.

Stavtype	Tverrsnittdimensjon [mm]	Stålkvalitet	Høyeste utnyttelse
Undergurt midtspenn	457x14	S440	0,605
Undergurt ytre spenn	457x14	S355	0,629
Overgurt	355x12	S355	0,543
Diagonalstav	219x10	S355	0,562
Tverrstav	168x10	S355	0,169
Vindavstivningsstav	75x10	S355	0,382

Det viste seg at knutepunktskapasiteten ble dimensjonerende for stavene. Tykkelsene og stålkvaliteten ble valgt med bakgrunn i dette. Disse dimensjonene gav også fornuftige utnyttelser med tanke på tverrsnittskapasitet og stabilitet. I startfasen av prosjektet forsøkte vi med S355 og 10mm godstykkelser i hele fagverket, noe som gav bedre utnyttelser med tanke på stabilitet og tverrsnittskapasitet, men ikke nok knutepunktskapasitet.

Innholdsfortegnelse

1	Innledning.....	4
2	Forprosjektet.....	6
2.1	Geometrien.....	6
2.2	Brudekket.....	7
2.3	Avstivninger.....	8
3	Litteraturstudier	9
4	Pålitelighet og kontroll	10
5	Laster	11
5.1	Oversikt over laster vurdert i dette prosjektet.....	11
5.2	Egenlast.....	12
5.2.1	Egenlast av profiler G1	12
5.2.2	Egenlast av brudekket G2	12
5.3	Trafikklast.....	13
5.3.1	Jevnt fordelt trafikklast Q1	14
5.3.2	Servicekjøretøy/ulykkeslast Q2.....	15
5.3.3	Horisontal bremselast Q3	16
5.4	Temperaturlast	17
5.4.1	Temperaturpåvirkninger	17
5.4.2	Verdier for temperaturdifferanser.....	18
5.4.3	Kombinasjoner av temperaturlastene T.....	19
5.5	Vindlast.....	20
5.5.1	Vindlast i X-retning W1	21
5.5.2	Vindlast i Y-retning W2	23
5.5.3	Vindlast i Z-retning W3.....	23
5.6	Snølast S.....	26
5.7	Oversikt over laster	27
5.8	Lastfaktorer – dimensjonerende laster	29
5.9	Verdier av beregnede laster – oversikt.....	30
5.10	Lastkombinasjoner og – plasseringer	30
6	Modellering i StaadPro.....	32
6.1	Geometri og egenskaper	32

6.2	Opplager.....	34
6.3	Knutepunkter.....	35
6.4	Brudekket.....	36
6.5	Vurdering rundt vinkler og spenn innad i fagverket.....	37
6.6	Analyse	38
7	Kriterier for dimensjonering.....	39
7.1	Staver	39
7.2	Knutepunkter.....	40
7.3	Likevektsjekk i StaadPro	43
8	Resultater av stavdimensjonering.....	46
8.1	Undergurter	47
8.2	Overgurter	47
8.3	Diagonalstaver	48
8.4	Tverrstaver	49
8.5	Vindavstivningsstaver.....	50
8.6	Deformasjoner.....	50
9	Resultater av knutepunktdimensjonering	52
10	Vurdering.....	54
11	Kilder og referanser	56

1 Innledning

Basis for vårt prosjekt er et forprosjekt utført av Rambøll på bestilling fra SVV. Vi skal ta utgangspunkt i de konklusjonene Rambøll gjorde, gjennomgå disse, og ut i fra dette dimensjonere brua etter Eurokode.

Rambøll utarbeidet to mulige løsninger med tanke på plassering av brua i forhold til eksisterende bru. Den løsningen vi jobber med, er et kompromiss mellom disse, foreslått av SVV: Ny gang- og sykkelbru ligger parallelt med eksisterende bru, på sørsiden (oppstrøms), og er i sin helhet uten kurver i horisontalplanet. Den skal hvile på 5 pæler i elva i tillegg til landkar i hver ende, dvs. den har seks spenn og fire (hoved-) spenn med fagverksbæring. Det er stilt krav om at pælene skal ha tilnærmet lik plassering som eksisterende fundament, dette for å redusere flomtverrsnittet minst mulig, og for å imøtekomme eventuelle krav fra sportsfiskerieringen. Pælene skal være sirkulære med diameter 80 cm og føres helt ned til fjell.

Hovedspennene skal bæres av et fagverk med triangulært tverrsnitt (romlig fagverk), med sirkulære hulprofiler i stavene. Overbygningen skal utføres hovedsakelig i betongplate og legges opp på RHS-profiler. Detaljene i forprosjektet er nærmere beskrevet i kapittel 2.

Brua skal avstives horisontalt med stag til eksisterende bru, og det skal være avstivende vindkryss i topplanet.

Det totale spennet på brua er tilnærmet 200 m, mens hovedspennene med fagverksbæring utgjør til sammen ca. 160 m.

Se tegninger i vedlegg.

Ihht. forprosjektet til bacheloroppgaven skal vår oppgave bestå av følgende:

- Lastberegninger. Her inngår egenlast, trafikklast, vindlast, snølast og temperaturlast.
- Modellere og analysere brua i StaadPro.
- Dimensjonere
 - o Staver i fagverk
 - o Vindavstivninger
 - o Knutepunkter

Som det framgår ovenfor skal vår oppgave dreie seg først og fremst om fagverket, dvs. hovedbæringen i brua. Av viktige elementer som ville inngått i et reelt prosjekt, nevner vi fire punkter som vi *ikke* tar med i vårt prosjekt, enten pga. tidsrammer eller vanskelighetsgrad:

- Pæler, landkar, og påvirkninger knyttet til disse (setninger, friksjon, deformasjoner, etc.), inngår ikke i prosjektet.
- Når det gjelder brudekket/overbygningen, benytter vi løsningen i forprosjektet fra Rambøll, og vil ikke se nærmere på dette.
- Dynamiske laster og utmattingslaster inngår ikke. Dette er heller ikke laster som i første omgang er veldig aktuelle for en gang- og sykkelbru av denne typen.
- Laster i byggefasen inngår ikke. Siden en slik bru sannsynligvis vil bygges etter utkrager-prinsipp, er dette et veldig viktig element.

I følge vår veileder hos SVV er dette et svært utfordrende prosjekt. Brutypen, og det faktum at denne typen er svært sjeldent brukt, gjør at preaksepterte løsninger og erfaringer er lite relevante. Hele prosjektet må gjennomarbeides fra A til Å, og vårt lave erfaringsnivå gjør at dette er et vanskelig, men dermed også veldig interessant, prosjekt.

Når det gjelder bruer av lignende type, finnes det svært få. Den eneste vi har kjennskap til er Nordenga bru ved Bispelokket i Bjørvika i Oslo, som skal åpnes for trafikk sommeren 2011 ⁽³⁾. I dette prosjektet viste det seg at knutepunktene i fagverket bød på store problemer, og dette er sannsynligvis noe av det vi kan forvente oss i vårt prosjekt. Ellers har vi sett at triangulære fagverk med rørprofiler er benyttet på stadionanlegg, blant annet på Fredrikstad Stadion.

2 Forprosjektet

2.1 Geometrien

Rambølls forslag til plassering av brua ble endret noe av SVV. I Rambølls forslag lå ikke ny bru parallelt med eksisterende bru, men SVV endret dette, slik at bruene nå er parallelle. Pæleplasseringen, og dermed også spennviddene (hovedspennene), er nå like som for eksisterende bru. De korte endespennene inngår ikke i prosjektet vårt, da disse sannsynligvis ikke vil bæres av hovedfagverket. Eksisterende bru har heller ikke fagverksbæring i tilsvarende spenn.

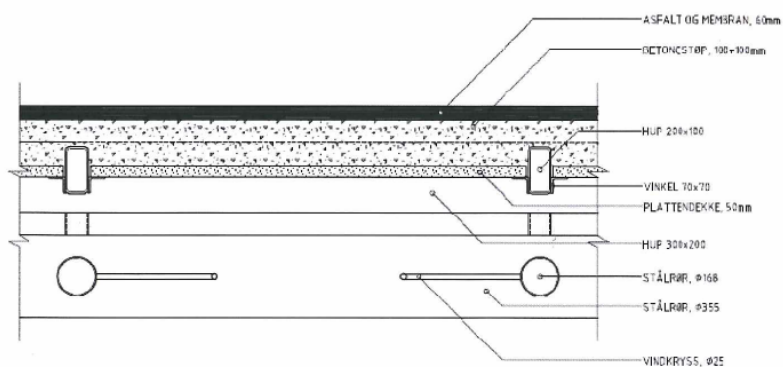
Global geometri for brua er vist på tegninger i vedlegg. De fire hovedspennene spenner totalt 160 meter (horisontalavstand), hvorav de to midtspennene er lengst og utgjør til sammen 91 meter.

Type spenn	Antall	Lengde (horisontalt) [m]
Midtspenn	2	45,5
Ytre spenn	2	35,0

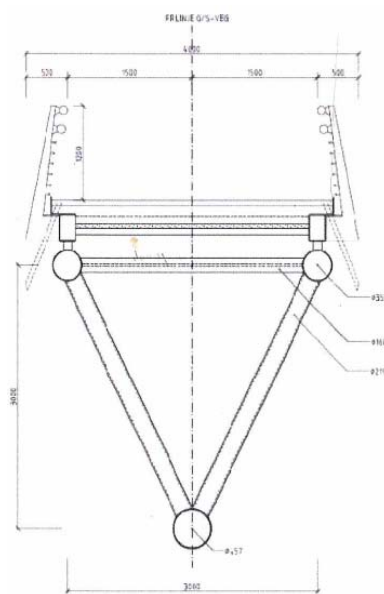
Tabell 2.1 – Oversikt over spenn

2.2 Brudekket

I dette prosjektet inngår ikke dimensjonering av vegoverbygningen/brudekket. Vårt utgangspunkt for å beregne laster fra brudekket er forprosjektet utført av Rambøll. Figurene under viser forprosjektets forslag til brudekke.



Figur 2.1 – Lengdesnitt av brudekket



Figur 2.2 – Tverrsnitt av brudekket og fagverket

Brudekket består av langsgående RHS-profiler, opplagt på klosser på overgurten over hvert fagverksknutepunkt. I forbindelse med knutepunktene ligger det også mindre RHS-profiler på tvers. Plattendeckket er lagt på vinkler påsveist på RHS-profilene, og det støpes en 200 mm påstøp før det legges 60 mm asfalt og membran. Takket være de tversgående RHS-profilene utgjør brudekket som helhet en veldig stiv plate.

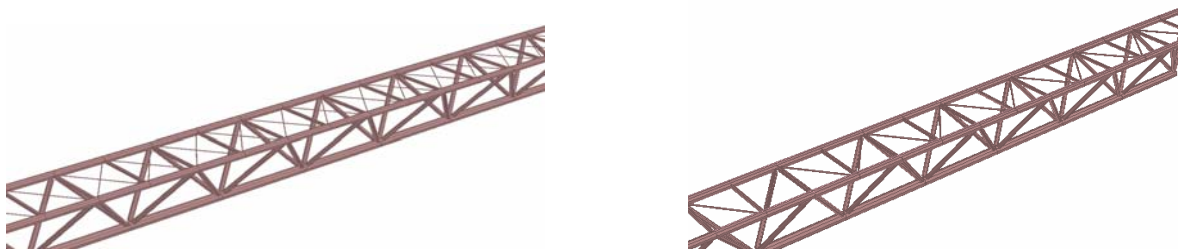
Avstanden mellom de tversgående RHS-profilene er lik 4,457 m, dvs. det ligger tversgående RHS-profiler over hvert fagverksknutepunkt.

I forprosjektet er det ikke beskrevet i hvilken grad brudekket bidrar med stivhet til fagverket. Etter vårt skjønn er det en viss grad av samvirke i denne brua, da brudekket som enhet er veldig stivt. Graden av samvirke er avhengig av egenskapene til klossene som de langsgående RHS-profilene er opplagt på. Disse egenskapene er ikke spesifisert i forprosjektet. Vi vil modellere både de langs- og tversgående RHS-profilene, men ikke betongdekket. På denne måten mener vi at vi tar hensyn til *noe* av stivheten som brudekket eventuelt vil bidra med.

2.3 Avstivninger

Brua skal stabiliseres sideveis med stag til eksisterende bru. Hvor mange stag og hvor tett disse plasseres er ikke bestemt i forprosjektet. Deformasjonene sideveis avgjør hvor mange stag vi benytter. Vi tar utgangspunkt i et stag pr opplager/pæl.

I fagverkets toppflensplan skal det legges vindavstivninger. Utformingen av disse er ikke gitt i forprosjektet. Vi vil velge enten rene strekkryss eller enkeltstaver (RHS) som kan ta trykk, da dette er de mest vanlige løsningene på bruer⁽⁴⁾.



Figur 2.3 – Fagverket med to forskjellige løsninger for vindavstivning i overgurtplanet

3 Litteraturstudier

Vi har primært støttet oss til tre forskjellige litteraturkilder. Disse er kort presentert nedenfor.

- **Eurokodeprogrammet**

”Eurokoder er en felles europeisk serie standarder for prosjektering av byggverk og dokumentasjon av produkters bæreevne/styrke til konstruksjonsformål. Når eurokodene er ferdige med nasjonale tillegg erstatter de nasjonale standarder for konstruksjonsteknikk.”

SVV er fortsatt inne i en overgangsperiode mellom gamle standarder og Eurokode. Se vedlegg 10 (rundskriv) for bestemmelser angående overgangsperioden. Vi har i dette prosjektet fulgt disse bestemmelsene.

- **SVVs Håndbok 185**

SVV har en rekke håndbøker som ansatte og andre kan støtte seg på. Håndbøkene inneholder forskrifter, normaler, retningslinjer, veiledninger, lærebøker og vegdata. Vi benyttet oss av Håndbok 185 – Bruprosjektering. Nåværende utgave er ikke oppdatert etter Eurokode, men gir likevel god støtte til forståelse av problemer, særlig rundt laster og påvirkninger. Håndbøkene er først og fremst ment som supplement til standardene.

- **Cidect Design Guide**

Cidect er en internasjonal forening bestående av ledende produsenter av hulprofiler. Målet for organisasjonen er å utvide kunnskapen om hulprofiler gjennom forskning og studier, slik at ingeniører og konstruktører kan ta den i bruk. Cidects forskning er blant annet grunnlag for kapittelet om knutepunkter med hulprofiler i NS-EN 1993-1-8:2003.

Organisasjonen forsker på alle aspekter rundt bruk av hulprofiler, og utgir forskningsarbeidet sitt som artikler, publikasjoner, guider, og software. Vi benytter oss primært av Design Guide 1, 2. utgave, som angår knutepunkter med hulprofiler. 2. utgave er en oppdatering i forhold til Eurokode.

4 Pålitelighet og kontroll

Veg- og jernbanebruer befinner seg i pålitelighetsklasse 3 ⁽⁵⁾. Dette innebærer at et system for kvalitetssikring skal være tilgjengelig, og skal spesifisere krav for organisasjon, personell, prosjektering, kontroll og dokumentering. Da vi ikke er sluttprosjekterende for denne brua, ligger ikke spesifiseringen av dette inn i vår oppgave. Vårt kvalitetssikringssystem er beskrevet i forprosjektet for bacheloroppgaven, og fulgt igjennom prosjektet.

Pålitelighetsklasse 3 innebærer at lastfaktorer γ_M tas fra tabell NA.A2.4(A), NA.A2.4(B) OG NA.A2.4(C) ⁽⁶⁾.

Konstruksjonen befinner seg i kontrollklasse U (utvidet) ⁽⁷⁾. Det innebærer at det skal utføres *uavhengig prosjekteringskontroll* av et foretak som ikke var med i prosjekteringen.

Følgende punkter skal kontrolleres i prosjektet ⁽⁸⁾:

1. Global likevekt
2. Kritiske komponenter (konstruksjonsdeler, knutepunkter, opplegg og tverrsnitt)
3. Beregninger og tegninger
4. Samsvar mellom beregninger og tegninger
5. Funksjonskravene
6. Lastantakelser og beregningsmodeller for laster
7. Modeller for konstruksjonsanalyse og beregning av lastvirkninger
8. Grunnforhold
9. Relevans av antatte materialegenskaper
10. Spesifikasjon av lastantakelser og tilhørende beregningsmodeller
11. Tilleggskontroll av konstruksjonsberegninger ved å utføre tilstrekkelige uavhengige beregninger
12. At krav til utførelseskontroll er relevante

Punkt 1-7 beskriver elementer som inngår i større eller mindre grad i vårt prosjekt. Disse kontrolleres etter kvalitetssikringssystemet beskrevet i forprosjektet for bacheloroppgaven. Punkt 8-12 er ikke tatt hensyn til i dette prosjektet, da de helt eller delvis ligger utenfor vårt ansvarsområde.

Dimensjonerende brukstid for bruer er 100 år (kategori 5) ⁽⁹⁾. Dette bør alltid fastsettes ⁽¹⁰⁾, uten at det har videre betydning for vårt prosjekt. Overflatebehandling og lignende elementer som ville hatt betydning for bruas bestandighet, inngår ikke i prosjektet.

5 Laster

5.1 Oversikt over laster vurdert i dette prosjektet

Håndbok 185, tabell 7, angir påvirkninger/laster som kan virke på bru- og ferjekaikonstruksjoner. Ikke alle disse er relevante for dette prosjekt, da det ikke skal tas hensyn til pælene, landkarene og betongoverbygningen.

Dynamiske virkninger på brua grunnet variable laster er ikke vurdert i dette prosjektet.

Tabellen under viser lastene vurdert i dette prosjektet. Komplette oversikt over lastene beskrevet i Håndbok 185 finnes i vedlegg 4.8. Betegnelse vil bli benyttet videre.

	Betegnelse	Beskrevet i avsnitt
Egenlast	G	5.2
Trafikk	Q	5.3
Snø	S	5.6
Vind	W	5.5
Temperatur	T	5.4

Tabell 5.1 – Laster vurdert i dette prosjektet

Lastene som presenteres i kapittel 5.2 – 5.6 er karakteristiske verdier.

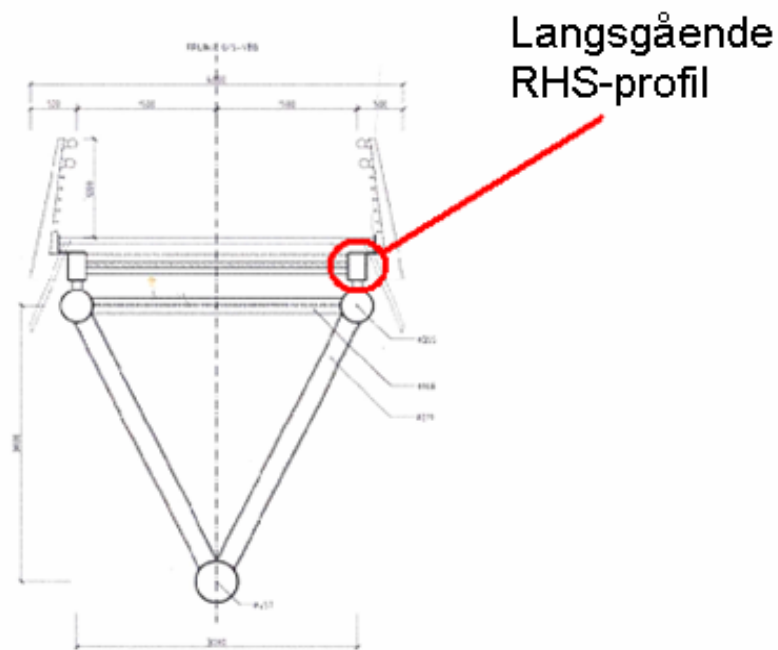
5.2 Egenlast

5.2.1 Egenlast av profiler G1

Egenlast av rørprofilene og RHS-profilene modelleres med egenvekt lik -1 i StaadPro.

5.2.2 Egenlast av brudekket G2

Brudekket består, som vist i figur 2.1, av langs- og tversgående RHS-profiler, plattendekker, betongpåstøp, asfalt og rekkverk. Hele tyngden av dekket skal beregnes til linjelaster langs de to langsgående RHS 300x200-profilene. Vi setter som krav at bjelken er kontinuerlig over minst 4 spenn, slik at faktor for beregning av opplagerkraft blir tilnærmet lik 1,0. Standard lengde på RHS-profilene er 12 m ⁽¹¹⁾, dvs. 5 spenn.



Figur 5.1 – Laster på brudekket regnes ned som linjelaster på de langsgående RHS-profilene

Tyngden til RHS-profilene neglisjeres.

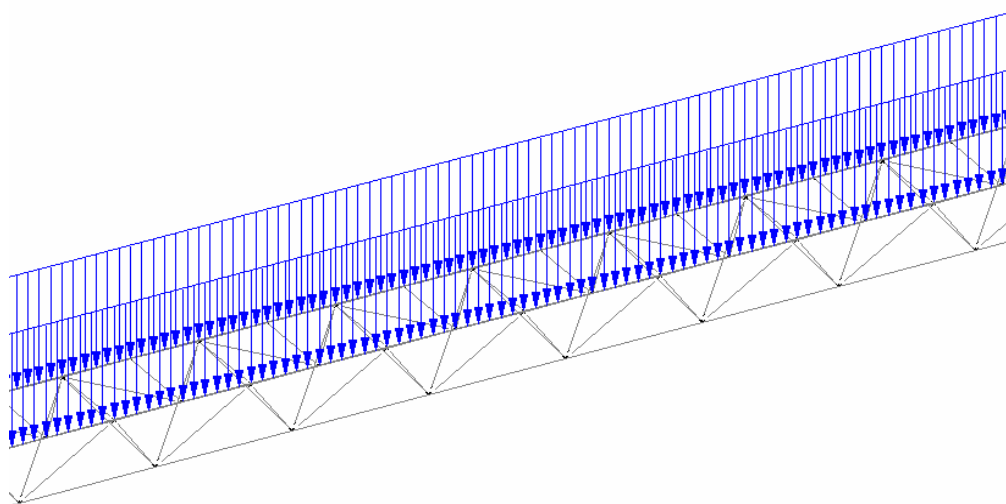
Tyngdetettheter hentes fra NS-EN 1991-1-1:2002, tillegg A. Ellers hentes verdiene fra forprosjektet, se figur 2.1.

Punkt 3.7.2 i Håndbok 185 sier at rekkverk skal belastes med en horisontal og en vertikal linjelast lik 1,5 kN/m. Håndboken sier ingenting om opprinnelsen til denne lasten, annet enn at det *ikke* er en ulykkeslast/påkjøringslast. Heller ikke NS-EN 1991-2:2003 nevner denne påvirkningen. I følge Igor Praskac er det ikke vanlig praksis å benytte denne lasten, men at det derimot er praksis å benytte 1,5 kN/m som *egenlast* av rekkverk. Dermed velger vi å tolke Håndbok 185 dit hen at 1,5 kN/m svarer til egenvekten av rekkverk, og vi benytter lastfaktorer deretter. Den horisontale rekkverklasten neglisjeres.

Tabellen under viser endelig linjelast som brukes som input-last på de langsgående RHS-profilene i StaadPro. Utfyllende beregninger finnes i vedlegg 4.1.

Materiale/ konstruksjonsdel	Tyngdetetthet [kN/m ³]	Tykkelse [m]	Flatelast [kN/m ²]	Lastbredde for én RHS 300x200 [m]	Linjelast langs RHS 300x200 [kN/m]
Plattendekke	25	0,05	1,25	1,5	1,875
Betongpåstøp	25	0,2	5,00	1,75	8,750
Asfalt	25	0,06	1,50	1,75	2,625
Rekkverk	-	-	-		1.500
Sum	G2 =				13,250

Tabell 5.2 – Linjelast langs langsgående RHS-profil grunnet egenvekt av brudekket



Figur 5.2 – Egenlast fra brudekket (G2) som linjelaster på RHS-profiler

5.3 Trafikklast

Trafikklastene beregnes etter NS-EN 1991-2:2003. Tidligere har SVV benyttet Håndbok 185 for disse beregningene, men Vegdirektoratet har bestemt at alle prosjekter som skal overleveres etter 1. juli 2011 skal prosjekteres etter Eurokode, dermed også dette. Vi har støttet oss på Håndbok 185 for forståelsen av disse lastene, da nytt og gammelt regelverk er rimelig likt.

Dynamisk respons på brua grunnet trafikklastene inngår som nevnt ikke i prosjektet, men det er lagt inn en dynamisk forsterkningsfaktor i trafikklastene der det er aktuelt ⁽¹²⁾.

Trafikklasten består av tre forskjellige tilfeller ⁽¹³⁾:

- Jevnt fordelt last q_{fk} (her benevnt som Q1) beskrevet i 5.3.2.1(2)
- Konsentrert last Q_{fwk} beskrevet i 5.3.2.2(1). Vi kan se bort fra denne da vi benytter servicekjøretøy/ulykkeslast i stedet ⁽¹⁴⁾
- Servicekjøretøy Q_{serv} (her benevnt som Q2) *eller* ulykkeslast beskrevet i 5.6.3(2) ⁽¹⁵⁾

I tillegg skal en horisontal bremselast (her benevnt som Q3) tas i betraktning ⁽¹⁶⁾.

5.3.1 Jevnt fordelt trafikklast Q1

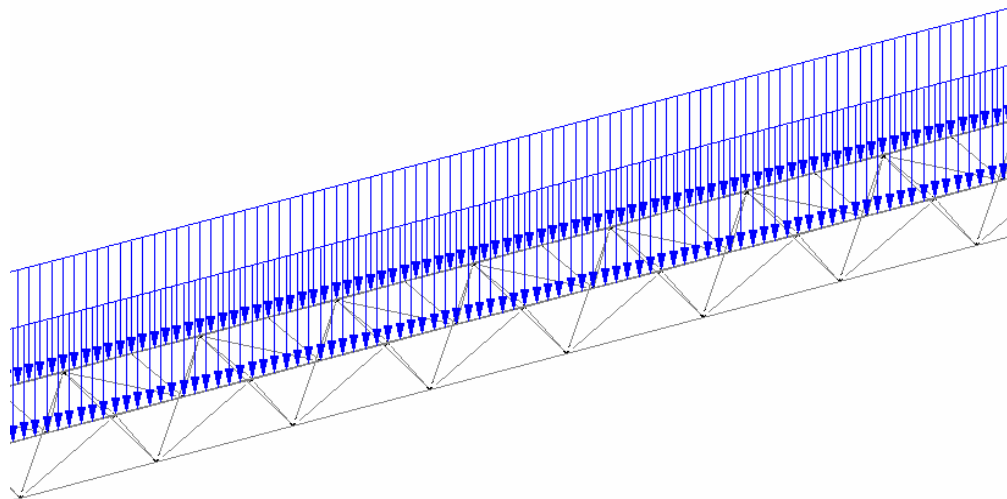
Den jevnt fordelte lasten skal plasseres på de arealene som gir ugunstigste lastvirkning, både på tvers og på langs av brua ⁽¹⁷⁾. Lasten plasseres dermed ut over hele bredden på brua, og i to spenn i lengderetningen. Globalt sett er fagverket en 4-felts bjelke, og last i de to midtspennene gir verst globalt støttemoment, mens last i annen hvert spenn gir verst globalt feltmoment.

Verdien av den jevnt fordelte lasten er avhengig av lengden L den er spredt utover ⁽¹⁸⁾. Vi velger L som den samlede lengden av de to midtspennene, dvs. $L = 91$ m. Dette gir en jevnt fordelt last $q_{fk} = 2,992 \text{ kN/m}^2$.

Trafikklasten virker på brudekket, og må føres ned i fagverket. Vi beregner derfor trafikklasten som en linjelast langs de langsgående RHS-profilene, akkurat som for egenlasten av brudekket. Lastbredden til RHS-profilene er for trafikklasten lik 2,0 m, se figur 2.2.

Linjelasten blir dermed $Q1 = 5,984 \text{ kN/m}$.

Utfyllende beregninger finnes i tillegg 4.2.

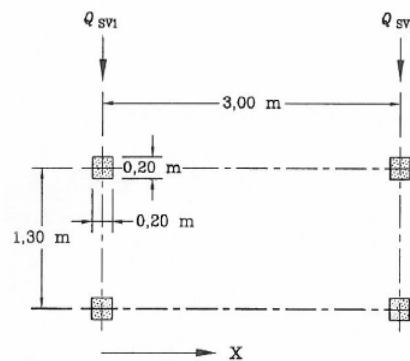


Figur 5.3 – Jevnt fordelt trafikklast (Q_1) som linjelaster på RHS-profiler

5.3.2 Servicekjøretøy/ulykkeslast Q2

Vi benytter ulykkeslast, da dette vil dekke et servicekjøretøy som f. eks. en traktor ⁽¹⁹⁾.

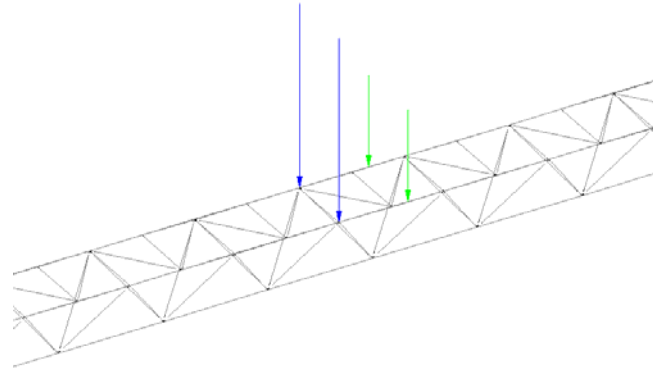
Denne lasten består av to aksellaster (fire punktlaster) med en akselavstand 3,0 m. Senteravstand mellom hjulene er 1,3 m. Hver punktlast har en utstrekning på 0,2 x 0,2 m. Den ene aksellasten er på 80 kN (fordelt på to hjul), mens den andre er på 40 kN (fordelt på to hjul). Lasten skal plasseres på ugunstigste posisjon både på tvers og på langs.



Key
 x : Bridge axis direction
 $Q_{sv1} = 80 \text{ kN}$
 $Q_{sv2} = 40 \text{ kN}$

Figur 5.4 – Aksellaster fra servicekjøretøy/ulykkeslast

Denne lasten virker også på brudekket, men vi valgte å påføre punktlastene direkte på de langsgående RHS-profilene, da det vil gi samme virkning ned i fagverket. Se figur 5.5.



Figur 5.5 – Aksellaster (Q_2) som punktlaster på RHS-profiler

5.3.3 Horisontal bremselast Q_3

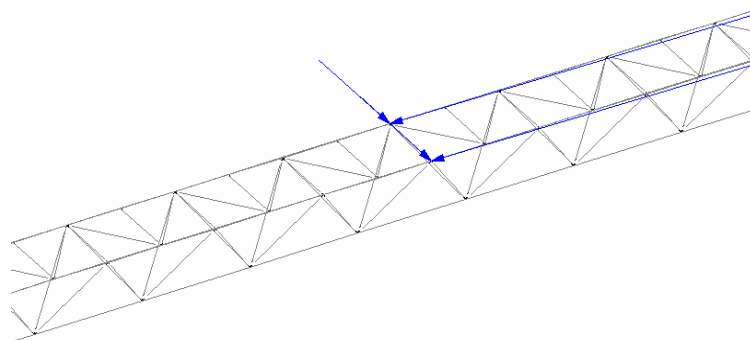
Horisontal bremselast i bruas lengderetning skal settes lik største verdi av ⁽²⁰⁾

- 1) 10 % av total tyngde av jevnt fordelt trafikklast q_{fk} , dvs. 108,899 kN
- 2) 60 % av total tyngde av servicekjøretøy/ulykkeslast Q_{serv} , dvs. 72 kN

Horisontal bremselast i lengderetning er dermed lik 108,899 kN.

Horisontal last i tverretning settes til 25 % av horisontal last i lengderetning, dvs. 27,225 kN.

Lastene fordeles likt til de to langsgående RHS-profilene, dvs. horisontal bremselast blir $Q_3 = \{54,45, 13,612\}$ kN. Begge lastene angriper i høyde med vegbanen, i tilknytning til trafikklast Q_1/Q_2 . Detaljerte beregninger finnes i vedlegg 4.2.



Figur 5.6 – Bremselaster (Q_3) som punktlaster på RHS-profiler

5.4 Temperaturlast

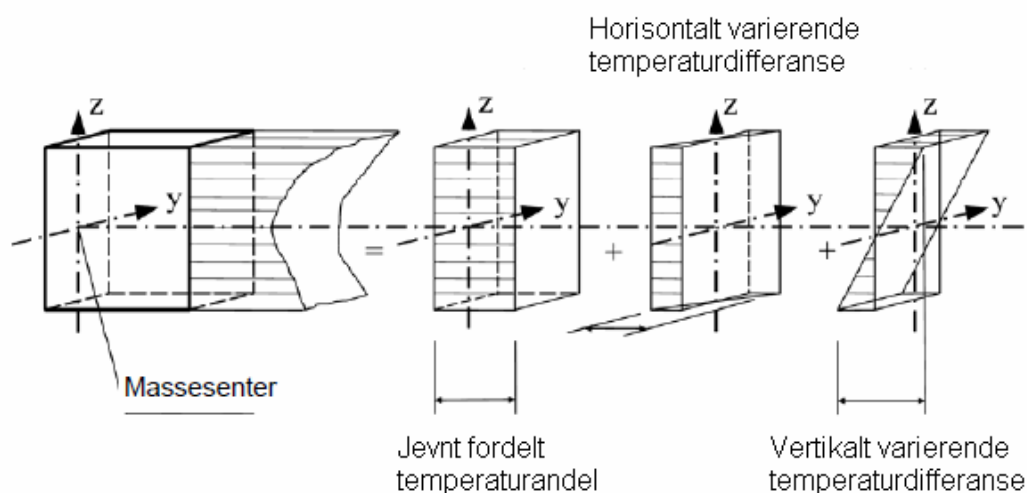
Temperaturlastberegningene gjøres etter NS-EN 1991-1-5:2003, med støtte fra Håndbok 185.

Stålfagverksbruer defineres som bru av ”Type 1” ⁽²¹⁾.

5.4.1 Temperaturpåvirkninger

Temperaturpåvirkninger på bruer består av ⁽²²⁾

1. Jevnt fordelt temperaturandel. Denne påvirkningen tilsvarer en jevn endring i lufttemperatur som gir alle konstruksjonsdeler en lik oppvarming/avkjøling.
2. Lineært (evt. ikke-lineært) varierende temperaturdifferanse om z-z-akse (vertikalt). Denne påvirkningen skyldes at solstrålingen varmer opp oversiden av fagverket mer enn undersiden, og dermed skaper en temperaturdifferanse mellom topp og bunn som vil gi en global krumning i fagverket.
3. Lineært varierende temperaturdifferanse om y-y-akse (horisontalt). Denne påvirkningen skyldes at solstrålingen varmer opp en side av fagverket mer enn den andre siden og dermed skaper en temperaturdifferanse mellom høyre og venstre side, som vil gi en global krumning i fagverket.
4. Eventuelle forskjeller i jevnt fordelt temperaturandel. Dette vil si at en del av konstruksjonen er skjermet for påvirkning fra lufttemperaturendringer.



Figur 5.7 - Temperaturpåvirkninger

Den lineært varierende temperaturdifferansen er tilstrekkelig konservativ ⁽²³⁾. Vi trenger med andre ord ikke anvende ikke-lineært varierende temperaturdifferanse. Vi mener også at det er rimelig å anta at vi ikke får betydelige horisontale temperaturforskjeller, da fagverket har en bredde på kun 3m. De geografiske forutsetningene er etter vårt skjønn slik at intensiteten i solstrålingen ikke vil variere i stor grad mellom høyre og venstre side av brua. Heller ikke eventuelle forskjeller i jevnt fordelt temperaturandel tas med i beregningene, da vi har et luftig fagverk hvor ingen deler er særlig skjermet for lufttemperaturrendringer.

Vi står igjen med temperaturpåvirkning 1 og 2: jevnt fordelt temperaturandel og vertikal lineært varierende temperaturdifferanse. Dette er ifølge Igor Praskac vanlig praksis på gangbruer.

Som nevnt inngår ikke dimensjonering av brudekket i dette prosjektet. Vi velger dermed også å se bort i fra virkningen av temperaturlast på brudekket. Det er usikkert hvilke krefter klossene som brudekket ligger opp på klarer å overføre til fagverket, og vi mener det er greit å anta at temperaturdeformasjoner av dekket ikke vil skape momenter av betydning i fagverket.

5.4.2 Verdier for temperaturdifferanser

	Jevnt fordelt temperaturandel ΔT_N		Vertikal lineært varierende temperaturdifferanse ΔT_M	
	Notasjon	Verdi [°C]	Notasjon ¹⁾	Verdi [°C]
Oppvarming	$\Delta T_{N.exp}$	39	$\Delta T_{M.heat}$	28,8
Avkjøling	$\Delta T_{N.con}$	43	$\Delta T_{M.cool}$	7,8

Tabell 5.3 – Oversikt over temperaturpåvikninger med verdier

Merknad 1: $\Delta T_{M.heat}$ svarer til *oppvarming* av oversiden slik at topp er *varmere* enn bunn. $\Delta T_{M.cool}$ svarer til *avkjøling* av oversiden slik at topp er *kaldere* enn bunn.

Utfyllende beregninger finnes i vedlegg 4.4.

5.4.3 Kombinasjoner av temperaturlastene T

Alle kombinasjoner av temperaturlaster anses som mulige ⁽²⁴⁾. Kombinasjonsfaktorer ω tas i fra NA.6.1.5(1)/2.5.6.7 i Håndbok 185.

Dette gir følgende kombinasjoner av temperaturlast:

Kombinasjon	ω_N	Jevnt fordelt temperaturandel ΔT_N	Verdi ΔT_N [°C]	ω_M	Vertikal varierende temperaturandel ΔT_M	Verdi ΔT_M [°C]
T1	0,35	$\Delta T_{N,exp}$	13,65	1,0	$\Delta T_{M,heat}$	28,8
T2	0,35	$\Delta T_{N,con}$	15,05	1,0	$\Delta T_{M,heat}$	28,8
T3	0,35	$\Delta T_{N,exp}$	13,65	1,0	$\Delta T_{M,cool}$	7,8
T4	0,35	$\Delta T_{N,con}$	15,05	1,0	$\Delta T_{M,cool}$	7,8
T5	1,0	$\Delta T_{N,exp}$	39	0,75	$\Delta T_{M,heat}$	21,6
T6	1,0	$\Delta T_{N,con}$	43	0,75	$\Delta T_{M,heat}$	21,6
T7	1,0	$\Delta T_{N,exp}$	39	0,75	$\Delta T_{M,cool}$	5,85
T8	1,0	$\Delta T_{N,con}$	43	0,75	$\Delta T_{M,cool}$	5,85

Tabell 5.4 – Oversikt over temperaturlastkombinasjoner med verdier

Vårt regneprogram, StaadPro, har ingen funksjon for å påføre en vertikal varierende temperaturdifferanse. Vi må derfor gjøre noen forenklinger. Vi har modellert temperaturlastene etter følgende kriterier:

- Tverrstavene og vindkryssene under dekket har alltid samme temperatur som overgurtene
- Diagonalstavene påføres alltid kun jevnt fordelt temperaturandel ΔT_N
- Den vertikal varierende temperaturandelen ΔT_M modelleres som en temperaturdifferanse mellom over- og undergurt. Det vil si at vi påfører den ene gurten den jevnt fordelte temperaturandelen ΔT_N , mens den andre påføres differansen mellom jevnt fordelt temperaturandel og vertikal varierende temperatur ($\Delta T_N - \Delta T_M$).

Tabellen under viser verdier for påføring av temperaturlaster i StaadPro, og i hvilke stavtyper de skal påføres.

Kombinasjon	Avvik fra ΔT_N i stavtype	Verdi ΔT_N [°C]	Påføres	Verdi ΔT_M [°C]	Differanse $\Delta T_N - \Delta T_M$	Påføres
T1	U	13,65	D+O	28,8	-15,15	U
T2	O	-15,05	D+U	28,8	13,75	O
T3	O	13,65	D+U	7,8	5,85	O
T4	U	-15,05	D+O	7,8	-7,25	U
T5	U	39	D+O	21,6	17,4	U
T6	O	-43	D+U	21,6	-21,4	O
T7	O	39	D+U	5,85	33,15	O
T8	U	-43	D+O	5,85	-37,15	U

Tabell 5.5 – Oversikt over input for StaadPro.

D = Diagonalstaver

O = Overgurter (innbefatter også tverrstaver og vindkryss under dekket)

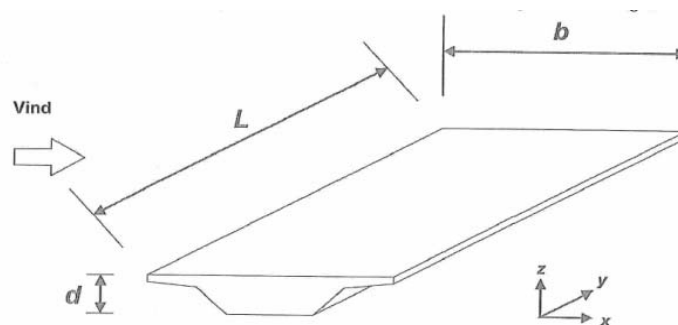
U = Undergurt

5.5 Vindlast

Vindlast beregnes etter NS-EN 1991-1-4:2005, kapittel 8. Forenklet metode i 8.3.2 er benyttet da en dynamisk responsanalyse er vurdert som ikke nødvendig (inngår ikke i prosjektet).

Vindpåvirkningene på brua deles inn i tre deler ⁽²⁵⁾:

- Vindlast i X-retning (vinkelrett på bruas lengdeakse)
- Vindlast i Y-retning (langs bruas lengdeakse)
- Vindlast i Z-retning (vertikalt sug/trykk)



Figur 5.8 – Definisjon av akser for vindlaster ihht. NS-EN 1991-1-4:2005

5.5.1 Vindlast i X-retning W1

Dette er den dominerende vindpåvirkningen på brua, og vil gi størst lastvirkninger. Vindtrykket vinkelrett på brua er beregnet til $0,891 \text{ kN/m}^2$ etter formel 8.2. Referansearealet $A_{\text{ref},x}$ er utelatt slik at vi får ut verdien som et trykk/en flatelast, mens vindlastfaktoren er beregnet ut i fra figur 7.35. Vi antar at området rundt Forve bru tilsvare Terrenkategori 2 ihht. A.1.

Vi ønsker å modellere vindlasten som en linjelast mot stavnene, da StaadPro ikke har en funksjon for å sette på jevnt fordelt vindtrykk mot fagverk. Linjelasten beregnes ved at vindtrykket multipliseres med de enkelte stavnens diameter.

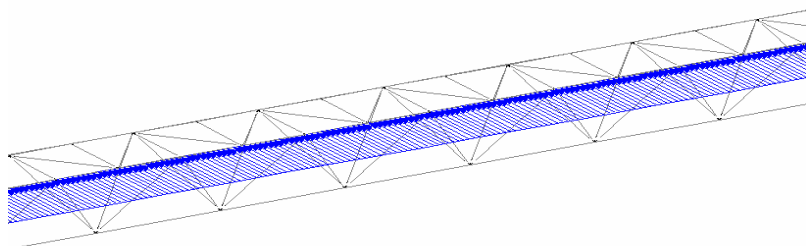
Vindlasten mot overbygningen beregnes som en linjelast mot RHS-profilene, ved at høyden d_{tot} fra tabell 8.1 multipliseres med beregnet vindtrykk. Forsterkning av vindlast grunnet kjøretøy på brua ivaretas ved at d_{tot} økes (kjøretøyets høyde settes til $1,5 \text{ m}^{(26)}$).

Utfyllende beregninger finnes i vedlegg 4.3.

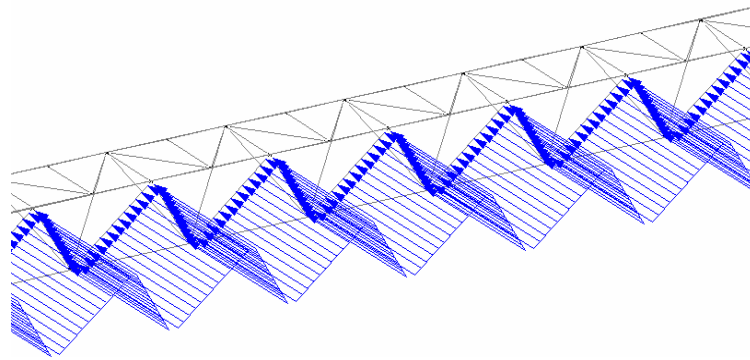
Tabellene under viser en oversikt over vindlastene mot brua i X-retning, som brukes som input i StaadPro.

	Diameter [m]	Linjelast	
		Notasjon	Verdi [kN/m]
Overgurt	0,355	W1.1	0,316
Diagonalstaver	0,219	W1.2	0,195
Undergurt	0,457	W1.3	0,407

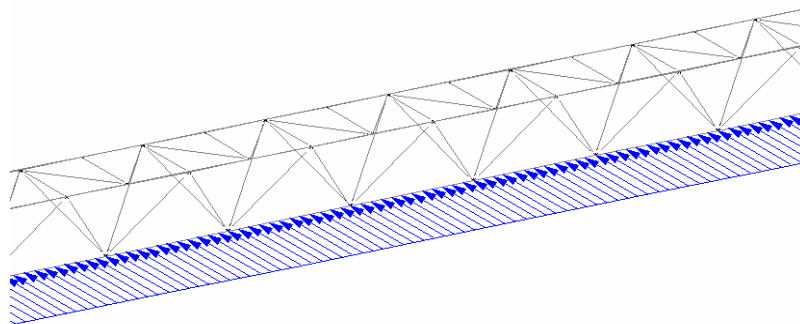
Tabell 5.6 – Vindlast i X-retning mot stavnene i fagverket, beregnet som linjelaster



Figur 5.9 – Vindlast i X-retning som linjelast mot overgurt (W1.1)



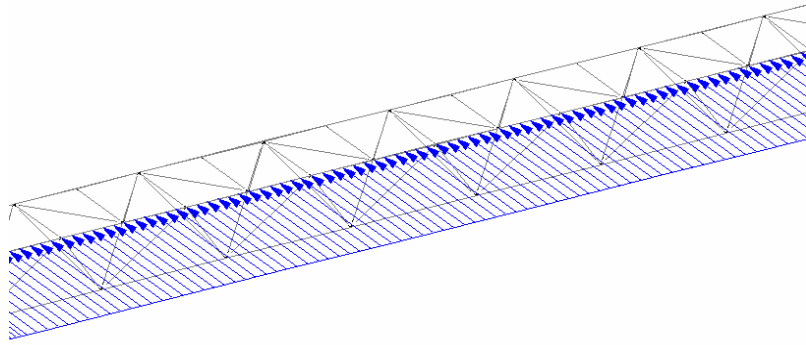
Figur 5.10 – Vindlast i X-retning som linjelast mot diagonalstaver (W1.2)



Figur 5.11 – Vindlast i X-retning som linjelast mot undergurt (W1.3)

	Høyde av overbygningen d_{tot} [m]	Linjelast på RHS-profil	
		Notasjon	Verdi [kN/m]
Uten trafikklast	1,7	W1.4	1,514
Med trafikklast	2,0	W1.5	1,781

Tabell 5.7 – Vindlast i X-retning mot RHS-profil, med og uten trafikklast



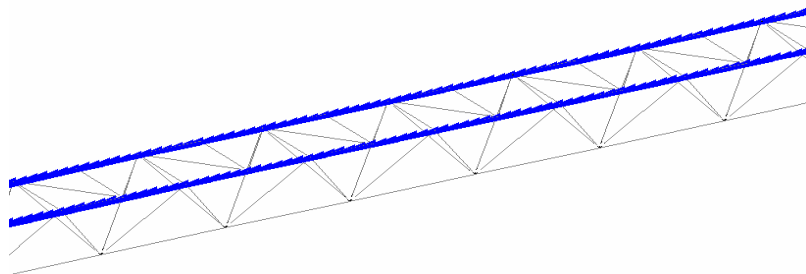
Figur 5.12 – Vindlast i X-retning på overbygning med og uten trafikklast, som linjelast mot RHS-profiler (W1.4/W1.5)

5.5.2 Vindlast i Y-retning W2

Vindlast i Y-retning skal settes som 50 % av totale vindkrefter i X-retning ⁽²⁷⁾.

Vindkrefter i X-retning finnes ved å multiplisere vindtrykket vinkelrett på bruas lengdeakse med høyden d_{tot} (med trafikklast, da dette gir mer konservativ verdi). Deretter fordeles dette trykket jevnt i de to langsgående RHS-profilene.

Dette gir en vindlast i Y-retning $W2 = 1,202 \text{ kN/m}$, i hver RHS-profil. Denne påføres som en jevnt fordelt trykkraft.



Figur 5.13 – Vindlast i Y-retning som jevnt fordelt aksialtrykk på RHS-profiler (W2)

Utfyllende beregninger finnes i vedlegg 4.3.

5.5.3 Vindlast i Z-retning W3

Vindlast i Z-retning beregnes som linjelaster langs de to langsgående RHS-profilene. Dette kan være både sug og trykk. Lastene beregnes ved at vindtrykket i Z-retning multipliseres med bruas bredde B, slik at vi får en total linjelast langs brua. Bredden B er lik 4,0 m (se figur 2.2) og vindtrykket er 0,844 kN/m², beregnet med kraftfaktor ihht. 8.3.3(1).

Denne lastens angrepspunkt skal ha en eksentrisitet $e = b/4$ ⁽²⁸⁾, noe som medfører at de to langsgående RHS-profilene vil få en ulik linjelast. Skjermbildet fra StaadPro under viser det statiske systemet benyttet for å beregne de to linjelastene. Figuren viser tverrsnitt av brudekket hvor opplagrene representerer langsgående RHS-profiler. Punktlasten tilsvarende vindtrykk i Z-retning multiplisert med bruas bredde, dvs. 3,376 kN/m innover i planet. Avstand fra venstre side til punktlast er lik eksentrisiteten 1,0 m. Opplagerreaksjonene i denne modellen tilsvarende linjelastene påført i den virkelige modellen.



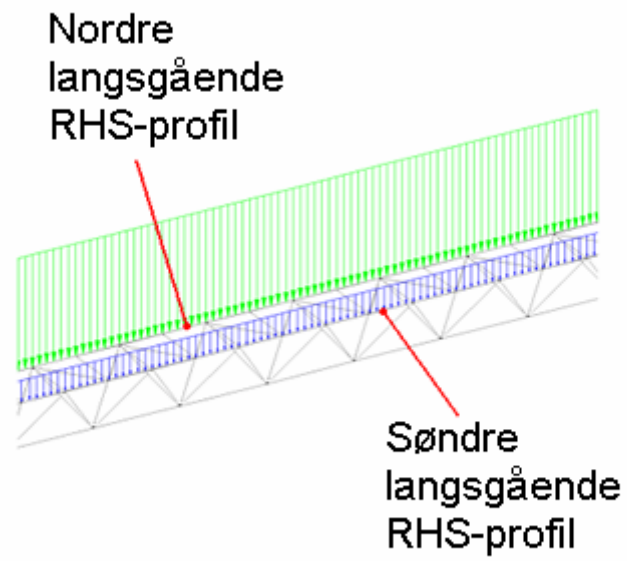
Figur 5.14 – Statisk modell benyttet for å beregne vindlast i Z-retning

Linjelastene er vist i tabellen under.

	Linjelast på søndre RHS-profil		Linjelast på nordre RHS-profil	
	Notasjon	Verdi [kN/m]	Notasjon	Verdi [kN/m]
Trykk	W3.1.1	0,563	W3.1.2	2,813
Sug	W3.2.1	0,563	W3.2.2	2,813

Tabell 5.8 – Vindlast i Z-retning på RHS-profiler, beregnet som linjelaster.

Merknad 1: Trykkverdiene opptrer alltid sammen, i likhet med sugverdiene.



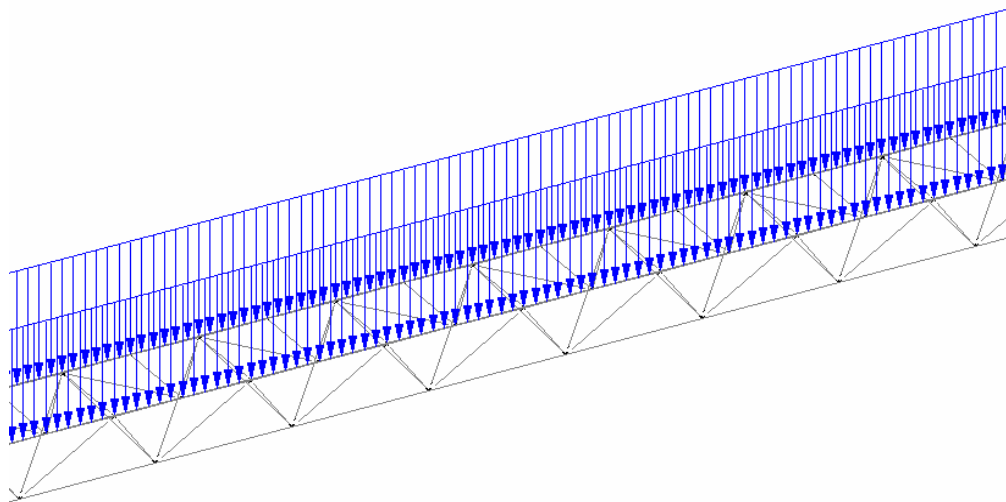
Figur 5.15 – Vindtrykk i Z-retning (W3) påført som linjelaster langs RHS-profiler

5.6 Snølast S

Snølast beregnes etter NS-EN 1991-1-3:2003. Karakteristisk snølast på mark i Orkdal Kommune er $4,5 \text{ kN/m}^2$ ⁽²⁹⁾. Snølasten virker på hele brudekket og må beregnes som en linjelast langs de to langsgående RHS-profilene.

Vi benytter formfaktor for flatt tak, med eksponeringsfaktor for vindutsatt topografi. Dett gir en jevnt fordelt snølast på $2,88 \text{ kN/m}^2$ på brudekket. Denne fordeles som linjelaster langs RHS-profilene, som hver har en lastbredde på 2,0 for snølast. Dette gir en linjelast på 5,76 kN/m på hver RHS-profil.

Utfyllende beregninger finnes i vedlegg 4.5.



Figur 5.16 – Snølast (S) på brudekket som linjelaster på langsgående RHS-profiler

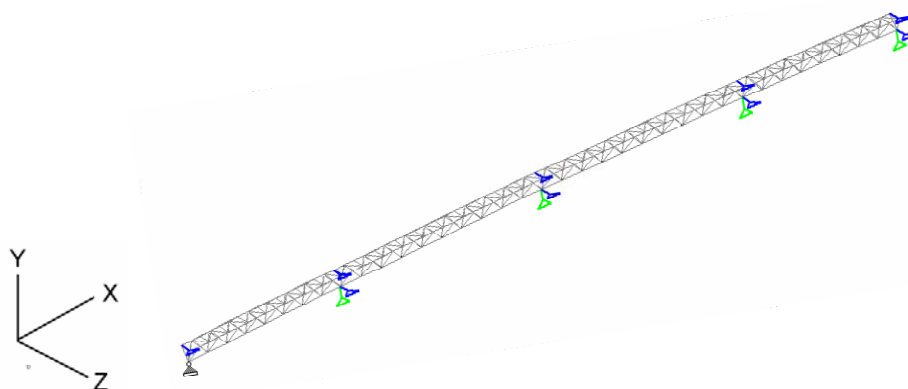
5.7 Oversikt over laster

Last	Opprinnelse	Påføres	Lasttype (statisk)	Retning
G1	Egenvekt profiler	Alle profiler	Linjelast	-Y
G2	Egenvekt brudekke	Langsgående RHS-profiler på begge sider av brua	Linjelast	-Y
Q1	Jevnt fordelt trafikklast	Langsgående RHS-profiler på begge sider av brua	Linjelast	-Y
Q2	Servicekjøretøy	Langsgående RHS-profiler på begge sider av brua	Punktlaster	-Y
Q3	Bremselast	Langsgående RHS-profiler på begge sider av brua	Punktlaster	-X, Z
T	Temperaturlast	Alle deler	Oppvarming/ avkjøling	-
W1.1	Vindlast i X-retning på overgurt	Overgurt på sørside av brua	Linjelast	-Z
W1.2	Vindlast i X-retning på diagonalstaver	Diagonalstaver på sørside av brua	Linjelast	-Z
W1.3	Vindlast i X-retning på undergurt	Undergurt	Linjelast	-Z
W1.4	Vindlast i X-retning på brudekket u/trafikklast	Langsgående RHS-profil på sørside av brua	Linjelast	-Z
W1.5	Vindlast i X-retning på brudekket m/trafikklast	Langsgående RHS-profiler på sørside av brua	Linjelast	-Z
W2	Vindlast i Y-retning	Langsgående RHS-profiler på begge sider av brua	Jevnt fordelt aksialtrykk	-X
W3.1.1	Vindtrykk i Z-retning, søndre side	Langsgående RHS-profil på sørside av brua	Linjelast	-Y
W3.1.2	Vindtrykk i Z-retning, nordre side	Langsgående RHS-profil på nordside av brua	Linjelast	-Y
W3.2.1	Vindsug i Z-retning, søndre side	Langsgående RHS-profil på sørside av brua	Linjelast	Y
W3.2.2	Vindsug i Z-retning, nordre side	Langsgående RHS-profil på nordside av brua	Linjelast	Y
S	Snølast	Langsgående RHS-profiler på begge sider av brua	Linjelast	-Y

Tabell 5.9 – Oversikt over laster

Merknad 1: Retninger/akser i NS-EN 1991-1-4:2005 samsvarer ikke med StaadPro. Retningen angitt i høyre kolonne er retningen lastene er påført i StaadPro. Se figur 5.17 og tabell 5.10.

Merknad 2: Temperaturlaster med verdier og plassering er beskrevet i 5.4.



Figur 5.17 – Definisjon av akser i StaadPro

	NS-EN 1991-1-4:2005	StaadPro
Bruas lengdeakse	Y	X
Vinkelrett bruas lengdeakse	X	Z
Vertikalt	Z	Y

Tabell 5.10 – Oversikt over akser/retninger i NS-EN 1991-1-4:2005 og StaadPro

5.8 Lastfaktorer – dimensjonerende laster

Lastfaktorer for dimensjonerende laster (bruddgrensetilstand) hentes fra NS-EN 1990:2002, tabell NA.A2.4(A) (EQU) og tabell NA.A2.4(B) (STR). Verdiene for STR er presentert i tabellen under. Verdiene for EQU er tilsvarende STR, med unntak av at faktor for ugunstig permanent last $\gamma_{Gj,sup}$ er redusert fra 1,35 til 1,00. Da STR er mer konservativ enn EQU, tar vi ikke med kontroll av tap av statisk likevekt (EQU) som egen lastkombinasjon. Alle videre beregninger gjøres med lastfaktorer etter sett for STR.

Lastfaktorer for bruksgrensetilstand (SLS) hentes fra NS-EN 1990:2002 tabell A1.4. Vi benytter kategori ”karakteristisk”, da ingen av de dominerende lastene kan sies å være ”hyppig forekommende”.

Verdiene i tabellen under tilsvarer $\gamma_{Q,i}$, eller produktet av $\psi_{0,i}$ og $\gamma_{Q,i}$, og benyttes som inputverdi for lastfaktor i StaadPro. Ψ -faktorer er hentet fra tabell NA.A2.2.

	G		Q	T	W		S
	Ugunstig	Gunstig	Dom.	Øvrig	Dom.	Øvrig	Dom.
Lastfaktor likning 6.10a	1,35	1,0	0,945	0,84	1,12	1,12	1,05
Lastfaktor likning 6.10b	1,20	1,0	1,35	0,84	1,6	1,12	1,5

Tabell 5.11 – Oversikt over lastfaktorer for ULS

Merknad 1: I lastkombinasjoner hvor trafikklast Q inngår, regnes denne alltid som dominerende variabel last.

Merknad 2: I lastkombinasjoner hvor snølast S inngår, regnes denne alltid som dominerende variabel last.

Merknad 3: I lastkombinasjoner hvor vindsug W3.2.1 og W3.2.2 inngår, regnes disse alltid som dominerende variabel last. Da regnes alltid egenlast G som gunstig.

Kombinasjon	G	Q		T	W		S
	Ugunstig	Dom.	Øvrig	Øvrig	Dom.	Øvrig	Dom.
Karakteristisk	1,0	1,0	0,7	0,7	1,0	0,7	1,0

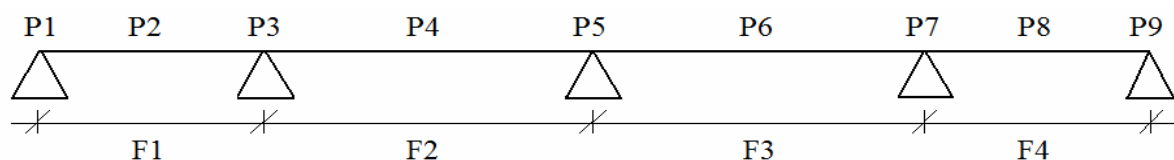
Tabell 5.12 – Oversikt over lastfaktorer for SLS

5.9 Verdier av beregnede laster – oversikt

		Karakteristisk (SLS)		Dimensjonerende (ULS)			
Permanente laster				6.10a		6.10b	
				Ugunstig	Gunstig	Ugunstig	Gunstig
G1	-	1		1,35	1	1,2	1
G2	[kN/m]	15,063		20,335	15,063	18,076	15,063
Variable laster		Dom.	Øvrig	6.10a		6.10b	
				Dom.	Øvrig	Dom.	Øvrig
Q1	[kN/m]	5,984	4,189	5,655	-	8,078	-
Q2	[kN]	40,000	28,00	37,800	-	54,000	-
		20,000	14,00	18,900	-	27,000	-
Q3	[kN]	36,000	25,200	34,020	-	48,600	-
		9,000	6,300	8,505	-	12,150	-
W1.1	[kN/m]	0,316	0,221	0,354	0,354	0,354	0,506
W1.2	[kN/m]	0,195	0,137	0,218	0,218	0,218	0,312
W1.3	[kN/m]	0,407	0,285	0,456	0,456	0,456	0,651
W1.4	[kN/m]	1,514	1,060	1,696	1,696	1,696	2,422
W1.5	[kN/m]	1,781	1,247	1,995	1,995	1,995	2,850
W2	[kN/m]	1,202	0,841	1,346	1,346	1,346	1,923
W3.1.1	[kN/m]	0,563	0,394	0,631	0,631	0,631	0,901
W3.1.2	[kN/m]	2,813	1,969	3,151	3,151	3,151	4,501
W3.2.1	[kN/m]	0,563	0,394	0,631	0,631	0,631	0,901
W3.2.2	[kN/m]	2,813	1,969	3,151	3,151	3,151	4,501
S	[kN/m]	5,760		6,048	-	8,640	-

Tabell 5.13 – Karakteristiske og dimensjonerende laster

Merknad 1: Temperaturlaster med karakteristiske verdier og plassering er beskrevet i 5.4. Dimensjonerende verdier inngår ikke i tabellen, men er lagt inn i StaadPro med lastfaktor.



Figur 5.18 – Oversikt over posisjoner

5.10 Lastkombinasjoner og – plasseringer

Kriterier for lastkombinering og -plassering:

1. Egenlast G1 og G2 virker alltid, og er ugunstige
2. Snølast S og trafikklast Q opptrer aldri samtidig ⁽³⁰⁾
3. Vi antar at dersom snølast opptrer, vil den alltid virke på bruas fulle lengde.
4. Vi antar at snølast og temperaturlast aldri vil opptre samtidig
5. Temperaturlast og vindlast kan virke samtidig ⁽³¹⁾
6. Trafikklast Q1 og Q2 opptrer aldri samtidig ⁽³²⁾
7. Vi antar, med tanke på geografien rundt Forve bru, at dersom vindlast i X-retning (ihht. NS-EN 1991-1-4:2005) opptrer, vil den alltid virke på bruas fulle lengde
8. Vi antar, konservativt, at vindlast i Z-retning (ihht. NS-EN 1991-1-4:2005) kan virke på tilfeldige deler av brua, og plasserer denne lasten på arealer som gir ugunstigste lastvirkning i kombinasjon med den dominerende lasten.
9. Vindlast på overbygning m/trafikklast W1.5 opptrer kun sammen med trafikklast Q2
10. Den dominerende lasten Q1 er plassert for å gi ugunstigste lastvirkninger globalt. Det medfører at jevnt fordelt trafikklast Q1 plasseres for å ⁽³³⁾
 - a. gi størst mulig feltmoment i midtspenn. Dvs. at Q1 plasseres i F2 og F4.
 - b. gi størst mulig feltmoment i ytre spenn. Dvs. at Q1 plasseres i F1 og F3.
 - c. gi størst mulig støttemoment over midtstøtte. Dvs. at Q1 plasseres i F2 og F3.

Se vedlegg 4.6 for figurer.

11. Den dominerende lasten Q2 er plassert for å gi ugunstigste lastvirkninger
 - a. globalt. Dvs. at servicekjøretøy/ulykkeslast Q2 plasseres i
 - i. P4 for å gi største feltmoment i midtspenn.
 - ii. P2 for å gi største feltmoment i ytre spenn.
 - b. lokalt. Dvs. at Q2 plasseres over midtstøtte (P5) for å gi størst mulig påkjenning for staver over støtten.

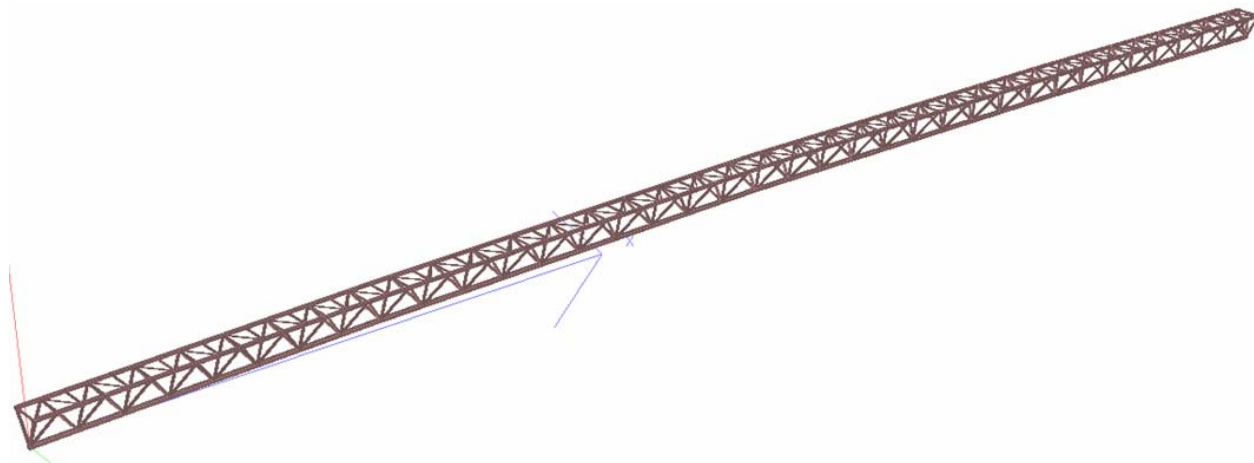
Se vedlegg 4.6 for figurer.

12. Alle lastkombinasjoner i tabellen i vedlegg 4.7 kontrolleres med lastfaktorer etter både 6.10a og 6.10b (ULS) og etter SLS. Det innebærer at vi for hver lastkombinasjon får en A, en B, og en C (LK1A, LK1B, LK1C osv.)

Se vedlegg 4.6, 4.7 og figur 5.18.

6 Modellering i StaadPro

6.1 Geometri og egenskaper



Figur 6.1 – 3D-modell av fagverket (endelig løsning)

Modelleringen av fagverket i StaadPro er basert på geometrien og egenskapene gitt i forprosjektet utført av Rambøll, med visse modifikasjoner. Framgangsmåten for å få på plass den globale geometrien i fagverket er beskrevet punktvis under.

1. Vi hentet ut koordinater for opplagerpunkt (pæler og landkar), og gitt helning på brubanen i fra høydeprofilen i forprosjektet (se vedlegg **X.X (Igor-tegning)**). Ut i fra dette tegnet vi inn undergurtens senterlinje i hele sin lengde i AutoCad.
2. Fagverket har konstant høyde og bredde lik 3,0 m. Ut i fra dette tegnet vi inn overgurtens senterlinje i AutoCad.
3. Indre geometri i fagverket var ikke fullstendig spesifisert. Vi tok utgangspunkt i at vinkel mellom diagonalstav og undergurt skulle være 50-60 grader, da dette er en hensiktsmessig geometri mtp. knutepunktsutforming. Dette gav 9 knutepunkter langs undergurt i midtre spenn, og 7 i ytre spenn (eksklusive knutepunkter over opplager). Avstander mellom knutepunktene langs undergurt ble 4,55 m i midtre spenn, og 4,32 m i ytre spenn.
4. Med utgangspunkt i AutoCad-tegningen vår hentet vi ut koordinater for nodeplassering i StaadPro. Koordinatene ble plottet inn manuelt.

Med denne geometrien begynte vi å tegne inn staver i fagverket. Over- og undergurt ble modellert som kontinuerlige bjelker som spenner over hele bruas lengde, med knekkpunkter over opplager (pæler).

Diagonal- og vertikalstavene, samt vindkryss og tverrstaver, *kan* modelleres som momentfrie elementer ("truss-elementer"). Dette begrunnes med:

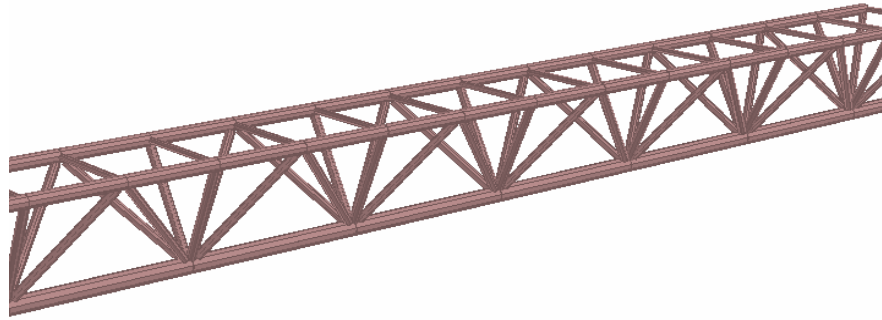
- Aksialkreftene for de to alternativene blir tilnærmet like ⁽³⁴⁾
- Alle vertikale laster føres ned i knutepunkt langs overgurt. Dette medfører at momentene i stavene blir små (stor andel aksialkrefter).
- Forholdet diameter/lengde på stavene er veldig lite. Det blir derfor *for* konservativt mtp. momenter i stavene å anta at sveiseforbindelsen blir 100 % momentstiv.
- Det kan vanligvis sees bort fra knutepunktens stivhet for fordelingen av lastvirkningene og for konstruksjonens globale forskyvninger ^{(35) (36) (37)}

Tverrstaver og vindavstivning modelleres som truss-elementer som følge av grunnene nevnt over. Tverrstavene vil avstive overgurt i horisontalplanet på samme måte uavhengig av stivhet i knutepunktet. Vindavstivningene består av såpass lange og slanke staver (i forhold til overgurt) at det her ville vært lite reelt å modellere med knutepunktsstivhet.

Analyser i StaadPro med diagonal- og vertikalstaver som truss-elementer resulterte (på et tidlig stadium i prosjektet) i kritisk utnyttelse av undergurt med tanke på knekking (se vedlegg 5.1.1.1.5). Vi konkluderte med at vi burde modellere koblingen mellom diagonal- og vertikalstavene og gurtene med en liten stivhet. Dette gir en mer reell kraftfordeling og er hensiktsmessig med tanke på dimensjonering, selv om en slik modell kan overestimere nedbøyning ⁽³⁴⁾. Vi valgte dermed å modellere endene på diagonalstavene med 10 % av full innspenningsstivhet ⁽³⁸⁾. I ettertid, etter at stålkvalitet og tykkelse på undergurtene ble økt pga.. knutepunktskapasitet, ser vi at utnyttelsene hadde vært akseptable selv med diagonalstavene som truss-elementer.

Ganske tidlig i prosjektet så vi at knutepunktene ville bli vanskelige å gjennomføre. Ekspertene vi snakket med hos SVV og Reinertsen, mente at løsningen i forprosjektet var problematisk. Vi begynte derfor å leke med tanken på å fjerne vertikalstavene. Dette ville gi enklere beregning av knutepunktene, samtidig som det i praksis vil bli enklere å gjennomføre. Vi bestemte oss derfor for å lage en StaadPro-modell uten disse vertikalstavene, men som ellers var helt lik (dette ble gjort på stadiet *for* eksentrisiteter i knutepunkt ble lagt inn). Vår vurdering på dette tidspunktet var at disse stavene ikke har betydning for kreftene i undergurt, da alle krefter til slutt mates ned i de samme knutepunktene uansett. Valget med å fjerne vertikalstavene gav etter vårt skjønn tre usikkerhetsmomenter:

1. Økt aksialkraft i diagonaler som gir økt knekkingsfare og økt påkjenning i knutepunktene
2. Økt knekk lengde på overgurt
3. Større deformasjoner
 - a. Av overgurt
 - b. Globalt (redusert globalt torsjonstverrsnitt)



Figur 6.2 – Modell av fagverket med vertikaltstaver (forkastet)

Grunnet de ulike spennviddene, vil staver av samme type ha noe ulik lengde. Tabellen under angir stavtypenes egenskaper.

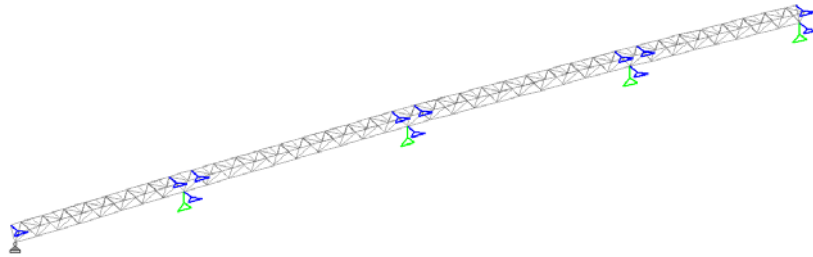
Stavtype	Max lengde [m]	Profil [mm]	Statisk egenskap	Knekk lengdefaktor ⁽³⁹⁾ (40)	Stål
Undergurt	4,547	457-14	Kontinuerlig bjelke	0,9	S355/S440
Overgurt	4,547	355-12	Kontinuerlig bjelke	0,9	S355
Diagonalstav	3,629	219-10	Delvis innspent bjelke	0,75	S355
Tverrstav	2,645	168-10	Truss-element	0,75	S355
Vindkryss	3,2	75-10	Truss-element	0,75	S355

Tabell 6.1 – Oversikt over elementene i fagverket

6.2 Opplager

Opplager på vestsiden av brua låses i alle retninger ("pinned"), mens alle andre opplager låses kun i Y- og Z-retning. Dvs. at brua kan bevege seg i aksial retning over alle opplagrene med unntak av opplageret på vestsiden.

For å modellere avstagingene til eksisterende bru la vi til opplager på nordre overgurt over pælene. Disse opplagrene er frie til bevegelse i alle retninger, med unntak av Z-retning (vinkelrett på bruas lengdeakse).

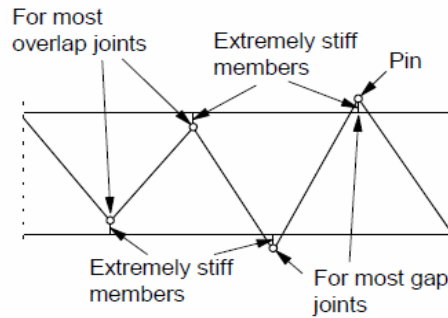


Figur 6.3 – Opplagerbetingelser

6.3 Knutepunkter

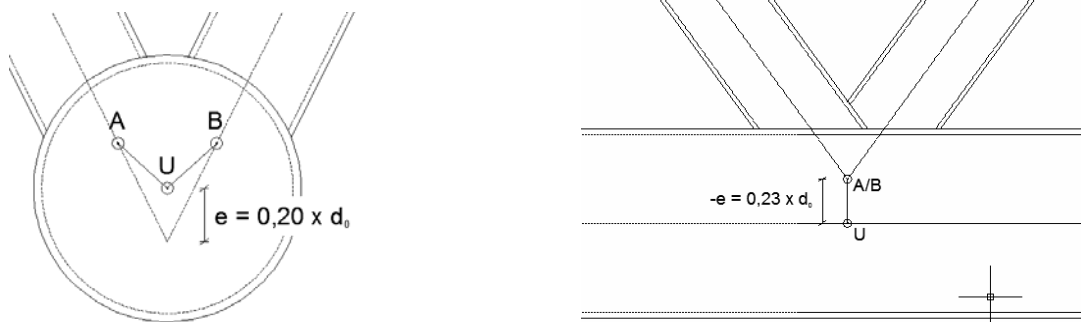
Knutepunktsmodelleringen ble gjort på to forskjellige måter:

1. Først modellerte vi knutepunktene uten tanke på gap eller overlapp (se 7.2, 9 og vedlegg 5.4 for knutepunktsutforming). Dvs. vi modellerte uten senterlinjeeksentrisiteter, men med en offset, slik at diagonal- og tverrstavene fikk en lengde som var tilnærmet lik den reelle lengden. Denne modellen gir et noenlunde riktig bilde på aksialkrefter i fagverket, men tar ikke hensyn til momenter i over- og undergurt skapt av diagonalenes eksentrisiteter. Modellen ble brukt for å gi oss overslag med tanke på knutepunktsutforming og stavedimensjonering.
2. Etter overslagsberegninger av knutepunktene fant vi ut at vi måtte ha overlapp (i lengderetning) for å få nok kapasitet. Dette medfører at vi måtte modellere med eksentrisiteter fra gurtens senterlinje, både i tverr- og lengderetning. Vi la til slavenoder i beregnede posisjoner, som diagonalenes senterlinjer møttes i. Slavenodene ble låst ("rigid") til masternodene i gurtens senterlinjer⁽⁴¹⁾. Denne modellen tar hensyn til momentene på gurtene. Metoden for å modellere eksentrisitetene ble benyttet for koblingen mellom diagonaler og gurter, men ikke for tverrstaver og vindkryss. De sistnevnte ble ikke modellert med eksentrisitet da denne var veldig liten, og det var forholdsvis små krefter i disse stavene. Overslag i StaadPro bekreftet dette.



Figur 6.4 – Modellering av eksentrisiteter i fagverket. Vi benytter løsningen "For most overlap joints", som vist i figur 6.4.

Figuren er hentet fra Cidect Design Guide 1, 2. utgave.



Figur 6.5 – Plassering av noder i knutepunkt langs undergurt (tilsvarende for overgurt). A og B representerer nodene hvor diagonalstavene kommer inn. U er undergurtens koblingsnode og senterlinje. Linjestykkene AU og BU er modellert med master/slave i StaadPro, da med U som masternode.

6.4 Brudekket

Ihht. forprosjektet skal det legges en ramme av RHS-profiler på toppen av fagverket som bæring for brudekket. Denne rammen vil bidra med stivhet til den totale konstruksjonen. Vi velger derfor å ta med de langsgående RHS-profilene over overgurtene i modellen vår. Disse modelleres som kontinuerlige bjelker. Alle vertikale laster påføres disse bjelkene.

I følge forprosjektet ligger RHS-profilene opp på klosser over hvert knutepunkt. Klossene er ikke spesifiserte i forprosjektet. Vi valgte å *ikke* modellere disse som bjelkeelementer, da de etter all sannsynlighet er for små til at bjelketeori gjelder (skjærtøyninger store i forhold til

bøyedeformasjoner ⁽⁴²⁾, men å heller legge til slavenoder i hvert knutepunkt langs overgurten. Imellom disse slavenodene la vi RHS-profilene.

Slavenodene låses i alle retninger (FX, FY og FZ), men er frie til å rotere. Etter vårt skjønn er dette en god og realistisk modell av de forholdsvis små, sveiste klossene. Denne løsningen tar hensyn til RHS-profilenes innvirkning på bruas totale stivhet, mens betongdekket ikke tas med. Vi mener dette er en fornuftig løsning da det er usikkert hvor stor grad av samvirke disse klossene klarer å gi.



Figur 6.6 – Fagverket med langs- og tversgående RHS-profiler. Klossene som RHS-profilene ligger opp på er ikke tegnet inn.

6.5 Vurdering rundt vinkler og spenn innad i fagverket

Geometrien vi valgte, som delvis var gitt av forprosjektet, resulterte i at knutepunktene måtte ha overlapp, og i tillegg hadde veldig høy utnyttelsesgrad. Vi ønsket å undersøke om vi kunne oppnå knutepunkter med gap, og samtidig se om vi kunne redusere dimensjoner på staver. Gap er hensiktsmessig med tanke på produksjon og økonomi ⁽³⁹⁾, og ansees som å være den beste løsningen for vår type knutepunkter.

For å undersøke dette ble det laget en modell av et ytre spenn, hvor avstanden mellom knutepunktene ble redusert slik at vi fikk flere diagonalstaver og kortere indre spenn. Dette ville i teorien redusere aksialkrefter i diagonalstaver, samt kneklengder for alle staver. Testmodellen hadde 9 knutepunkter i ytre spenn i stedet for 7. Resultatet ble at aksialkreftene i en gitt diagonal ble redusert fra 1145 kN til 1066 kN, som tilsvarer ca. 7%. Andre lasttilfeller gav lignende resultater. Konklusjonen vår ble at det ikke var hensiktsmessig å lage

en helt ny modell, i og med at gevinsten var såpass liten. Vi ville uansett ikke klare å oppnå gap med disse stavkreftene, og i tillegg ville kostnadene øke grunnet økningen av antall diagonalstaver.

6.6 Analyse

I StaadPro kjøres kodesjekk etter NS-EN 1993-1-1:2003 for alle lastkombinasjoner. Disse ble brukt som overslag og pekepinn for videre dimensjonering og kontroll. Ellers kontrolleres alle stavtyper hver for seg, både for knekking og tverrsnittskapasitet. Dette gjøres ved at resultattabeller fra StaadPro hentes inn i programmert Excel-ark. For kontroll av knekking benyttes resultatene fra tabellen “beam end forces”, sortert etter aksialkraft. For tverrsnittskontrollen benyttes tabellen “beam stresses”, sortert etter aksialspenning. Disse tabellene inneholder alle krefter og spenning som trengs i kontrollene. Tverrsnitts- og materialparameterne legges inn i Excel-arket på forhånd. Ut i fra utnyttelsene vi får fra Excel-arkene, sjekkes de verst påkjente stavene manuelt i MathCad-ark.

7 Kriterier for dimensjonering

7.1 Staver

Fagverket skal dimensjoneres ihht. NS-EN 1993-1-1:2005. Bruddgrensedimensjoneringen skjer i samsvar med kapittel 6, og innebærer kontroll av statisk likevekt (EQU) og brudd/deformasjoner i konstruksjonen (STR). Grunnbrudd (GEO) og utmattingsbrudd (FAT) kontrolleres ikke.

Brukgrensedimensjoneringen skjer etter kapittel 7. Lastene i bruksgrensetilstand antar vi til å være i kategorien ”karakteristiske”, og brukbarhetskravene gitt i NA.A1.4.2 velges deretter.

SVV krever at brua dimensjoneres etter elastisitetsteori. Vi kan med andre ord ikke dimensjonere plastisk, selv om alle tverrsnittene befinner seg i Tverrsnittsklasse 1 eller 2 ⁽⁴³⁾. Utgangspunktet vårt for tverrsnittskapasitet er dermed Von Mises-kriteriet gitt i formel 6.1.

Stabilitetsberegningene skjer ihht. kapittel 6.3. Imperfeksjoner (deformasjoner, eksentrisiteter) for enkeltstaver inngår i likningene for knekkingskapasitet ⁽⁴⁴⁾. Vi trenger med andre ord ikke å ta hensyn til dette i større grad (2. ordens analyse).

SVV setter øvre grense for utnyttelse lik 0,92. Dette er en sikker verdi og gir god utnyttelse mtp. økonomi.

Dersom NS- EN 1993-1-1:2005 ikke strekker til, eller vi møter andre problemer, vil vi støtte oss til Cidects Design Guide, og annen faglitteratur. Utgangspunktet for dimensjoneringen er forprosjektet utført av Rambøll.

Stavtype	Ytre diameter d [mm]	Godstykkelse t [mm]	ϵ	$d/(t \times \epsilon^2)$	Tverrsnittsklasse
Undergurt midtspenn	457	14	0,81	49,8	1
Undergurt ytre spenn	457	12	0,75	58,0	2
Overgurt	355	12	0,81	45,1	1
Diagonal	219	10	0,81	33,4	1
Tverrstav	168	10	0,81	25,6	1
Vindkryss	75	10	0,81	11,4	1

Tabell 7.1 – Tverrsnittsklasser ihht. tabell 5.2 i NS-EN 1993-1-1:2005

StaadPro har en funksjon for kodesjekk etter NS-EN 1993-1-1:2005. Vi kjører denne på alle lastkombinasjoner for å få et overslag på utnyttelse, slik kan vi se hvilke staver som er mest påkjent. Ut i fra dette kan vi dobbeltsjekke stavene manuelt (MathCad/Excel).

Vi har, som beskrevet over, to punkter som må sjekkes etter NS-EN 1993-1-1:2005:

- 1) Elastisk tverrsnittskapasitet etter Von Mises-kriteriet gitt i formel 6.1. Denne formelen baserer seg på maksimale aksial-, bøye- og skjærspenninger. Vi henter ut disse spenningene fra StaadPro og mater dem inn i et programmert Excel-ark. Vi vil også beregne de mest påkjente stavene ”for hånd” i MathCad.
- 2) Stabilitet etter interaksjonsformel 6.61. Denne formelen kontrollerer konstruksjonsdeler utsatt for aksialtrykk og bøyning, med tanke på både knekking og vipping. Vipping er dog ikke aktuelt for sirkulære hulprofiler. Da vi i vår modell har valgt tverrstaver og vindavstivning som truss-elementer, trenger vi ikke benytte interaksjonsformel 6.61 for disse stavtypene. Disse vil bli sjekket etter formel 6.46 for bøyingsknekkning. Også diagonalstavene, som har 10 % innspenning, vil sjekkes kun etter formel 6.46, da endemomentene er veldig små. Største innspenningsmoment er ca. 5 kNm. Dersom vi påfører 100 % innspenning mellom diagonalstaver og gurter blir største moment på ca. 13 kNm. Ettersom knekkingsutnyttelsene på diagonalstavene ligger under 0,5, velger vi å se bort fra momentene i stavene og kun sjekke for bøyingsknekkning. Vi behøver heller ikke å sjekke for to akser, gitt vår type profiler. Formelen baserer seg på tverrsnittskrefter, og vi henter ut disse fra StaadPro og mater dem inn i et programmert Excel-ark. Vi vil også beregne de mest påkjente stavene ”for hånd” i MathCad.

7.2 Knutepunkter

Knutepunktene skal dimensjoneres etter NS-EN 1993-1-8:2005. I tillegg kan Cidect Design Guide 1 (CDG1), 2. utgave, benyttes som støttelitteratur. NS-EN 1993-1-8:2005 er i stor grad basert på CDG1, 1. utgave. Cidect har siden denne standarden ble utarbeidet videreutviklet sine guider, slik at det finnes metoder som ennå ikke er inkorporert i NS-EN 1993-1-8:2005. Vi støtter oss derfor i stor grad til CDG1, 2. utgave.

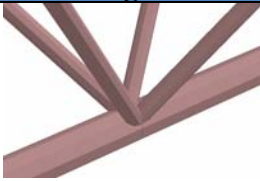

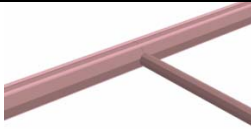
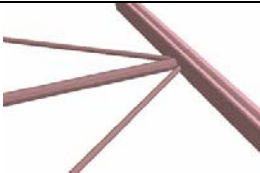
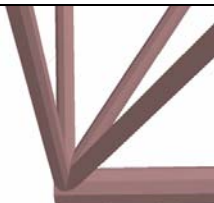
Når man konstruerer knutepunkter, er det viktig at man fra starten velger profiler som gir tilstrekkelig kapasitet i knutepunktet ⁽³⁹⁾. Vi vil forholde oss til dimensjonene gitt i forprosjektet, og vil tilpasse tykkelse slik at vi oppnår påkrevd kapasitet. Økning av



stålkvalitet og/eller ytre diameter vil være siste utvei dersom knutepunktene viser seg å ha for lite kapasitet.

Vi velger som nevnt tidligere å kutte ut vertikalstavene i fagverket. Geometrien beskrevet i 6.3 ligger til grunn for dimensjoneringen.

Da det er ulike vinkler mellom stavene i midtspenn og sidespenn, vil vi gjøre forskjell på knutepunktene i de ulike spennene.

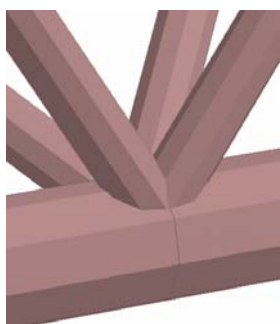
I alle knutepunkter forutsetter vi full gjennombrenning (buttsveis) rundt hele diameteren av stavene. Slike sveiser trenger ikke kapasitetsberegning ⁽⁴⁵⁾, da sveisens tverrsnittsareal er større eller likt stavenes tverrsnittsareal, og kapasiteten til sveisematerialet er større enn for stålet i stavene. Full gjennombrenning er den sikreste måten å utføre slike sveiser på, og er vanlig praksis i SVV. Metoden krever mer forarbeid (kapping) før sveising og er noe mer tidkrevende, men er foretrukket foran kilsveis i dette prosjektet, da store deler av sveisingen vil forgå på fabrikk, hvor tilpasninger kan gjøres mer effektivt enn på byggeplass.

Type knutepunkt		Figur	Plassering
K-knutepunkt	1		Langs undergurt i a) midtspenn b) sidespenn
K-knutepunkt	2		Langs overgurt i a) midtspenn b) sidespenn
T-knutepunkt	3		Mellom tverrstav og overgurt
KT-knutepunkt	4		Mellom tverrstav, vindavstiving og overgurt i a) midtspenn b) sidespenn
N-knutepunkt	5		Mellom vertikalstav og undergurt i endene av fagverket

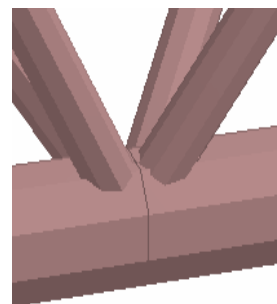
T-knutepunkt	6		Mellom vertikalstav og overgurt i endene av fagverket
N-knutepunkt	7		Mellom tverrstav, vindavstivning og overgurt i endene av fagverket

Tabell 7.2 – Oversikt over knutepunkter i fagverket

Knutepunkter bør optimalt sett utføres med gap i mellom tilstøtende staver⁽³⁹⁾. Dette var også vårt utgangspunkt før dimensjoneringen, men viste seg å bli vanskelig å få til med våre profiler, særlig i lengderetning. I tverretning setter vi som et krav at vi ikke skal ha overlapp mellom stavene. Dersom vi har overlapp i både tverr- og lengderetning får vi svært avanserte knutepunkter som blir kostbare å produsere. Dette er verken praktisk eller økonomisk gunstig. I startfasen tok vi utgangspunkt i en eksentrisitet på $0,20d_0$ (se figur 6.4), som gav et gap i tverretning på 82 mm. Dette er en verdi som gjør sveising og produksjon praktisk gjennomførbart.



Figur 7.1 – Knutepunkt med overlapp

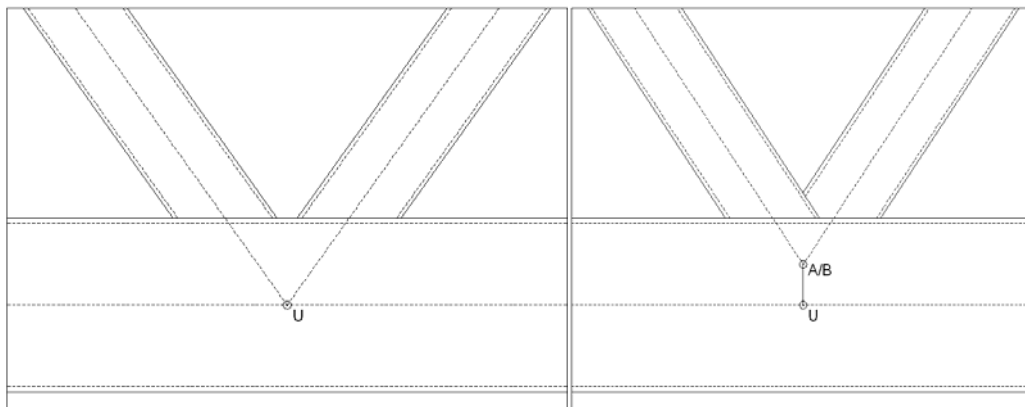


Figur 7.2 – Knutepunkt med gap

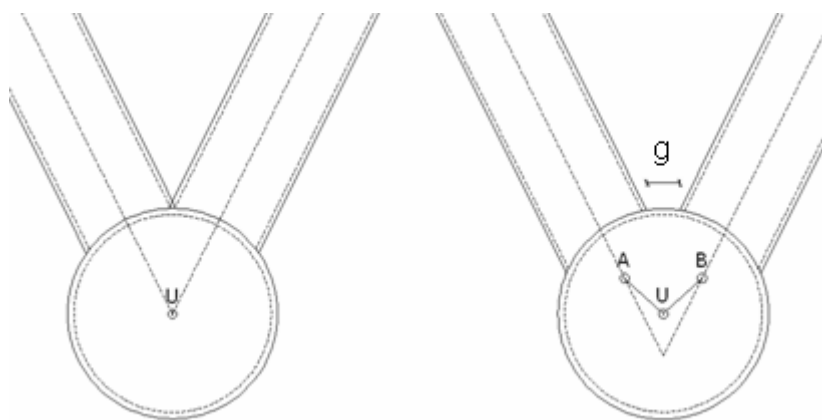
Dimensjoneringsprosessen er en iterasjonsprosess. Vi trenger krefter og spenninger i fagverket for å dimensjonere knutepunktene. Disse kreftene og spenningene er igjen avhengige av knutepunktsutformingen. Som nevnt i 6.3, gjorde vi først overslagsberegninger uten detaljmodellering av knutepunktene. Dette gav oss ett viktig svar; vi måtte ha overlapp (i

lengderetning) i knutepunktene. Alt videre arbeid med knutepunkter er gjort med bakgrunn i en overlapp på ca. 50 % i overgurt. Dette gav overlapper av andre staver som alle tilfredsstillende gyldighetskravene gitt i NS-EN 1993-1-8:2005 tabell 7.1.

Se vedlegg 5.4 for detaljerte beregninger. Forsøk med gap i knutepunkt er også vist her.



Figur 7.3 – Knutepunktsgometri i lengderetning henholdsvis til bruk ved overlapp (uten hensyn til gap/overlapp) og endelig dimensjonering (ca. 50 % overlapp)



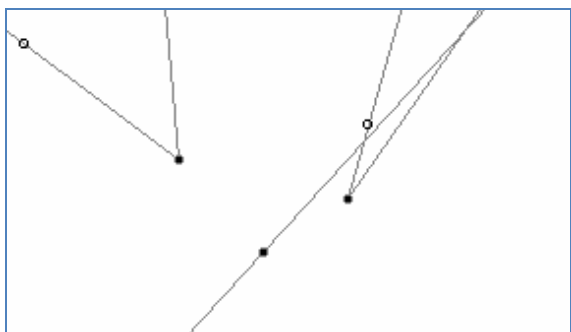
Figur 7.4 – Knutepunktsgometri i tverretning henholdsvis til bruk ved overlapp (uten hensyn til gap/overlapp) og endelig dimensjonering (med gap)

7.3 Likevektsjekk i StaadPro

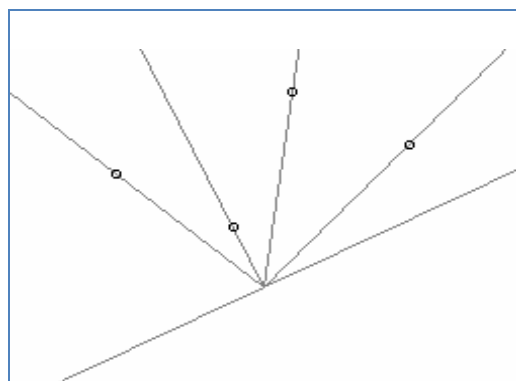
For å kontrollere om vår modell fungerte riktig, ville vi se at likevekten i modellen stemte, dvs. at påført last samsvarer med opplagerreaksjoner. StaadPro har en funksjon kalt “statics check” som utfører en slik kontroll.

Vi kjørte en slik kontroll med vår brumodell, og så at resultatene var uriktige. Total påført last på konstruksjonen stemte ikke med opplagerreaksjonene. Enkle overslag ved hjelp av tabeller for flerfeltsbjelker bekreftet dette. Avviket forklares med at StaadPro ikke klarer å beregne riktig resultat i likevektssjekken når funksjonen ”master/slave” er brukt. Vi har brukt denne for å koble RHS-profilene til knutepunktene i overgurtene, og for å ta hensyn til momenter som blir skapt av eksentrisiteter i knutepunktene langs gurtene.

For å verifisere at vår modell fremdeles stemte mtp. stavkrefter og -spenninger, lagde vi to testmodeller og påførte en last på 100 kN i knutepunktene på overgurtene. På den ene modellen ble eksentrisiteter i knutepunkt tatt hensyn til med “master/slave”. Den andre modellen ble tegnet uten “master/slave”, slik at likevektssjekken ble riktig i StaadPro.

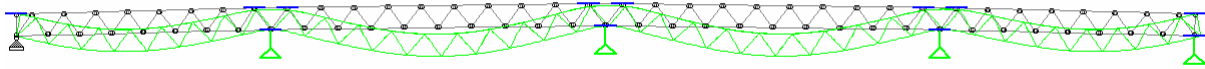


Figur 7.5 - “Master/slave”-forbindelse

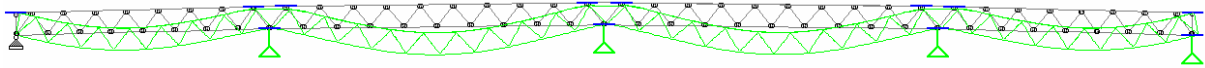


Figur 7.6 - Forbindelse master/slave”

Modellen uten “master/slave” tar ikke hensyn til økte momenter i over- og undergurt pga. eksentrisiteter, men vil gi tilnærmet samme aksialkrefter, nedbøyning og opplagerreaksjoner. Vi sammenlignet derfor disse to modellene for å bekrefte at vår modell med “master/slave” er gyldig.



Figur 7.7 - Nedbøyning uten “master/slave”



Figur 7.8 - Nedbøyning med “master/slave”

Største nedbøyninger:

Retning	Uten “master/slave” [mm]	Med “master/slave” [mm]
y	-38,674	-37,970
x	8,54	8,593
z	-0,479	0,693

Tabell 7.3 – Største nedbøyninger med og uten “master/slave”

Største aksialkrefter:

Stavtype	Uten “master/slave” [kN]	Med “master/slave” [kN]
Undergurt	1797	1788
Overgurt	1281	1292
Diagonalstaver	686	689
Tverrstaver	56	54
Vindavstivning	32	34

Tabell 7.4 – Største aksialkrefter med og uten “master/slave”

Resultatene fra begge modellene er tilnærmet like. Dette gjør at vi konkluderer med at alle lastvirkninger i modellen med “master/slave” er riktige, med unntak av opplagerreaksjonene. Derfor blir modellen brukt selv om likevektsjekkene i StaadPro ikke stemmer. “Master/slave”-



Statens vegvesen

koblingen gir en mer nøyaktig beskrivelse av momentene skapt fra eksentrisiteter i knutepunktene, og er nødvendig for modellen vår.

8 Resultater av stavdimensjonering

Stavene i fagverket ble som nevnt dimensjonert etter elastisitetsteori (von Mises-kriteriet for tverrsnittskapasitet). Stabiliteten ble sjekket etter interaksjonsformel 6.61 for gurter og diagonalstaver, og etter formel 6.46 for bøyingsknekking for tverrstaver og vindavstivning.

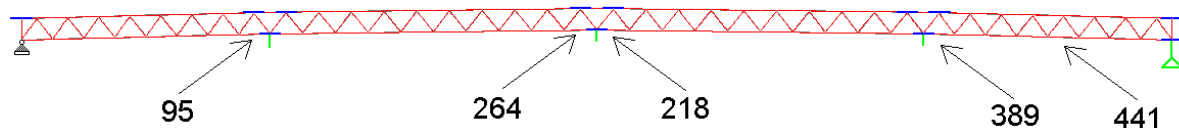
Stålkvalitet er valgt til S355 i alle staver, med unntak av undergurtstavene i de to midtspennene. Her fant vi det nødvendig å øke stålkvaliteten da knutepunktene ikke fikk nok kapasitet med S355 (se 9).

Under er dimensjoneringsresultater for de 5 verst påkjente stavene for hver stavtype presentert, men knekking som rangeringskriterium. For detaljer og liste over flere staver, se vedlegg 5.1 og 5.2. Manuelle beregninger av de verst påkjente stavene er vist i vedlegg 5.3.

8.1 Undergurter

Stavnr	Knekking		Tverrsnittskapasitet	
	Utnyttelse	Lastkombinasjon	Utnyttelse	Lastkombinasjon
389	0,629	LK57A	0,392	LK57A
95	0,618	LK41A	0,372	LK41A
264	0,605	LK41A	0,354	LK41A
218	0,605	LK41A	0,354	LK41A
441	0,494	LK13B	0,135	LK23A

Tabell 8.1 – Utnyttelser i verst påkjente undergurtstaver

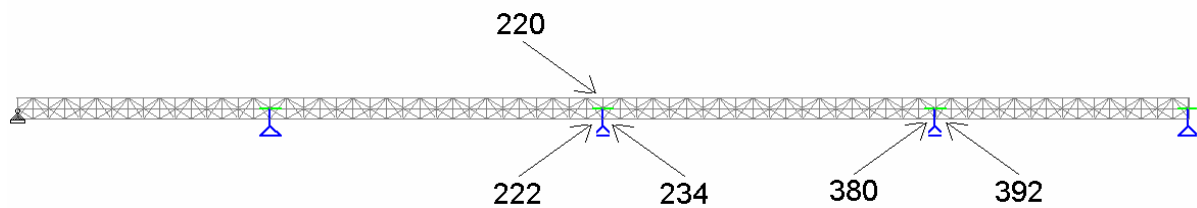


Figur 8.1 – Verst påkjente undergurtstaver

8.2 Overgurter

Stavnr	Knekkning		Tverrsnittskapasitet	
	Utnyttelse	Lastkombinasjon	Utnyttelse	Lastkombinasjon
234	0,543	LK43A	0,224	LK43A
222	0,507	LK43A	0,224	LK43A
220	0,439	LK75A	0,152	LK43B
380	0,415	LK59A	0,153	LK59A
392	0,405	LK59B	0,147	LK59A

Tabell 8.2 – Utnyttelser i verst påkjente overgurtstaver

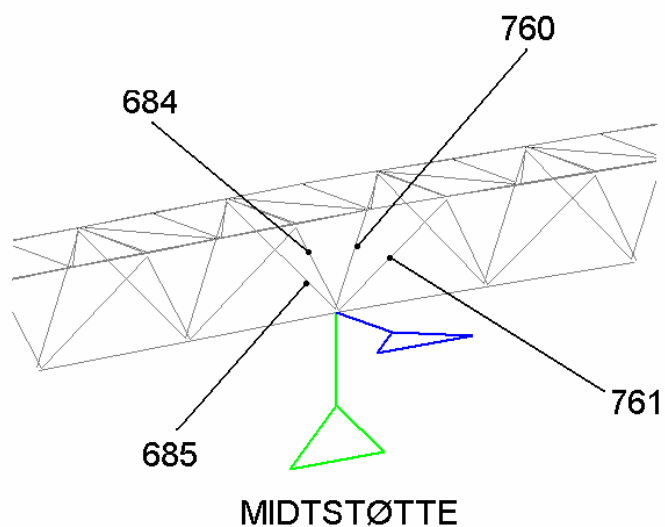


Figur 8.2 – Verst påkjente overgurtstaver

8.3 Diagonalstaver

Stavnr	Knekkning		Tverrsnittskapasitet	
	Utnyttelse	Lastkombinasjon	Utnyttelse	Lastkombinasjon
761	0,562	LK39A	0,279	LK39A
685	0,561	LK39A	0,279	LK39A
760	0,545	LK71A	0,290	LK69A
684	0,544	LK71A	0,289	LK69A

Tabell 8.3 – Utnyttelser i verst påkjente diagonalstaver

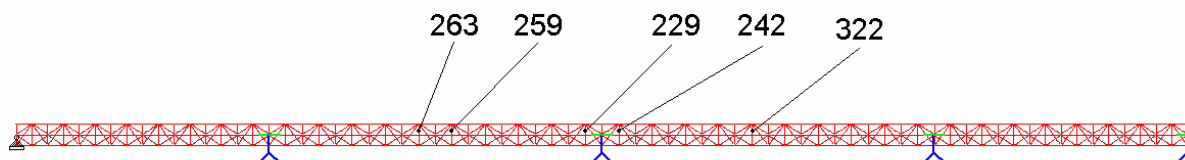


Figur 8.3 – Verst påkjente diagonalgurtstaver

8.4 Tverrstaver

Stavnr	Knekking		Tverrsnittskapasitet	
	Utnyttelse	Lastkombinasjon	Utnyttelse	Lastkombinasjon
229	0,169	LK43B	0,025	LK43B
242	0,169	LK43B	0,025	LK43B
259	0,166	LK75B	0,024	LK75B
263	0,165	LK76B	0,024	LK76B
322	0,164	LK59A	0,023	LK59A

Tabell 8.4 – Utnyttelser i verst påkjente tverrstaver

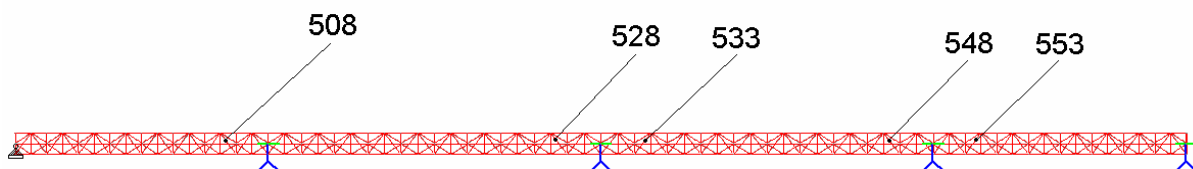


Figur 8.4 – Verst påkjente tverrstaver

8.5 Vindavstivningsstaver

Stavnr	Knekking		Tverrsnittskapasitet	
	Utnyttelse	Lastkombinasjon	Utnyttelse	Lastkombinasjon
508	0,382	LK76A	0,027	LK76A
533	0,370	LK76A	0,025	LK76A
553	0,350	LK60A	0,019	LK60A
548	0,337	LK60A	0,023	LK60A
528	0,310	LK28A	0,020	LK28A

Tabell 8.5 – Utnyttelser i verst påkjente vindavstivningsstaver



Figur 8.5 – Verst påkjente vindavstivningsstaver

8.6 Deformasjoner

Deformasjoner av fagverket ble sjekket i bruksgrensetilstand (SLS). Vi benyttet de samme lastkombinasjonene som i bruddgrensetilstand (ULS), men med lastfaktorer for SLS. Disse lastfaktorene ble lagt inn i StaadPro på samme måte som for ULS. Resultatene under er hentet fra StaadPro. Vi ser kun på globale deformasjoner (nodeforskyvninger), da lokale utbøyinger på enkeltstaver er veldig små ($< L/1500$). Se vedlegg 4.7 for oversikt over lastkombinasjoner.

Lastkombinasjon	Vertikal deformasjon		
	Deformasjon [mm]	Posisjon	L/ ...
77	-29,971	P4	1500
55C	-53,235	P6	853

Tabell 8.6 – Vertikale deformasjoner

Lastkombinasjon	Horisontal deformasjon		
	Deformasjon [mm]	Posisjon	L/ ...
77	0,516	P6	88003
76C	-6,722	P1	5136

Tabell 8.7 – Horisontale deformasjoner

Resultatene viser at valgt geometri uten vertikalstaver er OK. Vi ser i fra tabellene at ingen av usikkerhetsmomentene fra 6.1 gir problemer. Dermed har vi spart mye jobb i forbindelse med knutepunktene, i tillegg til at anslagsvis 200 m. stav er spart.

Vinklene innad i fagverket, som vi underveis vurderte å endre på, ser ut til å gi en hensiktsmessig geometri i fagverket, i hvert fall med tanke på stavdimensjonering. Som nevnt er det mulig å redusere kreftene i fagverket noe (ca. 7 %), men det er ikke nok til at dimensjonene kan reduseres, i følge våre overslag.

Største vertikale deformasjon på 53,235 mm er innenfor et krav på L/853 (se tabell 8.6). Denne oppstår midt i det ene midtpennet. De horisontale deformasjonene er alle innenfor krav på L/5136 (se tabell 8.7). Vi vurderer det derfor som at flere avstagninger til eksisterende bru ikke er nødvendig *for påvirkningene vurdert i dette prosjektet*. Vi ser at det kan oppstå større global deformasjon i spennene dersom man tar dynamiske laster med i beregningene. Dersom vi sammenligner horisontal forskyvning av to noder som ligger over hverandre midt i et spenn, dvs. én på undergurt og én på overgurt, ser vi hvor stor global vridning/torsjon vi får av fagverket. Analysen i StaadPro viser at for verste lastkombinasjon mtp. deformasjoner er differansedeformasjonen mellom to slike noder aldri over 7 mm. Differansen er altså ca. 10 % av den største horisontale deformasjonen. Den globale vridningen av fagverkstverrsnittet er med andre ord liten.

Vi registrerer at virkningene av temperaturlasten er betydelige. Aksialtrykket i bjelke 389 (undergurt) er 25 % høyere med enn uten temperaturlast. Verste aksialtrykk uten temperaturlast er 2455 kN. Med verste temperaturlastkombinasjon øker dette til 3069 kN. Dette skyldes at vi har en kompleks romlig fagverkskonstruksjon med mye tvangskrefter. Høyden av fagverket (3 m) gjør at vi får en betydelig global krumning.

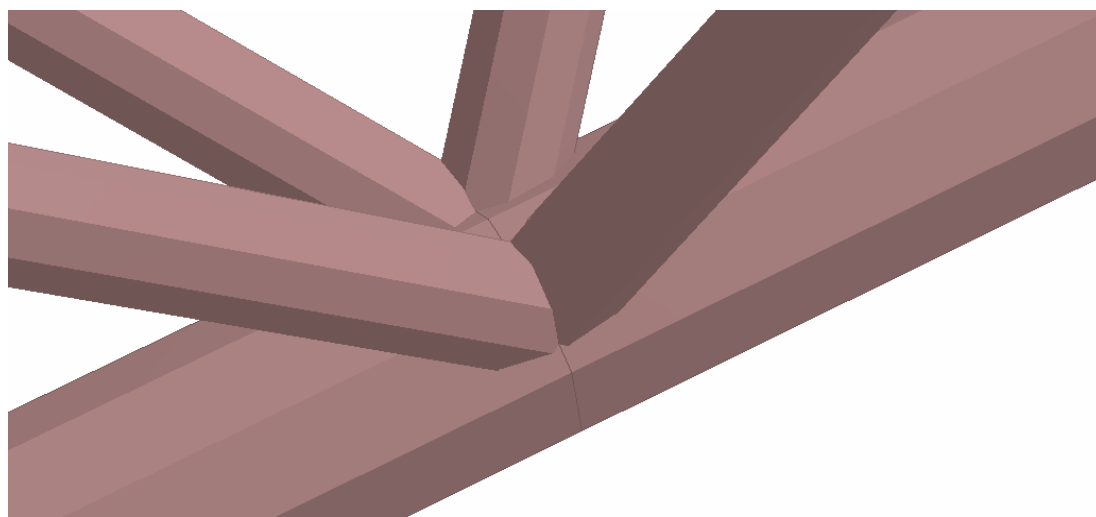
9 Resultater av knutepunktdimensjonering

Knutepunktene er dimensjoner ihht. NS-EN-1993-1-8:2005, med støtte i Cidect Design Guide 1, 2. utgave.

Resultatene av knutepunktdimensjoneringen baserer seg på kriteriene gitt i 6.3. Disse resultatene viser den endelige utformingen av knutepunktene. Overslagene som ble gjort for å komme fram til kriteriene gitt i 6.3 er ikke vist her.

Det viste seg å være nødvendig å øke stålqualiteten til S440 i undergurtstavene i de to midtspennene. Alternativet ville vært å øke dimensjonene, men dette ville endret knutepunktgeometrien, og skapt mer ekstraarbeid. Vi vurderer det slik at det vil være mer hensiktsmessig å øke stålqualiteten i disse stavene kontra å øke dimensjonene.

Tabellen under viser kapasitet for kritisk bruddform, verste påkjenning, og utnyttelse for alle knutepunktstypene. Kapasitetene hentes fra MathCad-beregninger (se vedlegg 5.4), mens påkjenningene (dvs. største aksialtrykk i tilstøtende staver) leses direkte ut fra StaadPro.



Figur 9.1 – Knutepunkt med overlapp i lengderetning og gap i tverretning

Knutepunkt		Kapasitet		Påkjenning		Utnyttelse
		Verdi [kN]	Bruddform	Verdi [kN]	LK	
1a	K-knutepunkt langs undergurt i midtspenn	1 288,773	Brudd i gurtflens	1 152,972	39A	0,895
1b	K-knutepunkt langs undergurt i sidespenn	1 061,916	Brudd i gurtflens	975,586	9A	0,919
2a	K-knutepunkt langs overgurt i midtspenn	1 196,288	Brudd i gurtflens	1 152,972	39A	0,964
2b	K-knutepunkt langs overgurt i sidespenn	1 189,303	Brudd i gurtflens	975,589	9A	0,820
3	T-knutepunkt mellom tverrstav og overgurt	1 279,817	Gjennomlokkingsbrudd	265,053	43B	0,207
4a	KT-knutepunkt mellom tverrstav, vindavstiving og overgurt i midtspenn	360,511	NS-EN 1993-1-8:2005, tabell 7.6, kriterium 1	319,463	76A (vinds.) 43B (tverrs.)	0,886
4b	KT-knutepunkt mellom tverrstav, vindavstiving og overgurt i sidespenn	367,288	NS-EN 1993-1-8:2005, tabell 7.6, kriterium 1	309,578	76A (vinds.) 60B (tverrs.)	0,843
5	N-knutepunkt mellom vertikalstav, diagonalstav og undergurt i endene av fagverket	1 335, 560	Brudd i gurtflens Diagonalstav	669,986	55B	0,502
6	T-knutepunkt mellom vertikalstav og overgurt i endene av fagverket	1 668,333	Gjennomlokkingsbrudd	44,055	75B	0,026
7	N-knutepunkt mellom tverrstav, vindavstivning og overgurt i endene av fagverket	754,518	Brudd i gurtflens Tverrstav	233,635	75A	0,310

Tabell 9.1 – Utnyttelser i knutepunkter. Beregninger i vedlegg 5.4.

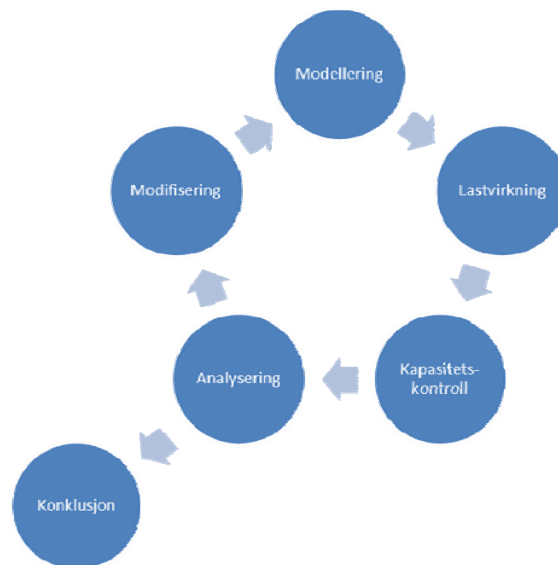
Merknad 1: Utnyttelser for knutepunkt kan i noen tilfeller være kunstig høye, da laveste kapasitet i hver type spenn kombineres med en påkjenning som ikke nødvendigvis oppstår i samme knutepunkt som kapasiteten er beregnet.

Merknad 2: Kun mest kritiske bruddform er presentert i tabellen.

10 Vurdering

Vår arbeidsprosess har fungert bra og vi har i grove trekk fulgt planene i forprosjektet, men i ettertid ser vi at vi kunne planlagt arbeidet annerledes.

- Modelleringen er en iterasjonsprosess, det er nødvendig med overslag på krefter for å kunne bestemme geometri. Modellen må være dynamisk, og kan ikke ferdigstilles før overslagsberginger er gjort, noe vi ikke var klar over med inngangen til prosjektet.
- Den globale geometrien, dvs. stavlengder og vinkler, bør optimaliseres på et tidligere stadium. Knutepunktsutforming, tverrsnittskrefter og materialforbruk kunne med fordel vært mer vektlagt før modelleringen startet. Mot slutten av prosjektet er det for sent å tenke på disse aspektene. De krever for mye tid til forandring i modellering, dimensjonering og rapport.
- Vi ser i ettertid at vi burde tatt hensyn til brudekkets innvirkning på fagverket på et tidligere stadium. Dette på grunn av både stivhetsbidrag og en mer reell lastpåføring.
- Ved å kontrollere modell og dimensjoneringsprosedyre mer nøyaktig ville vi spart oss for mye gjentatt arbeid. Andremannskontroll er veldig viktig gjennom hele prosjektet.



Figur 10.1 – Arbeidsprosessen i prosjektet



Statens vegvesen

Arbeidsprosessen som en helhet har vært interessant og lærerik. Vi tar med oss erfaring og kunnskap som ved senere anledninger vil gjøre arbeidet vårt mer effektivt. Vi har også fått nyttig erfaring med å jobbe i team med hverandre og eksterne rådgivere. Vi mener også at vi har blitt bedre til å presentere arbeidet vårt på en ryddig måte.

11 Kilder og referanser

1. SVV. Håndbok 185 Bruprosjektering, kapittel 5.4.4.2.1. s.l. : SVV, 2009.
2. Snekvik, Per. Gangbru blir utsatt. *Avisa Sør-Trøndelag*. 2010.
3. Kristiansen, Tina. *Østre Tangent, Nordenga bru*. 2010.
4. SVV. *Bruhåndbok 5 - Gangvegbruer*. 1993.
5. European Committee for Standardization. NS-EN 1990:2002 tabell NA.A1(901).
6. —. NS-EN 1990:2002 kapittel NA.A1.3.1.
7. —. NS-EN 1990:2002 tabell NA.A1(902).
8. —. NS-EN 1990:2002 kapittel NA.A1 (903.4).
9. —. NS-EN 1990:2002 tabell 2.1.
10. —. NS-EN 1990:2002 kapittel 2.3(1).
11. Norsk Stål. Produkter, varmformede hulprofiler Celsius S355NH. [Internett]
http://www2.norskstaal.no/varekatalog/varekatalog.aspx?varegr=53_1#.
12. European Committee for Standardization. NS-EN 1991-2:2003 kapittel 4.2.1(1).
13. —. NS-EN 1991-2:2003 kapittel 5.3.1(2).
14. —. NS-EN 1991-2:2003 kapittel 5.3.2.2(3) .
15. —. NS-EN 1991-2:2003 kapittel 5.3.2.3(1)) .
16. —. NS-EN 1991-2:2003 kapittel 5.4(2) . .
17. —. NS-EN 1991-2:2003 kapittel 5.3.2.1(2).
18. —. NS-EN 1991-2:2003 formel (5.1) .
19. —. NS-EN 1991-2:2003 kapittel 5.6.3(2).
20. —. NS-EN 1991-2:2003 kapittel NA.5.4(2) .
21. —. NS-EN 1991-1-5:2003 kapittel NA.6.1.1(1).
22. —. NS-EN 1991-1-5:2003 kapittel 4.
23. SVV. Håndbok 185 Bruprosjektering, kapittel 2.5.6.3. 2009.
24. —. Håndbok 185 Bruprosjektering, kapittel 2.5.6.7. 2009.

25. European Committee for Standardization. NS-EN 1991-1-4:2005 kapittel 2.5.6.7 .
26. SVV. Håndbok 185 Bruprosjektering, kapittel 2.5.2.5. 2009.
27. —. Håndbok 185 Bruprosjektering, kapittel 2.5.2.5.
28. European Committee for Standardization. NS-EN 1991-1-4:2005 kapittel 8.3.3(5).
29. —. NS-EN 1991-1-3:2003 tabell NA.4.1(901).
30. —. NS-EN 1990:2002 kapittel NA.A2.2.3(3).
31. —. NS-EN 1990:2002 kapittel NA.A2.2.3(2).
32. —. NS-EN 1991-2:2003 tabell 5.1.
33. —. *NS-EN 1993-1-1:2005 kapittel AB.2.*
34. Wei Wang, Yiyi Chen. *Modelling and classification of tubular joint rigidity and its effect on the global response of CHS lattice girders* . Shanghai : College of Civil Engineering, Tongji University, 2005.
35. European Committee for Standardization. NS-EN 1993-1-1:2005 kapittel 5.1.2(1).
36. Cidect. *Design Guide 1, 2. utgave, kapittel 3.2.* 2010.
37. Multiconsult. *Kurs: Beregning av knutepunkter og forbindelser ihht Eurokode 3 Del 1-8: NS-EN 1993-1-8.* 2010.
38. Efthymiou, M. *Local rotational stiffness of unstiffened tubular connections.* s.l. : Koninklijke Shell Exploration and Production Laboratory Report, 1985.
39. Cidect. *Design Guide 1, 2. utgave.* 2010.
40. European Committee for Standardization. *NS-EN 1993-1-1:2005 kapittel BB.1.3.*
41. Cidect. *Design Guide 1, 2. utgave, kapittel 3.2.* 2010.
42. Irgens, Frodtjov. *Fasthetslære.* 7. s.l. : Tapir Akademiske Forlag, 2006.
43. European Committee for Standardization. NS-EN 1993-1-1:2005 kapittel 5.5.2.
44. —. NS-EN 1993-1-1:2005 kapittel 5.3.4(1).
45. —. *NS-EN 1993-1-8:2005 kapittel 4.7.1.*
46. Rokach, Abraham J. *Structural Steel Design.* s.l. : McGraw-Hill Professional, 1991.
47. Simões da Silva, Simões, Gervásio. *Design of steel structures, ECCS Eurocode design manual.* 2010.



Statens vegvesen

48. Cidect. *Design Guide 1, 2. utgave, kapittel 3.6.* 2010.